Beitrag 1

HYDRAULISCHE MÖGLICHKEITEN ZUR GRUNDWASSERSANIERUNG IM BEREICH VON ALTABLAGERUNGEN

von

Helmut Kobus und Bernd Rinnert

Januar 1981

INHALTSVERZEICHNIS

		Seite
Verzeichnis der Bilder		7
1.	EINLEITUNG	9
1.1	Problemstellung	9
1.2	Zeitmaßstab für Grundwasserprobleme	9
1.3	Bereiche des Grundwasserschutzes und der Grundwassersanierung	10
1.4	Inhalt des Beitrags	12
1.5	Einschränkungen	14
2.	ÜBERSICHT ÜBER TRANSPORTMECHANISMEN IM BEREICH EINER ALTABLAGERUNG	16
2.1	Allgemeines	16
2.2	Wasserhaushalt einer Mülldeponie	17
2.3	Inhaltsstoffe im Sickerwasser	18
2.4	Ungesättigter Bereich	21
2.4.1	Ausbreitungsverhalten	21
2.4.2	Eliminationsvorgänge	23
2.5	Gesättigter Strömungsbereich	25
2.5.1	Allgemeines	25
2.5.2	Hydromechanische Klassifizierung von Wasserinhaltsstoffen	26
2.5.3	Schadstoffbewegung in der Nähe des Zusickerungsbereichs	27
2.5.4	Transportmechanismen	29
3.	ÜBERSICHT ÜBER BERECHNUNGSVERFAHREN UND TRANSPORTMODELLE	35
3.1	Transport in der ungesättigten Zone	35
3.2	Transport in der gesättigten Zone	36
3.2.1	Vollständiges Gleichungssystem	36
3.2.2	Vereinfachungen für praktische Anwendungen	38

3.3	Analytische Lösungsverfahren	43
3.4	Numerische Transportmodelle	45
4.	ERFORDERLICHE EINGABEGRÖSSEN AUS NATURMESSUNGEN	55
4.1	Allgemeines	55
4.2	Checkliste	57
4.2.1	Geologisches Untersuchungsprogramm	57
4.2.2	Hydrologisches Untersuchungsprogramm	58
4.2.3	Geochemisches Untersuchungsprogramm	59
4.2.4	Untersuchungsprogramm an der Altablagerung selbst	59
4.3	Vorgehensweise	60
5.	ÜBERSICHT ÜBER HYDRAULISCHE UND BAULICHE SANIERUNGSMÖGLICHKEITEN	61
5.1	Allgemeines	61
5.2	Maßnahmen an der Altablagerung zur Reduzierung der Schmutzstoffzufuhr	63
5.2.1	Altablagerungen ohne direkten Kontakt zum Grundwasserleiter	63
5.2.2	Altablagerungen mit direktem Kontakt zum Grundwasserleiter	63
5.3	Maßnahmen zur Arretierung verschmutzter Grundwasservolumina	67
5.4	Maßnahmen zur Grundwassersanierung bei kontinuierlicher Schadstoffeinleitung	68
5.4.1	Vorgehensweise	68
5.4.2	Entnahme ohne Rückführung	70
5.4.3	Entnahme und Wiedereinleitung	71
5.5	Grundwassersanierung und Schutz von Wasserversorgungsanlagen	72
6.	SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DER WIRKUNG HYDRAULISCHER SANIERUNGSMASSNAHMEN	81
6.1	Schematische Vereinfachungen	81

6.2	Entnahme aus einem sehr breiten Grundwasserleiter	84
6.2.1	Stufe 1: Ermittlung der erforderlichen Mindestpumprate Q_{min}	84
6.2.2	Stufe 2: Ermittlung des optimalen Abstands und der zugehörigen Pumprate	85
6.2.3	Stufe 3: Anordnung und bauliche Gestaltung der Entnahme	90
6.2.4	Stufe 4: Überlegungen zur vertikalen Struktur	92
6.3	Entnahme aus einem seitlich begrenzten Grundwasserleiter	94
6.3.1	Stufe 1: Ermittlung der erforderlichen Mindestpumprate Q_{min}	94
6.3.2	Stufe 2: Ermittlung des optimalen Abstands und der zugehörigen Pumprate	96
6.4	Entnahme und Wiedereinleitung	99
7.	SCHLUSSFOLGERUNGEN	112

VERZEICHNIS DER BILDER

		Seite
1:	Untersuchungsbereich des Gutachtens und relevante Einflußgrößen	32
2:	Schematische Darstellung des Wasserhaushalts einer Mülldeponie (Ehrig, 1978)	33
3:	Typische Infiltrationsgeschwindigkeit im ungesättigten Bereich (nach A.H. Blair)	33
4:	Zonale Gliederung des Grundwassers im Unterstrom von Mülldeponien (Glower et al, 1976)	33
5:	Schichtungseffekte bei Dichteunterschieden (H. Kobus in UBA-Bericht 4/79)	34
6:	Strömungsbereiche (H. Kobus in UBA-Bericht 4/79)	53
7:	Modellarten (H. Kobus in UBA-Bericht 4/79)	54
8:	Absenkungsmaßnahmen	74
9:	Allseitige Abdichtung	75
10:	Dreiseitige Abdichtung	76
11:	Zweiseitige Abdichtung mit Infiltrationsmaßnahmen	77
12:	Entnahme des verschmutzten Grundwassers	78
13:	Umlenkung und Entnahme des verschmutzten Grundwassers	79
14:	Entnahme und Wiedereinleitung	80
15:	Parameterbereiche	80
16:	Hydraulische Randbedingungen	102
17:	Definitionsskizze für Einzelbrunnen im seitlich begrenzten Grundwasserleiter	103
18:	Entnahme aus einem sehr breiten Grundwasserleiter (a/m=0,1 bzw. 3,333)	104

19:	Entnahme aus einem sehr breiten Grundwasserleiter (a/m=100 bzw. 200)	104
20:	Zahlenbeispiel für Entnahme aus einem sehr breiten Grundwasserleiter (a=500 m bzw. 100 m; $u_o=10^{-2}$ m^2/s)	105
21:	Wirkung einer oberstrom angeordneten Dichtungswand	105
22:	Schmutzstoffausbreitung in der Vertikalen	106
23:	Vollkommene und unvollkommene Entnahmebrunnen	107
24:	Erforderliche Mindestpumprate Q_{min} in seitlich begrenzten Grundwasserleitern	108
25:	Entnahme aus einem seitlich begrenzten Grundwasserleiter	109
26:	Entnahme und Wiedereinleitung: Verlauf der Trennstromlinie	110
27:	Entnahme und Wiedereinleitung: Maximale Breite der Rezirkulationszone	111
28:	Entnahme und Wiedereinleitung: Lage des Staupunkts	111

1. EINLEITUNG

1.1 Problemstellung

Eine moderne Industriegesellschaft wie die der Bundesrepublik Deutschland benötigt neben einer Vielzahl von Grundstoffen vor allem auch eine ausreichende Versorgung mit qualitativ hochwertigem Wasser sowohl für industrielle Zwecke als auch für die Trinkwasserversorgung. Wegen der starken Verschmutzung der meisten Oberflächengewässer wird hierzu vorrangig auf die vorhandenen Grundwasserreserven zurückgegriffen. Aus der zunehmenden Raumnutzung resultiert jedoch auch eine wachsende Gefährdung der Grundwasserbeschaffenheit.

Gerade in industriellen Ballungsgebieten werden immer häufiger Fälle von Grundwasserverschmutzung festgestellt. Neben der Verschmutzung durch industrielle Einleiter wird das Grundwasser vor allem durch das Eindringen von Schadstoffen aus Ablagerungen gefährdet. Eine besondere Gefahr geht dabei von den Altablagerungen sowie den sogenannten "wilden" Müllkippen aus. Im Gegensatz zum Abfallbeseitigungsverfahren "Geordnete Deponie", bei dem mit großem technischem Aufwand ein Eindringen von Schadstoffen in den Grundwasserleiter weitgehend verhindert wird, fehlen bei Altablagerungen häufig und bei "wilden" Ablagerungen in der Regel bauliche oder hydraulische Maßnahmen zum Schutz des Grundwassers. Dadurch können über viele Jahrzehnte Schad- oder Giftstoffe kontinuierlich in den Grundwasserleiter gelangen und so zu einer stetig wachsenden Kontaminierung der Grundwasservorkommen führen.

1.2 Zeitmaßstab für Grundwasserprobleme

Probleme der Grundwasserverschmutzung unterscheiden sich grundlegend von Verschmutzungsproblemen in Oberflächengewässern durch einen völlig unterschiedlichen Zeitmaßstab. Grundwasserleiter unterscheiden sich von anderen Wasserkörpern in erster Linie dadurch, daß sie sehr langsam durchflossen werden. Ein charakteristisches Zeitmaß für die Durchströmung ist die mittlere Verweilzeit, definiert als

$$\text{Mittlere Verweilzeit } \bar{T} = \frac{\text{Volumen des Gewässerkörpers}}{\text{Durchfluß}} \quad (1.1)$$

Diese Verweilzeit gibt größenordnungsmäßig an, wie lange es dauert, bis ein Gewässerkörper einmal vollständig ausgetauscht wird. Typische Verweilzeiten für Grundwasserleiter liegen in der Größenordnung von Jahren, Jahrzehnten oder Jahrhunderten, für Fließgewässer hingegen bei wenigen Tagen.

Dementsprechend reagieren Grundwasserleiter auf jegliche Veränderung nur sehr langsam. Während sich eine plötzlich einsetzende Wasserverschmutzung in einem Fließgewässer schon nach Tagen im gesamten Gebiet bemerkbar macht, kann dies im Grundwasser viele Jahre dauern. Dies mag mit die Ursache dafür sein, daß Grundwasserverschmutzungen bis jetzt nicht in dem Umfang beobachtet wurden wie die Verschmutzung von Oberflächengewässern. Wesentlich ist jedoch die Tatsache, daß dieselben Reaktionszeiträume auch für jede Art von Reinigungsmaßnahme gelten: Während ein Fluß bei umfassenden Sanierungsmaßnahmen in relativ kurzer Zeit auf eine gewünschte Gewässergüte gebracht werden kann, kann es Jahrzehnte dauern, bis die Verschmutzung eines Grundwasserleiters rückgängig gemacht ist. Gerade dieser langfristige Zeitaspekt macht es erforderlich, den Fragen der Grundwasserverschmutzung schon in ihren Anfängen besondere Aufmerksamkeit zukommen zu lassen.

1.3 Bereiche des Grundwasserschutzes und der Grundwassersanierung

Die Sicherstellung einer ausreichenden Grundwasserqualität kann grundsätzlich auf drei verschiedenen Ebenen angestrebt werden:

(1) Verhinderung des Eintrags nicht abbaubarer Schadstoffe
Zweifellos stellt die Verhinderung des Stoffeintrags die beste Methode zur Erhaltung der Grundwasserqualität dar. Dies muß heute und zukünftig das vorrangige Bestreben sein und mit allen verfügbaren technischen Mitteln

realisiert werden. Insbesondere müssen alle nicht abbaubaren Wasserinhaltsstoffe dem Grundwasser ferngehalten werden, da diese nicht der "Selbstreinigung" des Untergrundes unterliegen und somit nicht von der Natur aus dem Grundwasser eliminiert werden.

In der Deponietechnik sind heutzutage eine Anzahl von Abdichtungs- und Drainagemaßnahmen gebräuchlich, die an modernen Deponieanlagen einen Schadstoffeintrag in das Grundwasser effektiv verhindern können. Daß dennoch auch weiterhin Schmutzstoffe in den Untergrund gelangen, liegt zum einen an den zahlreichen diffusen Schmutzstoffquellen wie landwirtschaftliche Maßnahmen u.ä., und zum anderen nicht zuletzt an der unzulänglichen Ausbildung von Altablagerungen, die weiterhin in das Grundwasser einspeisen.

(2) "Grundwassersanierung" im Bereich der Verschmutzungsquelle

Sind nicht abbaubare Substanzen in das Grundwasser gelangt, dann können im Nahbereich der Verschmutzungsquelle Sanierungsmaßnahmen angebracht sein, die eine Ausbreitung der Verschmutzung im Grundwasserleiter verhindern und zur Entnahme der Schmutzstoffe führen. Sofern der Verschmutzungsbereich lokal begrenzt ist, können solche Maßnahmen mit entsprechend tragbaren Pumpraten technisch realisiert werden. Die hydraulischen und baulichen Möglichkeiten zur Realisierung einer solchen Grundwassersanierung werden im folgenden näher diskutiert.

(3) "Grundwasserschutz" im Bereich von Wasserwerken

Hat sich eine Grundwasserverschmutzung in einem Grundwasserleiter über weite Bereiche ausgebreitet, dann sind großräumige technische Grundwassersanierungsmaßnahmen deshalb wenig erfolgversprechend, weil sie grundsätzlich mit Pumpen und damit Energieaufwand verbunden sind, der bei den üblichen Volumina von Grundwasservorkommen in unrealistische Größen anwachsen würde.

Deshalb ist es in diesem Fall schon lange gebräuchlich, das Einzugsgebiet von Grundwassergewinnungsanlagen vor Verschmutzungen zu schützen. In entsprechend ausgewiesenen Schutzzonen wird die Landnutzung so eingeschränkt, daß die Trinkwasserqualität des Grundwassers an der Entnahmestelle sichergestellt ist. Allerdings sind die gebräuchlichen Schutzzonenbestimmungen primär auf abbaubare Substanzen ausgerichtet, die aufgrund der "Selbstreinigung" nach spätestens 50 Tagen aus dem Grundwasser eliminiert sind. Für nicht abbaubare, perseverante Stoffe haben die konventionellen Schutzzonen keinen Sinn. Es muß deshalb nochmals betont werden, daß nicht abbaubare Substanzen grundsätzlich dem Grundwasser ferngehalten werden müssen. Haben sie sich einmal im Grundwasserleiter ausgebreitet, dann ist mit ihrem Erscheinen im Förderwasser der Wasserwerke früher oder später zu rechnen. Demgemäß sind dann entsprechende Aufbereitungsanlagen im Wasserwerk zur Elimination dieser Stoffe erforderlich.

Im Bereich von Wasserwerken können bauliche oder hydraulische Schutzmaßnahmen nicht oder nur in sehr begrenztem Umfang eingesetzt werden, da per Definition das Wasserwerk Grundwasser aus dem Untergrund entnimmt. Abwehrmaßnahmen sind daher nur für Randbereiche oder vorübergehende Störungen sinnvoll; in der Regel wird man um Aufbereitungsanlagen nicht herumkommen.

1.4 Inhalt des Beitrags

Gegenstand des vorliegenden Beitrags ist das Verhalten von nicht abbaubaren Wasserinhaltsstoffen im Grundwasserleiter, da diese die größten Wassergüteprobleme verursachen. Rasch abbaubare Substanzen werden durch die "Selbstreinigung" des Untergrunds in relativ kurzer Zeit eliminiert. Für nur langsam abbaubare Substanzen stellt die hier angestellte Betrachtung den ungünstigsten Randwert dar - jeglicher Abbau durch Adsorption, chemische oder biologische Reaktionen trägt zu

einer Verminderung der Schmutzstoffkonzentration sowie einer langsameren Ausbreitung und damit zu einer Entschärfung des Problems bei.

Nicht abbaubare Stoffe können sich entweder permanent am Korngerüst anlagern (persistente Substanzen) oder aber mit dem Grundwasser mittransportiert werden (perseverante Stoffe). Wegen ihrer unmittelbaren Bedeutung für die Wasserbeschaffenheit werden im vorliegenden Beitrag ausschließlich perseverante Stoffe angesprochen, die sich identisch wie das Wasser verhalten. Persistente Substanzen werden ja durch die Anlagerung am Korngerüst räumlich arretiert und bilden somit keine unmittelbare Gefahr, wenngleich latent stets die Möglichkeit einer Remobilisierung bei chemischen Veränderungen bestehen bleibt.

Zwischen dem Auftreten einer Grundwasserverschmutzung und deren Entdeckung sowie schließlich der Beseitigung der Verschmutzungsquelle können Jahrzehnte vergehen. Die Wasserwirtschaft muß sich daher häufig damit begnügen, statt der Ursachen nur die Auswirkungen einer Grundwasserverschmutzung zu bekämpfen.

Der mit diesen Problemen befaßte Ingenieur steht trotz des vorhandenen Verständnisses für die grundlegenden Ausbreitungsvorgänge oftmals hilflos vor der Frage, wie die zur Verfügung stehenden Abhilfemaßnahmen dimensioniert werden müssen. Der vorliegende Beitrag stellt einen ersten Schritt zur Lösung dieses Problems dar. Es gibt einen grundlegenden Überblick über die Transportmechanismen im Grundwasserleiter und deren quantitative Erfassung. Daneben wird eine Übersicht über bekannte Berechnungsverfahren und Transportmodelle gegeben. Sie wird ergänzt durch eine Liste der jeweils erforderlichen Eingabegrößen und gibt damit Auskunft über die erforderlichen Naturmeßdaten.

Nach der Feststellung des Grades und der räumlichen Ausdehnung einer Grundwasserverschmutzung muß nach geeigneten hydraulischen und baulichen Abhilfemaßnahmen gesucht und im nächsten

Schritt eine Dimensionierung der gewählten Maßnahmen durchgeführt werden. Neben einer Übersicht über mögliche hydraulische und bauliche Sanierungsmaßnahmen wird auch eine schematische Darstellung der jeweiligen Wirkung gegeben. Somit kann für typisierte Grundwasserleiter von einfachem geologischem Aufbau unter elementaren hydrologischen Randbedingungen und schematisierte Ablagerungsbedingungen mittels einiger Diagramme dem Ingenieur ein einfaches Hilfsmittel zur Hand gegeben werden, das eine schnelle Abschätzung der Größenordnung der einzuleitenden Maßnahmen erlaubt.

1.5 Einschränkungen

Es sei ausdrücklich darauf hingewiesen, daß die vorliegende grundlegende und theoretische Studie bewußt als "Ideen-Spielwiese" aufzufassen ist, in der losgelöst von direkten praktischen Problemen einmal prinzipiell die hydraulischen und baulichen Sanierungsmöglichkeiten durchdacht und diskutiert werden sollten.

a) Diese Überlegungen dienen rein dem Zweck, die technische Machbarkeit und wirtschaftliche Realisierbarkeit verschiedener Maßnahmen zu erörtern, ohne auf die Frage der Notwendigkeit solcher Maßnahmen einzugehen.

b) Die angegebenen Prinziprechnungen dienen einzig und allein dem Ziel, die Größenordnung der jeweiligen baulichen oder hydraulischen Maßnahmen deutlich zu machen und so zu zweckdienlichen Vorüberlegungen nützlich zu sein.

c) Die Ausführungen beschränken sich definitionsgemäß auf Grundwassersanierungsmaßnahmen im Nahbereich von Altablagerungen. Obwohl viele Überlegungen allgemeingültiger Natur sind, bedürfen doch andere Grundwassergüteprobleme entsprechend anderer Überlegungen.

d) Keinesfalls kann dieses Gutachten zur direkten Dimensionierung von Grundwassersanierungsmaßnahmen dienen. Es

ist als Orientierungshilfe gedacht, die jedoch die sorgfältige Untersuchung vor Ort und individuelle Betrachtung und Behandlung des jeweiligen Problemfalls nicht ersetzen kann.

2. ÜBERSICHT ÜBER TRANSPORTMECHANISMEN IM BEREICH EINER ALTABLAGERUNG

2.1 Allgemeines

Je nach Fragestellung kann man bei der Untersuchung der Ausbreitung von Schadstoffen aus Altablagerungen zwischen einer großräumigen Betrachtung und einer lokalen Betrachtung im Bereich der Ablagerung unterscheiden. Wenn man zum Beispiel die Frage klären will, wie weit ein Schadstoff aus einer seit 10 Jahren stillgelegten aber undichten Altdeponie inzwischen gelangt ist, kann man wegen der im allgemeinen großen Flächenausdehnung des Grundwasserleiters gegenüber seiner Mächtigkeit die Ablagerung als "punktförmige" Schadstoffquelle betrachten und von einem horizontal ebenen Strömungsfeld ausgehen. Interessiert man sich jedoch für die Sickerwasserbeschaffenheit in der Nähe einer Deponie, so ist eine lokale Betrachtung unumgänglich. Um einen Überblick über die maßgebenden Transportmechanismen sowie die physikalischen, chemischen und biologischen Vorgänge im Untergrund zu geben, wird hier eine lokale Betrachtung gewählt.

Im folgenden werden die relevanten Vorgänge im Bereich einer Ablagerung beschrieben. Da die maßgeblichen Mechanismen unabhängig dazu sind, ob es sich um eine Ablagerung mit nahezu dichter Sohle ("Geordnete Deponie") oder um eine "wilde" Müllkippe handelt, werden diese Mechanismen am Beispiel einer Mülldeponie dargestellt, weil hierzu eine Vielzahl wissenschaftlicher Untersuchungen vorliegt. Die Beschreibung stellt den "Lebenslauf" eines beliebigen Schadstoffes auf dem Weg von der Ablagerung durch deren undichte Sohle über die ungesättigte Bodenzone bis hin zur gesättigten Strömung im Grundwasserleiter dar und endet dort, wo der Schadstoff über die gesamte Tiefe des Grundwasserleiters als gleichmäßig vermischt gelten kann. Bild 1 gibt eine Übersicht über die in den einzelnen Bereichen wichtigen Einflußgrößen.

2.2 Wasserhaushalt einer Mülldeponie

Bei der Untersuchung des Schadstoffeintrags aus einer undichten Mülldeponie gibt es eine Anzahl von Fragen, die sich nur nach Kenntnis der grundlegenden Vorgänge in der Deponie selbst beantworten lassen. Die Deponie ist die Quelle des Übels, hier entscheidet sich, welche Schadstoffe in welcher Menge in den Untergrund gelangen können, welche zeitliche Verteilung sie aufweisen und wie sie nach Menge und Zusammensetzung durch Faktoren wie Deponieart, Betriebszustand, hydrologische Randbedingungen und ähnliches beeinflußt werden können.

Der Transport von Schadstoffen aus Deponien in das Grundwasser wäre ohne das Vorhandensein des Sickerwassers als Trägerfluid unmöglich. Daher kommt der Untersuchung der zu erwartenden Sickerwassermenge und seiner Zusammensetzung große Bedeutung zu. Erst in den letzten Jahren gelang es, durch Messungen der Sickerwassermenge und -zusammensetzung an einer Reihe von Betriebsdeponien Aufschluß über den Wasserhaushalt einer Deponie zu erhalten (Ehrig, 1980).

Im Gegensatz zu einem natürlich gewachsenen Boden ist der Wasserhaushalt einer Mülldeponie wesentlich schwieriger zu erfassen, weil einerseits wegen der groberen Müllstruktur eine gleichmäßige Durchfeuchtung des Mülls behindert wird, andererseits durch den etwa 10 bis 50-fachen Gehalt an organischen Stoffen im Müll eine Vielzahl von biologischen und chemischen Umsetzungsprozessen auftreten können, die sowohl Wasser verbrauchen als auch Wasser als Umsetzungsprodukt freisetzen können. Aus diesen Gründen ist eine Beschreibung des Wasserhaushalts einer Mülldeponie nur sehr schematisch möglich, wie in Bild 2 dargestellt. Bei experimentellen Untersuchungen hat sich ergeben, daß neben der Gestaltung der Deponieoberfläche vor allem die Art des Mülleinbaus einen wesentlichen Einfluß auf die jährlich anfallende Sickerwassermenge hat. Beim Einbau mit Raupen und einem jährlichen Niederschlag von 571 bis 662 mm treten etwa 31 bis 58 % des Niederschlags als Sickerwasser auf, während beim Einbau

mit Kompaktoren nur etwa 15 bis 22 % des Niederschlags als Sickerwasser anfallen. Außer durch Niederschlag kann Wasser auch durch die Eigenfeuchte des Mülls und die biologischen Umsetzungsprozesse in die Deponie gelangen. Die Eigenfeuchte beträgt ca. 20 bis 30 Gewichtsprozent. Während der Wasserverbrauch im Müllkörper durch verallgemeinerte Gleichungen zum Beispiel für anaerobe Prozesse grob abgeschätzt werden kann, gibt es über die Produktion von Wasser bei den biologischen Umsetzungsprozessen bisher keine quantitativen Messungen. Je nach Betriebstechnik und örtlichen Gegebenheiten versickern in einer Deponie ca. 15 bis 60 % des Niederschlags. Das ergibt bei einem jährlichen Niederschlag von 800 mm folgende Anhaltswerte für den Sickerwasserabfluß:

Beim Einbau mit Raupen etwa 0,08 bis 0,130 l/(s·ha)
Beim Einbau mit Kompaktoren 0,05 bis 0,065 l/(s·ha)

Diese Werte liegen etwa ein bis zwei Zehnerpotenzen unter der natürlichen Grundwasserneubildungsrate und werden durch eine intakte Basisabdichtung der Deponie nahezu auf Null reduziert. Für eine Deponie mit fehlender bzw. nicht mehr intakter Dichtung geben diese Jahresmittelwerte einen guten Anhaltspunkt für die zu erwartenden Sickerwasserraten.

Durch die jährlichen Schwankungen des Niederschlags ist auch der Sickerwasserabfluß eine zeitabhängige Größe. Im Normalfall tritt gegen Ende des Winters bzw. Anfang des Frühjahrs eine Abflußspitze auf, danach nimmt der Sickerwasserabfluß bis zum nächsten Winter stetig ab. Die kurzzeitigen Abflußspitzen liegen etwa beim 2 bis 3-fachen der Jahresmittelwerte. Wegen der relativ geringen Unterschiede zwischen Jahresmittelwerten und kurzfristigen Spitzenabflüssen kann im folgenden von einem jahreszeitlich konstanten Sickerwasserabfluß ausgegangen werden.

2.3 Inhaltsstoffe im Sickerwasser

Wasserinhaltsstoffe können entweder bezüglich ihrer physikalischen Zustandsform oder ihres Verhaltens im Untergrund in verschiedene Gruppen eingeteilt werden. Nach ihrem Verhalten im Untergrund unterscheidet man folgende Klassen:

- Abbaubare Substanzen können durch chemische oder biologische Prozesse im Untergrund umgewandelt und abgebaut werden. Dabei können sowohl gasförmige, flüssige als auch feste Zwischen- bzw. Endprodukte des Abbaus auftreten. In einer Mülldeponie wird sowohl der Wassergehalt als vor allem auch die Zusammensetzung des Sickerwassers ganz entscheidend von biologischen Prozessen geprägt. Diese biologischen Prozesse sind aber keineswegs auf die Mülldeponie beschränkt, sondern finden sich auch im Grundwasserleiter, vor allen Dingen in unmittelbarer Nähe der Deponie. Auf diese Problematik wird bei der Darstellung der Durchsickerung im ungesättigten Bereich des Grundwasserleiters noch näher eingegangen.
- Persistente oder refraktäre Stoffe können zwar nicht chemisch oder biologisch abgebaut werden, werden jedoch dem Wasser durch physiko-chemische Vorgänge durch Anlagerung am Korngerüst entzogen. Dadurch können sie teilweise schon in der Mülldeponie oder im daran anschließenden Teil des Grundwasserleiters aus der Strömung entfernt werden und somit nicht als Schadstoffe ins Grundwasser gelangen. Durch Änderungen des chemischen Gleichgewichts (z.B.pH-Wert) besteht jedoch die latente Gefahr, daß ein bisher am Korngerüst angelagerter Schadstoff wieder im Sickerwasser gelöst wird. Im UBA-Bericht 4/79 wird näher auf die Anlagerungsmechanismen und deren quantitative Beschreibung eingegangen.
- Perseverante Stoffe können durch keinerlei chemische oder biologische Reaktionen dem Wasser entzogen werden. Diese Stoffe stellen für die Qualität des Grundwassers die größte Gefahr dar, weil sie durch den Transport mit der Grundwasserströmung große Teile des Grundwasserleiters für lange Zeit verschmutzen können. Zu dieser Stoffgruppe gehören u.a. Chloride, Bor und Tritium.

Nach ihrer physikalischen Zustandsform kann man Wasserinhaltsstoffe wie folgt klassifizieren:

- Gelöste Stoffe sind an die Wassermoleküle durch vorwiegend elektrische Kräfte gebunden und weisen keine Relativbewegung zum Wasser auf. Diese Stoffe lassen sich wiederum aufteilen in hydrodynamisch neutrale bzw. aktive Wasser-

inhaltsstoffe je nachdem, ob sie die Fluideigenschaften Dichte und Zähigkeit unbeeinflußt lassen oder verändern. Diese Unterscheidung wird bei der später folgenden Betrachtung der Ausbreitungsvorgänge in einer gesättigten Grundwasserströmung von Bedeutung sein.

- Suspendierte Stoffe sind feste Schwebstoffe, die sich in der Regel hydrodynamisch wie gelöste Stoffe verhalten, da ihre Sinkgeschwindigkeit vernachlässigbar klein ist. Bei grobem und schwerem Suspensionsmaterial kann durch die Einwirkung der Schwerkraft die Sinkgeschwindigkeit der Partikel so weit anwachsen, daß es zu Ablagerungen kommt.
- Emulgierte Stoffe können weder gelöst noch mit dem Wasser vermischt werden. Statt dessen tritt eine Verdrängungsströmung mit chemischen Reaktionen an der Trennfläche zwischen Wasser und Emulsion auf.

Die Zusammensetzung des Sickerwassers wird im wesentlichen von den biologischen Umsetzungsprozessen im Müllkörper bestimmt. Die organischen und anorganischen Substanzen in der Deponie werden durch eine Vielzahl biologischer Vorgänge, insbesondere durch Mikroorganismen, metabolisiert, wobei die zum Wachstum und Leben der verschiedensten Organismen notwendige Energie erzeugt wird. Die Vorgänge im Müllkörper können grundsätzlich aerober oder anaerober Natur sein. Nach dem Einbau setzen zuerst aerobe Vorgänge ein, bis der eingebrachte Sauerstoff verbraucht ist. Danach erfolgt ein zweistufiger anaerober Abbau mit der sogenannten "sauren Gärung" und der "Methangärung" Die chemischen Einzelheiten dieser Prozesse sind ausführlich bei Ehrig (1980) beschrieben. Seine Untersuchungen an mehr als zwanzig Deponien zeigen deutlich die hohe Belastung des Sickerwassers mit organischen Stoffen, die wiederum zu einer erhöhten Löslichkeit gewisser Elemente führen kann, die als perseverante Stoffe ins Grundwasser gelangen und sich dort ausbreiten können (Ammonium, Chlorid, Kalium, Natrium).

Neben dem Abbau durch biologische Prozesse gibt es eine Reihe von mechanisch-physikalischen Vorgängen, die zu einer Entfernung von Stoffen oder Organismen aus der wässrigen Phase

führen können. Da diese Vorgänge wesentlich zur Reinigungskraft eines porösen Grundwasserleiters beitragen und somit die Grundwasserqualität positiv beeinflussen, müssen sie an dieser Stelle nicht weiter erörtert werden.

Gewisse Unterschiede in der Zusammensetzung des Sickerwassers ergeben sich zwischen Betriebsdeponien und Altdeponien. Eine Altdeponie weist in der Regel eine nahezu konstante Zusammensetzung des Sickerwassers auf, wohingegen die Betriebsdeponie durch mögliche zeitliche Veränderung der Müllzusammensetzung eine Veränderung auch der Sickerwasserbestandteile erfährt. Durch die enge Beziehung zwischen den chemischen und biologischen Prozessen und deren Abhängigkeit von den Zustandsgrößen des von oben herabsickernden Wassers (Temperatur, Redoxpotential, pH-Wert, u.a.) werden die chemischen und biologischen Vorgänge in einer tiefer liegenden Schicht des Mülls nachhaltig beeinflußt und damit durch die komplexe Rückkopplung der Prozesse auch die Zusammensetzung der Ausgangsprodukte beeinflußt. Für eine Betrachtung des Ausbreitungsverhaltens von Schadstoffen im Grundwasserleiter selbst wird hier zunächst von einer jahreszeitunabhängigen Zusammensetzung des Sickerwassers ausgegangen.

