

## **1 Vorbemerkungen**

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen eines vom BMBF geförderten Forschungsprogramms zur Erhaltung von Baudenkmalern. Innerhalb dieses Programmes, das u. a. eine Vielzahl geotechnischer Untersuchungen an den unterschiedlichsten historisch bedeutsamen Bauwerken zum Gegenstand hatte, wurden die untergrundbedingten Ursachen von Bewegungen und Schäden an diesen Objekten untersucht und jeweils maßgeschneiderte Therapiemaßnahmen entwickelt. Dabei konnte festgestellt werden, daß unter bestimmten geologischen Verhältnissen immer wieder vergleichbare Bauwerksschädigungen auftraten, deren Ursachen durchweg auf hydromechanische Vorgänge im Untergrund zurückzuführen waren.

Um die zumeist in einem nicht sehr stabilen (sog. „quasistabilen“) Gleichgewichtszustand befindlichen Bauwerke langfristig zu sichern, sind besonders bauwerksschonende Therapiemaßnahmen erforderlich. Da die bisher eingesetzten Grundbautechniken nicht immer die notwendige Bauwerksschonung gewährleisten, wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit für die bereits erwähnten speziellen geohydraulischen Verhältnisse auf der Basis eines bekannten Injektionsverfahrens ein neuartiges Therapieverfahren entwickelt, das – unter ganz spezifischen geotechnischen Randbedingungen - als eine Alternative zu gängigen Verfahren angesehen werden kann.

Der Aufbau der Arbeit wurde daher so gewählt, daß zunächst anhand zweier Fallbeispiele die zugrundeliegenden typischen Verhältnisse geschildert werden und anschließend, nach einigen Betrachtungen zu den grundlegenden Schadensmechanismen, das unter bestimmten Voraussetzungen nützliche, neuartige Therapieverfahren vorgestellt.

## **2 Einführung in die Problematik**

In Gebieten mit überdecktem Karst stehen die Ursachen von Bauwerksschäden häufig im Zusammenhang mit den Wirkungen des Wassers innerhalb der lockeren, überlagernden Deckschichten. Bevorzugt in solchen Bereichen, in denen verkarstete und geklüftete Festgesteine von

nichtbindigen Lockergesteinen überlagert werden, kann es aufgrund von hydraulisch induzierten Erosions- und Suffosionsvorgängen innerhalb dieser Deckschichten zu einer Verlagerung von Lockermaterial in die Hohlräume des Untergrundes kommen. Das Wasser kann somit aufgrund seiner hydromechanischen Wirkungen indirekt vom Baugrund her auf ein Bauwerk einwirken und dadurch dessen Bestand gefährden oder zumindest seine Nutzung z. T. erheblich beeinträchtigen (FISCHER ET AL., 1991; VOGEL & KAST, 1994).

Aufgrund der auch in Deutschland weiten Verbreitung dieser speziellen geologischen Situation sind diese Prozesse für eine Vielzahl von Gebäudeschäden ursächlich verantwortlich. Gekennzeichnet sind die entsprechenden Verhältnisse durch Deckschichten aus känozoischen, insbesondere quartären Lockergesteinen über verkarsteten Sulfat- oder Karbonatgesteinen (MOLEK ET AL., 1997). Die hydraulischen Verhältnisse können dabei ganz allgemein durch überwiegend vertikal nach unten gerichtete Sickerwasserbewegung innerhalb der überlagernden Deckschichten zu einem tiefer liegenden Grundwasserspiegel charakterisiert werden. Bei Karbonat- oder Sulfatgesteinen bevorzugt von den Trennflächen ausgehend, bewirkt dieses Sickerwasser durch Lösung eine kavernöse Erweiterung vorhandener Wegigkeiten innerhalb des Festgesteins.

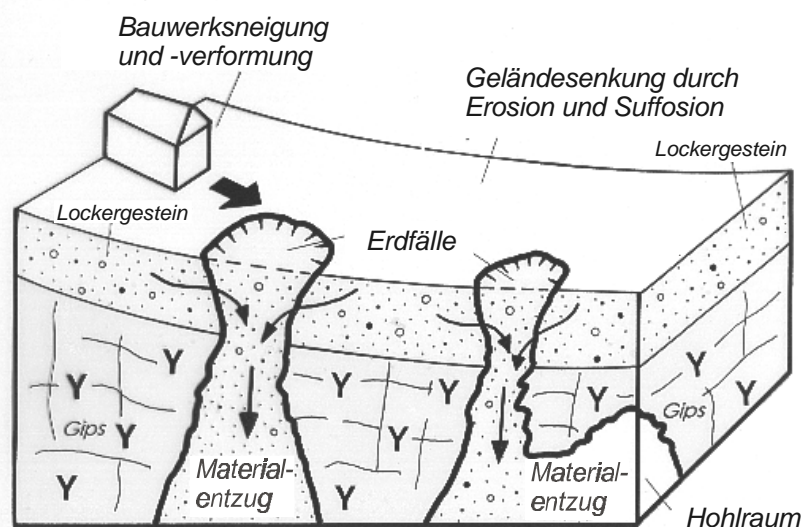
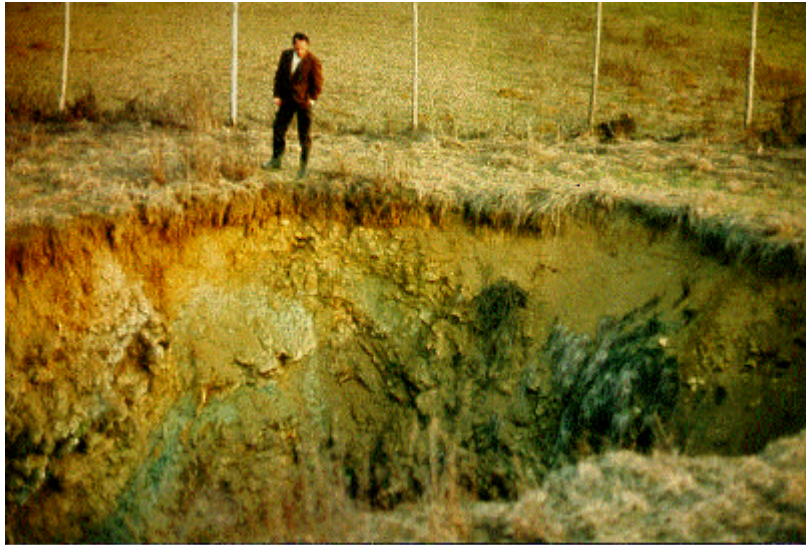


Abb. 2.1: Beispiel für überdeckten Karst (MOLEK, 1997; verändert)

Liegen innerhalb der Deckschichten sowohl bestimmte korn- bzw. porengeometrische als auch hydraulische Verhältnisse vor, können aufgrund der Sickerwasserbewegung hydromechanische Prozesse ausgelöst werden und zu Materialverlagerungen in den tieferen, kavernösen Unter-

grund führen. Diese Prozesse werden allgemein als innere Erosion und Suffosion bezeichnet. An der Geländeoberfläche äußern sich die daraus resultierenden Massenverluste dann entweder in Form von Senkungen (bruchlose Verformung, vgl. Abb. 2.1) oder als Erdfälle (Bruchformen, vgl., Abb. 2.1, und Abb. 2.2), die eine vorhandene Bebauung in ihrer Standsicherheit ggf. stark gefährden können. Die Entstehungsmöglichkeiten von solchen Senkungs- und Bruchformen im humiden Klimabereich sind ausführlich bei REUTER & MOLEK (1980) beschrieben.



*Abb. 2.2: Beispiel für Bodendeformation (hier: Erdfall) infolge der hydromechanischen Wirkungen des Wassers innerhalb der Deckschichten eines überdeckten Karstes*

Aber nicht nur unter den Verhältnissen des überdeckten Karstes sind Schäden durch hydro-mechanisch induzierte Bodendeformationen möglich. Auch in den Wechsellagerungen junger, quartärer Flußablagerungen (vgl. hierzu Abb. 4.4) können - bei Vorliegen der entsprechenden geometrischen und hydraulischen Randbedingungen innerhalb einzelner Schichten bzw. an Schichtgrenzen - Erosions- und Suffosionsvorgänge (s. Kapitel 4) ablaufen, welche sich ebenfalls durch Bodendeformationen an der Geländeoberfläche bemerkbar machen. Die beschriebenen Prozesse können dabei einerseits das (Zwischen-)Ergebnis eines seit der Ablagerung der Lockergesteine andauernden geologischen Prozesses darstellen, andererseits können sie aber auch durch anthropogene Veränderungen und Eingriffe in die natürlichen hydraulischen Verhältnisse verstärkt oder sogar erst ausgelöst werden.