2.4 Ungesättigter Bereich

2.4.1 Ausbreitungsverhalten

Nach der Durchsickerung der undichten Sohle einer Ablagerung gelangt ein Schadstoff in den Grundwasserleiter. Je nach hydrologischen Bedingungen kann es sich hierbei um den ungesättigten oder den gesättigten Bereich des Grundwasserleiters handeln. Im folgenden sollen die Vorgänge im ungesättigten Bereich dargestellt werden.

Die Strömungsvorgänge im ungesättigten Bereich sind sehr komplex, da hier stets eine Mehrphasenströmung mit Luft- und Wasseranteilen vorliegt, die sich je nach Sättigungsgrad

unterschiedlich verhält. Die Strömung erfolgt unter dem Einfluß der Schwerkraft und der an den Trennflächen zwischen den drei Phasen herrschenden Kapillarkräfte. Der Transport der Schadstoffe spielt sich in einer im Mittel senkrechten Strömung ab, wobei jedoch die örtliche Strömungsrichtung stark von den Details der Bodenstruktur abhängig ist. Ein weiteres Merkmal dieses Bereiches sind die relativ kurzen Transportwege, die in der Größenordnung des Flurabstandes liegen. Betrachtet man das stationäre Ausbreitungsverhalten eines Schadstoffes, so ist seine Verweildauer in der ungesättigten Zone nur bei lokaler Betrachtung von Bedeutung. Dagegen kann die Verweildauer einen Einfluß auf die biologischen und chemischen Vorgänge in der ungesättigten Zone haben. Besonders im Falle einer biologischen Verunreinigung kann durch eine dicke ungesättigte Zone aus feinkörnigem Boden der größte Teil der Schadstoffe adsorbiert oder herausgefiltert werden, bevor sie in die gesättigte Zone eindringen können. In Bild 3 werden Anhaltswerte für Infiltrationsgeschwindigkeiten in porösen Medien angegeben.

Einen wesentlichen Einfluß auf die Ausbreitungsmechanismen haben die hydrogeologischen Verhältnisse im Bereich einer Ablagerung. Vor allem die Fließgeschwindigkeit hängt ganz entscheidend davon ab, ob es sich um einen aus Lockergestein aufgebauten porösen Untergrund (Porengrundwasserleiter), um klüftiges Festgestein oder um verkarstetes Gestein handelt. Typisches Karstgestein weist wenige unterirdische Kanäle auf, die jedoch große Querschnitte haben und dadurch einen schnellen Transport der Schadstoffe ermöglichen. Demgegenüber sind in einem Porengrundwasserleiter durch die dominierende Wirkung von Zähigkeitskräften nur geringe Fließgeschwindigkeiten möglich. Neben der Fließgeschwindigkeit gibt es noch verschiedene andere Unterscheidungsmerkmale zwischen den einzelnen Erscheinungsformen des Untergrunds. So wird z.B. durch die engen Porenkanäle eines Porengrundwasserleiters die Ablagerung von Schadstoffen begünstigt und wegen der hohen spezifischen Oberfläche im Korngerüst physikalische Anlagerungen sowie der chemische Stoffaustausch zwischen Flüssigkeit

und dem Kornmaterial ermöglicht. Das klüftige Felsgestein stellt die Übergangsform zwischen Porengrundwasserleiter und Karstgestein dar. Da die eben aufgeführten Arten von Grundwasserleitern wiederum in einer Vielzahl von Erscheinungsformen auftreten, sind die Strömungs- und Transportvorgänge in hohem Maße von den örtlichen Gegebenheiten abhängig, was sich in der Verteilung der Durchlässigkeit, Speicherfähigkeit, Inhomogenität und Anisotropie in einem natürlichen Grundwasserleiter niederschlägt. Bedingt durch lokale Zufälligkeiten und die große Streuung der Bodenkenngrößen sind die Transportvorgänge nicht im Detail erfaßbar. Wegen der relativ kurzen Fließwege sind geohydrologische Einflüsse für den Transport von Schadstoffen in der ungesättigten Zone bei weitem nicht so bedeutsam wie das im gesättigten Grundwasserleiter der Fall ist.

2.4.2 Eliminationsvorgänge

Die chemische Zusammensetzung des Sickerwassers ändert sich auf dem Fließweg von der Deponie bis zum gesättigten Strömungsbereich. Vor allem in einem porösen Untergrund ist die ungesättigte Zone durch chemische Reaktionen und biologische Prozesse geprägt, die hier wesentlich ausgeprägter und stärker auftreten als im gesättigten Strömungsbereich.

Ebenso wie im Deponiekörper finden in der ungesättigten Zone eines Porengrundwasserleiters eine Vielzahl biologischer Prozesse statt, die zur Metabolisierung von organischen und anorganischen Substanzen und somit zu deren Abbau bzw. chemischen Umwandlung führen. Zwischen diesen Prozessen und der jeweiligen Zustandsform des Sickerwassers (charakterisiert z.B. durch pH-Wert, Temperatur, Redoxpotential u.a.) besteht eine komplexe Rückkopplung, da durch die biologischen Abbauvorgänge die physikalisch-chemischen Zustandsgrößen des Sickerwassers geändert werden. In der ungesättigten Zone wird auch der größte Teil der noch vorhandenen persistenten Stoffe aus dem Sicker-

wasser durch eine Reihe von Eliminationsvorgängen entfernt, was zusammen mit den biologischen Abbauvorgängen zur hohen Reinigungswirkung von Porengrundwasserleitern beiträgt. Die wichtigsten Eliminationsmechanismen sind:

- Filtration von ungelösten, in der Regel dispersen organischen und anorganischen Stoffen.

- Sorption von gelösten und ungelösten Wasserinhaltsstoffen hauptsächlich am Korngerüst.

- Ionenaustausch zwischen wässriger Phase und Korngerüst als Folge von Temperaturveränderungen oder Veränderungen des pH-Werts infolge biologischer Vorgänge.

- Fällung besonders der gering löslichen Schwermetalle durch Verschiebung des pH-Werts und Redoxpotentials.

- Hydrolyse von organischen und anorganischen Substanzen.

- Biotische Akkumulation, d.h. Aufnahme von Wasserinhaltsstoffen durch Organismen.

Auf die hier genannten Eliminationsmechanismen wird z.B. in Damrath, Kobus et.al. 1979 (UBA-Bericht 4/79) näher eingegangen.

Die zuvor beschriebenen Mechanismen führen in ihrer kombinierten Wirkung zu einer deutlichen Verringerung der Schadstoffkonzentration beim Eintritt in den gesättigten Fließbereich, wenn man von den unbeeinflußten perseveranten Stoffen einmal absieht. Wie Bild 4 zeigt, gibt es auch im gesättigten Strömungsbereich Zonen mit nennenswerten biologischen Abbauvorgängen, die jedoch in ihrer Effektivität weit unter der Wirkung einer ausgeprägten ungesättigten Zone zurückbleiben. Neben den verschiedenen Zonen ist in Bild 4 auch die Häufigkeit der jeweils vorhandenen Mikroorganismen qualitativ dargestellt, wie sie sich aus den Milieubedingungen in den einzelnen Zonen ergibt.

Die Reduktionszone erstreckt sich von der Deponiesohle über den ungesättigten Bereich bis in die gesättigte Strömung. Sie ist

gekennzeichnet durch das Fehlen von gelöstem Sauerstoff und den daraus resultierenden anaeroben Milieu- und Abbaubedingungen. In der daran anschließenden Übergangszone wächst der Gehalt an gelöstem Sauerstoff, so daß sowohl anaerobe als aerobe Bedingungen herrschen können. Die Übergangszone geht unterstrom der Deponie über in die sogenannte Oxidationszone, in der wegen des Überangebots an gelöstem Sauerstoff aerobe Verhältnisse vorherrschen. Die Ausdehnung der einzelnen Zonen hängt natürlich stark von der Zusammensetzung des Mülls sowie den geohydrologischen Verhältnissen im Bereich der Deponie ab und kann nicht als Absolutgröße angegeben werden.

2.5 Gesättigter Strömungsbereich

2.5.1 Allgemeines

Wie bereits zuvor beschrieben wird ein Großteil der aus der Ablagerung kommenden Inhaltsstoffe durch physikalische, chemische und biologische Vorgänge in der ungesättigten Zone und im gesättigten Nahbereich der Ablagerung eliminiert. Dadurch gelangen diese Stoffe nur in stark verminderter Konzentration in die Grundwasserströmung.

Im Gegensatz dazu kommen die perseveranten Stoffe in unveränderter Menge pro Zeiteinheit in die gesättigte Strömung, mit der sie aus dem Nahbereich der Ablagerung heraustransportiert werden können und z.B. in einen Vorfluter oder in die Brunnen einer Trinkwasserversorgungsanlage gelangen und dort als Schadstoff auftreten können. Aus diesem Grund sind die perseveranten, d.h. im hydromechanischen Sinne konservativen Stoffe bei der Untersuchung von Ausbreitungsvorgängen im gesättigten Bereich von ausschlaggebender Bedeutung: Da sie nicht durch Abbau- oder Eliminationsvorgänge dem Grundwasser entzogen werden, haben sie von allen Schadstoffarten den ungünstigsten Einfluß auf die Wasserqualität. Im folgenden werden wir uns deshalb auf perseverante Stoffe beschränken.

2.5.2 Hydromechanische Klassifizierung von Wasserinhaltsstoffen

In Ergänzung zu den bereits genannten Unterscheidungsmöglichkeiten bei der Klassifizierung von Wasserinhaltsstoffen erweist sich die Einteilung der Inhaltsstoffe gemäß ihrer hydromechanischen Auswirkungen auf die Strömung als sinnvoll zur Beschreibung der Transportvorgänge in der gesättigten Grundwasserzone. Man unterscheidet nach "Tracern" und "hydrodynamisch aktiven" Wasserinhaltsstoffen.

a) Tracer sind mischbare Substanzen, die keine merkliche Änderung der Dichte ϱ und der dynamischen Zähigkeit ν des Trägerfluids (Wasser) bewirken. Dazu gehören insbesondere alle gelösten oder suspendierten Wasserinhaltsstoffe bei niedriger Konzentration. In vielen praktischen Fällen sind die Annahmen (ϱ = konst.) und (ν = konst.) wegen der geringen Konzentration vieler Schadstoffe im Sickerwasser durchaus als Basis für die Berechnung der Schadstoffausbreitung gerechtfertigt.

b) Hydrodynamisch aktive Wasserinhaltsstoffe sind Substanzen, die die Dichte ϱ und/oder die dynamische Zähigkeit ν des Wassers so verändern, daß dadurch das Strömungsfeld "aktiv" beeinflußt wird. Ändert sich z.B. unterstrom einer Ablagerung durch hohe Schadstoffkonzentration im Sickerwasser die Dichte und/oder die Zähigkeit, so verändern sich alle davon abhängigen Parameter wie z.B. der Durchlässigkeitsbeiwert k_f und damit das Geschwindigkeitsfeld, oder es treten Auftriebseffekte auf. Diese Auswirkungen kommen besonders dann zum Tragen, wenn man die Ausbreitung eines Schadstoffes berechnen will, da die hier gegebene Kopplung von Strömungs- und Konzentrationsfeld die Berechnungen wesentlich kompliziert.

Beide Arten von Wasserinhaltsstoffen können wiederum als konservative (perseverante) oder als nicht konservative (persistente oder abbaubare) Stoffe auftreten, je nachdem ob sie mit dem Korngerüst reagieren oder nicht. Die Einordnung

eines Wasserinhaltsstoffes nach den genannten Kriterien ist nicht immer von vornherein ohne weiteres möglich, sondern hängt oft von den Zeitmaßstäben der beteiligten Transportmechanismen ab. Während z.B. ein relativ langsam reagierender Inhaltsstoff in guter Näherung als "konservativ" angesehen werden kann, wenn seine Aufenthaltszeit im betrachteten Bereich des Grundwasserleiters wesentlich kürzer ist als die erforderliche Reaktionszeit, trifft diese Charakterisierung bei einer großräumigen und langfristigen Betrachtung nicht mehr zu.

2.5.3 Schadstoffbewegung in der Nähe des Zusickerungsbereichs

Um die Ausbreitung eines Schadstoffes außerhalb des Zusickerungsbereichs zu untersuchen, muß man von der lokalen Betrachtung auf eine etwas großräumigere übergehen. Nach der Zusickerung aus der ungesättigten Zone und dem dort vorherrschenden vertikalen Transport des Inhaltstoffs vollzieht sich der Übergang zur vorwiegend horizontalen Bewegung im gesättigten Grundwasserbereich. In diesem Übergangsbereich erfährt der Schadstoff eine weitgehende Durchmischung in vertikaler Richtung, deren Intensität von den gegebenen geometrischen und hydrogeologischen Bedingungen sowie den physikalischen Eigenschaften des Schadstoffes abhängt. Bild 5 zeigt stark überhöht drei verschiedene Fälle des Mischungsverhaltens im Bereich der Zusickerung für einen homogenen Aquifer. Auf die Mechanismen die die Vermischung beeinflussen, wird in 2.5.4 näher eingegangen.

- In Bild 5a) ist die Einleitung eines neutralen Wasserinhaltsstoffes in eine Grundströmung dargestellt. Nachdem der Schadstoff infolge der Durchmischung die Sohle

des Grundwasserleiters erreicht hat, kann er als vollständig über die Tiefe durchmischt gelten. Die Feststellung der Grenze dieses Bereichs der vollständigen vertikalen Durchmischung ist von besonderer Bedeutung bei der Anwendung numerischer Transportmodelle, da sie im allgemeinen von einer tiefenunabhängigen Konzentrationsverteilung des Schadstoffes ausgehen.

- In Bild 5b) und 5c) werden qualitativ die Effekte dargestellt, die bei Einleitung aktiver Wasserinhaltsstoffe, deren Dichte von der des Grundwassers abweicht, auftreten können. Im Bereich der Ablagerung ist vor allem Bild 5c) von Bedeutung, weil die meisten Substanzen die Dichte des Sickerwassers erhöhen, während eine Erniedrigung der Dichte vornehmlich bei der Einleitung erwärmten Wassers in den Grundwasserleiter beobachtet wird.

- Bei sehr hohen Schadstoffkonzentrationen wird der Dichteunterschied $\Delta\rho$ zum natürlichen Grundwasser so groß, daß sich in der Nähe der Einleitung zwei Strömungsbereiche ausbilden können: Das schwere, mit Schadstoff belastete Wasser, sinkt unter dem Einfluß der Schwerkraft nach unten und breitet sich hauptsächlich an der Sohle des Grundwasserleiters sowohl mit als auch gegen die Grundströmung aus, während die Grundströmung um den eingesickerten Wasserkörper herumfließt.

Alle durch Dichteunterschied bedingten Schichtungseffekte werden unter dem Einfluß der Querdispersion (s. 2.5.4) mit wachsendem Abstand von der Einleitungstelle bis zur vollständigen Durchmischung über die Tiefe abgebaut. Das geschieht um so schneller, je geringer $\Delta\rho$ ist.

2.5.4 Transportmechanismen

Die Ausbreitung eines perseveranten Wasserinhaltsstoffs in einem porösen Medium bei gesättigter Strömung geschieht zum einen durch Konvektion, zum anderen durch hydrodynamische Dispersion.

Ein gelöster Wasserinhaltsstoff weist gegenüber dem Wasser keine Relativbewegung auf, sondern wird mit dessen jeweiliger Geschwindigkeit mittransportiert. Diese Art des Transports bezeichnet man als Konvektion. Um den Einfluß einzelner Transportmechanismen auf die Gesamtbewegung abschätzen zu können, betrachtet man die für jeden Transportmechanismus typische Zeit. Als charakteristisches Zeitmaß T_K für den konvektiven Transport in einem Bereich der Länge L, in dem eine mittlere Abstandsgeschwindigkeit u_a herrscht, ergibt sich

$$T_K = \frac{L}{u_a} \tag{2.1}$$

T_K ist die Zeit, die ein Wasserinhaltsstoff bei rein konvektivem Transport zum Durchlaufen der Strecke L benötigt. Damit kann u.a. auch durch Vergleich mit der Reaktionszeit für langsam reagierende Wasserinhaltsstoffe (s. 2.5.2) festgestellt werden, ob sie im jeweiligen Strömungsfall als konservativ oder nicht konservativ angesehen werden können.

Durch ein einfaches Ausbreitungsexperiment im Labor kann man sehen, wie sich z.B. ein in Wasser gelöster Farbstoff durch die Strömung immer weiter ausbreitet und einen ständig wachsenden Bereich des porösen Mediums einnimmt. Dieses Ausbreitungsphänomen wird als hydrodynamische Dispersion bezeichnet und läßt sich als Kombination aus zwei Mechanismen erklären. Die molekulare Diffusion findet ebenso wie in jeder wässrigen Lösung ohne poröses Medium immer dann statt, wenn Gradienten eines chemischen Potentials (hier Konzentrationsgradienten) vorliegen. Dies ist ein physikalischer Prozeß, der nicht von der Strömungsgeschwindigkeit abhängt und selbst bei ruhendem Wasser auftritt. Die molekulare Diffusion ist stets als Anteil der hydrodynamischen Dispersion wirksam. Bei großen Strömungs-

geschwindigkeiten ist ihr Anteil gering, geht jedoch die Geschwindigkeit gegen Null, so bleibt letztlich allein die molekulare Diffusion übrig. Ein weiteres Charakteristikum der molekularen Diffusion ist ihre völlige Richtungsunabhängigkeit. Ist die Geschwindigkeit von Null verschieden, so beginnt die mechanische Dispersion wirksam zu werden. Folgende drei Effekte bewirken die mechanische Dispersion:

1) Die Geschwindigkeit ist Null auf den Kornoberflächen und nimmt irgendwo in der Mitte eines Porenkanals ihren Maximalwert an. Dadurch können Teilchen innerhalb einer Pore je nach ihrer Position verschieden schnell transportiert werden.

2) Je nach Größe des Porenraums variiert die Maximalgeschwindigkeit, wodurch sich von Pore zu Pore verschiedene Ausbreitungsgeschwindigkeiten ergeben.

3) Die Richtung der Porenkanäle variiert in einem breiten Bereich in Bezug auf die Hauptströmungsrichtung.

Diese drei Effekte bewirken zusammen eine Ausbreitung sowohl längs der Hauptströmungsrichtung als auch quer dazu. Bei der Ausbreitung eines Schadstoffes muß man daher im allgemeinen zwischen der sogenannten longitudinalen und transversalen oder lateralen Dispersion unterscheiden.

Zusätzlich zu den Inhomogenitäten im mikroskopischen Bereich (Porenmatrix) gibt es auch Inhomogenitäten im makroskopischen Bereich, die aus räumlichen Variationen der Permeabilität herrühren. Diese makroskopische Inhomogenität hat ebenfalls einen großen Einfluß auf die hydromechanische Dispersion.

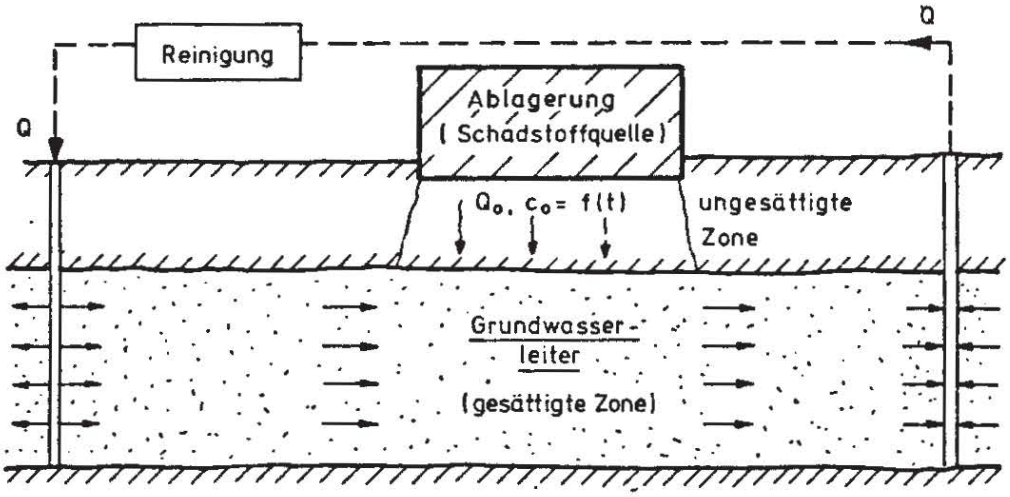
Die kombinierte Wirkung von molekularer Diffusion und korngerüstbedingter, mechanischer Dispersion, d.h. hydrodynamische Dispersion läßt sich durch sogenannte Dispersionskoeffizienten beschreiben, die analog zum Diffusionskoeffizienten der molekularen Diffusion (s. z.B. Ficksches Gesetz) definiert werden. In einem anisotropen Grundwasserleiter ist der Dis-

persionskoeffizient eine Tensorgröße, während er in einem isotropen Untergrund in einen longitudinalen und einen transversalen bzw. lateralen Dispersionskoeffizienten aufgeteilt werden kann. Eine ausführliche Darstellung von Dispersionsvorgängen und deren Beschreibung findet man bei Rinnert und Kobus (1978) und Damrath, Kobus et.al. 1979 (UBA-Bericht 4/79).

Als sinnvollen Zeitmaßstab zur Bewertung des dispersiven Transports erhält man mit dem Dispersionskoeffizienten D und der Länge L des betrachteten Gebiets:

$$T_D = L^2/D \qquad (2.2)$$

Hier ist T_D die Zeit, die ein Schadstoffteilchen bei einem Konzentrationsgradienten von Eins benötigen würde, um die Strecke L zurückzulegen. Zu beachten ist, daß der Zeitmaßstab mit dem Quadrat der Länge L anwächst. Für die praktische Anwendung interessiert die Frage, welcher der beiden Hauptmechanismen Konvektion bzw. Dispersion in einem betrachteten Fall überwiegt. Ein Vergleich der Zeitmaßstäbe T_K und T_D ergibt, daß mit zunehmender Länge L des betrachteten Gebiets die Bedeutung der Dispersion gegenüber dem konvektiven Transport zurückgeht und schließlich gegenüber der Konvektion vernachlässigt werden kann. Das gleiche Ergebnis erhielt auch Fried (1975) anhand einer analytischen Lösung für einen einfachen Ausbreitungsvorgang. Für den Grenzfall sehr großer Zeiten ergab sich, daß die Breite b der Vermischungszone, die als Maß für die Breite der Konzentrationsverteilung gelten soll, proportional mit der Wurzel der Fließzeit zunimmt, während der konvektive zurückgelegte Weg eines Teilchens direkt proportional zur Zeit ist. Daher wächst die Vermischungsbreite b zwar absolut an, nimmt aber relativ zum Fließweg ab.



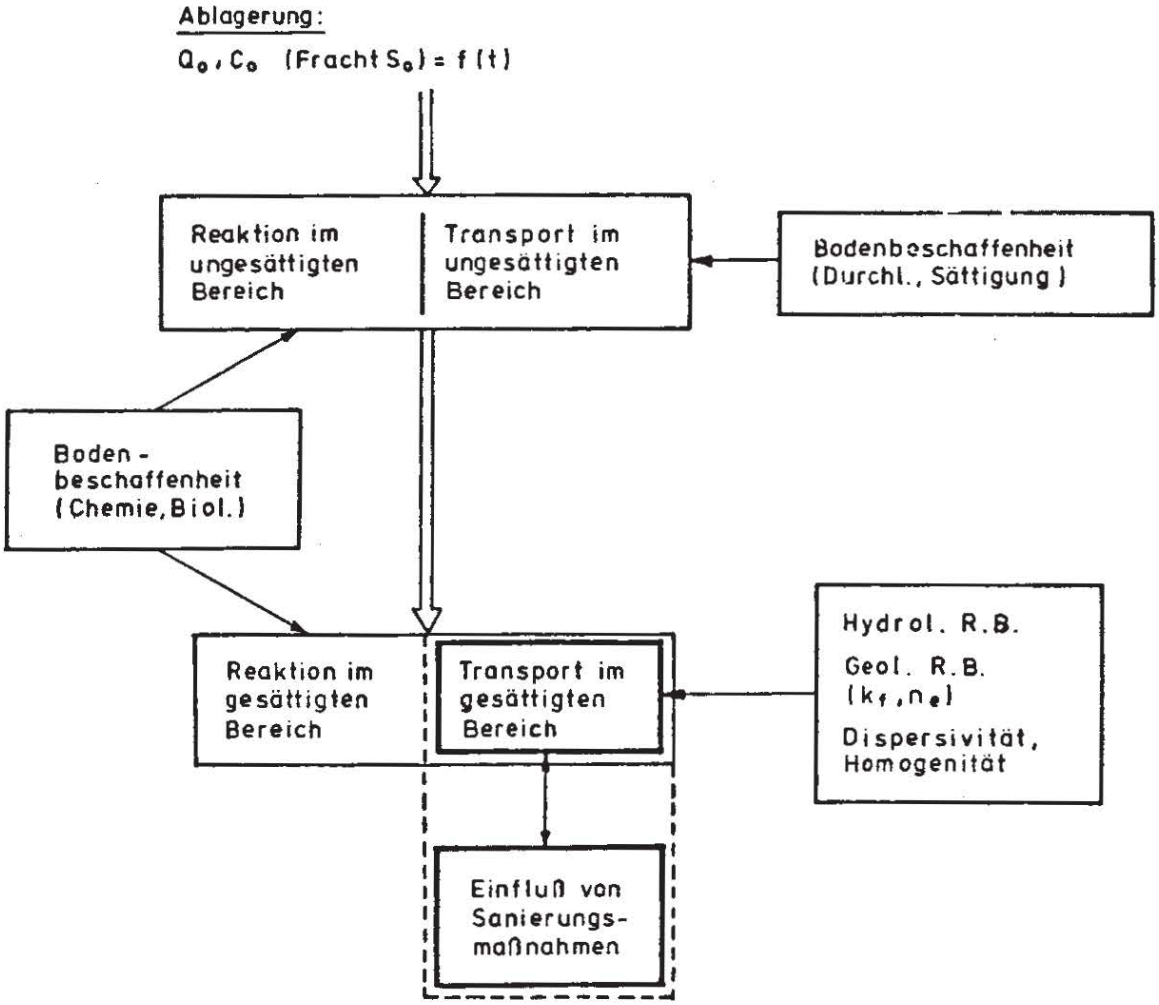


Bild 1: Untersuchungsbereich des Gutachtens und relevante Einflußgrößen

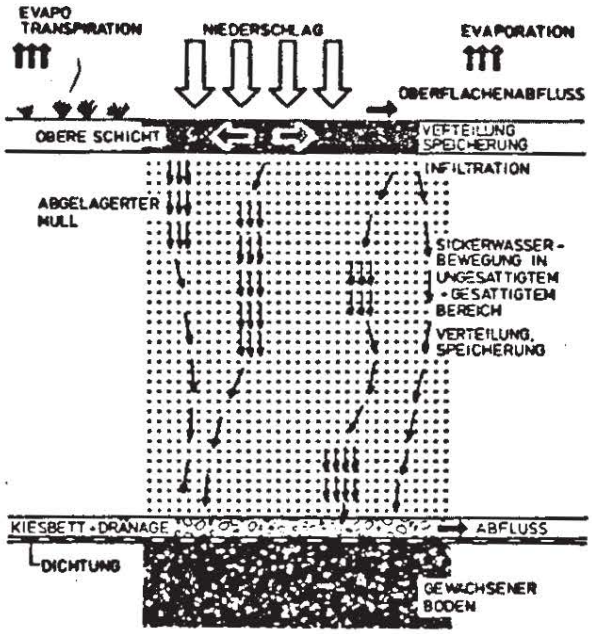


Bild 2: Schematische Darstellung des Wasserhaushaltes einer Mülldeponie (Ehrig, 1978)

Bodenart	Infiltrationsgeschwindigkeit in mm/h
Sande	20
Sandige und schluffige Böden	10 - 20
Lehm	5 - 10
Tonige Böden	1 - 5
Tonige Böden mit Natriumverbindungen	1

Bild 3: Typische Infiltrationsgeschwindigkeiten in ungesättigtem Bereich nach A.H. Blair in Cole (1974)

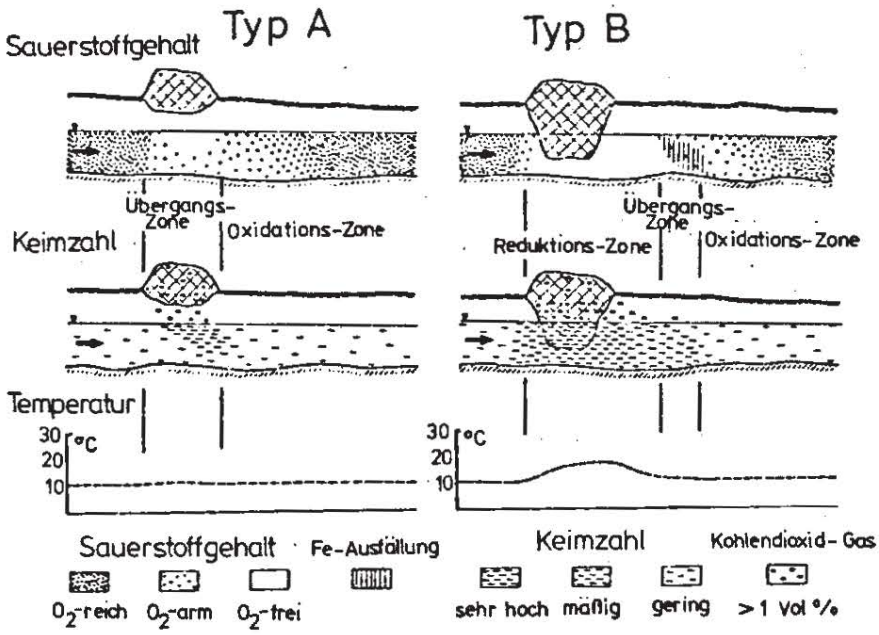


Bild 4: Zonale Gliederung des Grundwassers im Unterstrom von Mülldeponien (Golwer et.al., 1976)

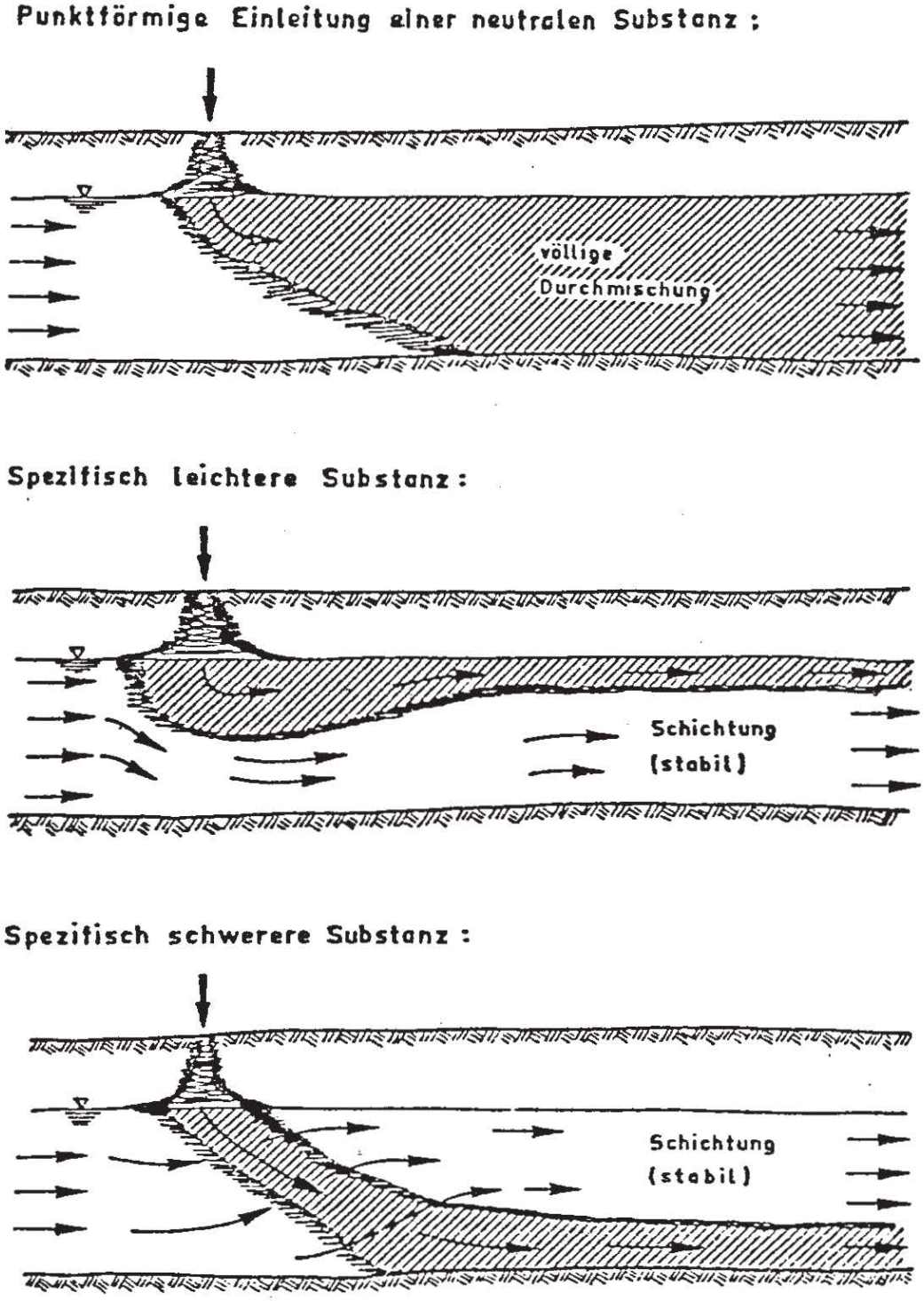


Bild 5: Schichtungseffekte bei Dichteunterschieden
(H. Kobus in UBA-Bericht 4/79)

3. ÜBERSICHT ÜBER BERECHNUNGSVERFAHREN UND TRANSPORTMODELLE

3.1 Transport in der ungesättigten Zone

Die verschiedenen derzeit verwendeten analytischen und numerischen Verfahren zur Untersuchung des Ausbreitungsverhaltens mischbarer Schadstoffe in Porengrundwasserleitern unterscheiden sich vor allem in ihrem Anwendungsbereich. Je nachdem, ob die Ausbreitung eines Schadstoffes im gesättigten oder ungesättigten Strömungsbereich betrachtet werden soll, werden völlig verschiedene Verfahren angewandt.