### 3 Fallbeispiele und ihre geologische Interpretation

#### 3.1 Vorbemerkungen

Die im folgenden vorgestellten Fallbeispiele wurden ausgewählt, da sie die für den Ablauf der beschriebenen Prozesse notwendigen Randbedingungen mit all ihren Folgen für eine Bebauung aufweisen. Während im Falle des zunächst beschriebenen Beispiels „Schloß Heidecksburg“ nicht so sehr die Löslichkeit des Untergrundes die entscheidende Rolle spielt, sondern vielmehr die Klüftigkeit des anstehenden Kalkgesteines, ist das darauf folgende Beispiel der „Abteikirche in Neresheim“ typisch für die indirekten Auswirkungen von Lösungsvorgängen im Untergrund.

#### 3.2 Schloß Heidecksburg

Das Schloß Heidecksburg liegt auf einem Bergsattel oberhalb von Rudolstadt/Thüringen. An diesem Bauwerk sind im Rahmen einer Schadensdokumentation (THAUER, 1992) an nahezu allen Gebäudeteilen Schäden festgestellt worden (Abb. 3.1, Abb. 3.3). Dabei handelt es sich im wesentlichen um :

- Mauerwerksrisse infolge von Gebäudeverformungen
- bereichsweise sogar Einsturz von Gebäudeteilen
- Durchfeuchtungen des Mauerwerks aufgrund aufsteigender Feuchtigkeit.

Der Schloßberg der Heidecksburg wird bis zu seinem Fuß aus Schichten des Oberen Zechsteins aufgebaut (HEISE & SCHLEUBNER, 1993; HEISE ET AL., 1994), der wie folgt untergliedert wird:

- Obere Letten Z4
- Plattendolomit Z3
- Untere Letten Z3

Die Unteren Letten bestehen aus grauen, dünnplattigen Ton- bis Mergelsteinen und sind im Schloßbereich auf einem Niveau von < 190 m NN unterhalb des Plattendolomits zu erwarten. Der graue, gelbgraue bis braune Plattendolomit besteht aus einer Wechsellagerung von Dolomit, kalkigem Dolomit, dolomitischem Kalkstein und dolomitfreiem Kalkstein und besitzt unterschiedliche Festigkeits- und Verwitterungsbeständigkeit. Die Oberen Letten werden von dünnplattigen Ton- bis Mergelsteinen von grüngrauer, hellbrauner bis rötlicher Farbe gebildet.

Überlagert werden diese Zechsteinschichten bereichsweise von einer mehrere Meter mächtigen, überwiegend sandigen Lockergesteinsdeckschicht.

Das Trennflächengefüge der Festgesteinsschichten wird im Bereich des Schloßberges durch mehrere Hauptklufscharen charakterisiert, deren Lage durch zahlreiche geologische und geophysikalische Untersuchungen bereichsweise sehr genau bekannt ist. Dieses Kluftsystem ist sowohl durch die saxonische Bruchtektonik als auch durch atektonische Prozesse wie Auslaugung und Blockbewegung entstanden und teilweise zu Spalten erweitert. Im Bereich von Kluftkreuzen sind z. T. sogar Klufthöhlen entstanden.

Die Schloßgebäude sind in einigen Bereichen direkt auf dem Fels (Dolomit), in anderen in den Lockergesteinsdeckschichten gegründet (Abb. 3.1). Bei den Untersuchungen zeigte sich, daß sich dort, wo die Gebäude direkt auf dem Fels gegründet sind, der überwiegende Teil der Mauerwerksrisse von den Kellern teilweise bis zum Dach fortsetzt und daß die Spalten und Klüfte im Felsuntergrund häufig unmittelbar mit diesen Mauerwerksrissen im Zusammenhang stehen. Dies läßt darauf schließen, daß für die Kluft- und Ribbildung tektonisch bedingte Bewegungen (z. B. durch Auslaugung und mechanische Subrosion im tieferen Untergrund und daraus resultierende Blockbewegungen) verantwortlich sind, die zu einer Verbiegung, Zerrüttung und Verstellung der Schichten des Plattendolomits bzw. von Bereichen desselben führen. Eine lösungsmäßige Erweiterung der Klüfte durch Sickerwasser findet ebenfalls statt, wodurch die Kluftaufweitung verstärkt und die Entstehung der erwähnten Klufthöhlen begünstigt wird.

Aufgrund der vorliegenden geologischen und hydraulischen Verhältnisse kann die gesamte Situation als überdeckter Karst bezeichnet werden.

Die hydrogeologische Situation wird durch die zu Spalten erweiterten Klüfte geprägt. Wie für überdeckte Karstverhältnisse typisch, ist die natürliche Entwässerung innerhalb der überlagernden Lockergesteinsschichten im wesentlichen vertikal nach unten gerichtet. Neben dieser Haupt-Entwässerungsrichtung fließt ein geringer Teil des Grund- und Sickerwassers als Hangwasser ab, das die dort bereichsweise anstehenden, quellfähigen Tonsteine ("Obere Letten") durchfeuchtet und Hangkriechbewegungen begünstigt.

Wie Untersuchungen ergeben haben (HEISE ET AL., 1994), wird das Lockermaterial der Deckschichten durch Innere Erosions- und Suffosionsprozesse sukzessive über die Klüfte in tiefere Bereiche des kavernen Untergrundes verfrachtet (Abb. 3.1).

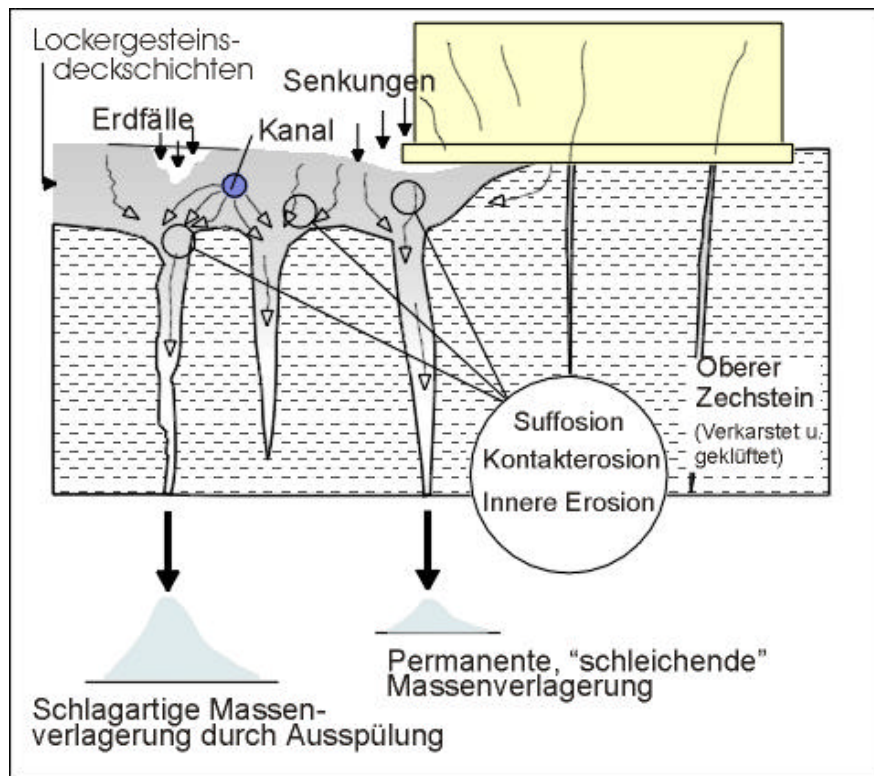


Abb. 3.1: Gründungssituation und Schadensprozeß der Heidecksburg/Thüringen (Schemazeichnung)

In alten, als Keller genutzten Stollen, die vom Tal aus in den Bergrücken vorgetrieben wurden, sind diese Klüfte unmittelbar sichtbar, und Material aus den Deckschichten konnte hier nachgewiesen werden. Ausgelöst werden diese Prozesse durch infiltrierendes Niederschlagswasser, durch Wasser, das permanent aus defekten Kanalrohren versickert, oder durch Wässer, die bei Rohrbrüchen schlagartig in großen Mengen frei werden und zu Materialausspülungen innerhalb der Lockergesteinsdeckschichten führen.

Die Folgen der vertikalen Materialverlagerungen sind überwiegend ungleichmäßige Setzungen zwischen den einerseits auf den Lockergesteinsdeckschichten und den andererseits auf dem Festgestein gegründeten Gebäudeteilen. Die daraus resultierende Rißbildung in den Wänden sowie Schiefstellungen von Gebäudeteilen führen zu den beobachteten strukturellen Schäden an der Bausubstanz. Die erwähnten Prozesse können auch für den teilweisen Einsturz des ehemali-

gen Schloßcafes der Heidecksburg verantwortlich gemacht werden, da im Vorfeld in dessen Gründungsbe-  
reich innerhalb der Lockergesteinsdeckschichten ein  
Wasserrohrbruch aufgetreten war (HEISE ET AL., 1994).



*Abb. 3.2: Zu Spalten erweiterte Klüfte in einem  
Stollen im Zechsteinkalk unterhalb des  
Schloßberges der Heidecksburg (aus  
HEISE & SCHLEUSSNER, 1993).*

Weiterhin ist an der Heidecksburg auch die sog. "Alte Wache" u. a. infolge von Erosions-  
vorgängen und Massendefizit im Untergrund und der daraus resultierenden Baugrundver-  
formungen so stark in Mitleidenschaft gezogen (Abb. 3.3), daß bereits früher aufwendige Si-  
cherungsarbeiten erforderlich geworden waren (PREISS, 1976), die allerdings die eigentlichen  
Schadensmechanismen im Untergrund nicht beeinflussen konnten.

Insgesamt sind an der Heidecksburg mehrere Prozesse für die baulichen Schäden verantwort-  
lich. Dabei sind die vielfältigen hydromechanischen Wirkungen des Wassers innerhalb der Lok-  
kergesteinsdeckschichten als ein wesentlicher Schadensfaktor anzusehen. Ohne eine Unterbin-  
dung der Materialverlagerung aus den Deckschichten in den kavernösen Untergrund kann eine  
langfristige Stabilisierung des Baugrundes und damit der Bausubstanz nicht erzielt werden. Da  
besonders die akut verlaufenden Schäden durch Unterspülung und Materialaustrag auf Mängel  
im Entwässerungssystem der Schloßanlage (Dach- und Oberflächenentwässerung, Abwasser-  
leitungen, etc.) zurückzuführen sind, kann durch eine bauliche Sanierung der entsprechenden  
Einrichtungen bereits eine Verbesserung der Situation durch Verlangsamung erreicht werden.  
Der durch die hydromechanische Wirkung des infiltrierenden Niederschlagswassers verursachte  
schleichende Materialaustrag müßte dagegen durch zusätzliche Stabilisierungsmaßnahmen im  
Untergrund unterbunden werden.



Abb. 3.3: Starke Rißbildung an der "Alten Wache" der Heidecksburg.

Eine Möglichkeit für eine durchgreifende Sanierung wäre in diesem Fall, die Massenverlagerung durch eine Verfestigung des Lockermaterials innerhalb bzw. unmittelbar über den Spalten zu verhindern. Da deren Lage infolge der Erkundungen sehr genau bekannt ist, könnte diese Maßnahme hier sehr gezielt durchgeführt werden. Eine solche gewöhnliche Verfestigungsmaßnahme kann allerdings auch nachteilige Auswirkungen haben, z. B. auf die hydraulischen Verhältnisse unter den Gebäuden und in ihrer Umgebung.

Da ein mit herkömmlichen Methoden stabilisierter Baugrundbereich i. d. R. auch weitgehend abdichtend wirkt, kann sich Grund- und Sickerwasser daran aufstauen und dadurch u. a.

- die Fundamente benetzen und so das Mauerwerk durch aufsteigende Feuchtigkeit zusätzlich schädigen;
- die Konsistenz anstehender, bindiger Bodenschichten bei Grund- und Sickerwasser-aufstau verändern, was zu einer Verringerung der Scherfestigkeit und Verschlechterung des Tragverhaltens des Baugrundes führen kann;
- die Erosions- und Suffosionsvorgänge bei der Umströmung der dann als Grundwasserhindernis wirkenden Stabilisierungskörper in andere, bisher nicht davon betroffene Bereiche verlagern;



- den Hangwasserabstrom erhöhen, was u. U. zu einer Zunahme der Hangkriechbewegungen führt.

Vor dem Hintergrund dieser Vielzahl an nachteiligen Auswirkungen bei Anwendung eines konventionellen Stabilisierungsverfahrens wäre für die Sicherung der auf dem Lockermaterial gegründeten Bauteile ein Verfahren hilfreich, das die von Erosions- und Suffosionsvorgängen betroffenen Lockergesteinsbereiche über den Klüften und Spalten zwar einerseits verfestigt, so daß die Strömungskraft des Wassers nicht mehr ausreicht, Bodenteilchen zu mobilisieren und abzutransportieren, das aber andererseits eine nur möglichst geringe abdichtende Wirkung hat.

### **3.3 Abteikirche Neresheim**

Die Abteikirche in Neresheim (Abb. 3.4) wird hier als ein weiteres typisches Beispiel für seit langem anhaltende Bauwerksschäden infolge der hydromechanischen Wirkungen des Wassers innerhalb von Lockergesteinsschichten über kavernösem Untergrund (überdeckter Karst) angeführt.

Die Klosteranlage mit der von Balthasar Neumann geplanten Abteikirche liegt auf einer schmalen, nach drei Seiten abfallenden Verebnungsfläche. Bereits beim Bau in der Mitte des 18. Jahrhunderts kam es zu Verkippungen von Pfeilern, die anfangs nur auf eine schlechte Bauausführung zurückgeführt wurden (GLA, 1967).

Die Zeit seit der Fertigstellung der Klosterkirche ist durch Setzungsschäden (Abb. 3.5) und örtliche Sanierungsversuche geprägt, bis schließlich 1973 eine umfassende Sanierung unumgänglich wurde (PIEPER, 1983).



Abb. 3.4: Die Klosteranlage in Neresheim (Blick von SW)

Bereits im Zuge der Vorbereitung der Sanierungsmaßnahmen wurde eine Erkundung der Bau-  
grundverhältnisse durchgeführt (GLA, 1968A, 1968B; SCHNEIDER, 1973).

Aufgrund der nach Beendigung der Sanierung festgestellten, weiter anhaltenden (Kriech-) Be-  
wegungen (Abb. 3.7) und erneut auftretenden Rissen wurden vom Institut für Bodenmechanik  
und Felsmechanik der Universität Karlsruhe ergänzende Erkun-  
dungen und Untersuchungen durchgeführt, um die eigentlichen  
Schadensursachen sowohl der in der Vergangenheit aufge-  
tretenen als auch der aktuellen Schäden zu erkunden. Dabei  
wurden neben zusätzlichen Bohrungen und Sondierungen auch  
geophysikalische Untersuchungen (Seismik) durchgeführt. Auf  
der Grundlage sämtlicher Untersuchungen stellt sich die geolo-  
gische Situation folgendermaßen dar (FISCHER ET AL., 1991):

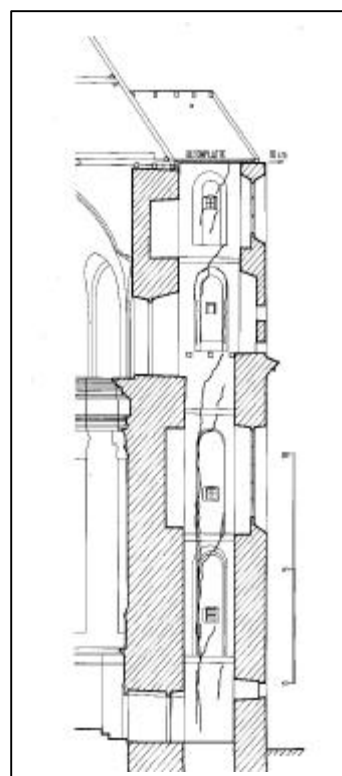


Abb. 3.5: Beispiel für die Bauwerksschäden an der  
Abteikirche Neresheim vor der Sanierung 1973  
(Rißbild nördliches Querschiff; aus: PIEPER,  
1983)