Die mathematische Beschreibung der Schadstoffausbreitung in der ungesättigten Zone beschränkt sich im wesentlichen auf die Darstellung der in diesem Bereich dominierenden biologischen und chemischen Prozesse. Diese Betrachtungsweise ist durchaus gerechtfertigt, da in dieser Zone die Strömungsrichtung im wesentlichen vorgegeben ist und nicht von den chemischen und biologischen Wechselwirkungen des Schadstoffes mit seiner Umgebung abhängt.

Ebenso wie für den gesättigten Bereich können auch für die ungesättigte Bodenzone partielle Differentialgleichungen angegeben werden, die in Abhängigkeit von Anfangs- und Randbedingungen die Wasserbewegung in diesem Bereich beschreiben (Bear, 1979). Die Lösung dieser Gleichungen muß nur dann simultan mit der Lösung der Gleichungen zur Beschreibung der biologisch-chemischen Prozesse erfolgen, wenn z.B. ein Abbauvorgang stark vom Wassergehalt im Grundwasserleiter abhängig ist. In den meisten praktischen Anwendungsfällen wird jedoch auf diese Koppelung verzichtet und das Schwergewicht auf die chemisch-biologischen Prozesse gelegt.
Im UBA-Bericht 4/79 wird eine Vielzahl von Ansätzen aufgeführt, die sowohl den Abbau einzelner Wasserinhaltsstoffe als auch die zeitliche Veränderung von Summenparametern der Grundwasserqualität beschreiben. Die meisten dieser Ansätze sind durch Erweiterung der entsprechenden Ansätze für Oberflächengewässer entstanden, da die wesentlichen Merkmale der Reaktionskinetik in beiden Bereichen gleich sind. Die Er-

weiterungen beziehen sich hier vor allem auf die Wechselwirkungen eines Schadstoffes mit dem Untergrund wie z.B. Adsorption, Ionenaustausch und Filtration. Zur Lösung der Reaktionsgleichungen stehen bereits eine Reihe von numerischen Modellen zur Verfügung, die nicht nur einfachste Reaktionen, sondern vor allem Adsorptionsvorgänge berücksichtigen.

Da die weiteren Untersuchungen in diesem Gutachten sich im wesentlichen auf die Ausbreitung nicht abbaubarer Schadstoffe beziehen, soll hier nicht weiter auf die Problematik der Reaktionen im Untergrund eingegangen werden. Statt dessen wird auf die einschlägige Literatur (z.B. Damrath, Kobus et.al. 1979, UBA-Bericht 4/79) hingewiesen.

3.2 Transport in der gesättigten Zone

3.2.1 Vollständiges Gleichungssystem

Der Transport löslicher Wasserinhaltsstoffe im Grundwasser kann durch folgende Beziehungen beschrieben werden:

- Darcy-Gesetz
- Kontinuitätsgleichung für das Trägerfluid (Wasser)
- Transportgleichung für den Wasserinhaltsstoff
- Zustandsgleichungen für die Dichte und Zähigkeit der Lösung

Die verwendeten Symbole haben folgende Bedeutung:

Symbole	Dimension	Bedeutung
x,y,z	m	kartesische Koordinaten
u,v,w	m/s	Komponenten der Filtergeschwindigkeit v_f
p	N/m^2	Druck
ϱ	kg/m^3	Dichte des Wassers

c	kg/m^3	Konzentration des Wasserinhaltsstoffes
R	$kg/(m^3 \cdot s)$	Reaktionsterm
D	m^2/s	Dispersionstensor

Operatoren:

$$\frac{\tilde{D}}{\tilde{D}t} = \frac{\partial}{\partial t} + \frac{u}{n_e}\frac{\partial}{\partial x} + \frac{v}{n_e}\frac{\partial}{\partial y} + \frac{w}{n_e}\frac{\partial}{\partial z} \qquad (3.1)$$

$$\nabla = \frac{\partial}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial z} \qquad (3.2)$$

Unter Verwendung eines kartesischen Koordinatensystems ergeben sich damit folgende Gleichungen:

$$u = - k_f \frac{\partial h}{\partial x} \qquad v = - k_f \frac{\partial h}{\partial y} \qquad w = - k_f \frac{\partial h}{\partial z} \qquad (3.3)$$

Im allgemeinsten Fall eines aktiven Wasserinhaltsstoffes hängt der Durchlässigkeitsbeiwert k_f von der Konzentration ab:

$$k_f = k_o \cdot \frac{g}{\nu} \qquad (3.4)$$

$$\frac{\partial (n_e \rho)}{\partial t} = - \operatorname{div} (\rho \cdot \vec{v}_f) \qquad \text{Kontinuitätsgleichung} \quad (3.5)$$

$$\frac{\tilde{D}c}{\tilde{D}t} = \nabla (D \cdot \nabla c) + \Sigma R \qquad \text{Transportgleichung für Wasserinhaltsstoff} \quad (3.6)$$

$$\rho = f(c) \qquad \text{Zustandsgleichung für die Dichte} \quad (3.7)$$

$$\nu = f(c) \qquad \text{Zustandsgleichung für die kinematische Zähigkeit} \quad (3.8)$$

Damit stehen sieben Bestimmungsgleichungen für die sieben Unbekannten

$$u, v, w, h, \varrho, \nu, c \quad \text{jeweils} \quad f(x,y,z,t)$$

zur Verfügung, die simultan gelöst werden müssen.

3.2.2 Vereinfachungen für praktische Anwendungen

Die zuvor angegebenen Gleichungen beschreiben die Ausbreitung eines beliebigen löslichen Wasserinhaltsstoffes in einem beliebig aufgebauten Grundwasserleiter. Die Lösung dieser Gleichungen unter derart allgemeinen Bedingungen ist zwar dank leistungsfähiger Großrechenanlagen rein mathematisch gesehen möglich, bedeutet aber in der Praxis einen viel zu großen Aufwand und ist in den meisten Fällen durch die mangelnde räumliche und zeitliche Auflösung der verfügbaren Daten nicht zu rechtfertigen. Für praktische Anwendungen ist es vielmehr sinnvoll, das jeweils vorliegende Untersuchungsgebiet im Bereich der Ablagerung auf mögliche Vereinfachungen hinsichtlich der Schadstoffeigenschaften sowie der Hydrogeologie zu überprüfen.

Schadstoffe:

Gewisse Vereinfachungen können sich bei der Ausbreitung von perseveranten Stoffen ergeben. Diese Stoffe stellen für die Qualität des Grundwassers die größte Bedrohung dar, da sie von allen Schadstoffarten am schnellsten durch den Aquifer transportiert werden. Bei den perseveranten Stoffen muß wiederum zwischen hydrodynamisch aktiven Wasserinhaltsstoffen (Dichte ϱ und kin. Zähigkeit ν von c abhängig) und Tracer (ϱ und ν nicht von c abhängig) unterschieden werden. Bei den aktiven perseveranten Inhaltsstoffen fällt der Reaktionsterm in der Transportgleichung weg, während für einen Tracer zusätzlich die beiden Zustandsgleichungen für die Dichte und die Zähigkeit verschwinden. Damit läßt sich zudem für einen Tracer das Darcygesetz und die Kontinuitätsbedingung zur folgenden Bewegungsgleichung zusammenfassen:

$$\nabla^2 h = \frac{S_o}{k_f} \frac{\partial h}{\partial t} \qquad (3.9)$$

Bevor ein Schadstoff als Tracer behandelt werden kann muß jedoch geprüft werden, ob seine Maximalkonzentration hinreichend klein ist.

Geologie:

In einem anisotropen Grundwasserleiter gestaltet sich die Lösung der genannten Gleichungen selbst für einen Tracer äußerst schwierig, weil in diesem Fall sowohl der Durchlässigkeitsbeiwert k_f als auch der Dispersionskoeffizient D Tensorgrößen sind, die u.a. von der Struktur des Untergrundes abhängen. Daneben ist in aller Regel auch die Porosität räumlich variabel.

Dispersionskoeffizienten:

In einem anisotropen und inhomogenen Grundwasserleiter ist der Dispersionskoeffizient D ein Tensor, der sowohl von der Geometrie der Porenmatrix als auch vom Geschwindigkeitsvektor in jedem Punkt des Grundwasserleiters abhängt. In der Praxis ist in einem solchen Fall die Transportgleichung nicht mehr lösbar, weil die Komponenten des Dispersionstensors in einem natürlichen Aquifer nicht bestimmt werden können.

Nur in dem Sonderfall, daß sich die Hauptachsen des Dispersionstensors mit den Achsen eines kartesischen Koordinatensystems zur Deckung bringen lassen, ergibt sich die Transportgleichung z.B. für einen perseveranten Inhaltsstoff:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}\left(D_{xx} \cdot \frac{\partial c}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(D_{yy} \cdot \frac{\partial c}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(D_{zz} \cdot \frac{\partial c}{\partial z}\right) \qquad (3.10)$$

Hier sind D_{xx}, D_{yy} und D_{zz} die jeweiligen Komponenten des Dispersionstensors in Richtung der Hauptachsen.

In einem homogenen und isotropen Grundwasserleiter kann man den Dispersionstensor auf zwei Komponenten reduzieren:

D_L - Koeffizient der longitudinalen Dispersion in Strömungsrichtung

D_T - Koeffizient der transversalen oder auch lateralen Dispersion in allen Richtungen senkrecht zur Strömungsrichtung.

Homogene und isotrope Grundwasserleiter:

Die Bestimmungsgleichungen für homogene und isotrope Grundwasserleiter vereinfachen sich weiter, da nun die Porosität und der Durchlässigkeitsbeiwert k_f nicht mehr ortsabhängig sind. Das hat auch erhebliche Auswirkungen auf die Dispersionskoeffizienten. Bei zweidimensionaler Betrachtung in einem in Bezug auf den Dispersionstensor beliebig orientierten kartesischen Koordinatensystem lautet die Transportgleichung:

$$\frac{\tilde{D}c}{\tilde{D}t} = D_{xx} \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} + 2\, D_{xy} \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x \partial y} + D_{yy} \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial y^2} \qquad (3.11)$$

Für praktische Anwendungen ist diese Form der zweidimensionalen Transportgleichung sehr unhandlich, weil die Komponenten D_{xx} usw. sowohl von der Richtung als auch vom Betrag der Abstandsgeschwindigkeit abhängen. Ein wesentlicher Vorteil ergibt sich, wenn man diese Komponenten in Abhängigkeit von den zuvor erwähnten longitudinalen bzw. transversalen Dispersionskoeffizienten D_L bzw. D_T ausdrückt.:

$$D_{xx} = D_L \cdot \cos^2\beta + D_T \cdot \sin^2\beta \qquad (3.12)$$

$$D_{xy} = \frac{1}{2} \cdot \sin 2\beta \cdot (D_L - D_T) \qquad (3.13)$$

$$D_{yy} = D_L \cdot \sin^2\beta + D_T \cdot \cos^2\beta \qquad (3.14)$$

wobei β jeweils der Winkel zwischen dem Geschwindigkeitsvektor und der x-Achse ist. Der Winkel β hängt wie folgt mit den Komponenten der Geschwindigkeit zusammen:

$$\cos\beta = \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} \qquad (3.15) \qquad\qquad \sin\beta = \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} \qquad (3.16)$$

Da sich diese Dispersionskoeffizienten für die in Porengrundwasserleitern typischen Geschwindigkeiten und Korngrößen in guter Näherung als Produkt einer als Dispersivität bezeichneten Bodenkenngröße und der Abstandsgeschwindigkeit darstellen lassen, ergibt sich damit eine weitere Vereinfachung der Transportgleichung.

$$D_L = \alpha_L \cdot \left|\vec{v}_a\right| \qquad (3.17) \qquad\qquad D_T = \alpha_T \cdot \left|\vec{v}_a\right| \qquad (3.18)$$

Berücksichtigt man, daß sich die Abstandsgeschwindigkeit $\vec{v}_a$ als

$$\vec{v}_a = \frac{\vec{v}_f}{n_e} \tag{3.19}$$

ausdrücken läßt, so erhält man die zweidimensionale Dispersionsgleichung in einer Form, bei der nur noch die Bodenkennwerte α_L und α_T sowie die Geschwindigkeitskomponenten statt der Dispersionskoeffizienten D_{xx} etc. enthalten sind. Die Bodenkennwerte α können experimentell ermittelt werden. Weitergehende Ausführungen über Dispersionskoeffizienten und Dispersivitäten findet man u.a. bei Rinnert und Kobus (1978) und Bear (1979).

Noch einfacher wird die Transportgleichung, wenn ein eindimensionales Transportproblem vorliegt. Sie lautet dann:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{u}{n_e} \frac{\partial c}{\partial x} = D_L \cdot \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} \tag{3.20}$$

Welche Form der Transportgleichung zur Beschreibung eines Ausbreitungsvorgangs herangezogen werden muß, hängt im wesentlichen vom jeweiligen Fließregime ab. Bild 6 zeigt das Fließregime in der Nähe einer Altablagerung, die bei dieser Betrachtung als nahezu punktförmige Schadstoffquelle angesehen wird:

Im Bereich unmittelbar nach der Einleitung ist das Strömungs- und Konzentrationsfeld dreidimensional. Hier kann die zuvor beschriebene dreidimensionale Transportgleichung aber nicht angewandt werden, da die Hauptachsen des Dispersionstensors nicht mit den Koordinatenachsen übereinstimmen.

Im daran anschließenden Bereich ist der Schadstoff bereits über die gesamte Tiefe vermischt, d.h. die Konzentration hängt nicht mehr von der z-Koordinate ab. Hier findet eine zweidimensionale Ausbreitung in einer eindimensionalen (!) Strömung statt. Man kann in diesem Fall die Transportgleichung wie folgt schreiben:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{u}{n_e} \frac{\partial c}{\partial x} = D_L \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} + D_T \frac{\partial^2 c}{\partial y^2} \tag{3.21}$$

Durch die Wirkung der mechanischen Dispersion ergibt sich eine Ausbreitung des Schadstoffes in Strömungsrichtung und quer dazu, bis die seitlichen Ränder des Grundwasserleiters erreicht sind. Der dritte Bereich in Bild 6 zeigt das Fließregime, nachdem der Schadstoff auch über die gesamte Breite durchmischt wurde. Von nun an ist auch die Ausbreitung nur noch eindimensional möglich, d.h. hier gilt die schon zuvor beschriebene eindimensionale Transportgleichung.
Bei großräumigen Untersuchungen ist es oft sogar möglich, den Einfluß der Dispersion auf die Schadstoffausbreitung zu vernachlässigen. Das beruht auf der schon im zweiten Kapitel beschriebenen Tatsache, daß die durch Dispersion bedingte Verbreitung eines Schadstoffes nur proportional zur Wurzel der Fließlänge wächst, d.h. mit zunehmender Fließlänge im Verhältnis zum konvektiv zurückgelegten Weg an Bedeutung verliert.
Eine weitere Vereinfachung der Gleichungen kann sich dann ergeben, wenn stationäre oder quasistationäre Vorgänge untersucht werden sollen. Oft ist man bei Schadstoffen, die in zeitlich nahezu konstanter Menge in den Grundwasserleiter eindringen, an deren quasistationären Ausbreitung interessiert. Durch die in den Gleichungen dann fehlende Zeitabhängigkeit ist es oftmals sogar möglich, für eine grobe Abschätzung des verschmutzten Bereiches eine der in Kap. 3.3 dargestellten analytischen Lösungen anzuwenden.

Einschränkungen:

Grundsätzlich muß in jedem Einzelfall entschieden werden, ob eventuell mögliche Vereinfachungen gerechtfertigt sind. Insbesondere sollten folgende Punkte beachtet werden:
Bei geologischen Schichtungen muß vor allem die Transportgleichung für jede Schicht gesondert angeschrieben werden, da mit variierendem Durchlässigkeitsbeiwert auch die Geschwindigkeiten in den einzelnen Schichten erheblich voneinander abweichen können. In einem solchen Fall würde die Annahme einer tiefengemittelten Konzentrationsverteilung den tatsächlichen Verhältnissen im Untergrund keinesfalls Rechnung tragen, so daß der Ausbreitungsbereich eines Schadstoffes völlig falsch berechnet würde. Bei der Einleitung

von Schadstoffen hoher Konzentration können die Dispersionskoeffizienten zusätzlich zur schon genannten Abhängigkeit von Bodenkennwerten und der Geschwindigkeit auch von der Konzentration abhängen. Da zur Zeit noch keine verläßlichen Forschungsergebnisse über diese Problematik vorliegen, dürfen vor allem für den transversalen Dispersionskoeffizienten D_T keine zu optimistischen (großen) Werte angenommen werden.

3.3 Analytische Lösungsverfahren

In den Abschnitten 3.1 und 3.2 wurden bereits die Bestimmungsgleichungen zusammengestellt und diskutiert, die man zur Berechnung der Schadstoffausbreitung im Bereich einer Ablagerung benötigt. Rein theoretisch wäre man nun in der Lage, unter Berücksichtigung der Rand- und Anfangswerte diese Gleichungen zu lösen. Die Lösung der Gleichungen erfordert jedoch im allgemeinen einen erheblichen Aufwand und ist in den meisten Fällen nur mit Hilfe eines numerischen Verfahrens möglich. Nur für sehr einfache und idealisierte Bedingungen können analytische Lösungen gewonnen werden.

Die analytischen Lösungsverfahren beschränken sich im wesentlichen auf die Ausbreitung von Tracern in homogenen und isotropen Medien. Tabelle 1 gibt einen Überblick über gebräuchliche analytische Lösungen.

Wenn nicht anders angegeben handelt es sich in diesen Beispielen um Strömungen mit zeitlich konstanter Fließgeschwindigkeit. Die in dieser Tabelle genannten Beispiele stellen nur einen Auszug aus einer großen Palette analytischer Lösungen dar, wie sie bei verschiedenen Autoren angegeben werden. Eine weitergehende Übersicht findet man u.a. bei Hunt (1978), Fried (1975) und Lenda/Zuber (1970).

Autor Jahr	Strömung	Ausbreitung	Form der Quelle	Art der Eingabe	Lösung	Besonderheiten
Tyagi	1-dim.	1-dim.	gesamter Querschnitt	kontinuierlich	c(x,t)	Bestimmung von D_L
1971	1-dim.	2-dim.	punktf.	kontinuierlich	c(x,y) stationär	Bestimmung von D_L, D_T
Wilson	1-dim.	2-dim.	punktf.	momentan	c(x,y,t)	mit Adsorption und radioaktivem Zerfall
Miller	1-dim.	2-dim.	punktf.	kontinuierlich	c(x,y) stationär	
1978						
Hunt	1-dim.	1-dim.	punktf.	momentan	c(x,t)	
1978	1-dim.	2-dim.	punktf.	momentan	c(x,y,t)	
	1-dim.	3-dim.	punktf.	momentan	c(x,y,z,t)	
	1-dim.	1-dim.	punktf.	kontinuierlich	c(x,t)	
	1-dim.	2-dim.	punktf.	kontinuierlich	c(x,y,t)	auch stationär
	1-dim.	3-dim.	punktf.	kontinuierlich	c(x,y,z,t)	
Bear	1-dim.	1-dim.	gesamter Querschnitt	kontinuierlich	c(x,t)	v=f(t)
	radial	2-dim.	Brunnen	kontinuierlich	c(r,t)	Näherungslösung

Tabelle 1: Gebräuchliche analytische Lösungen

Neben den angeführten analytischen Lösungen, die alle den Einfluß der Dispersion berücksichtigen, gibt es noch einige Lösungen für Ausbreitungsfälle mit vernachlässigbarem Dispersionseinfluß.
Bear (1979) gibt ein Beispiel für die zeitliche und örtliche Veränderung der Trennfläche zwischen verschmutztem und sauberem Grundwasser an. Die Lösung kann nur für einfache Fälle ohne größeren Aufwand erhalten werden, da die Form der Trennfläche simultan mit der Verteilung der Piezometerhöhen gefunden werden muß.
Andere Verfahren (z.B. Muskat, 1937) bestimmen die Positionen verschiedener Punkte auf der Trennfläche nach verschiedenen Fließzeiten und bestimmen so das Ausbreitungsverhalten eines Schadstoffes. All diesen analytischen Lösungen ist jedoch der Nachteil gemein, daß sie nur für stark vereinfachte Anfangs- und Randbedingungen brauchbar sind. Ihre Anwendung ist jedoch besonders für erste, grobe Abschätzungen durchaus sinnvoll.

3.4 Numerische Transportmodelle

Die meisten praktischen Ausbreitungsprobleme können nur noch mit Hilfe numerischer Verfahren gelöst werden. Zur Zeit werden hauptsächlich numerische Transportmodelle nach dem Differenzenverfahren und nach der Methode Endlicher Elemente, bisweilen auch das Charakteristikenverfahren angewendet. In der nachfolgenden Übersicht findet man eine Zusammenfassung neueren Datums, in der eine Reihe von numerischen Modellen (Fallstudien) aufgelistet ist. Dort wird u.a. stichwortartig die zugrundeliegende Problemstellung, die Lösungsmethode und die Region angegeben, für die das entsprechende Modell angewendet wurde.

Referenz	Problem	Lösungsmethode	Anwendung
Fried	Verunreinigung des Grundwassers durch Salze	Zweidimensionales Modell Finite Differenzen	Untersuchungsgebiet Ost-Elsaß
Fried	Schutz des Grundwasserträgers gegenüber möglichen Verunreinigungen	Zweidimensionales Modell	Untersuchungsgebiet Lyon
Fried	Eindringen von Salzwasser in Küstenbereichen	Zweidimensionales Modell Finite Elemente	Untersuchungsgebiet Dakar
Robertson	Verunreinigung des Grundwassers durch chemische und radioaktive Abfallstoffe	Zweidimensionales Modell Methode der Charakteristiken	Untersuchungsgebiet Snake River
Konikow	Verunreinigung des Grundwassers durch industrielle Abfallstoffe	Zweidimensionales Modell Methode der Charakteristiken	Untersuchungsgebiet Denver, Rocky Mountain Arsenal
Narayanan Shankar	Dispersion und Konvektion in flachen Meeresbuchten	Zweidimensionales Modell Finite Differenzen	Sensitivitätsstudie für Matagorda Bay, Vergleich der Meßergebnisse für Galvaston Bay
Tagamets Sternberg	Dispersion, Konvektion und Adsorption in porösen Medien	Eindimensionales Modell Finite Differenzen mit Predictor-Corrector-Verfahren	Vergleich von Meß- und Berechnungsergebnissen

Tabelle 2 (1): Numerische Transportmodelle

Referenz	Problem	Lösungsmethode	Anwendung
Schwartz	Hydromechanische Modelle für regionale Grundwassersysteme	Zweidimensionales Modell Integrationsverfahren entlang der Stromlinien	Untersuchungsgebiet Kettle Creek (Ontario, Kanada)
Schwartz	Beeinflussung der Ausbreitung radioaktiver Stoffe	Zweidimensionales Modell Methode der Charakteristiken	Parameterstudie
Segol Pinder	Eindringen von Salzwasser in Küstenbereichen	Zweidimensionales Modell Finite Elemente	Untersuchungsgebiet Südost-Florida
Segol	Schadstofftransport in gesättigten-ungesättigten Böden	Dreidimensionales Modell Finite Elemente	Vergleich von Meß- u. Berechnungsergebnissen
Pinder Page	Eindringen von Salzwasser in Küstenbereichen	Zweidimensionales Modell Finite Elemente	Untersuchungsgebiet South Fork of Long Island
Pickens Lennox	Schadstofftransport in stationären Grundwassersystemen	Zweidimensionales Modell Finite Elemente	Sensitivitätsstudie
Mercado	Modell für die Grundwasserqualität	Zweidimensionales Modell Finite Elemente	Untersuchungsgebiet Israel
Mercado Billings	Kinetisches Modell für die Lösung von Mineralien	Zweidimensionales Modell Predictor-Corrector-Verfahren	Untersuchungsgebiet Zentral-Florida

Tabelle 2 (2): Numerische Transportmodelle

Referenz	Problem	Lösungsmethode	Anwendung
Lee	Eindringen von Salzwasser in Küstenbereiche	Zweidimensionales Modell Finite Elemente	Untersuchungsgebiet Biscayne Bay (Florida)
Konikow Bredehöft	Hydrochemisches Modell mit Berücksichtigung von Oberflächengewässern	Zweidimensionales Modell Methode der Charakteristiken	Untersuchungsgebiet Arkansas River, Colorado
Gelhar Wilson	Modell für Grundwasserqualität (Verunreinigung durch Streusalz für Verkehrsstraßen)	Eindimensionales Modell Finite Differenzen	Untersuchungsgebiet Ost-Massachusetts
Bredehöft Pinder	Transport von Schadstoffen durch Grundwasserströmung	Zweidimensionales Modell Methode der Charakteristiken	Untersuchungsgebiet Brunswick, Georgia
Boochs Barovic Rott	Oxygentransport im Grundwasser	Eindimensionales Modell (radialsymmetrisch Finite Differenzen)	Vergleich von Meß- und Berechnungsergebnissen
Desai	Durchströmung von Dämmen aus Abraummaterialien mit chemischen Reaktionen	Zweidimensionales Modell Finite Elemente	Parameterstudie

Tabelle 2 (3): Numerische Transportmodelle

In der Literatur finden sich kaum Beschreibungen von Modellen, die speziell auf die Ausbreitung von Schadstoffen aus Altablagerungen zugeschnitten sind. Dagegen gibt es eine Vielzahl von zweidimensionalen Modellen, die Transportprobleme vergleichbar mit denen im Bereich einer Ablagerung behandeln. Als Beispiel hierfür sei die Fallstudie von Pinder (1973) genannt.
Obwohl derzeit die Anwendung numerischer Techniken, besonders der Galerkin-Methode Endlicher Elemente, zur Lösung von Schadstofftransportproblemen in Grundwasserleitern bekannt und in der Literatur dokumentiert ist, machen numerische Schwierigkeiten und Fehler (numerische Dispersion und Oszillationen der Lösung) die Anwendung auf einen konkreten Fall für den Nicht-Experten zu einem schwierigen Problem. Im jetzigen Stadium kann die Behandlung von Transportproblemen keineswegs als Routineangelegenheit angesehen werden, selbst (oder gerade) dann nicht, wenn ein numerisches Modell nebst Dokumentation in der Literatur zur Verfügung steht. Die Erfahrung hat gezeigt, daß z.B. gekaufte d.h. nicht selbst entwickelte Modelle in der Anwendung eine Vielzahl von Problemen mit sich bringen, die meist aus der mangelnden Detailkenntnis des Anwenders bzgl. des Modells resultieren. Durchaus sinnvoll scheint es dagegen, ein schon vorhandenes Modell als Basis für eigene Entwicklungen zu verwenden. Der Aufwand dafür dürfte kaum höher sein als für das i.a. notwendige Umschreiben eines fremden Programmes auf die besonderen Erfordernisse des eigenen Transportproblems.
Will man den Transport löslicher Wasserinhaltsstoffe durch ein numerisches Modell simulieren, so kommt der Wahl der passenden Modellart entscheidende Bedeutung zu. Dabei müssen immer gewisse Kompromisse geschlossen werden: Einerseits soll ein Modell aus Kostengründen (Entwicklung, Rechnerkosten) und aus Gründen der Übersichtlichkeit möglichst einfach sein, damit der Aufwand für das Erfassen der Naturdaten und für die Organisation des Modells möglichst gering bleibt. Andererseits muß der Komplexität des jeweiligen Ausbreitungsproblems Rechnung getragen werden, d.h. die getroffenen Vereinfachungen müssen physikalisch vertretbar sein, da sie sonst zu unbrauchbaren Modellen und falschen

Aussagen führen. Mindestens ebenso wichtig bei der Wahl der Modellart ist die Frage, ob alle relevanten Prozesse im Modell simuliert werden können. Welche Prozesse im Untergrund dominieren kann durch eine Betrachtung der bereits früher dargestellten Zeitmaßstäbe bestimmt werden. Dadurch läßt sich z.B. entscheiden, ob die Dispersion mitberücksichtigt werden muß, ob chemisch-biologische Prozesse eine Rolle spielen usw. Im Fall der Verschmutzung durch Sickerwasser aus Altablagerungen ist vor allem die Frage von Bedeutung, ob der Schadstoff als Tracer oder als aktiver Wasserinhaltsstoff behandelt werden kann.
Je nach Problemstellung und den hydraulischen und geologischen Verhältnissen in dem zu untersuchenden Gebiet kommen verschiedene Modellarten zur Anwendung. Die Modellart hängt u.a. davon ab, ob in dem Gebiet dreidimensionale oder z.B. nur eindimensionale Strömungsverhältnisse herrschen oder ob der Schadstoff über die gesamte Mächtigkeit gleichmäßig vermischt ist oder nicht. Die verschiedenen Strömungs- und Ausbreitungsbereiche wurden bereits exemplarisch in Bild 6 dargestellt.