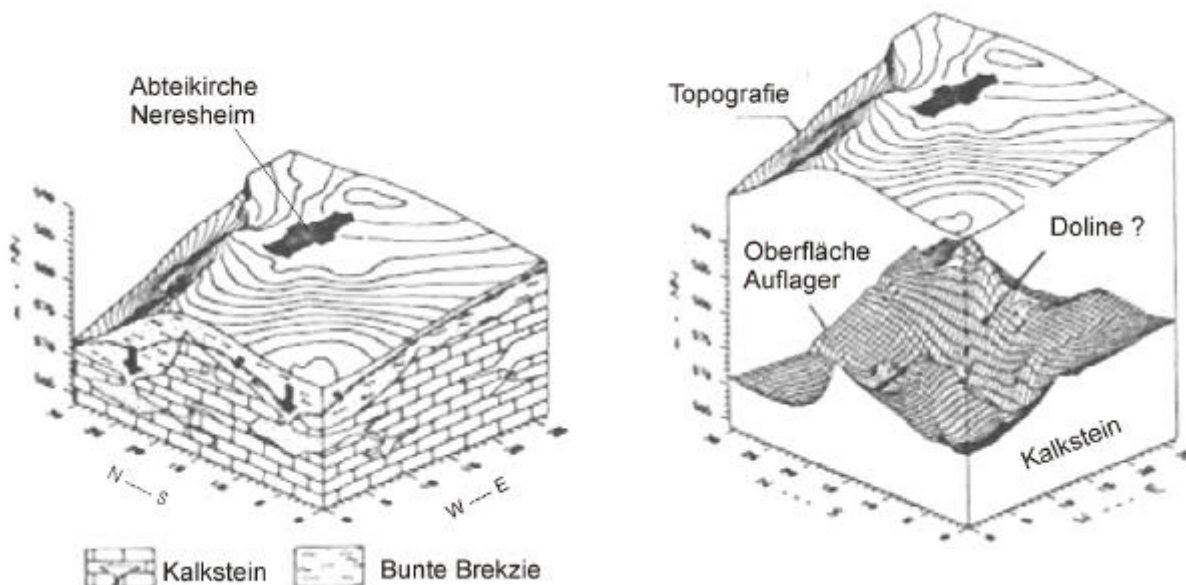
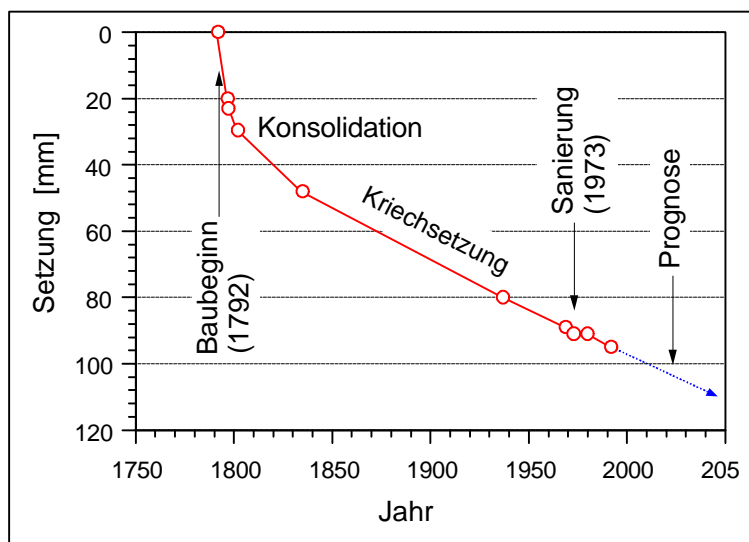


Abb. 3.6: Maßgebende Merkmale des Standortes der Abteikirche Neresheim (schematisch)  
 Links: Blockbild mit Geländeoberfläche und geologischem Aufbau;  
 Rechts: Geländeoberfläche abgehoben mit Oberfläche des „Massenkalkes“.

Der Bergrücken, auf dem die Klosteranlage angesiedelt ist, wird aus den Zementmergeln des Weißen Jura (WJ ζ) aufgebaut (Abb. 3.10), die im Bereich der Klosteranlage eine Gesamtmächtigkeit von ca. 80 m erreichen und sich aus mehrten Schichtgliedern unterschiedlicher Mächtigkeit zusammensetzen:

Zementmergel	{	Oberes Mergellager:	15 m
		Zwischenkalke (stark verkarstet):	30 m
		Unteres Mergellager:	35 m

Abb. 3.7: Ergebnisse von Bewegungsmessungen an der NW-Ecke der Abteikirche in Neresheim (VOGEL & KAST, 1994).



Überdeckt wird dieses Schichtpaket in weiten Bereichen von der sog. Bunten Brekzie, einem Gemenge von Gesteinen unterschiedlicher stratigraphischer und petrographischer Zuordnung. Durch den miozänen Meteoriteneinschlag im nahen Nördlinger Ries wurden die Sedimentgesteine des Untergrundes - z. T. unter Einbeziehung des Grundgebirges - herausgeschleudert und in der Umgebung abgelagert. Dabei wurde das ursprüngliche Relief der Karstlandschaft (Abb. 3.6) ausgeglichen, und es entstand eine überdeckte Karstlandschaft.

Die Zusammensetzung der Bunten Brekzie ist lokal sehr unterschiedlich (FISCHER ET AL., 1991; GWINNER ET AL., 1987). Im Bereich des Klosters Neresheim wird sie vor allem aus Kalksteinen des Weißen Jura in Sand-Kiesfraktion, aus dm-großen Kalksteinbruchstücken sowie aus Tonen des Lias und Dogger aufgebaut (Abb. 3.8).

Die Bunte Brekzie liegt allerdings nicht in Form eines einheitlich aufgebauten Lockermaterials vor, sondern weist Bereiche mit unterschiedlichen Korngrößenspektren und unterschiedlichen Gefügeausbildungen auf (Abb. 3.11).

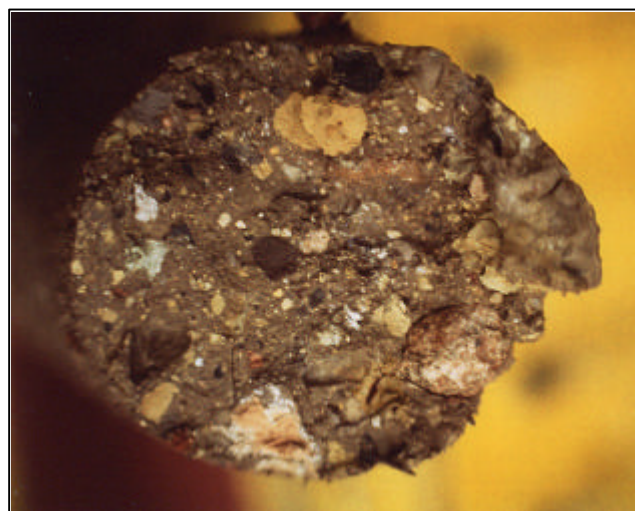


Abb. 3.8: *Bunte Brekzie mit matrixgestütztem Gefüge im Bereich der Abteikirche in Neresheim (Bohrkernaufnahme)*

Im einzelnen liegt eine aufgrund der Entstehung als chaotisch zu bezeichnende Struktur vor. So gibt es z. B. Bereiche, in denen die Bunte Brekzie ein sog. matrixgestütztes Gefüge aufweist, d. h. Kalksteinkomponenten in Sand- und Kiesfraktion „schwimmen“ in einer feinkörnigen, tonig-schluffigen Matrix (Abb. 3.8). Daneben finden sich aber auch große Bereiche, die ausschließlich aus Kalksteinen, dem sog. Weißjura-Gries in Sand- und Kiesfraktion bestehen, oder es finden sich Bereiche, die nahezu vollständig aus Kalksteinblöcken aufgebaut sind (vgl. Abb. 3.9 und Abb. 3.11).

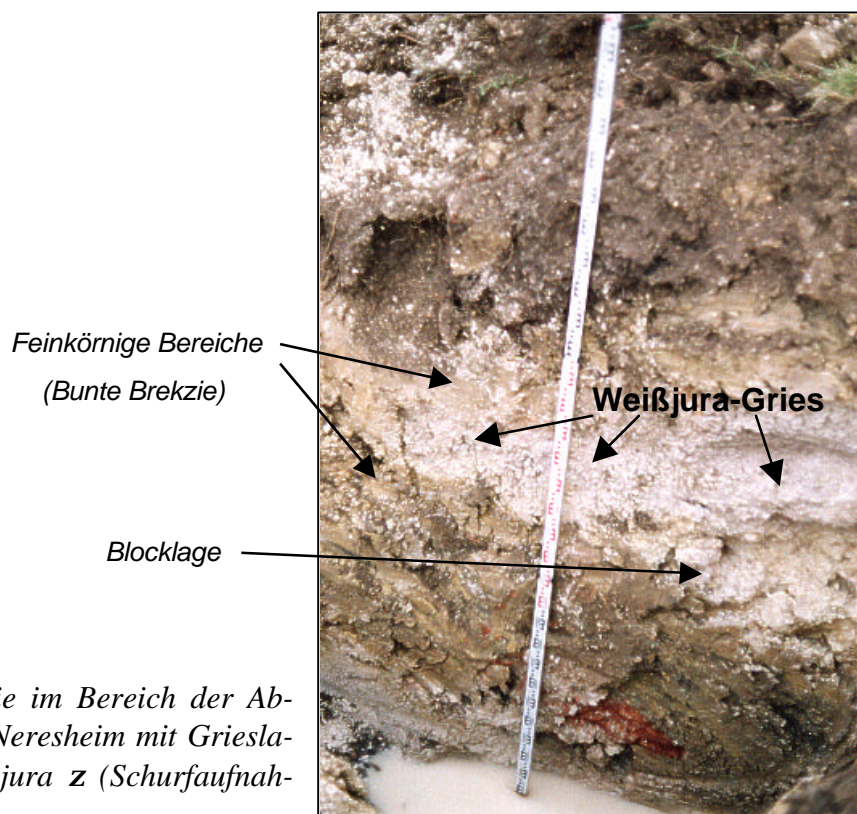


Abb. 3.9: Bunte Brekzie im Bereich der Abteikirche in Neresheim mit Grieslage des Weißjura z (Schurfaufnahme)

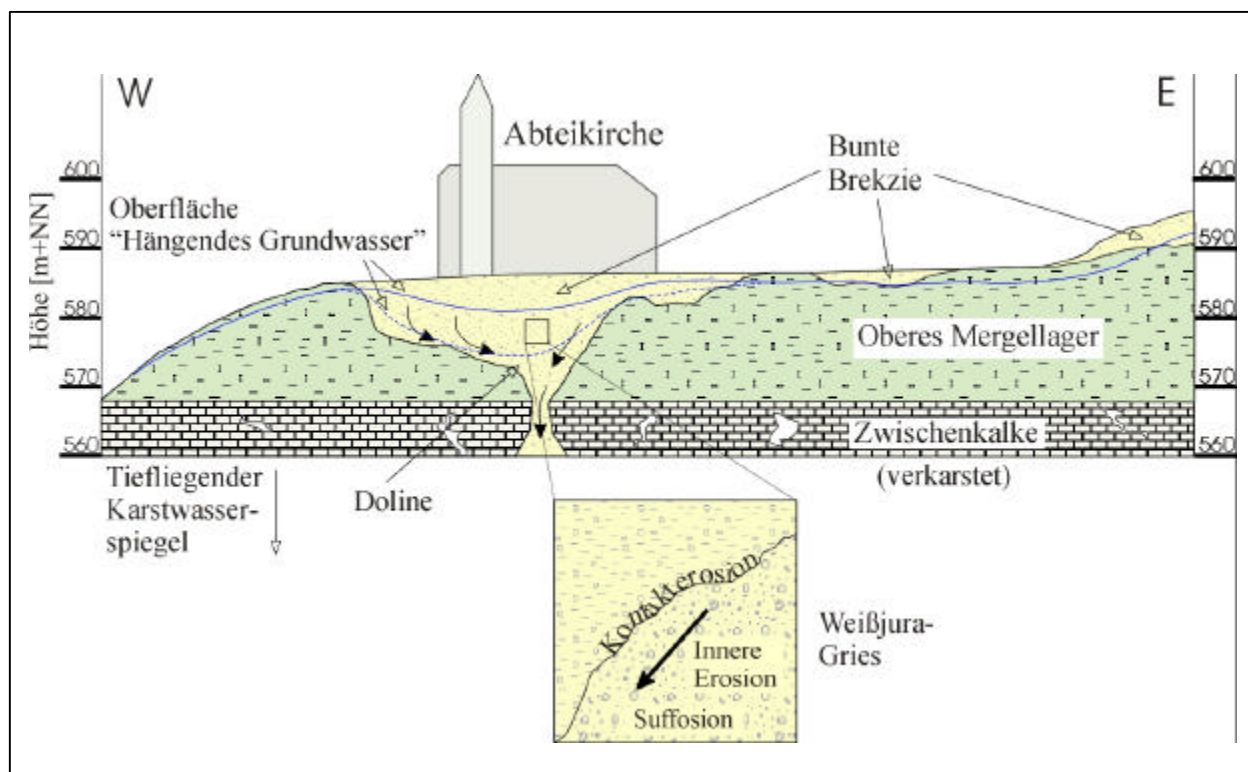


Abb. 3.10: Geologischer Profilschnitt durch den Bereich der Abteikirche in Neresheim (Profil überhöht und schematisiert)

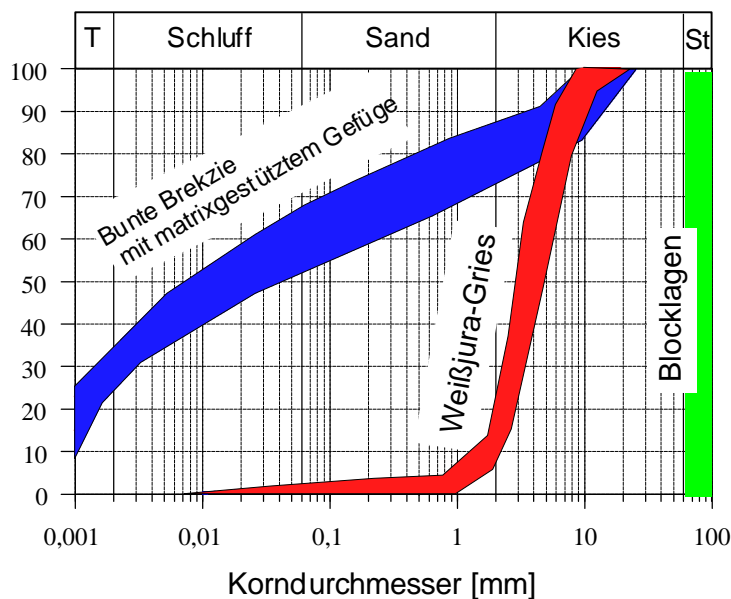


Abb. 3.11: Korngrößenverteilung der einzelnen Bereiche innerhalb der Lockergesteinsdeckschichten in Neresheim

Das in Sand- bis Kiesfraktion vorliegende Gries-Material, das beim Meteoriteneinschlag durch mechanische Zertrümmerung aus den Weißjura-Kalken entstand, bildet einen wesentlichen Bestandteil der Lockergesteinsdeckschichten und liegt z. T. in Form von weit ausgedehnten schichtigen Körpern vor, z. T. bildet es aber auch unregelmäßig begrenzte Körper unterschiedlicher Ausdehnung und Mächtigkeit. Insgesamt kann man sich die Lockergesteinsablagerungen der Bunten Brekzie als eine uneinheitliche Wechsellagerung von Weißjura-Griesschichten (in Sand/Kies-Fraktion) umgeben von feinkörnigeren und grobkörnigeren Bereichen vorstellen.