Bild 7 zeigt eine Übersicht über die gebräuchlichsten Modellarten. Im einfachsten Modelltyp, dem sogenannten "black-box"-Modell, können keine Strömungsvorgänge im Inneren des Modellgebiets simuliert werden. Hier kann nur die Mischkonzentration c(t) aufgrund der Bilanz von Zu- und Abflüssen im Grundwasserleiter sowie aufgrund physikalischer Prozesse und biologisch-chemischer Reaktionen berechnet werden. Ein solches Modell basiert auf der Annahme, daß der Schadstoff im gesamten Strömungsbereich stets voll durchmischt auftritt. Diese völlige Vernachlässigung jeglicher Strömungsvorgänge läßt sich i.a. nur dort rechtfertigen, wo die chemisch-biologischen Prozesse gegenüber den strömungsbedingten Mechanismen dominieren, z.B. in der ungesättigten Zone unterhalb der Altablagerung.
Mit eindimensionalen Modellen können Vorgänge in der Hauptströmungsrichtung simuliert werden. Als Randbedingungen benötigt man hier die Strömungsgeschwindigkeit und die Schadstoffkonzentration im Eintrittsquerschnitt, als Anfangsbe-

dingungen sind die Konzentrationen entlang der Hauptströmungsrichtung zur Zeit (t = 0) erforderlich. Mit solchen Modellen wird vorzugsweise der Transport eines über den Querschnitt gut durchmischten Schadstoffes in Strömungsrichtung simuliert.

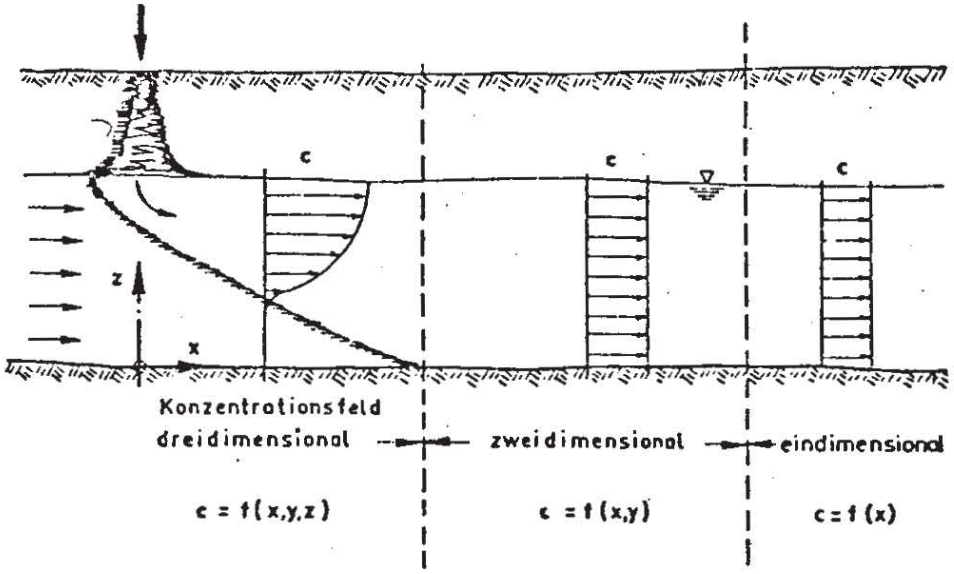
Am häufigsten werden zweidimensionale, horizontalebene Transportmodelle eingesetzt, da Grundwasserleiter in der Regel eine sehr geringe Vertikalausdehnung im Vergleich zu ihren horizontalen Abmessungen aufweisen. Diese vereinfachte zweidimensionale Betrachtung ist in diesem Fall gerechtfertigt und liefert korrekte und der verfügbaren Datenmenge entsprechende Ergebnisse. Seltener werden zweidimensionale vertikalebene Modelle eingesetzt, so z.B. zur Berechnung des Schadstofftransports aus einem gestauten Fluß in den Grundwasserleiter. Voraussetzung für die Simulierung der Transportvorgänge durch ein zweidimensionales horizontalebenes Modell ist u.a. die (zumindest annähernd) vollständige Vermischung des Schadstoffs über die Tiefe und das Fehlen ausgeprägter geologischer Schichtungen. Als Rand- und Anfangsbedingungen benötigt man in diesem Fall u.a. die Wasser- und Schadstoffdurchflüsse über die Gebietsränder, welche in ihrem Verlauf im zweidimensionalen Modell leicht der Form des Grundwasserleiters angepaßt werden können. Darüber hinaus müssen die longitudinale und die transversale Dispersivität des Untergrundes bekannt sein.

Falls die natürlichen Gegebenheiten im Untersuchungsgebiet keine zweidimensionale Untersuchung zulassen, weil z.B. die Strömung nicht vernachlässigbare Vertikalkomponenten aufweist oder der Schadstoff sich noch nicht über die Tiefe durchmischt hat, so muß der Schadstofftransport mit einem dreidimensionalen Modell simuliert werden. Ein solches Modell ist jedoch auf praktische Probleme nur beschränkt anwendbar, weil es einen erheblichen organisatorischen und rechnerischen Aufwand erfordert. Eine gewisse Bedeutung erfahren dreidimensionale Modelle aber dadurch, daß sie zur Überprüfung der in einem zweidimensionalen Modell getroffenen Annahmen und Vereinfachungen eingesetzt werden können.

Wesentliche Beschränkungen bei der Wahl des Modelltyps werden dem Benutzer durch die Menge und Qualität der verfügbaren Naturdaten auferlegt. Je komplexer das Modell ist, desto detaillierter müssen die Eingabedaten sein. So genügt es z.B. für ein dreidimensionales Transportmodell nicht, wenn man nur die (tiefengemittelten) Transmissivitäten kennt, sondern der Durchlässigkeitsbeiwert k_f muß mit einer vertretbaren räumlichen Auflösung in Abhängigkeit von x,y und z bekannt sein. Dagegen sind im zweidimensional horizontalebenen Modell tiefengemittelte Werte ausreichend und im eindimensionalen Fall sogar nur die Querschnittsmittelwerte. Daher ist eine Anpassung des Modelltyps an die verfügbaren Daten unabdingbar, oder es müssen die noch fehlenden Daten durch (meist aufwendige) Naturmessungen gewonnen werden. Andernfalls müßte der Benutzer die leidvolle Erfahrung machen, daß selbst ein noch so kompliziertes und ausgeklügeltes dreidimensionales Modell mit unzureichenden Eingabedaten keine verläßlichen Ergebnisse liefert.
Die bisherigen Ausführungen sollten zeigen, wie wichtig die Kenntnis der Eingabegrößen für Modellrechnungen ist. Das nächste Kapitel wird sich der Frage widmen, welche Eingabegrößen besonders bei der Simulation der Ausbreitung von Schmutzstoffen aus Altablagerungen wichtig sind und wie sie gewonnen werden können.

„Punktförmige" Verschmutzungsquelle

SCHNITT



GRUNDRISS

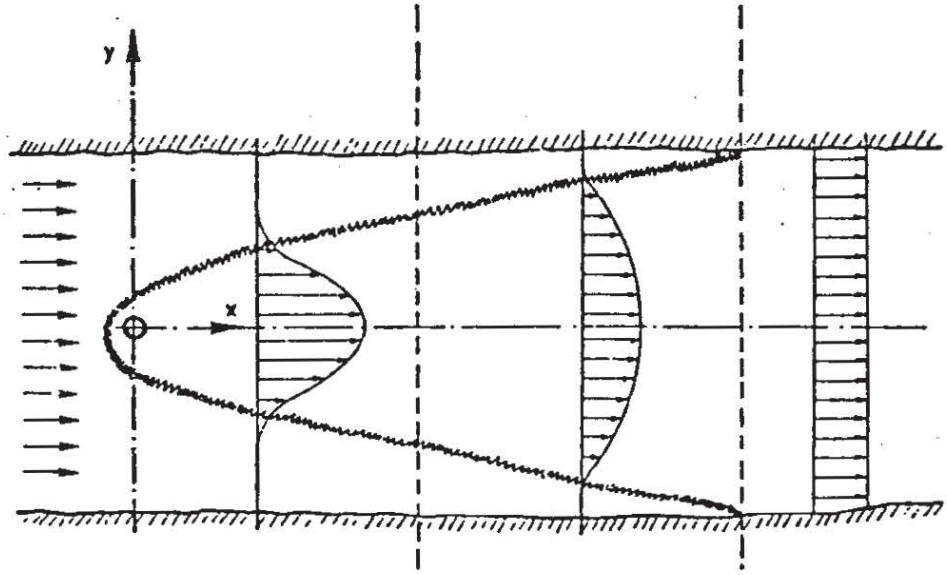
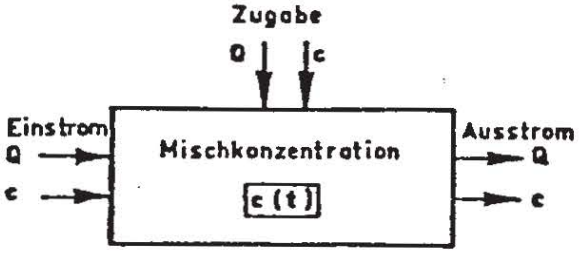
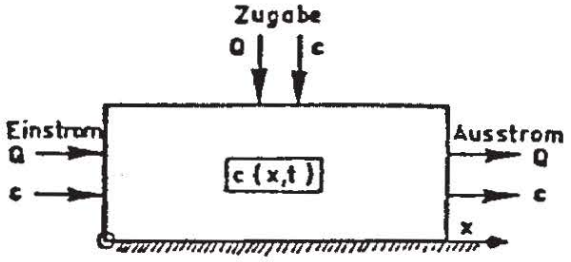


Bild 6: Strömungsbereiche
(H. Kobus in UBA-Bericht 4/79)

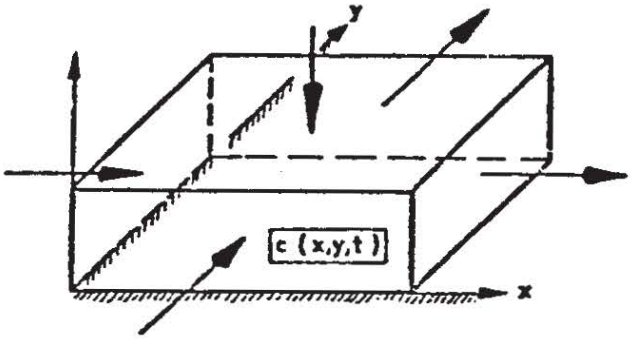
Black-Box Modell
Voraussetzung:
Stets vollständige Durchmischung im gesamten Gebiet



Eindim. Modell:
Erforderlich:
Eindim. Dispersionkoeffizient D_L



Zweidim. Modell:
Erforderlich:
Zweidim. Dispersionskoeffizienten D_L, D_T



Dreidim. Modell:
Erforderlich:
Dreidim. Dispersionskoeffizienten D_{xx}, D_{yy}, D_{zz}

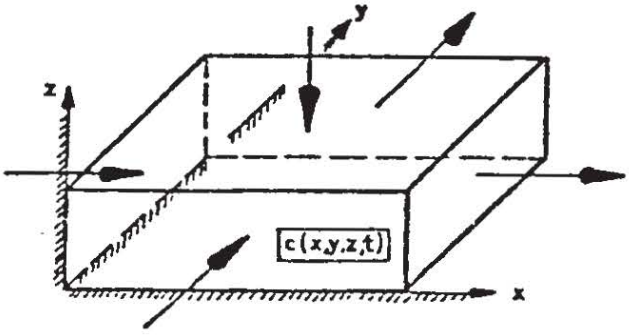


Bild 7: Modellarten
(H. Kobus in UBA-Bericht 4/79)

4. ERFORDERLICHE EINGABEGRÖSSEN AUS NATURMESSUNGEN

4.1 Allgemeines

Ein häufiges Problem bei der Berechnung von Ausbreitungsvorgängen stellt die Frage nach den erforderlichen Eingabegrößen und deren Beschaffung dar. Da es nicht möglich ist, die ganze Palette der physikalischen und biologisch-chemischen Prozesse beim Transport von Wasserinhaltsstoffen aus Altablagerungen zu erfassen und zu simulieren, müssen gewisse Einschränkungen gemacht werden. So sollen in diesem Kapitel nur Transportvorgänge im gesättigten Strömungsbereich berücksichtigt werden, an denen perseverante Schadstoffe beteiligt sind, da diese Stoffe ungehindert mit der Strömung mittransportiert werden können und daher am besten als Indikator für die räumliche Ausdehnung der Grundwasserverschmutzung dienen können.

Folgende Eingabegrößen sollten bekannt sein:

Betrachteter Schadstoff:

Das Sickerwasser aus Ablagerungen enthält in aller Regel eine große Anzahl von verschiedenen Schadstoffen, aus denen man einen perseveranten auswählen sollte, um dessen Ausbreitung z.B. mit einem Modell zu simulieren. Da man die errechneten Konzentrationsverteilungen möglichst mit gemessenen vergleichen sollte, muß man sich einen Schadstoff auswählen, der in der Natur möglichst leicht und ohne allzu großen Aufwand quantitativ nachgewiesen werden kann. Sehr gut eignet sich dazu z.B. Chlorid (Cl^-).

Ort und zeitlicher Verlauf des Schadstoffeintrages:

Falls keine Daten über die Zeitabhängigkeit zur Verfügung stehen, genügt oftmals die Angabe einer mittleren Zugaberate, besonders wenn man sich nicht so sehr für den zeitlichen Verlauf der Konzentrationsverteilung, sondern mehr für die längerfristige räumliche Ausbreitung des Schadstoffes interessiert. Kommt man dennoch nicht ohne Kenntnis der zeitabhängigen Zusickerrate aus, kann man aus dem jahreszeitlichen Gang des Durchflusses in der Drainage der Ablagerung Rückschlüsse

auf den Verlauf des Schadstoffeintrags ziehen, sofern man die Verzögerung bis zum Eintritt des Schadstoffes in den gesättigten Strömungsbereich berücksichtigt.

Beginn des Schadstoffeintrags:

Bei zeitabhängiger Betrachtung muß der Zeitpunkt (t = 0) für den Beginn des Schadstoffeintrags annähernd bekannt sein.

Untersuchungsgebiet:

Die Größe des Untersuchungsgebiets sollte man kennen, damit gezielt dessen Ränder aus den dort herrschenden hydraulischen Bedingungen (h=const. oder Q vorgegeben) bestimmt werden können.

Aquifer:

Die charakteristischen Größen des Aquifers müssen bestimmt werden. Dazu gehören: Die Mächtigkeit m sowie die räumliche Verteilung des Durchlässigkeitsbeiwerts k_f, der effektiven Porosität n_e sowie der longitudinalen und transversalen Dispersivitäten α_L bzw. α_T.

Aquifertyp:

Es muß geklärt werden, welche Aquifertypen vorliegen (gespannt, ungespannt, teilgespannt, leaky aquifer)

Hydraulische Größen, i.a. zeitabhängig:

- Grundwasserneubildungsrate
- Wasserstände von Oberflächengewässern im Untersuchungsgebiet
- Lage von Grundwasserentnahmen und -zugaben und deren Durchfluß Q.

Anfangs- und Randbedingungen:

- Verteilung von h und c zur Zeit (t = 0)
- Durchfluß Q bzw. Q_s von Wasser bzw. Schadstoff über die Gebietsränder

Da die erforderliche Datenmenge i.a. für ein numerisches Transportmodell wesentlich umfangreicher ist als für ein analytisches Berechnungsverfahren, beschränken sich die folgenden Aussagen vorzugsweise auf numerische Modelle.

Bevor im jeweiligen Anwendungsfall eine Entscheidung über den vorteilhaftesten Modelltyp gefällt werden kann, muß die Menge der bisher vorhandenen Daten mit den Erfordernissen des gewünschten Modelltyps verglichen werden. Sind die Daten sowohl qualitativ als auch quantitativ ausreichend vorhanden, so kann

mit dem Modell gearbeitet werden. Sind weitere Daten erforderlich, so muß geprüft werden, ob dazu evtl. andernorts vorhandenes Datenmaterial verwendet werden kann oder ob weitere Naturmessungen notwendig sind.

4.2 Checkliste

Im folgenden wird ein mögliches Programm zur Bestimmung der benötigten Eingabegrößen dargestellt. Es ist nach Sachgebieten geordnet und soll durch Angabe von Wertungen für die Priorität und den zu erwartenden Aufwand (1=niedrigster, 5=höchster Wert) dem potentiellen Modellanwender das Sammeln aller relevanten Daten erleichtern.

4.2.1 Geologisches Untersuchungsprogramm für Mülldeponien

GWL = Grundwasserleiter

P = Priorität (1=niedrigster Wert, 5=höchster Wert)

A = zu erwartender Aufwand (von 1 bis 5)

Untersuchung bzw. Daten	A	P	Bemerkungen
grobe Festlegung des Untersuchungsgebietes	1	5	
geologische Karte des Untersuchungsgebietes	1	5	Gesamtüberblick
allgemeine Beschreibung des Grundwasserleiters hier insbesondere	1	5	Gesamtüberblick, Form d. GWL's, weitere geol. u. hydrol. Messungen
- Längs- und Querschnitte durch den GWL	1	5	
- Kartierung des undurchlässigen Liegenden	1	5	
- Kartierung von evtl. auftretend. Schichten mit geringerer Durchlässigkeit	1	5	
- Kartierung der Mächtigkeit des GWL's	1	5	Horizontale Ausdehnung des Grundwasserleiters

- Klassifizierung der Böden des GWL's (Grobsand, Kiese, etc.)	1	3	diese beiden Klassifizierungen sind wichtig zur Abschätzung der Dispersionskoeffizienten
- Klassifizierung des Grundwasserleiters in Bezug auf seinen Aufbau (Stichworte: einheitlich/homogen, uneinheitlich/inhomogen, etc.)	1	3	
- Lageplan der vorhandenen Aufschlußbohrungen	1	2	
Auswertungen von Bohrungen zur Bestimmung der Bodenkenngrößen, wie:	1	5	
- Durchlässigkeit - effektive Porosität - charakteristische Sieblinie - Ungleichförmigkeit			für Disp.-koeff.
Pumpversuche	5	3	für Durchlässigkeit und Transmissivität
Bei mangelhaften bzw. fehlenden vorhandenen Daten zusätzliche geol. Untersuchungen, wie z.B. Aufschlußbohrungen, Geoelektrik und großräumige Pumpversuche	5	?	

4.2.2 Hydrologisches Untersuchungsprogramm

Untersuchung bzw. Daten	A	P	Bemerkungen
Lageplan der vorhandenen Grundwassermeßstellen (Aufschlüsselung nach Verfilterung, Meßmöglichkeiten, etc. ist erforderlich)	1	3	für evtl. Zusatzuntersuchungen, Fehlermöglichkeiten
Grundwasserhöhengleichenpläne für verschiedene hydrologische Situationen (es reicht nicht ein mittlerer Zustand, da die Annahme von quasistationären Zuständen zu prüfen ist):	2	5	für Fließrichtung, -geschwindigkeit, Aufenthaltszeiten
- GW-höhengleichenplan für MHW-Zustand - " " MW " - " " MNW "			
Niederschlagsdaten und Grundwasserneubildung	3	2	für Strömungsberechnung

Grundwasserstände bzw. -durchflüsse an den Rändern des Untersuchungsgebietes	3	5	Randbedingungen für Prognoserechng.
Kartierung der Bereiche des gespannten, teilgespannten bzw. freien Grundwassers	1	4	für Prognoserechng. u. Planungen von Sanierungsmaßnahmen
Kartierung der Lage von Oberflächengewässern, Grundwasserentnahmen u. Infiltrationen (auch Q!)	1	5	für Prognoserechng.
Wasserspiegellagen für Oberflächengewässer	3	4	für Berechnung des Strömungsfeldes

4.2.3 Geochemisches Untersuchungsprogramm

Untersuchung bzw. Daten	A	P	Bemerkungen
Messung von Einzelindikatoren u. Summenparametern (z.B. Temperatur, Sauerstoffgehalt; BSB_5)	2	3	Ausbreitung der Schadstoffahne
Leitfähigkeitsmessungen	3	4	Ausbreitung der Schadstoffahne
Analyse von Wasserproben aus GW-Meßstellen	4	4	Ausbreitung der Schadstoffahne; Zusammensetzung der Wasserinhaltsstoffe; Abbauverhalten
Tracerversuche, Ermittlung von "Durchbruchskurven"	5	4	Fließrichtung, Dispersionskoeffizienten, Abstandsgeschwindigkeit

4.2.4 Untersuchungsprogramm an der Altablagerung selbst

Untersuchung bzw. Daten	A	P	Bemerkungen
Lageplan der Ablagerung (Ausdehnung, vorhandene Drainagen, Abdichtungen, Betriebszustand)	5	1	
chemische Zusammensetzung der Sickerwässer (Konzentrationen)	4	3	wichtig für Klassifizierung der Schadstoffe (konservativ, perseverant) und für Beurteilung des Abbauverhaltens

zeitlicher Verlauf des Schadstoffeintrags			
Bilanzierung der Sickerwässer	5	4	wichtig für Beurteilung über die "Anfangskonzentration"
Grundstücksgrenzen	5	1	wichtig für mögliche Lage von Sanierungsmaßnahmen

4.3 Vorgehensweise

Zusammenfassend wird der Ablauf der Datenbereitstellung in seinen wichtigsten Punkten in der Reihenfolge des erforderlichen Aufwands schematisch dargestellt.

Sammlung und gezielte Auswertung von vorhandenem Material (geringster Aufwand)	- geol. Karten - Kartierungen - Klassifizierung GWL - Plan Meßstellen - GW-Höhengleichenplan - Längsschnitte - Lagepläne
Ortsbegehungen und einfach durchzuführende Messungen (mittlerer Aufwand)	- Oberflächengewässer - GW-Entnahmen - einfache chem. Probenahmen - Analysen Dränwasser - Grundstücksgrenzen
weitergehende Zusatzuntersuchungen (großer Aufwand, hohe Kosten)	- Bohrungen - Geoelektrik - Siebanalysen - Pumpversuche - eingehende chem. Untersuchungen - Bilanzierung Altablagerung

5. ÜBERSICHT ÜBER HYDRAULISCHE UND BAULICHE SANIERUNGSMÖGLICHKEITEN

5.1 Allgemeines

Als Elemente zur hydraulischen oder baulichen Sanierung eines Grundwasserleiters stehen prinzipiell drei Möglichkeiten zur Verfügung:

a) Entnahmebrunnen (E), als Einzelbrunnen oder Brunnengruppen, durch die verschmutztes Wasser dem Grundwasserleiter entzogen wird. Bei entsprechenden Gegebenheiten kann die Entnahme auch über Drainagegräben erreicht werden.

   Das entnommene verschmutzte Grundwasser muß einer Reinigung in geeigneter Form zugeführt werden (Aufbereitungsanlage vor Ort; Zufuhr zu einer bestehenden Aufbereitungsanlage, o.ä.) und danach einem Vorfluter eingespeist oder wieder in den Grundwasserleiter versickert werden.

b) Infiltrationsbrunnen (I), als Einzelbrunnen, Brunnengruppen oder auch als Versickerungsgräben oder -teiche, durch die sauberes (bzw. entsprechend gereinigtes) Grundwasser in den Untergrund eingespeist wird. Solche Infiltrationsbrunnen können einerseits dem Zweck dienen, die natürliche Grundwasserbilanz aufrechtzuerhalten, also erforderliche Entnahmen mengenmäßig zu kompensieren. Andererseits läßt sich die Größe und Richtung der Strömungsgeschwindigkeiten im Grundwasserleiter durch die Anordnung von Infiltrationsbrunnen örtlich verändern.

c) Absperrmaßnahmen (A) zur örtlichen Umlenkung oder Veränderung der Grundwasserströmung. Hierzu gehören alle baulichen Maßnahmen, die eine örtlich begrenzte Verminderung der Durchlässigkeit des Grundwasserleiters bewirken, wie Schlitzwände, Spundwände oder Dichtungsschürzen jeglicher Art.

Es sei darauf hingewiesen, daß alle drei Elemente die Möglichkeit bieten, den Transport von Schadstoffen im Grundwasser dadurch zu beeinflussen, daß die Grundwasserströmung verändert wird. Hierdurch kann das kontaminierte Grundwasservolumen umgelenkt, langsamer oder schneller transportiert, eingeengt oder zusätzlich ausgebreitet oder auch arretiert werden. Eine Sanierung des Grundwassers stellen diese Maßnahmen für sich alleine jedoch nicht dar; diese ist nur dadurch zu erreichen, daß die im Grundwasser enthaltenen Schadstoffe dem Grundwasser entzogen werden:

- entweder mit der Zeit durch Adsorption oder chemische und biologische Abbauprozesse im Grundwasserleiter
- oder indem das verschmutzte Grundwasser über Entnahmebrunnen einer geeigneten Aufbereitung unterzogen wird.

Da die vorliegende Studie sich definitionsgemäß nur mit Wasserinhaltsstoffen befaßt, die keinem natürlichem Abbau unterliegen, stellt für solche (perseveranten) Stoffe die Entnahme (E) mit nachfolgender Aufbereitung die einzige technische Sanierungsmöglichkeit dar.

Die hydraulischen und baulichen Möglichkeiten zur Sanierung von Grundwasserleitern bei Verschmutzung aus Altablagerungen lassen sich prinzipiell in drei Kategorien einteilen:

(1) Maßnahmen an der Schmutzstoffquelle zur Reduzierung bzw. Ausschaltung der weiteren Zufuhr von Schadstoffen;

(2) Maßnahmen zur Arretierung verschmutzter Grundwasservolumina, sofern sichergestellt ist, daß es sich um eine örtlich eng begrenzte Verschmutzung ohne weitere Schadstoffzufuhr handelt;

(3) Maßnahmen zur Grundwassersanierung im Bereich von Verschmutzungsquellen, deren Schadstoffzufuhr anhält und mit vertretbarem Aufwand nicht eliminiert werden kann.

Im folgenden werden die grundwasserhydraulischen Aspekte für diese Gruppen von Maßnahmen diskutiert.

5.2 Maßnahmen an der Altablagerung zur Reduzierung der Schmutzstoffzufuhr

5.2.1 Altablagerungen ohne direkten Kontakt zum Grundwasserleiter

Wie in Kap. 2 ausführlich beschrieben wurde, gelangen in diesem Fall Schmutzstoffe mit dem durch die Ablagerung versickernden Niederschlagswasser in das Grundwasser, sofern die Abdichtung der Ablagerung undicht bzw. nicht vorhanden ist. Jegliche technische Maßnahme, die zu einer Reduzierung des Sickerwasseranfalls aus der Altablagerung führt, bringt auch eine Reduzierung der Schmutzstoffzufuhr zum Grundwasserleiter mit sich. Hierzu gehört die ganze Palette der in der Deponietechnik verwendeten Maßnahmen wie Basisabdichtungen, Drainagemaßnahmen, Oberflächenabdichtung, etc. In erster Näherung ist die ins Grundwasser gelangende Schmutzstofffracht proportional zum Sickerwasserstrom durch die Altablagerung: wird dieser Zustrom zum Grundwasser unterbunden, dann ist die Altablagerung als Schadstoffquelle für das Grundwasser effektiv eliminiert.

5.2.2 Altablagerungen mit direktem Kontakt zum Grundwasserleiter

In diesem Fall wird die Altablagerung vom natürlichen Grundwasserstrom teilweise durchflossen. Dadurch wird ein intensiver Schmutzstoffeintrag in das Grundwasser bewirkt, der weitgehend unabhängig von der Sickerwasserzufuhr aus Niederschlägen ist; die hydraulischen Gegebenheiten sind hier also wesentlich ungünstiger.

Neben den unter 5.2.1 genannten Maßnahmen zur Unterbindung der Sickerwasserzufuhr von oben muß hier zusätzlich dafür Sorge getragen werden, daß die Durchströmung der Ablagerung verhindert oder zumindest so weit wie möglich reduziert wird. Auch hier kann in erster Näherung davon ausgegangen werden, daß die vom Grundwasser abtransportierte Schmutzstofffracht proportional dem Grundwasserdurchfluß durch die Ablagerung ist.

Als Maßnahmen kommen hier in Frage:

Fall a) Absenken des Grundwasserspiegels im Bereich der Altablagerung bis unterhalb des tiefsten Punktes der Ablagerung, so daß keine Durchströmung mehr stattfindet. Dies kann erreicht werden durch

a 1) Absenkungsbrunnen (Bild 8 oben)

a 2) Vertikale Dichtungsmaßnahmen rings um die Ablagerung plus Absenkungsbrunnen mit entsprechend geringerer Pumpleistung (Bild 8 unten).

Diese Maßnahmen sind von Baugrubenabsenkungen her bekannt und mit geläufigen Formeln berechenbar. Sie sind insofern problematisch, als die Absenkung auf Dauer aufrechterhalten werden muß und deshalb auf Dauer Betriebskosten (Pumpen) anfallen. Eine derartige Maßnahme erscheint daher allenfalls in solchen Fällen sinnvoll, in denen die Altablagrung nur zeitweise (bei extrem hohen Grundwasserständen in nassen Jahren) in das Grundwasser eintaucht, so daß der Absenkungsbetrieb auf kurze Zeiträume beschränkt bleiben kann.

Eine Grundwasserabsenkung auf Dauer ist ohne zusätzliches gelegentliches Pumpen auch bei großem Dichtungsaufwand in aller Regel nicht realisierbar.

Auch der Gedanke, durch eine oberstrom der Ablagerung angeordnete Dichtungswand eine Grund-

wasserabsenkung zu erreichen, ist unter realen Bedingungen kaum durchführbar. Selbst wenn man annimmt, die Wand sei nach beiden Seiten hin unendlich weit ausgedehnt, dann bewirkt eine solche Maßnahme erst dann eine nennenswerte Absenkung, wenn die Dichtungswand praktisch bis zur undurchlässigen Sohle des Grundwasserleiters eingebracht wird: schon eine Restöffnung in der Größenordnung von 10% der Mächtigkeit macht die Maßnahme nahezu wirkungslos. Hinzu kommt, daß bei einer Wand endlicher Länge (auch bei einem mehrfachen der Ablagerungsbreite) durch die seitliche Umströmung die Absenkung noch weiter vermindert wird: eine allseitige Abdichtung rings um die Ablagerung wäre deshalb in jedem Fall dieser Anordnung vorzuziehen.

Fall b) <u>Verminderung der Durchströmung des Ablagerungsbereichs</u> ohne nennenswerte Absenkung des Grundwasserspiegels.

b 1) Allseitige Abdichtung bis zur undurchlässigen Sohle (Bild 9 oben). Hierdurch kann die Durchströmung und damit der Schmutzstoffeintrag effektiv verhindert werden.

b 2) Allseitige Abdichtung bis zu einer weniger durchlässigen Zwischenschicht im Grundwasserleiter.

Bei Abdichtungsmaßnahmen bis zu einer Zwischenschicht, deren Durchlässigkeit 1 bis 2 Zehnerpotenzen kleiner ist als die des darüberliegenden Grundwasserleiters, wird die Durchströmung zwar nicht vollständig unterbunden, aber doch drastisch reduziert, so daß die Schmutzstoffzufuhr entsprechend auch um einige Zehnerpotenzen verringert werden kann. Mit der in Bild 9 (unten) angegebenen Formel läßt sich die Austauschrate Q_s abschätzen.

b 3) Dreiseitige Abdichtung, nach oberstrom oder unterstrom hin offen.

Bei dieser Anordnung fallen geringere Baukosten an. Die hydraulische Wirksamkeit ist bei einer Dichtung bis zur undurchlässigen Sohle mit Fall b 1) vergleichbar, wobei an der jeweils offenen Seite zusätzlich durch molekulare Diffusion ein Stoffaustrag stattfindet. Im Fall einer nicht vollständigen Abdichtung wird allerdings auch der vertikale Eintrag gegenüber dem Fall b 2) auf das vierfache erhöht (Bild 10).

Eine Absperrmaßnahme in einem vollständig homogenen Grundwasserleiter, die nicht bis zur undurchlässigen Sohle reicht, ist weitgehend wirkungslos. Der vertikale Eintrag würde sich in diesem Fall gegenüber dem Fall b 3) im Verhältnis k_f/k_f' erhöhen.

b 4) Zweiseitige Abdichtung in Kombination mit Infiltrationsbrunnen.

Ein weiterer Vorschlag zur Absperrung geht davon aus, ober- und unterstromseitig der Altablagerung je eine Dichtungswand bis zur undurchlässigen (teildurchlässigen) Sohle anzuordnen und die seitliche Zuströmung mit Hilfe von Infiltrationsbrunnen zu verringern. Dem verminderten Bauaufwand (Brunnen statt der dritten Dichtungswand) stünden dabei die Betriebskosten für die Infiltrationsbrunnen gegenüber. Die Infiltrationsbrunnen müßten so angeordnet werden, daß die von ihnen ausgehenden "Wasserschleier" als hydraulische Sperre die Altablagerung von der Außenströmung abschirmen und dadurch die Schmutzstoffe in der Ablagerung "einschließen" (Bild 11).

Bei näherer Betrachtung stellt man jedoch fest, daß diese Konfiguration nicht die erwünschten Wirkungen zeigen kann. Selbst bei fehlenden Brunnen kommt es wegen der unterschiedlichen Piezometerhöhen zwischen der Außenströmung (Bild 11, Querschnitt 1) und dem Inneren der

Altablagerung (Querschnitt 2) zur Durchströmung der Ablagerung. Zwar ist das Gefälle der Piezometerhöhen nur gering, doch kann wegen der i.a. höheren Durchlässigkeit der Altablagerung die Schmutzstoffzusickerung ins Grundwasser nicht vernachlässigt werden. Durch die Infiltrationsbrunnen verschlechtert sich diese Situation sogar noch: Durch die Erhöhung der Grundwasserstände in Brunnennähe wächst die Geschwindigkeit an, mit der die Ablagerung durchströmt und Schmutzstoffe abtransportiert werden. Mit steigender Infiltrationsrate Q_I erhöht sich folglich der Schmutzstoffeintrag ins Grundwasser, so daß als einziger positiver Effekt der Brunnen nur die weiträumige Umleitung des Wassers um die Ablagerung zu verzeichnen ist. Aus den genannten Gründen sollte dieser Abdichtungsvorschlag nicht in die Tat umgesetzt werden.

5.3 Maßnahmen zur Arretierung verschmutzter Grundwasservolumina

Ist ein Grundwasserbereich verschmutzt und ist die Verschmutzung örtlich beschränkt (Nähe der Schmutzstoffquelle, kurz nach Einleitung der Schmutzstoffe), dann besteht eine denkbare Grundwassersanierungsmaßnahme darin, das kontaminierte Wasservolumen zu arretieren. Durch diese Maßnahme soll ferner ein Austausch mit dem vorbeifließenden Grundwasser verhindert werden oder allenfalls so langsam erfolgen, daß die Schadstoffe durch Vermischung weit genug verdünnt werden, damit die auftretenden Restkonzentrationen unterhalb der zulässigen Grenzwerte für Trinkwasser bleiben. Wichtigste Voraussetzung für die Anwendung solcher Maßnahmen ist die Ausschaltung der Schmutzstoffquelle, so daß keine weitere Schmutzstoffzufuhr erfolgen kann. Nur in diesem Fall kann die Maßnahme sinnvoll angewendet werden. Bei Zustrom weiterer Schadstoffe muß aus Kontinuitätsgründen schließlich eine

entsprechende Abgabe an den Grundwasserleiter erfolgen, was die Arretierung sinnlos werden läßt.

Als hydraulische und bauliche Maßnahmen sind hier dieselben Konfigurationen denkbar, wie sie in Kap. 5.2.2 unter b 1) bis b 4) diskutiert wurden. Die dort getroffenen Aussagen gelten auch hier - lediglich muß nun statt des Ablagerungsbereichs vielmehr das gesamte kontaminierte Grundwasservolumen erfaßt werden. Dies macht deutlich, daß derartige Arretierungsmaßnahmen nur dann technisch und wirtschaftlich vertretbar sind, wenn die Ausdehnung der Grundwasserverschmutzung örtlich eng abgegrenzt werden kann. Dies ist in der Regel in der Nähe der Verschmutzungsquelle und kurze Zeit nach Eindringen der Schadstoffe der Fall. Zu späteren Zeiten, wenn sich eine Verschmutzung schon über weite Bereiche eines Grundwasserleiters erstreckt, ist eine Arretierung nicht mehr sinnvoll und aus hydrologischen Gründen (Austausch mit Oberflächengewässern, Grundwasserneubildung aus Niederschlag) häufig auch nicht machbar. Die hier dargestellten Maßnahmen lassen sich jedoch bei abbaubaren Schadstoffen vorteilhaft einsetzen, wenn es gelingt, die Schadstoffausbreitung soweit zu verzögern, daß die Schmutzstoffe in relativer Nähe der Ablagerung abgebaut werden können.

5.4 Maßnahmen zur Grundwassersanierung bei kontinuierlicher Schadstoffeinleitung

5.4.1 Vorgehensweise

Sofern sich die Schmutzstoffzufuhr zum Grundwasser nicht mit vertretbarem Aufwand an der Quelle zuverlässig verhindern läßt, bleibt als einzige Möglichkeit der Grundwassersanierung die Entnahme des kontaminierten Grundwassers und die Entfernung der Schmutzstoffe in einer Aufbereitungsanlage. Auch hier ist grundsätzlich festzustellen, daß derartige Maßnahmen nur in der Nähe der

Verschmutzungsquelle sinnvoll und wirtschaftlich machbar erscheinen, solange die Verschmutzung noch eine geringe Ausdehnung aufweist und deshalb nur vergleichsweise geringe Pumpraten erforderlich sind. Zur Durchführung dieser Maßnahmen sind prinzipiell zwei Alternativen denkbar:

c) Entnahme des verschmutzten Grundwassers durch Einzelbrunnen, Brunnengruppen oder Kombinationen von Absperrmaßnahmen und Brunnen, wobei das entnommene Wasser nicht wieder eingespeist wird, sondern nach Aufbereitung anderen Verwendungszwecken oder einem Oberflächengewässer zugeführt wird;

d) Entnahme, Aufbereitung und Wiedereinleitung des verschmutzten Grundwassers. Dies führt zu einem geschlossenen Wasserkreislauf mit Erhaltung der Wasserbilanzen, was insbesondere bei großen Pumpraten sehr wichtig werden kann. Dabei werden ständig Schmutzstoffe in der Aufbereitungsanlage aus dem Grundwasser entfernt.

Offensichtlich ist Alternative c) eher für kleine Durchflüsse und Alternative d) für große Durchflüsse geeignet. Im folgenden wird der Fall c) relativ ausführlich diskutiert. Die hier angesprochenen Gesichtspunkte treffen natürlich auch für den Fall d) im Prinzip zu.

Die Ermittlung der erforderlichen Entnahmeraten geht von der Annahme aus, daß alles Grundwasser, das unter der Altablagerung durchströmt, auch verschmutzt wird, und demzufolge der gesamte entsprechende Grundwasserstromanteil entnommen werden muß. Für eine vorgegebene hydrogeologische und geometrische Situation ergibt sich aus dieser Überlegung die erforderliche Mindestpumprate Q_{min}, die unter idealen Bedingungen (keine Störungen, keine Dispersion, vollständiger Wasseraustausch) zu Sanierungszwecken gefördert werden müßte. Dieser rechnerische Grenzfall entspräche einer Entnahme sehr weit unterstrom der Ablagerung.

In Wirklichkeit bewirkt die Dispersion eine ständige Ausbreitung des verschmutzten Grundwasserbereichs in Strömungs-

richtung. Deshalb müßte umso mehr Wasser gepumpt werden, je weiter die Entnahme nach unterstrom verlegt wird. Es ist daher günstiger, die Entnahme näher an die Altablagerung zu legen. Allerdings müssen bei sehr kleinen Abständen auch noch die Randbereiche der Ablagerung im Entnahmebereich der Pumpanlage liegen, was bei sehr kleinen Abständen wiederum eine Erhöhung der Pumprate erfordert. Es gibt demnach jeweils einen optimalen Abstand der Entnahme von der Ablagerung, der von den geohydrologischen und geometrischen Gegebenheiten bestimmt wird.

Für die Vorüberlegungen zu derartigen Sanierungsmaßnahmen wird daher eine vierstufige Betrachtungsweise gewählt:

Stufe 1: Ermittlung der erforderlichen Mindestpumprate Q_{min} aus den Abmessungen der Altablagerung und den Kenngrößen des Grundwasserleiters.

Stufe 2: Ermittlung des optimalen Abstandes der Entnahme von der Ablagerung sowie des zugehörigen Multiplikationsfaktors für die erforderliche Pumprate.

Stufe 3: Örtliche Überlegungen zur Art der Entnahme: Einzelbrunnen, Brunnenreihe, Kombination mit Dichtungsmaßnahmen, etc.

Stufe 4: Überlegungen zur vertikalen Struktur: erforderliche Tiefe von Brunnen und Dichtungsmaßnahmen, etc.

5.4.2. Entnahme ohne Rückführung

Zu Stufe 3 werden folgende prinzipielle Kombinationsmöglichkeiten diskutiert:

c 1) Entnahme durch Einzelbrunnen. Dies ist der Referenzfall, der den in Kapitel 6 dargestellen Diagrammen zugrunde liegt. Er ist insofern auch der interessanteste Fall, als er mit den geringsten Investitionskosten verbunden ist.

c 2) Kombination Entnahmebrunnen - unterstromseitige Dichtungswand. Durch Anbringen einer Dichtungswand läßt sich die erforderliche Pumprate reduzieren, insbesondere wenn der Abstand der Entnahme von der Ablagerung klein ist. Hier sind erhöhte Investitionskosten gegen reduzierte Betriebskosten abzuwägen. Die in c 1) und hier genannten Maßnahmen sind in Bild 12 dargestellt.

c 3) Oberstromseitige Dichtungswand und Entnahmebrunnen. Durch Anordnen einer oberstromseitigen Dichtungswand, die in der Vertikalen bis zu undurchlässigen Sohle bzw. mindestens zu einer weniger durchlässigen Zwischenschicht reicht und in der Breite ein Mehrfaches der Altablagerungsbreite ausmacht, kann der Bereich des verschmutzten Grundwassers eingeengt werden und auch eine entsprechende Reduzierung der erforderlichen Pumprate erreicht werden (Bild 13). Auch hier stehen erhöhte Investitionen reduzierten Pumpkosten gegenüber.

c 4) Kombination Infiltrations- und Entnahmebrunnen. Durch zusätzlichen Einsatz von Infiltrationsbrunnen kann der Bereich des verschmutzten Grundwassers seitlich eingeengt werden (Bild 13). Allerdings kann hierdurch keine Reduzierung der erforderlichen Entnahmerate erreicht werden. Gegenüber Fall c 1) entstehen also wegen der Infiltrationsbrunnen erheblich höhere Investitions- und Betriebskosten, die nur dann gerechtfertigt erscheinen, wenn extrem starke Dispersion im Grundwasserleiter vorliegen würde. Doch selbst in diesem Fall erscheint Maßnahme c 2) günstiger.

5.4.3 Entnahme und Wiedereinleitung

Eine konsequente, wenn auch aufwendigere Vorgehensweise zur Grundwassersanierung führt zu einem geschlossenen Kreislauf des Grundwassers mit Entnahme, Entfernung der Schmutzstoffe in einer Ausbereitungsanlage und

Wiedereinleitung des gereinigten Grundwassers. Die hydraulische Grundkonfiguration besteht hierfür aus einem Entnahme- und einem Schluckbrunnen, zwischen denen eine direkte Rückströmung (Kurzschlußströmung) hergestellt wird (Bild 14). Dies ist bei beliebiger Anordnung der Brunnen nur dann der Fall, wenn eine Mindestförderrate überschritten wird, deren Größe von den geologischen Randbedingungen und vom Brunnenabstand abhängt. Bei der in Bild 14 dargestellten Anordnung des Entnahmebrunnens direkt unterstrom des Infiltrationsbrunnens ergibt sich immer eine direkte Rückströmung. Dies ist daher die für Grundwassersanierungsmaßnahmen anzustrebende, hydraulisch günstigste Konfiguration. Im Fall der Kurschlußströmung bildet sich ein Bereich um die beiden Brunnen aus, in dem das im Kreislauf rezirkulierte Wasser strömt, während der natürliche Grundwasserstrom diesen Bereich seitlich umströmt. Wird nun die Anlage so ausgelegt, daß die Altablagerung vollständig im Bereich der Rezirkulationszone liegt, dann werden die in den Grundwasserleiter eingebrachten Schmutzstoffe jeweils direkt erfaßt und im Reinigungskreislauf wieder eliminiert. Ein Austausch mit dem durchströmten Grundwasserleiter findet nur durch Dispersion über die Grenzen der Rückströmzone hinweg statt und dürfte nur dann von Bedeutung sein, wenn innerhalb des Rezirkulationsgebietes hohe Schmutzstoffkonzentrationen auftreten: Dies wiederum hängt von der Dimensionierung des Pumpenkreislaufs und der Aufbereitungsanlage ab und dürfte bei kontinuierlichem Betrieb der Anlage auf lange Sicht zu vermeiden sein.

5.5 Grundwassersanierung und Schutz von Wasserversorgungsanlagen

Zur Verdeutlichung der wesentlichen Unterschiede zwischen den hier diskutierten Maßnahmen zur Grundwassersanierung und den Möglichkeiten zum Schutz von Wasserwerken seien hier einige Bemerkungen angefügt.

Wasserwerke entnehmen Grundwasser, das nach Möglichkeit unverschmutzt sein soll. Fließt verschmutztes Wasser

einem Wasserwerk zu, dann gibt es folgende Möglichkeiten:

a) Grundwassersanierung an der Verschmutzungsquelle zu betreiben (siehe Kap. 5.2 bis 5.4);

b) das verschmutzte Wasser am Werk vorbeizuleiten, sofern aus anderen Richtungen ausreichend sauberes Wasser zur Verfügung steht. Hierfür werden in der Regel Infiltrationsbrunnen eingesetzt;

c) das verschmutzte Wasser zu fördern und aufzubereiten.

Zur Frage der Umlenkung eines Grundwasserstroms mit Hilfe von Infiltrationsbrunnen (sogenannte "Wasserberge") sei angemerkt, daß sich aufgrund einfacher hydraulischer Überlegungen folgendes feststellen läßt:

- ein ausschließlich grundwassergespeistes Wasserwerk würde als Schutz einen "Wasserberg" erfordern, der zumindest die Absenkung durch das Wasserwerk kompensiert, d.h.

$$Q_{Infiltration} \geq Q_{Wasserwerk} \qquad (5.1)$$

- ein Wasserwerk im Bereich eines Oberflächengewässers erfordert einen "Wasserberg", der mindestens der landseitigen Zuströmung zum Wasserwerk im ungestörten Zustand entspricht:

$$Q_{Infiltration} \geq (Q_{Wasserwerk} - Q_{Uferfiltrat}) \qquad (5.2)$$

Dies macht deutlich, daß derartige Maßnahmen nur dann Erfolg versprechen, wenn der Verschmutzungsbereich nur einen Teil (Randzone) des Wasserwerks betrifft und wenn in anderen Bereichen ausreichend sauberes Wasser zur Verfügung steht.

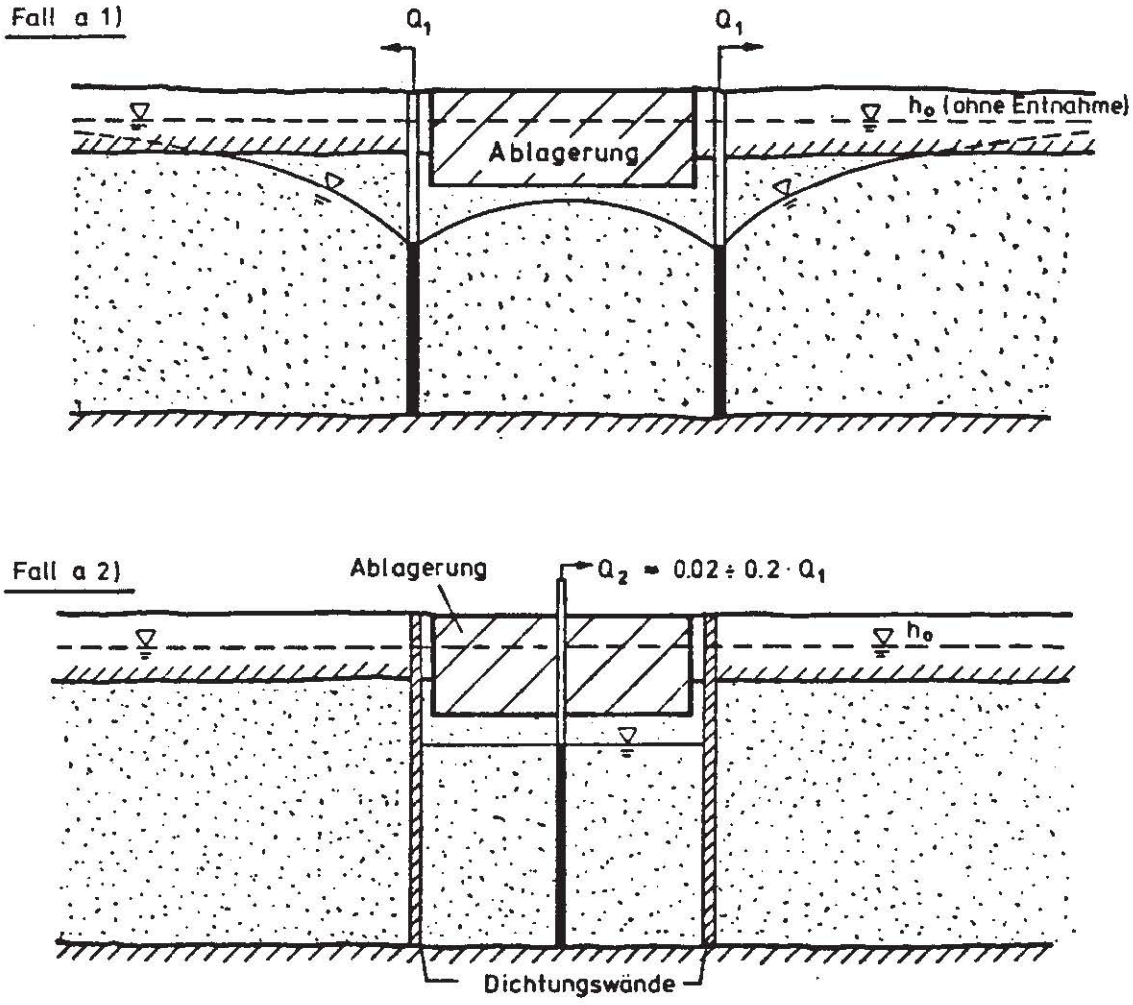


Bild 8: Absenkungsmaßnahmen

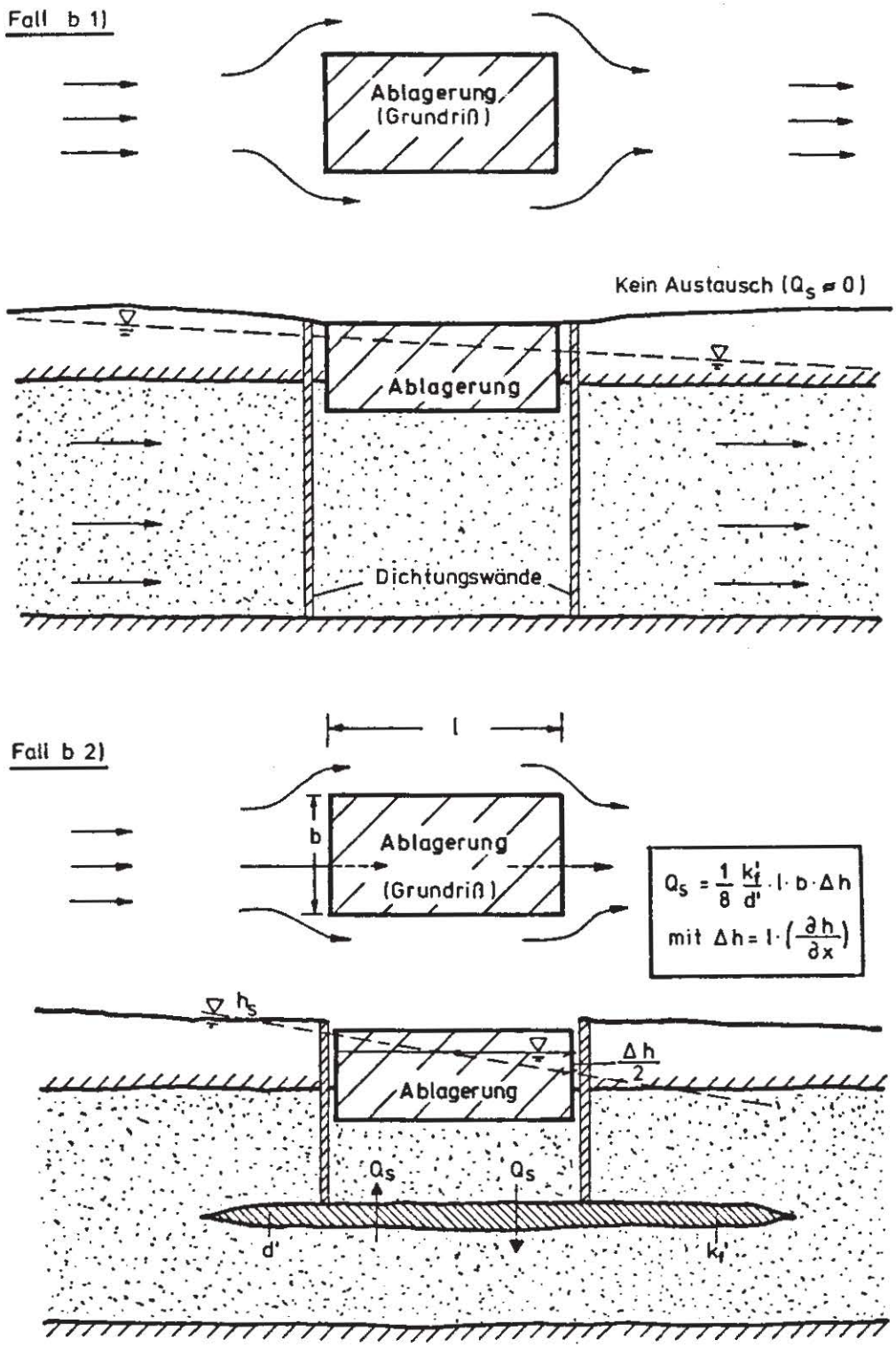
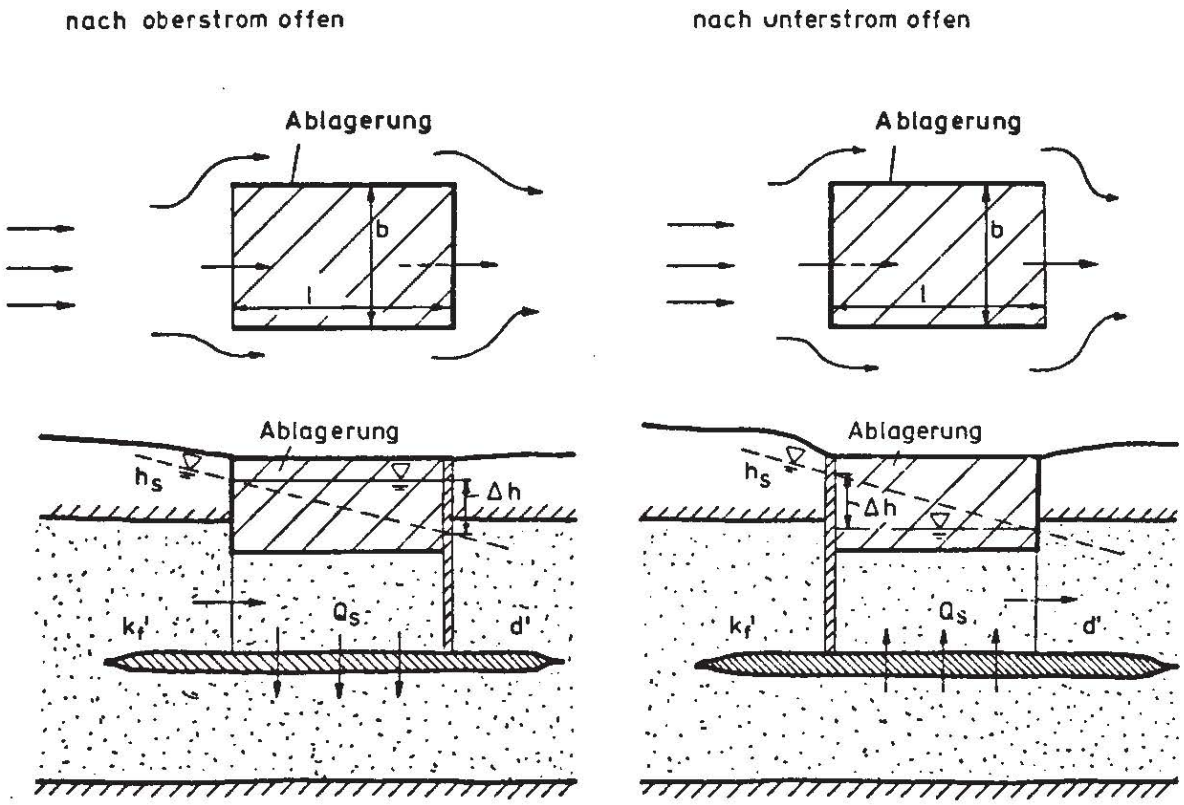


Bild 9: Allseitige Abdichtung

Fall b3)

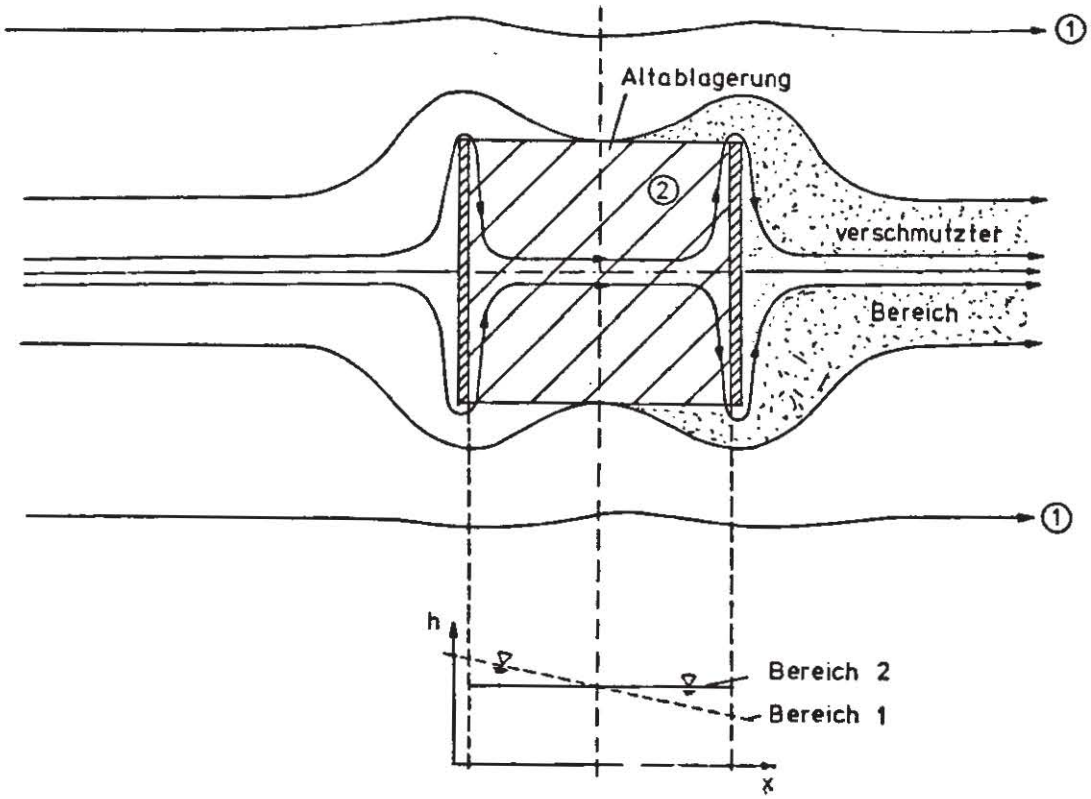


$$Q_s = \frac{1}{2}\,\frac{k_f'}{d'}\cdot l\cdot b\cdot \Delta h$$

$$\text{mit } \Delta h = l\cdot\left(\frac{\partial h}{\partial x}\right)$$

Bild 10: Dreiseitige Abdichtung

Fall b 4)



Strömungsverlauf anhand ausgewählter Stromlinien (schematisch)

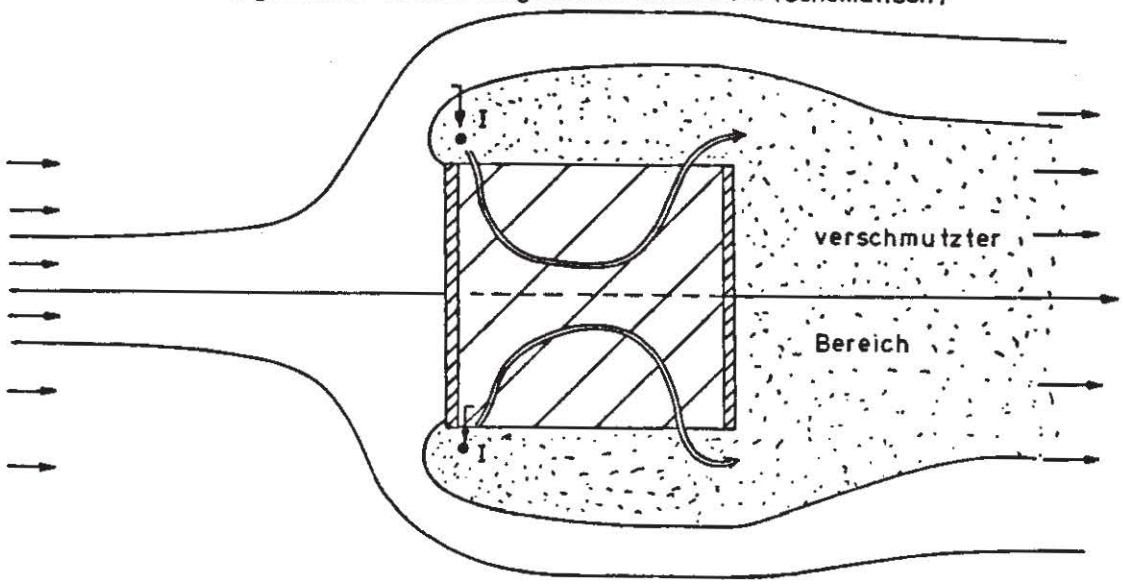
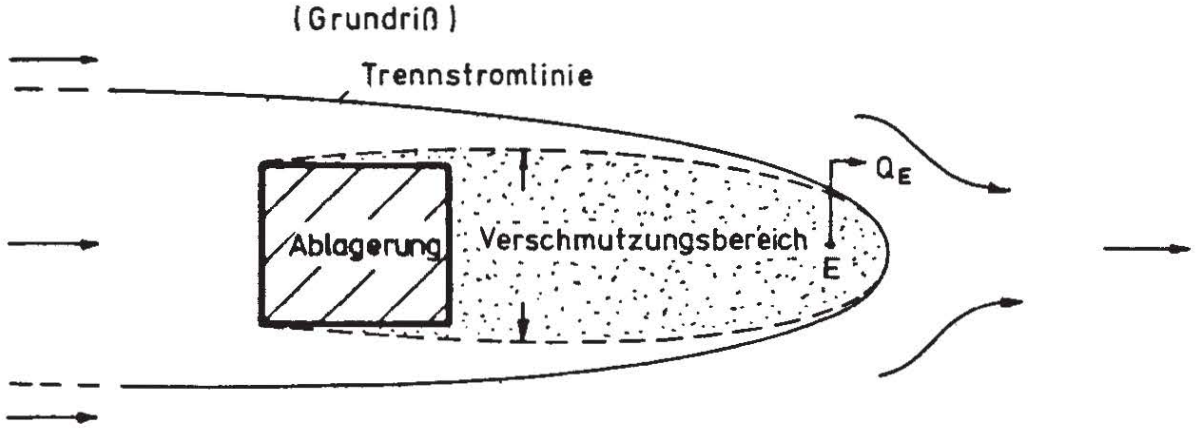