Der Karstgrundwasserspiegel liegt im Bereich der Klosteranlage ca. 90 m unter der Geländeoberfläche. Die Spiegelfläche der oberflächennahen, „schwebenden“ Stau- bzw. Grundwasser innerhalb der Deckschichten ist in Abhängigkeit von der Niederschlagsintensität starken Schwankungen unterworfen. Bei hoher Spiegellage strömen diese Wässer zu einem Teil als Hangwässer nach Westen hin ab.

Wie detaillierte hydrogeologische Untersuchungen ergeben haben, zeigt sich besonders bei niedriger Spiegellage eine deutliche Abweichung von dieser allgemeinen Strömungsrichtung (Abb. 3.12) in der Form, daß das Wasser zum großen Teil einem Tiefpunkt im Bereich der Klosterkir-

che zuströmt. Diese Anomalie ist durch eine Abführung von Grundwasser aus den Deckschichten über eine dort ausgebildete Karsthohlform (Doline?) in den tieferen verkarsteten Untergrund zu erklären (Abb. 3.10). Es liegt im Bereich der Abteikirche also eine vertikal nach unten gerichtete Entwässerung vor.

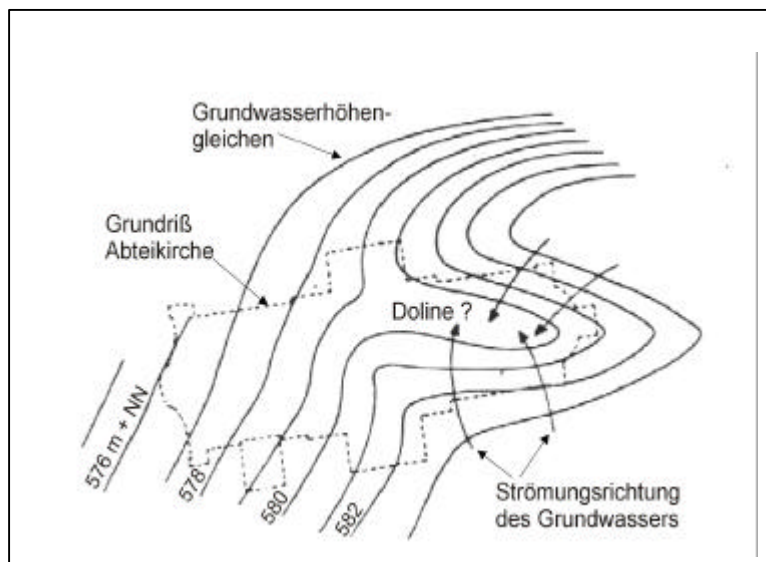


Abb. 3.12: Grundwasserhöhengleichen (Isolinien) der „hängenden“ Wässer innerhalb der Bunten Brekzie im Bereich der Abteikirche Neresheim

Im Zuge der bereits erwähnten Sanierung in den 70er Jahren wurde zur Verbesserung der Gründungsverhältnisse im Bereich des Chorturmes eine Unterfangung mit Bohrpfählen ausgeführt. Mit dieser Maßnahme konnten die Bauwerkslasten dieses Bauteiles, die bisher in die setzungsempfindlichen Deckschichten eingeleitet worden waren, auf die tragfähigeren Schichten des Zementmergels (Oberes Mergellager) abgetragen werden.

Des weiteren versuchte man damals, an der Nordwest-Ecke der Kirche mit Hilfe von Zementinjektionen den Untergrund zu stabilisieren und dort die Bauwerksbewegungen auf diese Weise zum Stillstand zu bringen. Die dabei in den Untergrund eingebrachten großen Mengen an Injektionsmittel verschwanden in den Bohrlöchern, ohne daß sich ein zu erwartender Einpreßdruck aufbaute. Es wurde vermutet, daß ein Teil der Zementsuspension in die Relikte alter Keller eingepreßt wurde (PIEPER, 1983). Eine Verpressung in die gut durchlässigen Gries- oder Blocklagen erscheint allerdings ebenso möglich.

Da sich die Sanierung im wesentlichen mit der Stabilisierung des Baukörpers befaßte und weniger mit den eigentlichen Schadensursachen, ist es verständlich, daß alsbald erneut, wenn auch zunächst in geringem Ausmaß, Gebäudeschäden (z. B. Rissbildung an Nordwand und nördlichem Querschiff) infolge von Senkungsbewegungen festgestellt werden konnten (Abb. 3.6). Die vertikalen Bewegungen betragen in den ersten Jahren nach Sanierungsende bereits wieder 2,6 mm und verdeutlichen, daß letztlich ohne eine Beseitigung der eigentlichen Schadensursachen eine langfristige Stabilisierung des Kirchengebäudes nicht möglich sein wird.

Ähnlich wie auf der Heidecksburg wäre auch in diesem Fall zur langfristigen Sicherung des Bauwerkes die Stabilisierung und Verfestigung der erosions- und suffosionsanfälligen Bereiche innerhalb der Bunten Brekzie eine denkbare Möglichkeit. Allerdings sind auch hier bei Anwendung konventioneller Stabilisierungsverfahren nachteilige Auswirkungen zu erwarten, wie sie bereits am Fallbeispiel Heidecksburg beschrieben wurden.

#### **4 Grundformen der hydromechanischen Bodenverformung**

Die beiden vorgestellten Fallbeispiele stehen stellvertretend für eine Vielzahl von Fällen, in denen es unter bestimmten geologischen Verhältnissen und bei gleichzeitigem Vorliegen entsprechender hydraulischer Randbedingungen innerhalb von Lockergesteinen zu Bodendeformationen und infolgedessen zu langsamen und langanhaltenden Senkungserscheinungen oder plötzlich an der Geländeoberfläche auftretenden Erdfällen kommen kann. Im folgenden wird eine Übersicht über die wichtigsten Prozesse, die zu einer Materialmobilisierung innerhalb von rolligen Lockergesteinen führen, gegeben, da nur bei hinreichender Kenntnis der ablaufenden Prozesse eine angemessene und wirkungsvolle Therapiemaßnahme entwickelt werden kann.

Die Beurteilung der hydromechanischen Bodenstabilität von Lockergesteinen läßt sich vereinfachend auf das Grundproblem des Zusammenwirkens der verschiedenen Kornfraktionen eines Erdstoffes bei hydraulischem Kraftangriff reduzieren. Im Einzelnen können die folgenden Arten hydromechanischer Bodendeformation unterschieden werden (BUSCH ET AL., 1993):



## 4.1 Suffosion

Die Suffosion ist im wesentlichen dadurch gekennzeichnet, daß die feineren Fraktionen eines ungleichförmigen nichtbindigen Erdstoffes, die die Skelettfüllung bilden, durch die Strömungskraft des Wassers mobilisiert und im vorhandenen Porenraum des Skeletts umgelagert bzw. abtransportiert werden. Das tragende Erdstoffskelett wird dabei nicht unbedingt verändert.

Durch Suffosion erhöhen sich sowohl die Porosität als auch die Durchlässigkeit, während die Dichte des Erdstoffes abnimmt. Suffosionsgefährdet sind Erdstoffe mit einem relativ großen Ungleichförmigkeitsgrad und insbesondere solche, die eine Ausfallkörnung (Fehlkorn) aufweisen. Bezüglich der Lage der Suffosionserscheinungen unterscheidet man zwischen innerer, äußerer und Kontaktsuffosion (Abb. 4.1).

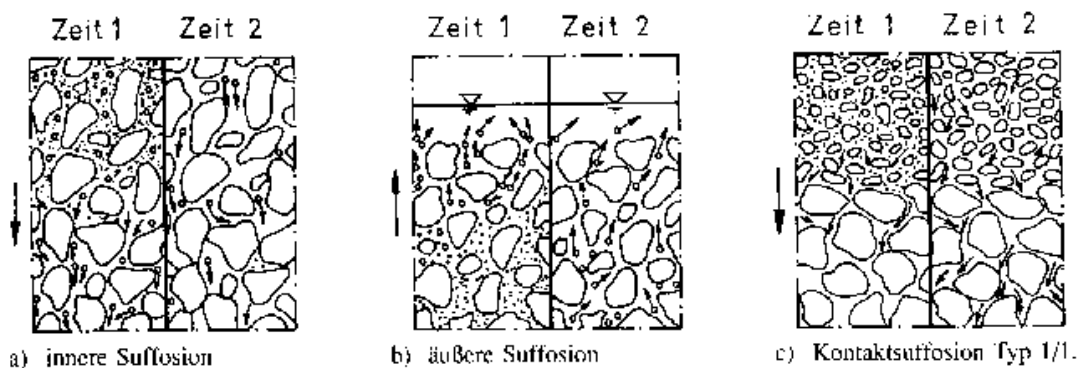


Abb. 4.1: Schematische Darstellung der Suffosion bei Erdstoffen mit Einzelkorngefüge: a) innere Suffosion; b) äußere Suffosion; c) Kontaktsuffosion Typ 1/1; (BUSCH ET AL., 1993).