Bild 11: Zweiseitige Abdichtung mit Infiltrationsmaßnahmen

Fall c 1)



Fall c 2)

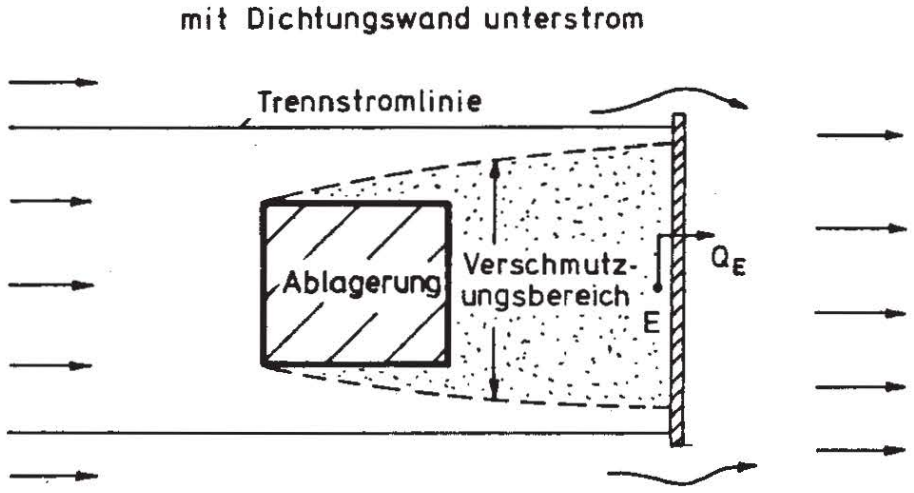
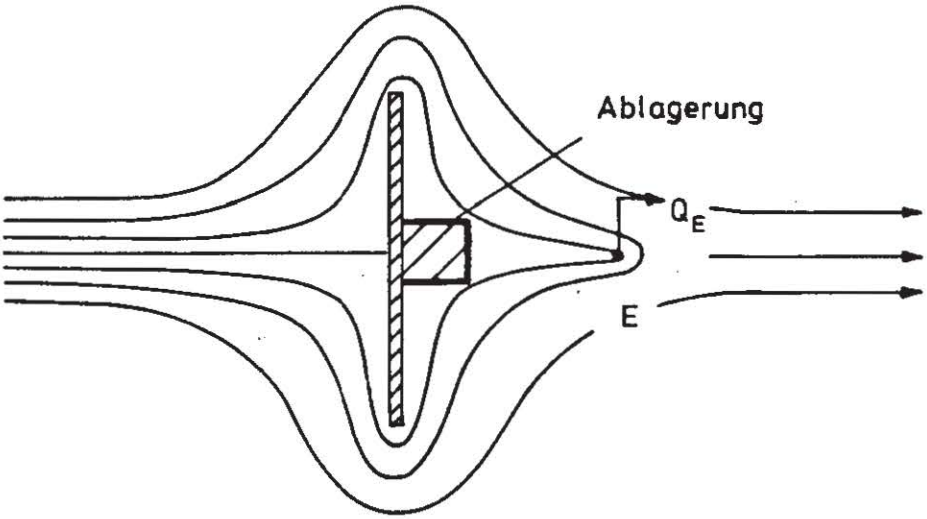


Bild 12: Entnahme des verschmutzten Grundwassers

Fall c 3)



Fall c 4)

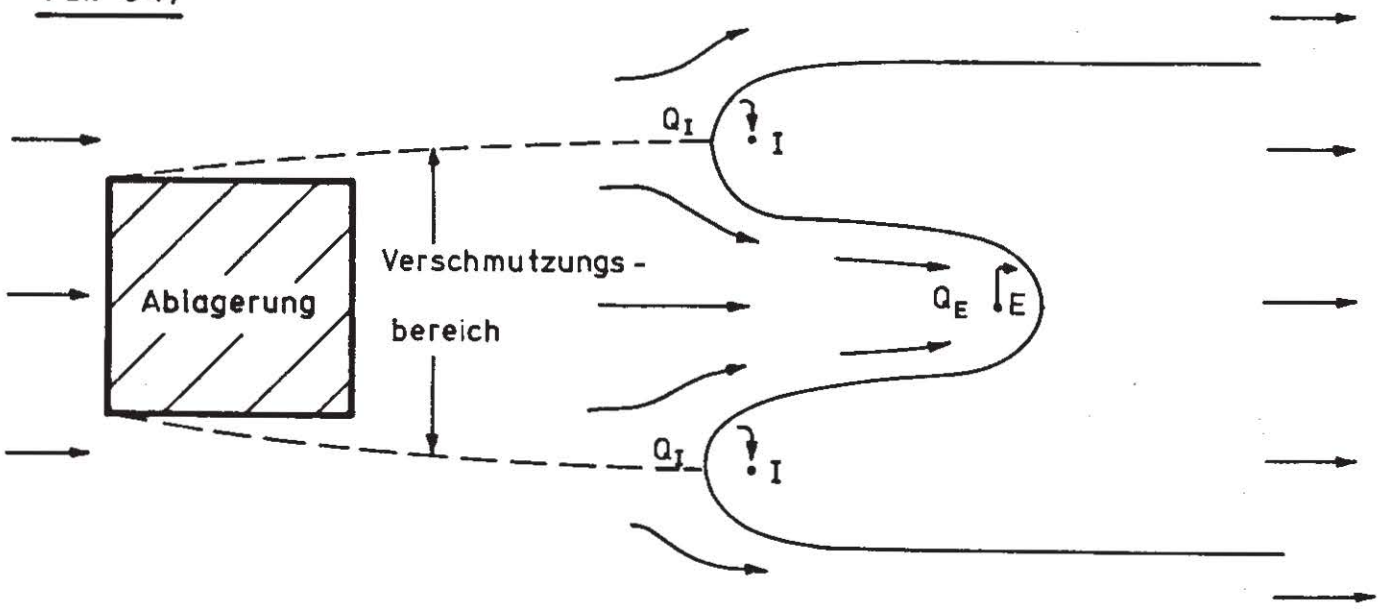


Bild 13: Umlenkung und Entnahme des verschmutzten Grundwassers

Fall d)

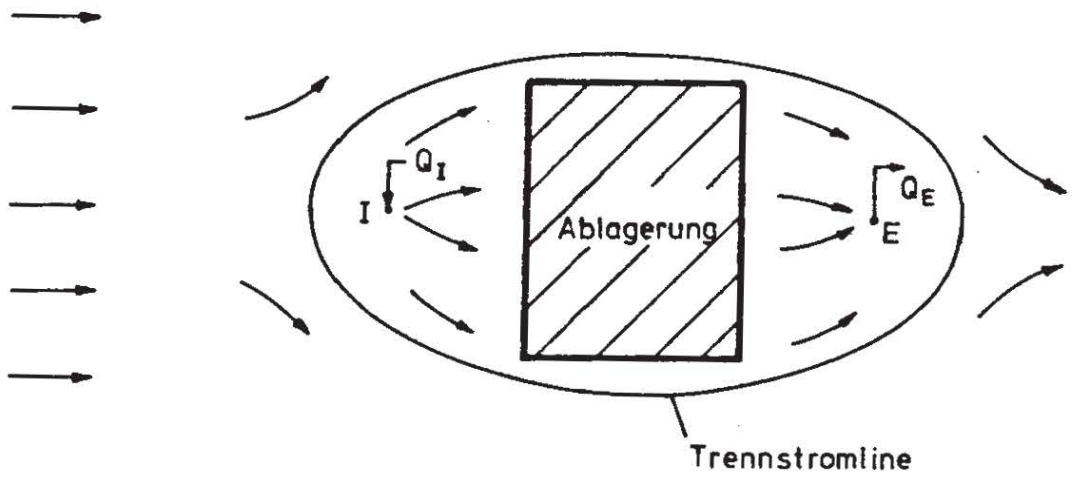


Bild 14: Entnahme und Wiedereinleitung

Parameter	Min-Wert	Max-Wert	Mittelwert
Mächtigkeit des GWL	5 m	100 m	30 m
Breite des GWL	100 m	∞	1000 m
Fließgeschwindigkeit des GWL (Abstandsgeschwindigkeit)	0,1 m/d	10 m/d	1 m/d
Querdispersivität α_T	0,005 m	1 m	0,05 m
Breite der Verunreinigungszone	10 m	1000 m	100 m

Bild 15: Parameterbereiche

6. SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DER WIRKUNG HYDRAULISCHER SANIERUNGSMASSNAHMEN

6.1 Schematische Vereinfachungen

Von den in Kapitel 5 beschriebenen Sanierungsmaßnahmen sollen im folgenden die hydraulischen Maßnahmen (c und d) näher untersucht werden. Die quantitativen Betrachtungen in diesem Kapitel basieren auf folgenden schematischen Vereinfachungen:

- homogener und isotroper Grundwasserleiter mit konstanter Mächtigkeit m und horizontaler Sohle
- gespannter Grundwasserleiter
- eindimensionale, stationäre Strömung mit der Filtergeschwindigkeit u_o im ungestörten Fall (bevor Zusatzmaßnahmen wirksam werden)
- stationäre Randbedingungen
- Brunnen über die gesamte Mächtigkeit verfiltert
- Altablagerungen mit quadratischem Grundriß (sofern nicht anders angegeben).

Unter Berücksichtigung dieser Einschränkungen sollen verschiedene Sanierungsmaßnahmen untersucht und untereinander verglichen werden. Um die Untersuchung übersichtlich zu gestalten und den Charakter einer Grundlagenstudie zu bewahren, mußten Grenzen für die einzelnen Parameter gesetzt werden. Bild 15 enthält eine Parameterliste, in der für jeden Parameter je eine untere und obere Grenze sowie ein Mittelwert angegeben ist. Diese Größen wurden von der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg als charakteristisch für die Mehrzahl der natürlichen Grundwasserleiter in Baden-Württemberg angegeben.

Aus Gründen der Übersichtlichkeit werden die Untersuchungsstufen 1 bis 4 zuerst für sehr breite Grundwasserleiter und anschließend für Stufe 1 und 2 auch für seitlich begrenzte Grundwasserleiter dargestellt.

Weitere Vereinfachungen werden hinsichtlich der hydraulischen Randbedingungen in seitlich begrenzten Grundwasserleitern getroffen. Hier müssen zwei Grenzfälle unterschieden werden, zwischen denen sich die Verhältnisse in einem natürlichen Aquifer bewegen:

Fall I (Bild 16 links):
In diesem Fall ist der Oberstromzufluß Q_o im ungestörten Zustand vorgegeben und wird durch irgendwelche Maßnahmen nicht verändert. Unterstrom wird ein Rand mit vorgegebenen Piezometerhöhen (Fluß, See) angenommen. Solche Verhältnisse findet man z.B. in einem Tal, dessen Grundwasser nur aus Neubildung durch Niederschlag herrührt. Installiert man einen Brunnen auf der Mittelachse des Aquifers und pumpt mit der Entnahmerate Q_B, so bleibt der Durchfluß oberstrom gleich Q_o, während er unterstrom nur noch (Q_o-Q_B) beträgt. Nach längerem Pumpen stellt sich eine stationäre Trennstromlinie ein, mit einer Entnahmebreite b_∞ weit oberstrom des Brunnens. In Bild 16 ist schematisch der Verlauf der über den Querschnitt gemittelten Piezometerhöhen dargestellt. Für $(Q_B = 0)$ ergibt sich eine Gerade, deren Gefälle durch Q_o bestimmt ist. Pumpt man mit der Entnahmerate Q_B, so verschiebt sich das Geradenstück oberstrom des Brunnens parallel nach unten bis zum niedrigeren Niveau in dem Querschnitt, wo sich der Brunnen befindet. Durch die Parallelverschiebung bleibt das Gefälle der Piezometerhöhen und damit auch der Durchfluß im Oberstrombereich konstant auf Q_o. Unterstrom des Brunnens verläuft die Gerade der Piezometerhöhen jetzt flacher, da dort der Durchfluß auf (Q_o-Q_B) absinkt. Im Extremfall $(Q_B=Q_o)$ wird die Entnahmebreite b_∞ gleich der Aquiferbreite b_o. Der Durchfluß unterstrom wird zu Null, die Piezometerhöhen in diesem Bereich laufen horizontal.

Fall II (Bild 16 rechts):
Im anderen Grenzfall wird der Aquifer ober- und unterstrom durch Ränder mit vorgegebenen Piezometerhöhen (z.B. Flüsse oder Seen) begrenzt, deren gegenseitiger Abstand sehr groß ist gegenüber b_o. Daraus resultiert ein ungestörter Durchfluß Q_o, d.h. die Piezometerhöhenverteilung ist eine Gerade. Installiert man auf der Mittelachse des Aquifers etwa in gleichem Abstand von den Ober- bzw. Unterstromrändern einen Brunnen, so ergibt sich nach längerem Pumpen mit der Entnahmerate Q_B eine stationäre Trennstromlinie. Durch die Absenkung im Brunnenbereich steigt oberstrom des Brunnens das Gefälle der über den Fließquerschnitt gemittelten Piezometerhöhen, unterstrom nimmt es ab. Folglich erhöht sich im Oberstrombereich der Gesamtdurchfluß und zwar auf

$$Q_{ob} = Q_o + \frac{1}{2} Q_B \tag{6.1}$$

während er unterstrom auf

$$Q_{un} = Q_o - \frac{1}{2} Q_B \tag{6.2}$$

sinkt. Die Differenz ist gleich der Entnahmerate Q_B.
Steigert man die Pumprate Q_B bis auf

$$Q_B = 2\, Q_o \tag{6.3}$$

so fließt oberstrom der Durchfluß

$$Q_{ob} = 2\, Q_o = Q_B \tag{6.4}$$

und unterstrom

$$Q_{un} = 0 \tag{6.5}$$

In diesem Fall wird durch den Brunnen der gesamte Durchfluß von oberstrom aufgefangen bei einer Entnahmebreite von ($b_\infty = b_o$), während unterstrom des Brunnens nichts mehr fließt. Bei weiterer Steigerung von Q_B würde man auch vom Unterstromrand Wasser entnehmen.

In der Natur wird man weder den einen noch den anderen Extremfall in "Reinkultur" vorfinden, d.h. die Alternative, daß der Oberstromzufluß durch Pumpen entweder gar nicht (Fall I) oder nahezu unbegrenzt (Fall II) erhöht werden kann, gibt es nicht. Vielmehr kann z.B. durch einen oberstrom gelegenen Fluß mit teilgedichteter Sohle durch die Entnahme und das damit verbundene Absinken der Piezometerhöhen unterhalb des Flusses die Zusickerrate vom Fluß in den Grundwasserleiter erhöht werden. Eine solche Konfiguration kann jedoch nicht mehr mit einfachen analytischen Verfahren behandelt werden.

Im folgenden wird der Schwerpunkt der Untersuchungen auf den Fall II gelegt. Das geschieht vor allem, weil die für den Fall II berechneten Pumpraten auf der sicheren Seite liegen. So wurde bereits vorhin festgestellt, daß im Fall I im Grenzfall ($b_\infty = b_o$) die Entnahmerate ($Q_B = Q_o$) erforderlich ist, während im Fall II dieser Zustand erst für ($Q_B = 2 \cdot Q_o$) erreicht werden kann. Das bedeutet umgekehrt, daß bei gleichem Q_o zum Erreichen der gleichen Entnahmebreite b_∞ im Fall II immer eine größere Pumprate nötig ist als im Fall I.

6.2 Entnahme aus einem sehr breiten Grundwasserleiter

6.2.1 Stufe 1: Ermittlung der erforderlichen Mindestpumprate Q_{min}

In Bild 17 ist die im folgenden behandelte Konfiguration dargestellt und die Definition der einzelnen Größen angegeben. Wie bereits in 5.4.1 erläutert wurde, läßt sich Q_{min} als

rechnerischer Grenzfall für die Mindestpumprate auffassen, die unter idealen Bedingungen (keine Dispersion, keine Inhomogenitäten, vollständiger Wasseraustausch) für eine Entnahme weit unterstrom der Altablagerung erforderlich ist. Damit stellt sich bei stationärem Pumpbetrieb eine Trennstromlinie ein, die gerade die Deponie umfaßt, d.h. die Entnahmebreite b_∞ weit oberstrom des Brunnens ist gerade gleich der Breite a der Altablagerung.
Für einen gegenüber der Mächtigkeit m sehr breiten Aquifer, der idealisiert als unendlich breit behandelt werden darf, ergibt sich die Mindestpumprate Q_{min} unabhängig davon, ob oberstrom- und unterstrom die mit Fall I oder mit Fall II bezeichneten Randbedingungen herrschen. Mit der Filtergeschwindigkeit u_o erhält man aus der Kontinuitätsbedingung (angewandt am Oberstromrand)

$$Q_{min} = u_o \cdot m \cdot a \qquad (6.6)$$

6.2.2 Stufe 2: Ermittlung des optimalen Abstands und der zugehörigen Pumprate

Während in Stufe 1 der Einfluß der Dispersion unberücksichtigt bleibt, soll hier ermittelt werden, wie weit die Pumprate Q_B gegenüber Q_{min} unter dem Einfluß der Dispersion erhöht werden muß, wenn sich der Brunnen im Abstand Δx von der Ablagerung befindet.
In 5.4.1 wurde bereits erläutert, warum es eine optimale Position des Brunnens relativ zur Altablagerung gibt. Im folgenden soll die Abhängigkeit der Pumprate Q_B vom Abstand Δx, der transversalen Dispersivität α_T, der Mächtigkeit m und der Filtergeschwindigkeit u_o ermittelt werden. Aus der grafischen Darstellung dieses Zusammenhangs kann dann jeweils der optimale Abstand und die erforderliche Pumprate Q_B bestimmt werden.

Bild 17 zeigt für einen Aquifer beliebiger Breite b_o schematisch die Situation, die den folgenden Berechnungen zugrundeliegt: Im Abstand Δx unterstrom einer Altablagerung mit quadratischem Grundriß der Seitenlänge a befindet sich ein Brunnen. Seine Position dient als Ursprung für das kartesische Koordinatensystem, das zur analytischen Beschreibung der Strömung benötigt wird. Die Trennstromlinie umfaßt die Ablagerung und schneidet die x-Achse im Staupunkt ($x = x_{st}$). Zur Ermittlung des gesuchten Zusammenhangs ist eine Vielzahl von Einzelschritten erforderlich. Sie werden nacheinander dargestellt und begründet.

Trennstromlinie:

Die Strömung in einem näherungsweise unendlich breiten Aquifer läßt sich für die genannten Randbedingungen potential theoretisch (Senke in Grundströmung) ermitteln. Daraus erhält man u.a. eine Gleichung, die die Form der Trennstromlinie beschreibt:

$$\frac{y}{x} = + \tan \left(\frac{2 \pi u_o m \cdot y}{Q_B}\right) \qquad (6.7)$$

Der Verlauf der Trennstromlinie läßt sich am einfachsten dadurch ermitteln, daß man y als unabhängige und x als abhängige Variable wählt.

Falls die Ablagerung gerade noch im Zuströmbereich des Brunnens liegen soll, muß gelten:

$$y \ (x = - \Delta x) = \frac{a}{2} \qquad (6.8)$$

Einsetzen in Gleichung (6.7) liefert unter Verwendung von Gleichung (6.6) folgendes Ergebnis:

$$\frac{\Delta x}{m} = \frac{a/m}{2 \cdot \left| -\tan \left(\frac{\pi}{Q_B/Q_{min}}\right) \right|} \qquad (6.9)$$

Umformen ergibt letztlich

$$\frac{Q_B}{Q_{min}} = \frac{\pi}{\text{arctg}\left(\frac{a}{2\delta\Delta x}\right) + K\cdot\pi} \qquad (6.10)$$

mit $K = 1$, $\delta = -1$ für Entnahmebrunnen stromab Achse A-A (Bild 17)
bzw. $K = 0$, $\delta = +1$ für Entnahmebrunnen stromauf Achse A-A (Bild 17)

Im folgenden wird nur der Fall Entnahmebrunnen stromab Achse A-A betrachtet.

Berücksichtigung der Dispersion

Die hier verwendeten analytischen Lösungen wurden aus potentialtheoretischen Ansätzen bestimmt. Nach der Potentialtheorie trennt eine Stromlinie jeweils zwei Strömungsbereiche derart voneinander, daß kein Stofftransport über diese Linie hinweg möglich ist. In einem Aquifer findet aber infolge der transversalen Dispersion immer ein Stofftransport über die Stromlinien hinweg statt. Das gilt insbesondere für die Trennstromlinie.

Um die Ausbreitung der Schmutzstoffe zu beschreiben, muß man sinnvolle Grenzen für die Schadstoffkonzentration definieren. Die Grenze zwischen nennenswert verschmutztem und nahezu sauberem Bereich ist dort zu ziehen, wo die örtliche Schadstoffkonzentration c einen bestimmten Anteil der Ausgangskonzentration c_o ausmacht. Wie hoch dieser Grenzwert anzusetzen ist, hängt vom jeweils betrachteten Schadstoff ab. Für die vorliegende Studie wird der Grenzwert zu 16 % der Ausgangskonzentration angenommen (Rinnert und Kobus, 1978). Geht man davon aus, daß aus der Ablagerung kontinuierlich ein Schadstoff mit der Konzentration c_o ins Grundwasser einsickert, so läßt sich die Grenzlinie mit

$$\frac{c}{c_o} = 0{,}16 \qquad (6.11)$$

näherungsweise ermitteln. Falls die Altablagerung gerade noch innerhalb des Zuströmbereichs des Brunnens liegt, fällt die Trennstromlinie nahezu mit den strömungsparallelen Seiten der Ablagerung zusammen, d.h. die Trennstromlinie begrenzt

die Schadstoffquelle nach außen hin. Berücksichtigt man die Querdispersion, so herrscht auf der Trennstromlinie die relative Konzentration (c/c_o=0,5). Mit zunehmender Fließlänge wächst der Abstand σ zwischen der nach Gleichung (6.11) definierten Grenzlinie und der Trennstromlinie. Für eine eindimensionale Strömung hängt σ nur von der Fließlänge L seit dem Beginn der Vermischung und von α_T ab:

$$\sigma = \sqrt{2\ \alpha_T \cdot L} \quad ; \quad \frac{\sigma}{m} = \sqrt{2 \cdot \frac{\alpha_T}{m} \cdot \frac{L}{m}} \qquad (6.12)$$

Sieht man einmal vom unmittelbaren Nahbereich des Brunnens ab, so läßt sich die Strömung in Bild 17 näherungsweise als eindimensional betrachten. Als wirksame Fließlänge L wurde vereinfachend der Weg auf der x-Achse vom oberstromigen Rand der Ablagerung bis zum Staupunkt x_{st} angenommen. In dimensionslosen Größen läßt sich L ausdrücken als

$$\frac{L}{m} = \frac{a}{m} + \frac{\Delta x}{m} + \frac{x_{St}}{m} \qquad (6.13)$$

Die Lage x_{st} des Staupunkts in Abhängigkeit von den Abmessungen der Ablagerung und der Pumprate Q_B folgt aus der Bedingung, daß die Geschwindigkeit bei ($x = x_{st}$) gleich Null ist. Daraus läßt sich x_{st} bestimmen zu

$$x_{St} = \frac{Q_B}{2\pi \cdot u_o \cdot m} \qquad (6.14)$$

Mit Gleichung (6.6) erhält man in dimensionsloser Form

$$\frac{x_{St}}{m} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{a}{m} \cdot \frac{Q_B}{Q_{min}} \qquad (6.15)$$

Unter dem Einfluß der Querdispersion würde die Grenze des Bereichs mit nennenswerter Verschmutzung jeweils um $\sigma(L)$ außerhalb der Trennstromlinie verlaufen und die x-Achse

nicht mehr bei x_{st} schneiden, sondern näherungsweise bei

$$x = x_{St} + \sigma \tag{6.16}$$

Den Wirkungen der Dispersion soll nun dadurch begegnet werden, daß man die Entnahmerate Q_B so erhöht, daß sich der Staupunkt verschiebt gemäß

$$(x_{St})_{neu} = (x_{St})_{alt} + \sigma; \quad \frac{(x_{St})_{neu}}{m} = \frac{(x_{St})_{alt}}{m} + \frac{\sigma}{m} \tag{6.17}$$

Aus dieser Bedingung läßt sich die jeweils erforderliche Pumprate Q_B berechnen. Allerdings ist die direkte Berechnung von Q_B in Abhängigkeit von α_T, m und Δx nicht möglich. Stattdessen wird wie folgt vorgegangen: Für vorgegebene Werte von a/m und α_T/m wird aus Gleichung (6.9) $\Delta x/m$ bestimmt und aus Gleichung (6.15) die Lage des Staupunkts x_{st}/m. Daraus ergibt sich die wirksame Fließlänge L/m aus Gleichung (6.13). Die zusätzliche Ausdehnung (σ/m) des Verschmutzungsbereichs folgt nun aus Gleichung (6.12), so daß nun die erforderliche neue Lage des Staupunkts mit Berücksichtigung der Dispersion aus Gleichung (6.17) berechnet werden kann.

Löst man Gleichung (6.15) nach Q_B/Q_{min} auf, so läßt sich daraus die nunmehr erforderliche Pumprate ermitteln:

$$\frac{Q_B}{Q_{min}} = 2\pi \cdot \frac{(x_{St})_{neu}}{a} \tag{6.18}$$

Damit kann man Q_B/Q_{min} folgendermaßen darstellen:

$$\frac{Q_B}{Q_{min}} = f\left(\frac{\Delta x}{m}, \frac{a}{m}, \frac{\alpha_T}{m}\right) \tag{6.19}$$

In den Bildern 18 und 19 ist Q_B/Q_{min} als Funktion des Abstands $\Delta x/m$ für verschiedene Werte α_T/m und a/m dargestellt. Aus diesen Bildern läßt sich nun der optimale Abstand und die zugehörige Entnahmerate bei Berücksichtigung der Dis-

persion bestimmen. In Bild 20 ist ein Zahlenbeispiel in dimensionsbehafteter Form dargestellt. Dabei fällt auf, daß bei einer starken Grundströmung ($u_o m=0{,}01\ m^2/s$) und einer breiten Ablagerung (a=500 m) sehr hohe Pumpraten nötig sind. Für kleinere Werte von ($u_o \cdot m$) gehen aber die Entnahmeraten entsprechend zurück.

6.2.3 Stufe 3: Anordnung und bauliche Gestaltung der Entnahme

Die verschiedenen Einsatzmöglichkeiten von Brunnen teils kombiniert mit Dichtungswänden wurden bereits in Kapitel 5.4.2 prinzipiell dargestellt.

c 1) Einzelbrunnen: (Referenzfall)

c 2) Kombination Entnahmebrunnen - unterstromseitige Dichtungswand: In einer Reihe von Fallbeispielen wurde mit einem numerischen Modell der Einfluß einer unterstromseitigen Dichtungswand auf die Entnahmebreite eines Brunnens untersucht. Für eine bis zur undurchlässigen Sohle reichende Dichtungswand mit einer Breite von b_w senkrecht zur Strömungsrichtung wurden folgende Ergebnisse erzielt:

- Die optimale Brunnenposition ist unmittelbar vor der Dichtungswand.
- Wählt man die Breite b_w der Wand etwa gleich der Ablagerungsbreite a, dann bleibt bei entsprechender Pumprate Q_{min} die Entnahmebreite bis zur Wand nahezu konstant.
- Die günstigste Anordnung ist durch eine Dichtungswand und Brunnen direkt unterhalb der Ablagerung ($\Delta x = 0$) gegeben.

Somit kann man selbst bei Berücksichtigung der Dispersion durch eine Dichtungswand, die geringfügig breiter ist als die Altablagerung, mit einer geringeren Pumprate Q_B den Schadstoff unmittelbar an der Ablagerung erfassen.

c 3) Oberstromseitige Dichtungswand und Entnahmebrunnen

Der Strömungsverlauf in diesem Fall läßt sich nicht mehr ohne weiteres analytisch berechnen; er mußte daher mit einem numerischen Modell ermittelt werden.

Durch die Umströmung einer bis auf die undurchlässige Sohle reichenden Dichtungswand der Breite b_W ergibt sich eine konvergierende Strömung unterstrom der Wand. Ordnet man einen Entnahmebrunnen weit unterstrom der Altablagerung an, so muß man in einem sehr breiten Aquifer statt der Pumprate Q_{min} (ohne Dichtungswand) einen geringeren Durchfluß $(Q_W)_{min}$ fördern, weil sich die Entnahmebreite verringert hat. In Bild 21 ist grafisch dargestellt, wie die Pumprate $(Q_W)_{min}$ von den Abmessungen der Altablagerung und der Dichtungswand abhängt.

c 4) Kombination Infiltrations- und Entnahmebrunnen

Das Strömungsfeld müßte auch in diesem Fall mit einem numerischen Modell berechnet werden. Folgende Aussagen sind jedoch allein aufgrund hydraulischer Überlegungen möglich:

- Der vom Entnahmebrunnen aufzunehmende Durchfluß wächst etwa proportional zur Infiltrationsrate.
- Verringert man bei gleichen Infiltrationsraten den gegenseitigen Abstand der beiden Infiltrationsbrunnen, so konvergiert zwar die schadstoffbeladene Strömung weiter, aber es erhöht sich der Zustrom zum Entnahmebrunnen.
- Im Grenzfall sehr kleiner Abstände kann sogar die extrem nachteilige Situation auftreten, daß sich die beiden Trennstromlinien der Infiltrationsbrunnen an der Oberstromseite vereinen und dadurch ein Zustand wie in Kap. 5.4.3 entsteht. In diesem Fall würde das verschmutzte Wasser sogar um die Brunnen herumfließen und könnte somit nicht aus dem Grundwasserleiter entfernt werden.

6.2.4 Stufe 4: Überlegungen zur vertikalen Struktur

Das schadstoffbeladene Wasser, das kontinuierlich aus einer Altablagerung in den Grundwasserleiter einsickert, wird unter dem Einfluß der transversalen Dispersion mit wachsender Fließlänge über die Tiefe vermischt. Als Entnahmebrunnen zum Entfernen dieses verschmutzten Wassers kommen prinzipiell sowohl vollkommene als auch unvollkommene Brunnen in Frage. Solange man nicht weiß, wie weit der Schadstoff an der vorgesehenen Entnahme bereits vertikal durchmischt ist, sollte man sicherheitshalber vollkommene Brunnen einrichten. Nur wenn man sicher sein kann, daß die Vertikalausdehnung der Verschmutzungszone klein gegenüber der Mächtigkeit des Aquifers ist, kann nach Prüfung der geologischen Situation ein unvollkommener Brunnen in Erwägung gezogen werden.

Die Frage, ab wann ein Schadstoff als über die Tiefe vermischt gelten kann, läßt sich näherungsweise für einen homogenen Aquifer lösen, in dem die transversale Dispersivität α_T keine zu großen räumlichen Schwankungen aufweist. In Bild 22 ist schematisch eine Situation dargestellt, in der ein Schadstoff kontinuierlich mit einer Konzentration c_o aus einer Altablagerung in einen Aquifer einsickert und sich allmählich über die Tiefe vermischt. Als Grenze des Verschmutzungsbereichs soll in diesem Fall die Linie mit (c/c_o=1%) betrachtet werden, die im Abstand σ_v von der Linie mit der relativen Konzentration (c/c_o=0,5) verläuft. Die Schadstoffausbreitung hat die gesamte Mächtigkeit erfaßt, wenn die Grenze des Verschmutzungsbereichs (1 % der Ausgangskonzentration) die Sohle des Grundwasserleiters erreicht hat. An diesem Querschnitt im Abstand x_D von der Ablagerung macht σ_v etwa die halbe Mächtigkeit aus. Für eine eindimensionale Strömung ergab sich σ_v als

$$\sigma_v = 2{,}27 \cdot \sqrt{2\,\alpha_T \cdot L} \qquad (6.20)$$

Unter den Bedingungen

$$L = x_D \; ; \quad \sigma_v\,(x_D) = \frac{m}{2} \qquad (6.21)$$

erhält man daraus die erforderliche Fließlänge x_D

$$x_D = \frac{m^2}{41,2\ \alpha_T} \tag{6.22}$$

Die Tabelle in Bild 22 gibt die Fließlängen x_D für die in Bild 15 genannten Parameterwerte an. Damit steht zumindest ein Anhaltspunkt für die zu erwartende Ausdehnung der Zone mit vertikaler Durchmischung zur Verfügung. Zur Ergänzung wurde in Bild 22 auch angegeben, wie sich die Fließlänge x_D für Konzentrationsgrenzwerte ändert, die von 1 % verschieden sind.

Die Strömungsverhältnisse in einem weitgehend homogenen Aquifer sind in Bild 23 sowohl für einen vollkommenen als auch für einen unvollkommenen Brunnen schematisch dargestellt: Der vollkommene Brunnen fördert gleichzeitig sowohl schadstoffbeladenes Wasser als auch sauberes Wasser. Daraus erkennt man sofort, daß dieser Brunnen bei geringer vertikaler Schadstoffausbreitung (bezogen auf die Mächtigkeit) einen großen Anteil sauberen Wassers fördert und dadurch erhöhte Betriebskosten verursacht. Als Ausweg bietet sich auf den ersten Blick ein unvollkommener Brunnen an, der nur über den tatsächlichen Verschmutzungsbereich verfiltert ist. Abgesehen von der Unsicherheit, ob der Brunnen tief genug reicht, bietet diese Alternative kaum Vorteile gegenüber einem vollkommenen Brunnen, weil auch ein unvollkommener Brunnen nicht nur Wasser aus dem oberen Bereich fördert, sondern wesentlich größere Bereiche der Mächtigkeit erfaßt. Bild 23 zeigt schematisch die Zuströmung zu einem unvollkommenen Brunnen in einem homogenen Grundwasserleiter. Die Anordnung eines unvollkommenen Brunnens bringt demnach Ersparnisse bei den Investitionskosten, aber nur unwesentliche Einsparungen bei den Pumpkosten, da die Förderraten nahezu gleich groß gehalten werden müssen.

Ganz anders liegen die Verhältnisse, wenn der Aquifer von Schichten geringerer Durchlässigkeit durchzogen wird und

wenn diese Schichten relativ großflächig sind. In diesem Fall kann eine solche Schicht als Barriere gegenüber der Ausbreitung des Schadstoffes über die Tiefe wirken (Bild 23). Kennt man Lage und Ausdehnung solcher Schichten, so läßt sich durch unvollkommene Brunnen, die bis auf die jeweilige Schicht reichen, eine weitgehende Trennung von schadstoffbelastetem und sauberem Wasser erzielen und damit die Pumprate vermindern.

6.3 Entnahme aus einem seitlich begrenzten Grundwasserleiter

6.3.1 Stufe 1: Ermittlung der erforderlichen Mindestpumprate Q_{min}

Die folgenden Untersuchungen beziehen sich ausschließlich auf Strömungsfälle, in denen die mit "Fall II" bezeichneten Randbedingungen gelten. Wie sich Q_{min} im Fall I bestimmen läßt, wurde bereits in Kap. 6.2.1 dargestellt.

Die Berechnungen verlaufen ganz analog wie für den sehr breiten Grundwasserleiter (Kap. 6.2). Auch hier ist die Form der Trennstromlinie zu ermitteln, um daraus Rückschlüsse auf die gesuchten Pumpraten zu ziehen.
Wegen der endlichen Breite b_o des Aquifers (Bild 17) gestaltet sich die analytische Berechnung des Strömungsverlaufs wesentlich schwieriger als für den (idealisiert) unendlich ausgedehnten Grundwasserleiter. Die analytische Lösung läßt sich mit Hilfe des Superpositionsprinzip und der Spiegelungsmethode der Potentialtheorie bestimmen. Dazu wird die Grundströmung mit der Geschwindigkeit u_o mit der Strömung überlagert, die sich aus der Spiegelung des Brunnens an den beiden seitlichen Rändern ergibt. Bei dieser Spiegelung entsteht eine unendliche Reihe von Brunnen auf der y-Achse an den Positionen

$$y = \pm n \cdot b_o \qquad (n = 1, 2, \ldots \infty) \qquad (6.23)$$

Auf die weiteren Schritte und die Lösung für die Potential- und Stromfunktion soll hier nicht eingegangen werden; sie wird u.a. bei Hackeschmidt (1970) angegeben.

Trennstromlinie: Der Verlauf der Trennstromlinie wird durch folgende Gleichungen beschrieben:

$$\frac{x}{b_o} = \frac{1}{2\pi} \cdot \ln \left(\frac{\Omega - 1}{\Omega + 1}\right) \tag{6.24}$$

mit

$$\Omega = \frac{\tan\{ \pi \, [1 - 2 \frac{y}{b_o} \cdot \frac{Q_o}{Q_B}] \}}{\tan (\pi \frac{y}{b_o})} \tag{6.25}$$

Bei der Berechnung des Verlaufs der Trennstromlinie muß man wegen der Struktur der Gleichungen y vorgeben, aus Gleichung (6.24) Ω berechnen und mit Gleichung (6.23) x bestimmen. Bei vorgegebener Deponiebreite a benötigt man Q_{min}, falls der Brunnen sehr weit unterstrom der Deponie liegt. An der Deponie ist die Einflußbreite b_∞ dann gerade gleich der Deponiebreite a. Bei ($x=-\infty$) ergibt sich aus Gleichung (6.24)

$$\frac{\Omega - 1}{\Omega + 1} = 0 \quad \text{d.h.} \quad \Omega = 1 \tag{6.26}$$

Gleichung (6.34) liefert nach einigen Zwischenschritten

$$y = \frac{b_o}{1 + 2 \frac{Q_o}{Q_{min}}} \tag{6.27}$$

Berücksichtigt man, daß hier

$$y = \frac{b_\infty}{2} = \frac{a}{2} \tag{6.28}$$

ist, so ergibt sich

$$\frac{a}{b_o} = \frac{1}{\frac{1}{2} + \frac{Q_o}{Q_{min}}} \tag{6.29}$$

Berücksichtigt man ferner

$$Q_o = u_o \, m \cdot b_o \tag{6.30}$$

so läßt sich Gleichung (6.29) auch schreiben als

$$\frac{Q_{min}}{u_o \cdot m \cdot b_o} = \frac{\frac{a}{b_o}}{1 - \frac{a}{2b_o}} \tag{6.31}$$

mit $$0 \leq \frac{a}{b_o} \leq 1 \tag{6.32}$$

Der in Gleichung (6.31) beschriebene Zusammenhang ist in Bild 24 grafisch dargestellt.

6.3.2 Stufe 2: Ermittlung des optimalen Abstands und der zugehörigen Pumprate

Die Überlegungen hierzu sind identisch mit denen in Kap. 6.2.2, ebenso die Vorgehensweise.
Zuerst muß wiederum untersucht werden, wie man Q_B erhöhen muß, wenn der Brunnen näher an die Altablagerung herangebracht werden soll (Bild 17). In diesem Fall liegt die Ablagerung im Zuströmbereich des Brunnens, wenn

$$y\ (x = -\Delta x) \geq \frac{a}{2} \tag{6.33}$$

ist.
Will man nun bei gegebener Ablagerungsbreite a und einem beliebig gewählten Abstand Δx die dafür nötige Entnahmerate Q_B aus den Gleichungen für die Trennstromlinie bestimmen, so ergibt sich sofort die Schwierigkeit, daß Gleichung (6.25) nicht nach Q_B aufgelöst werden kann. Sinnvollerweise wählt man stattdessen folgenden Weg, um eine Beziehung zwischen dem Abstand Δx, der Ablagerungsbreite a, der Entnahmerate Q_B und den Aquifer- und Strömungskenngrößen herzustellen:

Aus Gleichung (6.25) berechnet man sich (für gegebenes Q_o,a,b_o,m) in Abhängigkeit von Q_B jeweils das zugehörige Ω und bestimmt danach aus Gleichung (6.24) unter Verwendung von ($x=-\Delta x$) den Abstand Δx.

Setzt man die Gleichungen (6.29) und (6.33) in Gleichung (6.25) ein, so ergibt sich nach Division aller Längen durch

die Mächtigkeit m

$$\Omega = \frac{\tan \{\pi \cdot [1 - \frac{a/m}{b_o/m} (\frac{b_o}{a} - \frac{1}{2}) \frac{1}{Q_B/Q_{min}}]\}}{\tan (\frac{\pi}{2} \cdot \frac{a/m}{b_o/m})} \tag{6.34}$$

und aus Gleichung (6.24)

$$\frac{\Delta x}{m} = - \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{b_o}{m} \ln (\frac{\Omega - 1}{\Omega + 1}) \tag{6.35}$$

Folglich läßt sich der dimensionslose Abstand $\Delta x/m$ darstellen als

$$\frac{\Delta x}{m} = f_1 (\frac{a}{m}, \frac{b_o}{m}, \frac{Q_B}{Q_{min}}) \tag{6.36}$$

oder, da nach dem erforderlichen Q_B gefragt ist

$$\frac{Q_B}{Q_{min}} = f_2 (\frac{a}{m}, \frac{b_o}{m}, \frac{\Delta x}{m}) \tag{6.37}$$

Einfluß der transversalen Dispersion: Die Überlegungen hierzu sind analog zu denen in Kap. 6.2.2:
Der Dispersion wird durch stärkeres Pumpen entgegengewirkt. Es muß ein erhöhter Volumenstrom Q_B gefördert werden, der durch eine Verschiebung des Staupunkts um σ charakterisiert wird. Dazu muß jedoch erst untersucht werden, wie die Lage des Staupunkts von den Strömungs- und Aquiferkenngrößen sowie der Entnahmerate Q_B abhängt.
Der Staupunkt hat auf der Trennstromlinie die Koordinaten

$$y_{St} = 0 \qquad x = x_{St} \tag{6.38}$$

In diesem Punkt ist die Strömungsgeschwindigkeit gleich Null, woraus sich x_{st} bestimmen läßt, wenn die Geschwindigkeitsfunktion auf der x-Achse bekannt ist. Ist dies nicht der Fall, kann x_{st} aus den Gleichungen (6.25) und (6.23) ermittelt werden:

Mit

$$\tan (\pi - \beta) = - \tan \beta \tag{6.39}$$

und

$$\tan \beta \approx \beta \tag{6.40}$$

für sehr kleine β erhält man aus Gleichung (6.25)

$$\Omega = -\frac{Q_o}{Q_B} \tag{6.41}$$

und mit Gleichung (6.24)

$$\frac{x_{st}}{b_o} = \frac{1}{2\pi} \ln \left(\frac{2 \frac{Q_o}{Q_B} + 1}{2 \frac{Q_o}{Q_B} - 1} \right) \tag{6.42}$$

Drückt man Q_o gemäß Gleichung (6.39) aus und macht alle Längen mit m dimensionslos, erhält man

$$\frac{x_{St}}{b_o} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{b_o}{m} \cdot \ln \left(\frac{2 \left(\frac{b_o}{a} - \frac{1}{2}\right) + \frac{Q_B}{Q_{min}}}{2 \left(\frac{b_o}{a} - \frac{1}{2}\right) - \frac{Q_B}{Q_{min}}} \right) \tag{6.43}$$

Die unter Berücksichtigung der Querdispersion erforderliche Entnahmerate Q_B läßt sich nunmehr wie folgt in Abhängigkeit von $\Delta x, m, y, b_o$ und α_T bestimmen. Aus den schon früher genannten Gründen läßt sich Q_B nicht direkt als Funktion der angegebenen Größen ermitteln. Daher wird Q_B als unabhängige Variable gewählt und andere Größen wie z.B. x_{st} in Abhängigkeit von Q_B bestimmt.
Zuerst muß wiederum die wirksame Fließlänge L bestimmt werden:

$$L = a + \Delta x + x_{St} \tag{6.44}$$

Als nächster Schritt wird aus Gleichung (6.43) für gegebenes Q_B/Q_{min} der Staupunkt bestimmt. Δx kann als Funktion von Q_B/Q_{min} aus der grafischen Darstellung von Gleichung (6.36) gewonnen werden. Bei gegebener Ablagerungsbreite a läßt sich mit Gleichung (6.44) die wirksame Fließlänge L bestimmen. Daraus erhält man

$$\frac{\sigma}{m} = \sqrt{2 \frac{\alpha_T}{m} \cdot \frac{L}{m}} \tag{6.45}$$

Damit ergibt sich die gesuchte neue Position des Staupunktes

$$\left(\frac{x_{St}}{m}\right)_{neu} = \left(\frac{x_{St}}{m}\right)_{alt} + \frac{\sigma}{m} \qquad (6.46)$$

Daraus läßt sich Q_B/Q_{min} unter Berücksichtigung der Querdispersion wie folgt darstellen:

$$\frac{Q_B}{Q_{min}} = f\left(\frac{b_o}{m}, \frac{\alpha_T}{m}, \frac{a}{m}, \frac{\Delta x}{m}\right) \qquad (6.47)$$

In Bild 25 ist dieser Zusammenhang für gewisse Parameterkombinationen dargestellt. Aus dem oberen Diagramm ist ersichtlich, daß der Einfluß der Breite des Grundwasserleiters (b_o/m) von untergeordneter Bedeutung für das Verhältnis Q_B/Q_{min} ist. Für einen seitlich relativ eng begrenzten Grundwasserleiter ($b_o/m=10$) liefert das untere Diagramm die Abhängigkeit von der relativen Dispersivität (α_T/m). Aus dem Verlauf der Kurven läßt sich für jede Konfiguration sofort die unter Berücksichtigung der Dispersion erforderliche Pumprate Q_B und der zugehörige optimale Abstand bestimmen.

6.4 Entnahme und Wiedereinleitung

In Kap. 5.4.3 wurden die wesentlichen Merkmale einer hydraulischen Maßnahme dargestellt, die für das Grundwasser zwei wichtige Vorteile gegenüber dem Einsatz eines Einzelbrunnens bringt:

Führt man dem Grundwasserleiter nach der Reinigung die gleiche Wassermenge wieder zu, so ist die Nettoentnahme gleich Null. In dem in Bild 14 dargestellten Fall bildet sich zudem eine geschlossene Trennstromlinie aus, wodurch bei Vernachlässigung der Dispersion eine klare Trennung von verschmutztem Wasser innerhalb und sauberem Wasser außerhalb der Trennstromlinie erfolgt.
Im folgenden soll untersucht werden, welche Form die Trennstromlinie in Abhängigkeit von Kenngrößen der Strömung und des Aquifers annimmt und welche Abmessungen eine quadratische Deponie jeweils haben darf, um von der Trennstromlinie umfaßt zu werden.
Folgende Voraussetzungen liegen der verwendeten analytischen Lösung zugrunde:

- Randbedingungen: Fall II
- Entnahmebrunnen (Q_B) bei x=d, y=0
- Infiltrationsbrunnen ($-Q_B$) bei x=-d, y=0

Die Potential- und Stromfunktion ergeben sich aus der Superposition der Grundströmung mit den beiden Brunnenströmungen. Sie sind in der Literatur ausführlich dargestellt (Bear, 1979, Spitz, 1979).
Nach Einführung dimensionsloser Längen

$$y^* = \frac{2\pi \cdot m \cdot u_o}{Q_B}\, y; \quad x^* = \frac{2\pi \cdot m \cdot u_o}{Q_B} \cdot x; \quad d^* = \frac{2\pi \cdot m \cdot u_o}{Q_B} \cdot d \qquad (6.48)$$

erhält man folgende Gleichung für die Trennstromlinie:

$$y^* = \operatorname{arctg} \frac{y^*}{x^* - d^*} - \operatorname{arctg} \frac{y^*}{x^* + d^*} \qquad (6.49)$$

oder umgeformt

$$y^* = c + \operatorname{arctg} \frac{2 \cdot y^* \cdot d^*}{x^{*2} + y^{*2} + d^{*2}} \qquad (6.50)$$

mit

$$\left.\begin{aligned} c &= 0 \quad \text{für} \quad x^{*2} + y^{*2} > d^{*2} \\ c &= \pi \quad \text{für} \quad x^{*2} + y^{*2} < d^{*2} \end{aligned}\right\} \qquad (6.51)$$

Die Form der Trennstromlinie läßt sich durch Auflösen von Gleichung (6.50) nach x^* direkt bestimmen:

$$x^* = \sqrt{\frac{2\, y^* \cdot d^*}{\tan(y^* - c)} + d^{*2} - y^{*2}} \qquad (6.52)$$

Die Form der Trennstromlinie wird folglich nur vom dimensionslosen Abstand d^* der Brunnen vom Ursprung bestimmt.
Für verschiedene Werte des Parameters d^* ist die Form der Trennstromlinie in Bild 26 dargestellt.
Die maximalen Abmessungen der Trennstromlinie werden durch die Werte x^*_{st} und y^*_{max} charakterisiert.

y^*_{max} läßt sich aus Gleichung (6.49) für (x =0) bestimmen.

$$d^* = \frac{y_{max}}{\left|\tan\left(\frac{y_{max}}{2}\right)\right|} \tag{6.53}$$

Damit läßt sich y^*_{max} in Abhängigkeit von d^* ermitteln.
Das Ergebnis ist in Bild 27 grafisch dargestellt.
x^*_{st} kann aus Gleichung (6.50) mit (c = 0) ermittelt werden, wenn man in Gleichung (6.50) y gegen Null gehen läßt.

$$x^*_{St} = \sqrt{2\ d^* + d^{*2}} \tag{6.54}$$

In Bild 28 wird dieser Zusammenhang grafisch dargestellt.
Aus den Bildern 27 und 28 lassen sich die Maximalabmessungen des Bereichs der Rezirkulationsströmung ohne aufwendige Berechnung der gesamten Trennstromlinie direkt bestimmen.

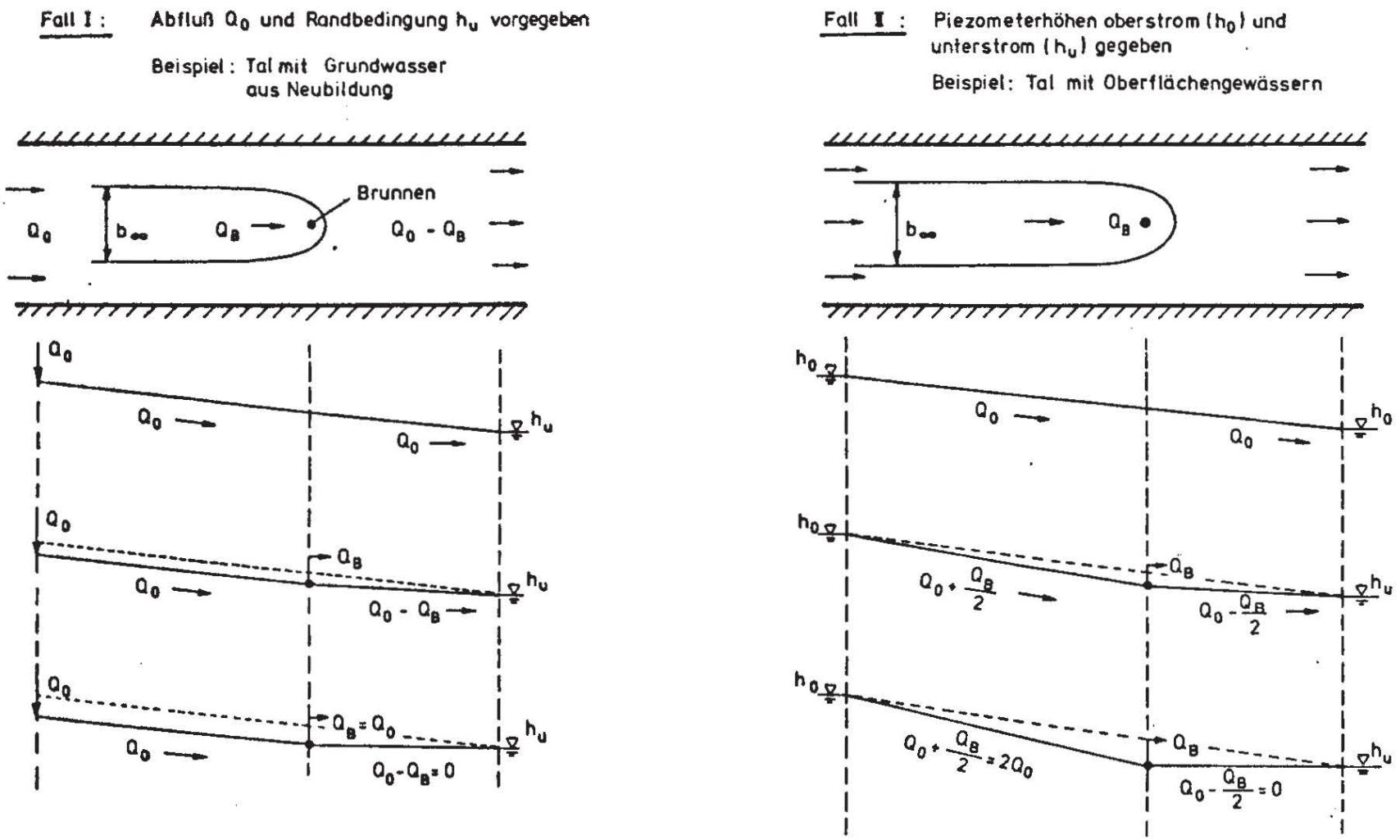


Bild 16: Hydraulische Randbedingungen

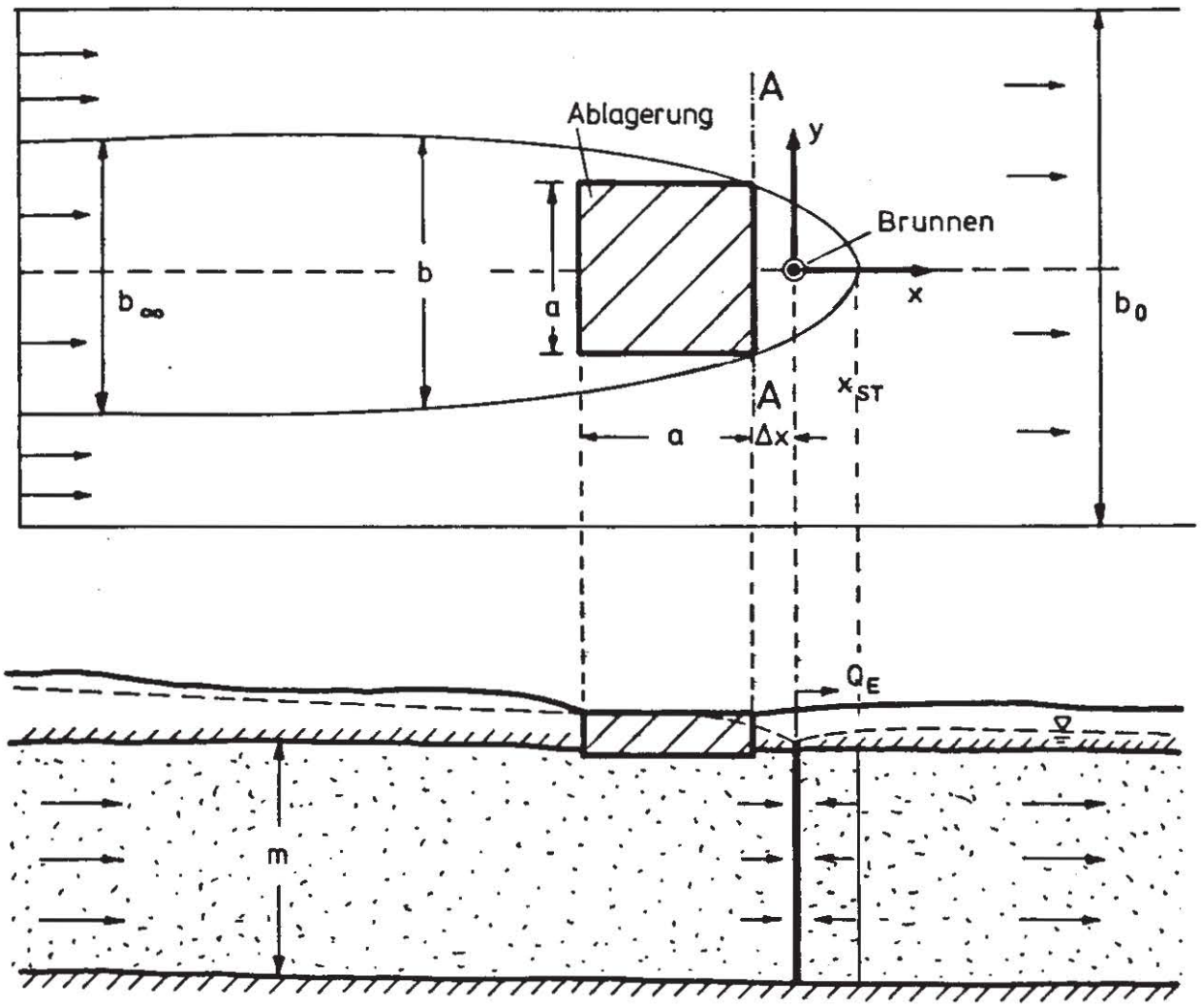


Bild 17: Definitionsskizze für Einzelbrunnen in seitlich begrenztem Grundwasserleiter

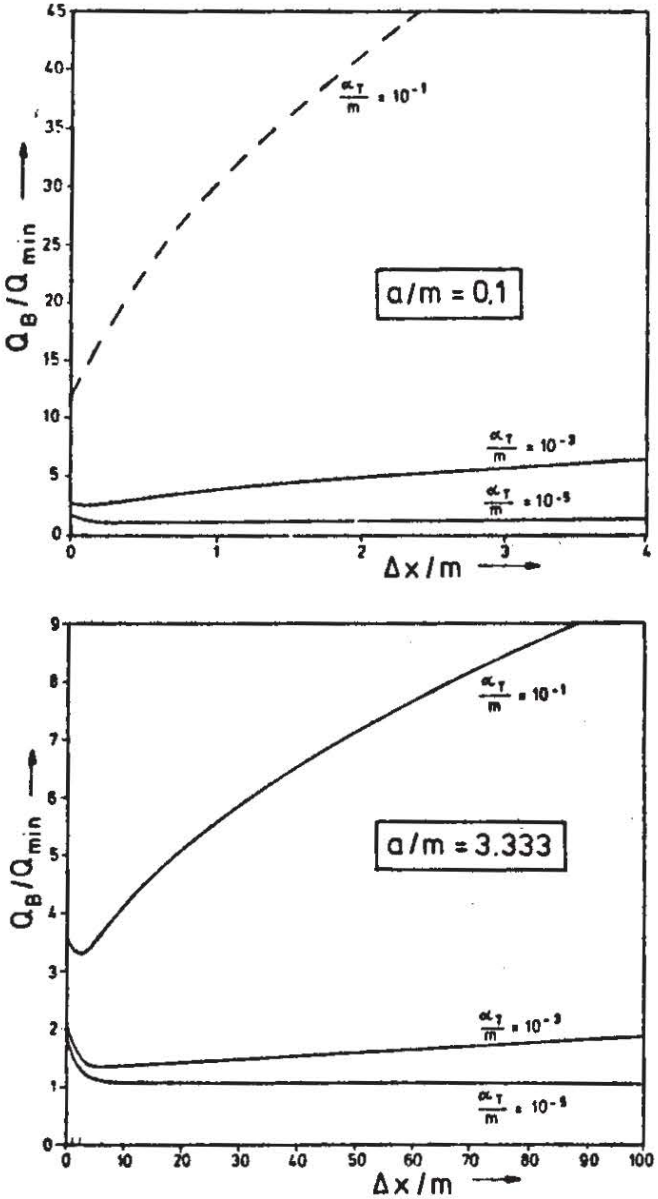


Bild 18: Entnahme aus einem sehr breiten Grundwasserleiter (a/m=0,1 bzw. 3,333)

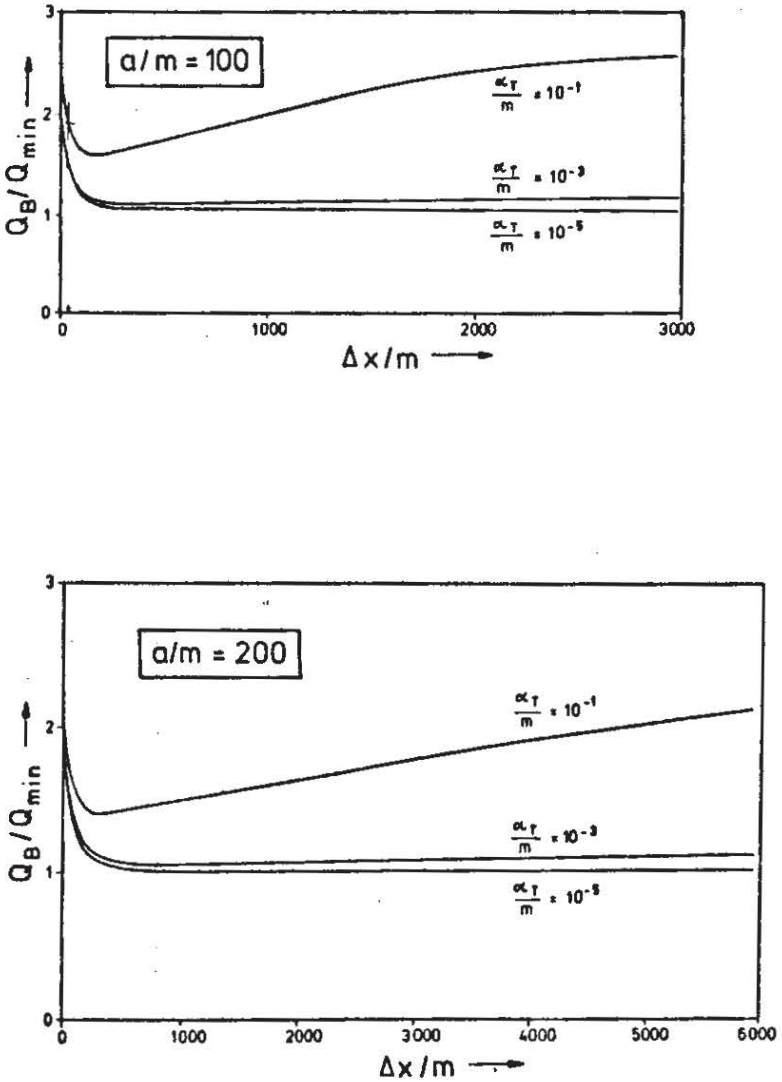


Bild 19: Entnahme aus einem sehr breiten Grundwasserleiter (a/m=100 bzw. 200)