- Die innere Suffosion (Abb. 4.1 a) dauert nur kurze Zeit an, und die Transportwege der bewegten Teilchen sind begrenzt, wenn sie nicht durch äußere oder Kontaktsuffosion eingeleitet oder aufrechterhalten wird.
- Die äußere Suffosion (Abb. 4.1 b) findet unabhängig von der Richtung der unterirdischen Wasserbewegung an der freien Oberfläche statt. Sie verursacht oder beschleunigt die innere Suffosion.




	fein	grob	fein	grob
	grob	fein	fein	grob
	Typ 1/1			Typ 1/3
		Typ 2/2		Typ 2/3
	Typ 3/1	Typ 3/2		Typ 3/3

Abb. 4.2: Schematische Darstellung der Haupttypen der Kontaktsuffosion und Erosion (nach BUSCH ET AL., 1993).

- Bei der Kontaktsuffosion (Abb. 4.1 c) wandern die bewegten Teilchen des feineren Erdstoffes in die Poren des gröberen, wo der Vorgang als innere Suffosion seine Fortsetzung findet. Entsprechend der Strömungsrichtung und der Lage des feineren zum gröberen Erdstoff unterscheidet man bei der Kontaktsuffosion die in Abb. 4.2 dargestellten Typen.

## 4.2 Erosion

Unter Erosion versteht man im Gegensatz zur Suffosion die Umlagerung und den Transport aller Fraktionen eines Erdstoffes bzw. eines Erdstoffes zur Gänze. Wie oben wird zwischen äußerer, innerer, Fugen- und Kontakterosion unterschieden (Abb. 4.3).

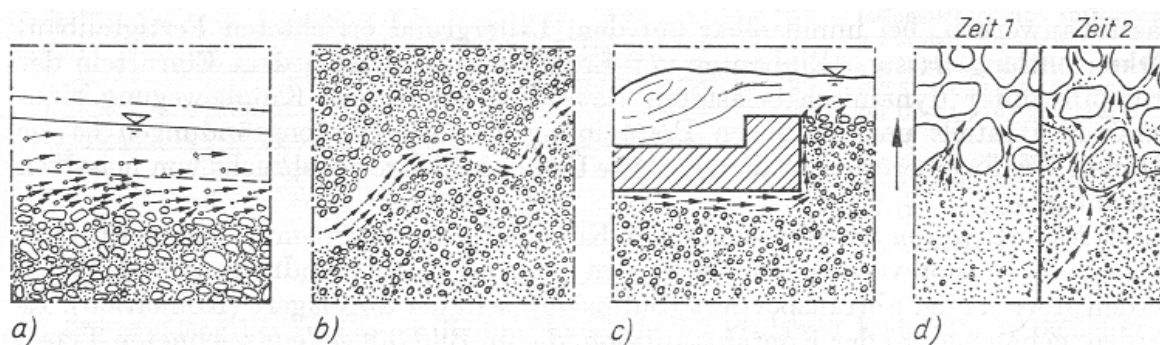


Abb. 4.3: Schematische Darstellung der Erosion nichtbindiger Erdstoffe: a) äußere Erosion; b) innere Erosion; c) Fugenerosion; d) Kontakterosion (BUSCH ET AL., 1993).

- Die äußere Erosion (Abb. 4.3 a) tritt bei Überschreitung der zulässigen Schleppspannung des fließenden Oberflächengewässers auf.

- Die innere Erosion (Abb. 4.3 b) findet in größeren, meist röhrenförmigen Hohlräumen im Inneren eines Erdkörpers statt, die oft bereits vor Beginn der Erosion durch pflanzliche oder tierische Einwirkungen oder durch Auswaschung und Erweiterung eines bevorzugten Porenkanals entstanden sind. Die Erweiterung von bevorzugten Porenkanälen erfolgt im allgemeinen rückschreitend, entgegen der Fließrichtung des Wassers („rückschreitende Erosion“).
- Fugenerosion (Abb. 4.3 c) findet in der Kontaktfuge zwischen massiven Bauteilen und dem angrenzenden Erdstoff statt; die Gesetzmäßigkeiten sind weitgehend identisch mit denen der inneren Erosion.
- Unter Kontakterosion (Abb. 4.3 d) wird die von der Kontaktfläche zwischen einem gröberen und feineren Erdstoff ausgehende Materialumlagerung in Richtung des gröberen Erdstoffes verstanden. Die in den gröberen Erdstoff eindringenden Teilchen werden dort abtransportiert, seltener abgelagert (Kolmation). Es werden dieselben Typen wie bei der Kontaktsuffosion (Abb. 4.1 c, Abb. 4.2) unterschieden.

Im Gegensatz zur Kontaktsuffosion kommt es bei der Kontakterosion nichtbindiger Erdstoffe zur Zerstörung des feineren Erdstoffes, da die Körner aller Fraktionen des feinen Erdstoffes an der Kontaktfläche mit dem gröberen Erdstoff in Bewegung geraten und in dessen Porenkanälen weitertransportiert werden.

Für die Kontakterosion vom Typ 1/1 und 2/2 (vgl. Abb. 4.2) erfolgt die Zerstörung des feineren Erdstoffes in Form einer örtlichen, rückschreitenden, inneren Erosion im feineren Erdstoff, die letztendlich einen Erosionsbruch mit Versagen des gesamten Erdkörpers nach sich zieht. Dagegen führt eine flächenhafte Kontakterosion zur fortschreitenden Dezimierung des feineren Erdstoffes und damit zur Setzung des gesamten Erdkörpers. Die Kontakterosion bewirkt aber u. U. auch eine Kolmation des gröberen Erdstoffes.

Die durch Kontakterosion bewirkte Zerstörung des feineren Erdkörpers wird also nicht nur durch die innere Erosion bzw. flächenhafte Dezimierung des feineren Erdstoffes, sondern auch durch die Veränderung der bodenmechanischen Eigenschaften des gröberen Erdstoffes verursacht.

Die Kontakterosion kann daher als eine der wichtigsten hydromechanischen Wirkungen des Wassers im Untergrund angesehen werden. Sie ist besonders unter den folgenden geologischen und hydrogeologischen Rahmenbedingungen von Bedeutung:

- Vorhandensein einer Wechsellagerung in Sedimentgesteinen,
- Sicker- oder Grundwasserströmung, bzw. häufige Grundwasserspiegelschwankungen über Schichtgrenzen hinweg, z. B. durch wechselnde Wasserstände im Vorfluter oder durch zeitweilige Stauwasserbildungen,
- Vorliegen geologisch relativ junger Ablagerungen (z. B. junge, quartäre Talablagerungen; vgl. Abb. 4.4), bei denen die beschriebenen Erosions- und Suffosionsvorgänge noch aktiv sind (in älteren, d. h. länger abgelagerten Sedimenten sind die Vorgänge bereits abgeklungen, da sich durch Ausgleichsbewegungen, z. B. infolge von Setzungen, ein Gleichgewicht eingestellt hat, das erst wieder aktiv wird, wenn sich die Randbedingungen erneut ändern). Die Randbedingungen können sich v. a. durch anthropogene Eingriffe z. B. in das hydraulische System ändern (z. B. Grundwasserentnahmen, Wassereintrag bei Rohrbrüchen, etc.).