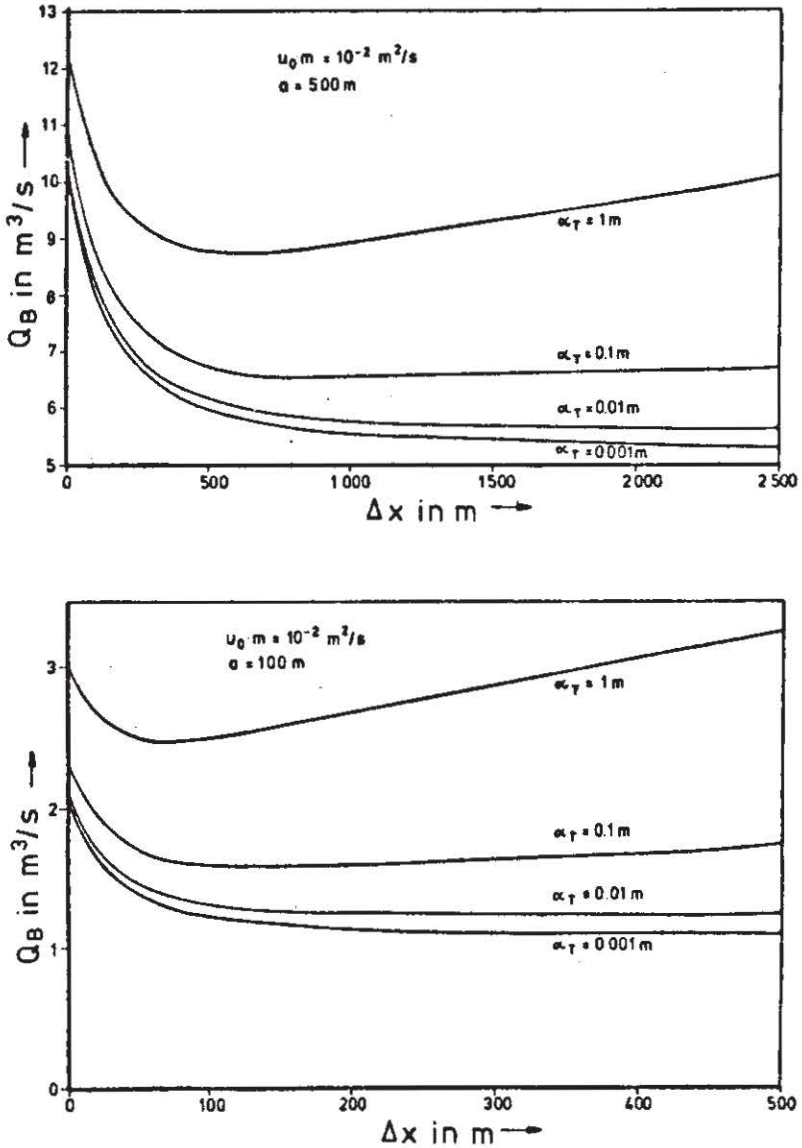


Bild 20: Zahlenbeispiel für Entnahme aus einem sehr breiten Grundwasserleiter (a=500 m bzw. 100 m; u_o=10^{-2} m^2/s)

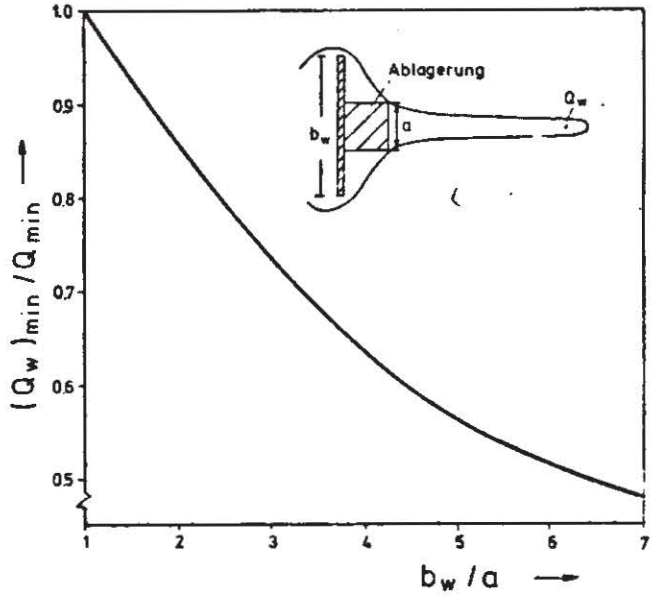
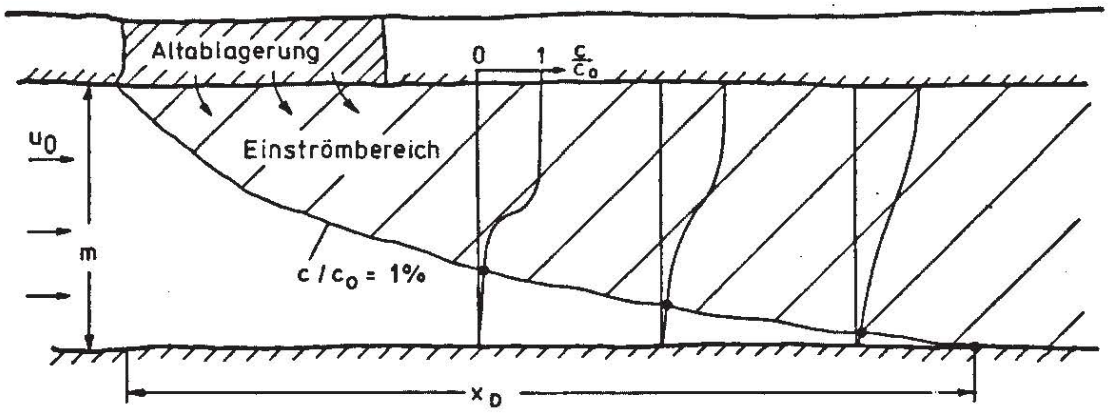


Bild 21: Wirkung einer oberstrom angeordneten Dichtungswand



$x_D = f(m, \alpha_T)$ Näherungslösung : $x_D(1\%) = \frac{m^2}{41.2 \cdot \alpha_T}$

m [m] \ α_T [m]	0.005	0.05	1
5	121 m	12 m	0.6 m
30	4.4 km	440 m	22 m
100	48.5 km	4.85 km	240 m

Anhaltswerte für homogenen Grundwasserleiter

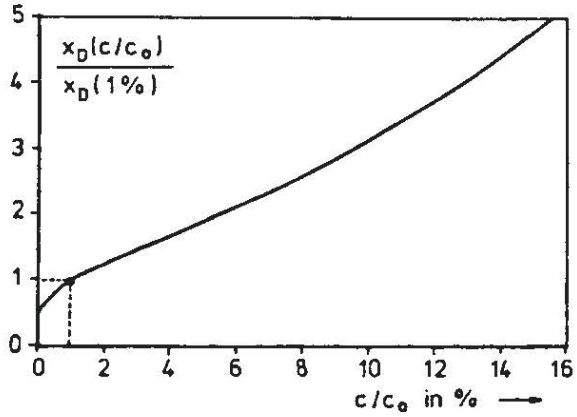


Bild 22: Schmutzstoffausbreitung in der Vertikalen

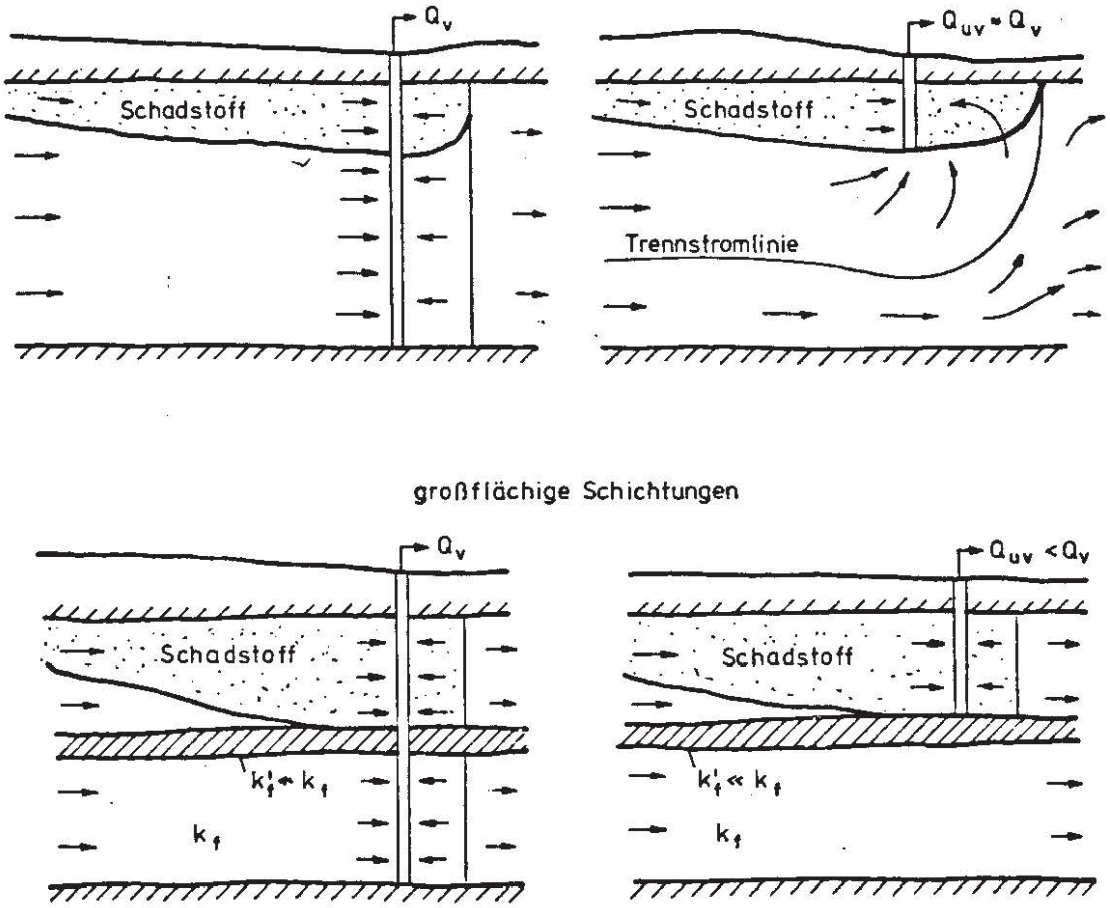


Bild 23: Vollkommene und unvollkommene Entnahmebrunnen

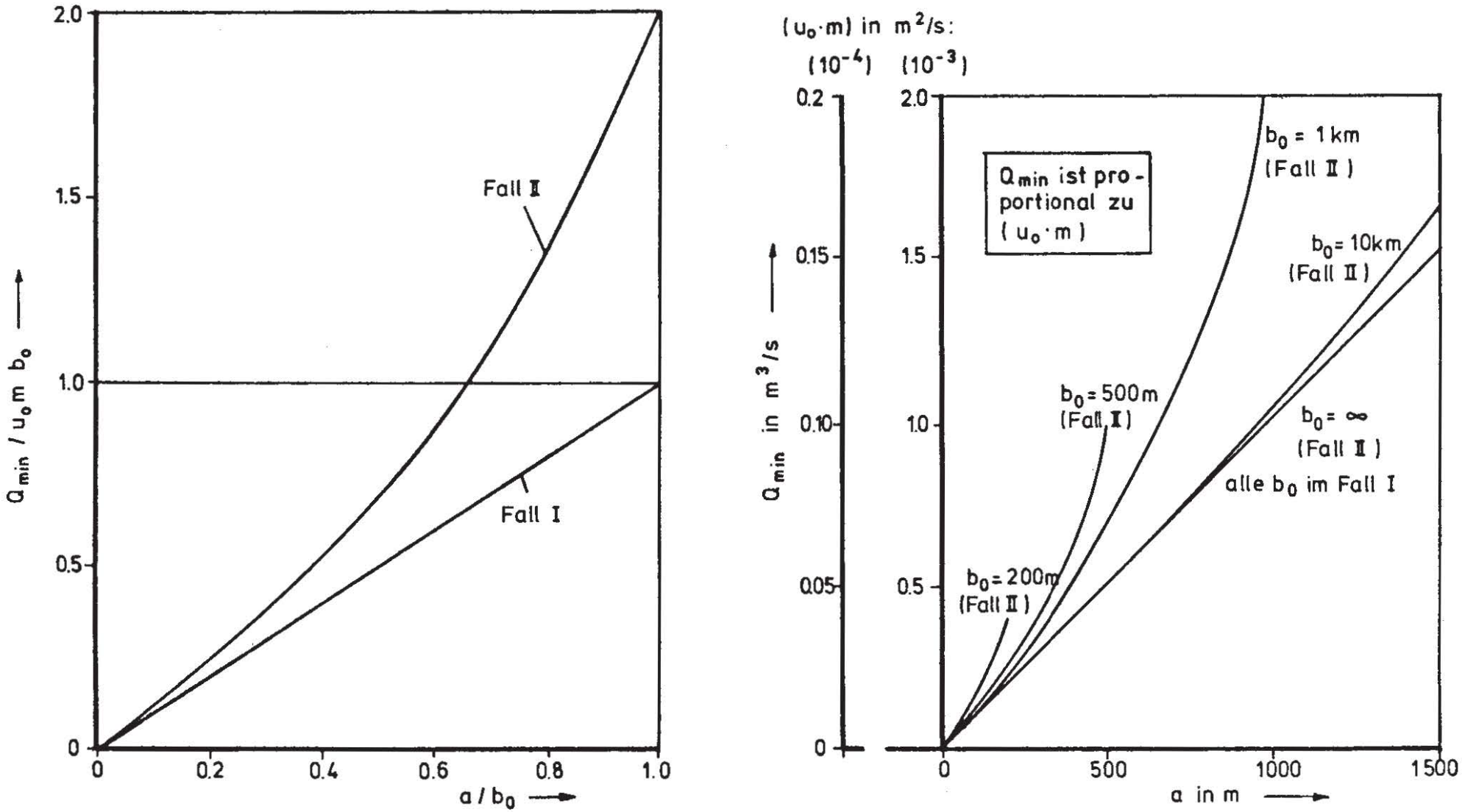
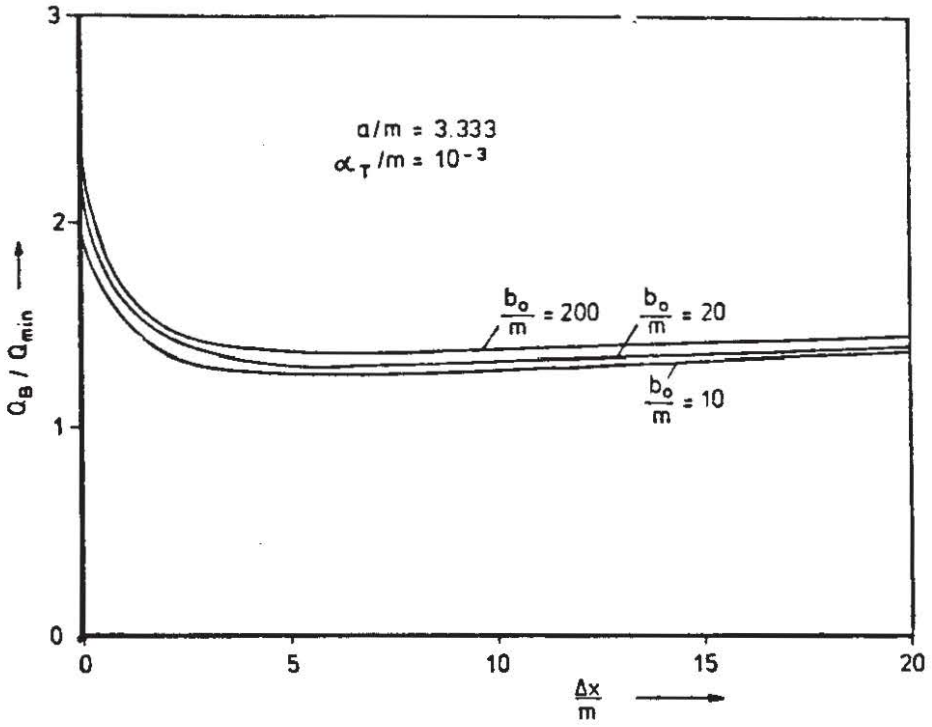


Bild 24: Erforderliche Mindestpumprate Q_{min} in seitlich begrenzten Grundwasserleitern



$$\frac{Q_B}{Q_{min}} = f\left(\frac{\Delta x}{m};\ \frac{a}{m};\ \frac{b_o}{m};\ \frac{\alpha_T}{m}\right)$$

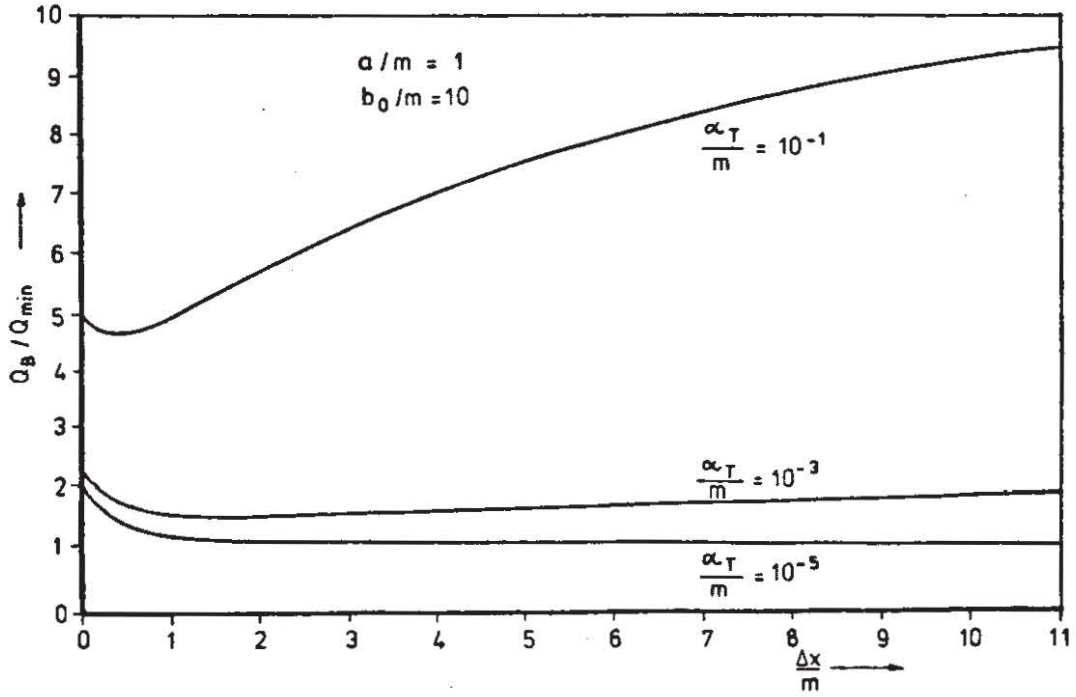


Bild 25: Entnahme aus einem seitlich begrenzten Grundwasserleiter

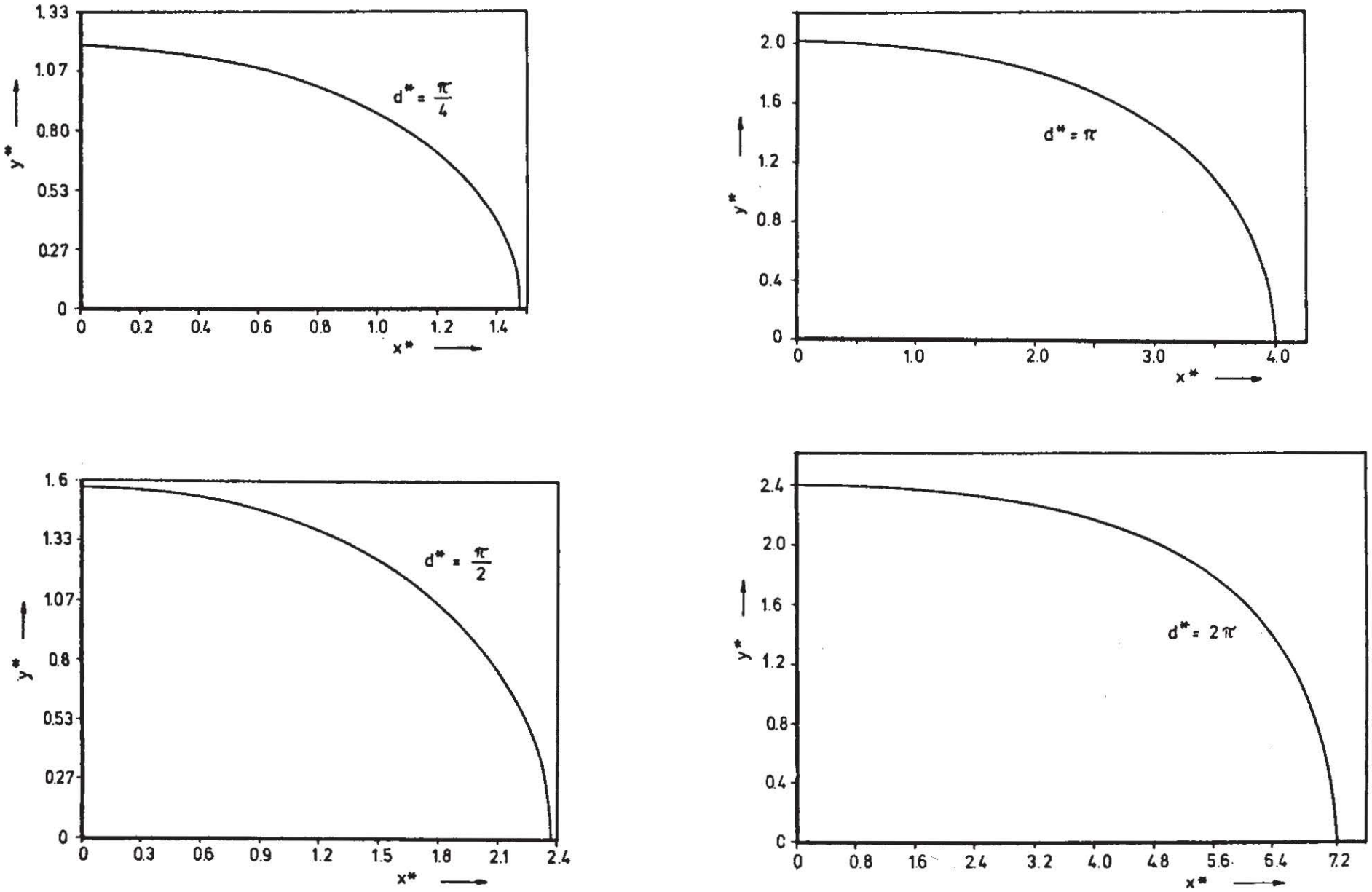


Bild 26: Entnahme und Wiedereinleitung: Verlauf der Trennstromlinie

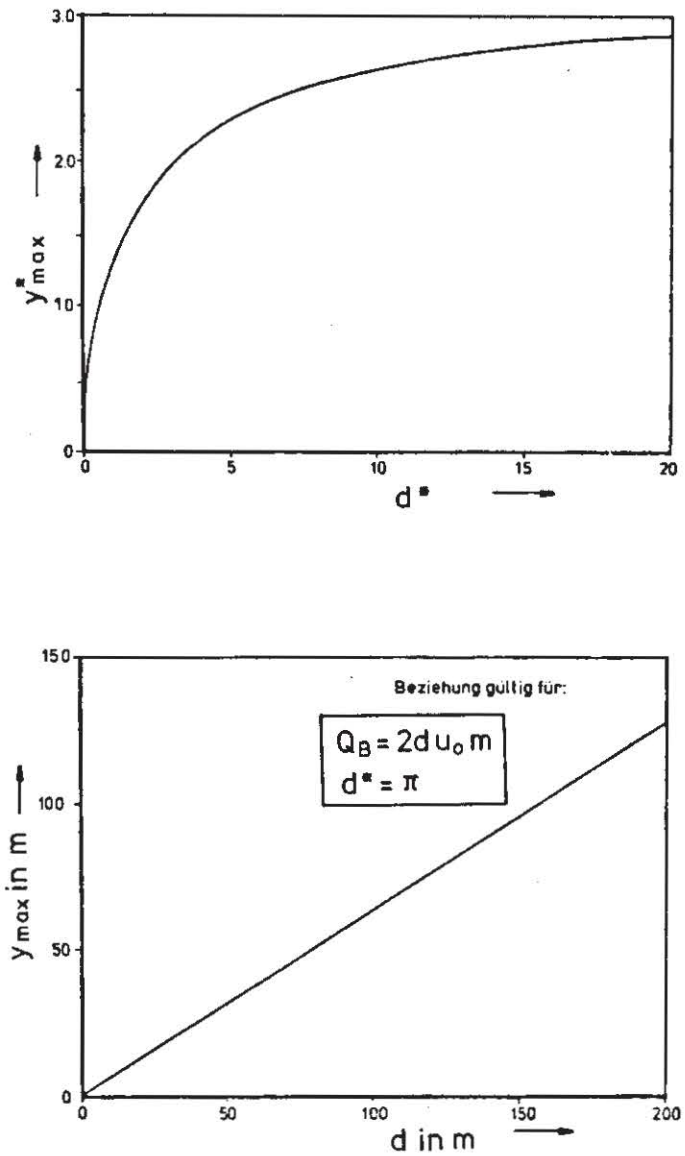


Bild 27: Entnahme und Wiedereinleitung: Maximale Breite der Rezirkulationszone

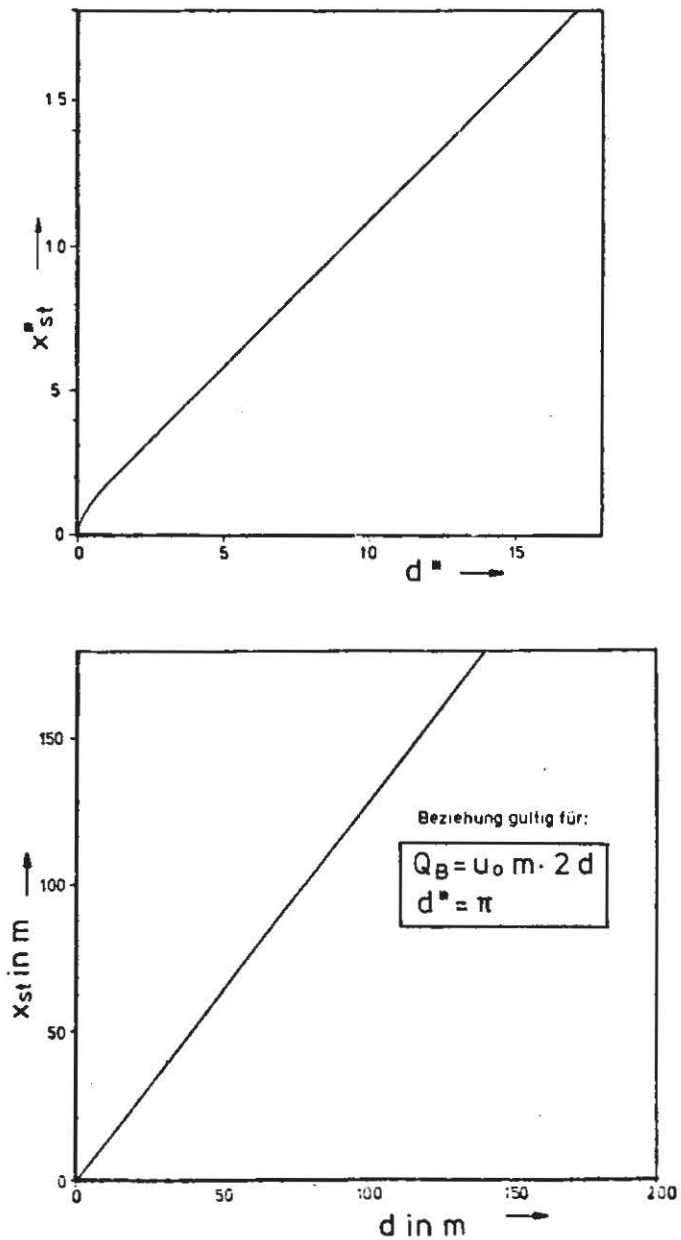


Bild 28: Entnahme und Wiedereinleitung: Lage des Staupunkts

7. SCHLUSSFOLGERUNGEN

Im vorliegenden Beitrag wird das Verhalten von nicht abbaubaren perseveranten Wasserinhaltsstoffen beschrieben, die aus Altablagerungen in den Grundwasserleiter gelangen und dadurch die Qualität des Grundwassers erheblich beeinträchtigen können. Dazu werden im ersten Teil des Beitrags die maßgeblichen Mechanismen beim Transport eines Schmutzstoffes aus der Ablagerung über die ungesättigte Bodenzone bis zu gesättigten Strömung dargestellt. Darauf aufbauend konnten die Beschreibungsgleichungen für Transportvorgänge im Grundwasser aufgelistet und mögliche Vereinfachungen für praktische Anwendungen erläutert werden.
Eine Übersicht über gebräuchliche analytische Lösungsverfahren und numerische Transportmodelle zeigt die Möglichkeiten zur Berechnung der Schadstoffausbreitung.
Der erste Teil des Beitrags schließt ab mit einer Zusammenstellung der erforderlichen Eingabegrößen für Ausbreitungsberechnungen in Form einer Checkliste, aus der die erforderlichen Daten sowie die Möglichkeiten und Wege zu deren Beschaffung hervorgehen.
Im zweiten Teil des Beitrags wurden die hydraulischen und baulichen Sanierungsmöglichkeiten im Bereich von Altablagerungen und die schematische Darstellung ihrer Wirkungen näher beleuchtet. Bei der Diskussion der Sanierungsmöglichkeiten wurden sowohl Maßnahmen zur Reduzierung der Schmutzstoffzufuhr, zur Arretierung verschmutzter Grundwasservolumina als auch zur Grundwassersanierung bei kontinuierlicher Schadstoffeinleitung dargestellt und erörtert sowie auf die Problematik der Grundwassersanierung im Bereich von Wasserversorgungsanlagen eingegangen. Abschließend wurden für stark schematisierte und vereinfachte Strömungsbedingungen mit Hilfe analytischer Lösungen und eines numerischen Modells sowohl für sehr breite als auch für seitlich begrenzte Grundwasserleiter die Wirkung hydraulischer Sanierungsmaßnahmen untersucht und in Diagrammen dargestellt. Diese Diagramme erlauben es dem mit Sanierungsproblemen befaßten Ingenieur, verschiedene zur Auswahl stehende Sanierungsmaßnahmen gegeneinander abzuwägen und daraufhin eine Abschätzung der Größenordnung der einzuleitenden Maßnahmen vorzunehmen.

Nach Abschluß der elementaren Prinzipüberlegungen zur Theorie der Grundwassersanierung im Bereich von Altablagerungen ergeben sich folgende Gesichtspunkte zur weiteren Entwicklung:

1) Wegen der großen Breite und Parametervielzahl dieser Grundsatzstudie erscheinen die vorliegenden Ergebnisse noch nicht zum unmittelbaren Einsatz in der Wasserwirtschaftsverwaltung geeignet zu sein. Hierzu ist zu empfehlen, eine entsprechend eingegrenzte Darstellung der erfolgversprechenden Maßnahmen in ausführlicher Form auszuarbeiten und (in Zusammenhang mit Punkt 2) im Rahmen eines Fortbildungslehrgangs weiter zu vermitteln.

2) Die Prinzipüberlegungen müssen an konkreten Anwendungsfällen durchexerziert und auf ihre Brauchbarkeit überprüft werden.

3) Wichtig erscheinen auch weiterführende Überlegungen zur Frage der zeitabhängigen Ausbreitung von Schadstoffen, da dies für die praktische Planung von Maßnahmen von großer Bedeutung ist. In diesem Zusammenhang ist auch die Bedeutung von chemischen oder biologischen Prozessen zu untersuchen, die hier bewußt außer Betracht gelassen werden.

4) Prinzipüberlegungen zur Frage des Schutzes von Grundwassergewinnungsanlagen können auf ähnlicher Basis für die dort etwas anders gelagerte Problemstellung angestellt werden.

5) Numerische Transportmodelle zur quantitativen Erfassung komplexer Natursituationen stecken noch in den Anfängen und bedürfen der intensiven Entwicklung, insbesondere im Hinblick auf die realistische Modellierung von Transportprozessen unter dem Einfluß von Dichteunterschieden, Schichtungen und Inhomogenitäten im Grundwasserleiter, chemischen Reaktionen und Abbauprozessen, etc.

6) Wesentlich für den Fortschritt auf diesem Gebiet ist auch die Anwendung numerischer Modelle auf gegebene Natursituationen - zunächst, um die Einsetzbarkeit der Modelle durch "Nachempfinden" bekannt gewordener Grundwasser-

verschmutzungen zu erproben und zu testen. Dies erfordert entsprechende umfassende Naturdaten.

7) Schließlich erscheint es trotz aller noch anstehenden Forschungs- und Entwicklungsarbeiten erstrebenswert, Grundwassersanierung an einem geeigneten Naturbeispiel als Fallstudie praktisch zu erproben und zu erforschen. Die wichtigsten wissenschaftlichen Voraussetzungen für eine erfolgversprechende Inangriffnahme eines solchen Vorhabens stehen zum Teil zur Verfügung und könnten anhand begleitender Forschungsarbeiten parallel und ergänzend zur Fallstudie weiter entwickelt werden.