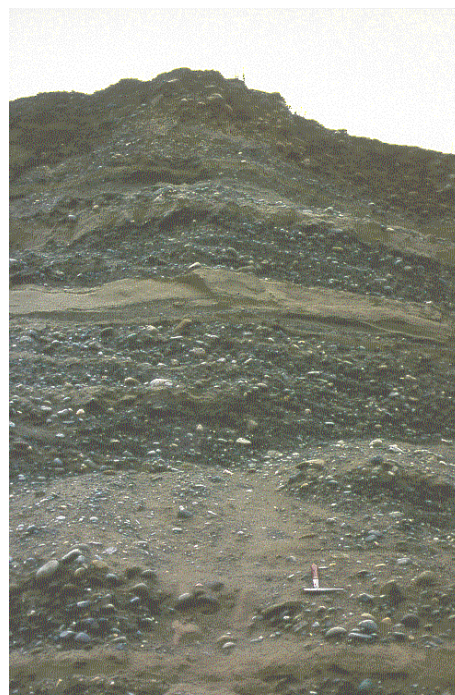


Abb. 4.4: *Junge, quartäre Ablagerungen: Beispiele für extrem erosions- und suffosionsanfällige Lockergesteinsablagerungen*

Ob nun Suffosion oder Erosion innerhalb einer Lockergesteinsschicht bzw. an der Grenzfläche zweier Lockergesteinsschichten überhaupt stattfinden kann, hängt sowohl von den geometrischen Gegebenheiten als auch von den hydraulischen Randbedingungen ab. Erst wenn die Voraussetzungen für bestimmte korn- und porengeometrische Bedingungen erfüllt sind (geometrisches Erosions- bzw. Suffosionskriterium), kann bei einer ausreichend hohen Strömungskraft des Wassers (hydraulisches Erosions- bzw. Suffosionskriterium) Suffosion oder Erosion überhaupt stattfinden.

Unter Anwendung verschiedener, beispielsweise auf der Kornverteilungskurve der beteiligten Lockermaterialien basierender Suffosions- und Erosionskriterien (z. B. nach ZIEMS, 1969; BUSCH ET AL., 1993; SCHULER, 1993) läßt sich zeigen, daß unter den genannten Verhältnissen eine ausreichende Sicherheit gegenüber den genannten hydromechanischen Deformationsprozessen häufig nicht gegeben ist.

Für den eingangs zunächst allgemein und anschließend konkreter anhand der beiden Fallbeispiele beschriebenen Problembereich sind mehrere der beschriebenen Schadensprozesse von Bedeutung. Für die Mobilisierung von Material und dessen Umlagerung sind aufgrund der gegebenen Randbedingungen sowohl Vorgänge der inneren Suffosion und Erosion als auch der Kontaktsuffosion/erosion verantwortlich.

Entscheidend für das Auslösen der Schadensprozesse sind dabei letztendlich immer die aus der Bewegung des Wassers resultierenden (Strömungs-) Kräfte, die auf das Korngerüst des Erdstoffes übertragen werden. Da bei rolligen Lockergesteinen zwischen den einzelnen Bodenteilchen keine Bindungskräfte wirksam sind, die den angreifenden Strömungskräften entgegenwirken, können einzelne Bodenteilchen aus dem Kornverband herausgelöst und verlagert werden. Eine suffosionsbedingte Materialverlagerung kann dann in die Hohlräume des kavernen Auflagers erfolgen. Halten diese Vorgänge über längere Zeiträume an, so geht die Suffosion schließlich in Erosion über, wodurch sich das Massendefizit eventuell bis an die Geländeoberfläche durch Senkungerscheinungen bemerkbar macht. Allerdings kann es auch durch starke Wassereinleitung in den Untergrund zu einer akuten, erosiven Materialmobilisierung mit Sackungen und ggf. Erdfallbildung kommen.

Anhand der in den beiden beschriebenen Fallbeispielen gewonnenen Erkenntnisse und aufgrund der dargelegten Grundlagen hydromechanisch induzierter Bodendeformationen kann zusammenfassend

festgestellt werden, daß es zur Auslösung der erwähnten Prozesse grundsätzlich folgender Voraussetzungen bedarf, nämlich als

### 1. notwendige Voraussetzungen

Geologische Voraussetzungen:

- lösungsfähige (verkarstete) oder sonstige kavernöse (z. B. geklüftete oder spaltenreiche) Festgesteine im tieferen Untergrund, beispielsweise Kalksteine, Gips, Salzgesteine, überlagert von
- erosions-/suffosionsanfälligen nichtbindigen Lockergesteinen (geometrisches Erosions- und Suffosionskriterium!),

oder ausschließlich:

- junge, wenig verfestigte Lockergesteine, beispielsweise grob/fein-wechselgelagerte quartäre Ablagerungen in den Talniederungen,

und als

### 2. hinreichende Voraussetzung

die Aktion des Wassers:

- in Folge natürlicher Vorgänge

Wasser ist natürlichen Ursprungs, beispielsweise Sickerwasserbewegung infolge Niederschlagsinfiltration oder Grund- und Schichtwasserbewegung innerhalb der Lockergesteinsdeckschichten, etc.

- in Folge anthropogen verursachter Vorgänge

aufgrund anthropogener Eingriffe in das hydraulische System, z. B. infolge von Grundwasserabsenkungen, Versickerung, Abdichtungsmaßnahmen, Stauhaltung, Einleitung von Wasser in die Lockergesteinsdeckschichten aus der Dach- oder Oberflächenentwässerung oder infolge von Rohrbrüchen.

## 5 Möglichkeiten der Sanierung

In Fällen, die denen der Heidecksburg und der Abteikirche Neresheim vergleichbar sind, muß es das vorrangige Ziel einer wirksamen Sanierung sein, den Materialentzug aus den Lockergesteinsdeckschichten zu unterbinden, um die Stabilität der Bauwerke langfristig zu gewährleisten. In Anbetracht der erläuterten Mechanismen, die den Schadensprozessen zugrunde liegen, kommen heute grundsätzlich die folgenden konventionellen bautechnischen Sicherungsmaßnahmen in Betracht:

1. Eine Unterfangung der betroffenen Gebäudeteile z. B. mittels Pfählen, d. h. Abtragung der Bauwerkslasten auf tiefere, nicht von den hydromechanischen Wasserwirkungen betroffene und damit tragfähigere Schichten;
2. Regulierung bzw. Vergleichmäßigung der hydraulischen Verhältnisse dergestalt, daß die durch die Strömungskraft des Wassers auf das Korngerüst übertragenen Kräfte verringert werden;
3. Stabilisierung des durch Erosions- und Suffosionsvorgänge betroffenen Bodenbereiches durch Verfestigung.

Mit einer Unterfangung von Gebäudeteilen (Punkt 1) wird die Gründungssituation des betroffenen Bauteils zunächst wesentlich verbessert. Allerdings stellt eine solche Maßnahme zum einen einen schwerwiegenden Eingriff in die Gebäudesubstanz (besonders im Gründungsbereich) dar, zum anderen werden die eigentlichen Schadensprozesse im Untergrund dabei nicht beeinflusst, und ein Massenzug aus den Deckschichten in den tieferen, kavernen Untergrund ist weiterhin möglich.

Eine permanente Regulierung der hydraulischen Verhältnisse (Punkt 2) kann bei sorgfältiger Planung die Strömungskraft des Wassers durch eine Vergleichmäßigung der Grundwasserverhältnisse soweit verringern, daß sie nicht mehr ausreicht, die feinen Kornfraktionen aus dem Kornverband herauszulösen und zu transportieren (kritischer hydraulischer Gradient wird nicht überschritten). Allerdings erfordern solche, sich selbst regulierende Systeme (wie z. B. Drainagen, Absenk- oder Versickerungsbrunnen) ein hohes Maß an Automatisierung sowie regelmäßiger Wartung, die über eine lange Zeit aufrechterhalten werden muß und deren Funktionstüchtigkeit bereits bei Ausfall einer Komponente versagen kann.

In bestimmten Fällen mag es gleichwohl möglich und angezeigt sein, durch bauliche Maßnahmen (Oberflächenabdichtung, kontrollierte Regenwasserableitung, etc.) den Zutritt von Wasser zu den erosions- und suffosionsanfälligen Bodenbereichen zu unterbinden und damit die Schadensprozesse zu verlangsamen. Dies gilt insbesondere in Fällen, wo konzentrierte Wasserzutritte als Folge von baulichen Schäden an Wasserleitungssystemen vorliegen.

Je nach Art können diese hydraulischen Maßnahmen sehr aufwendig und damit kostspielig sein. Aus diesem Grund erscheint es vorteilhaft, im Rahmen einer einmaligen Therapiemaßnahme das

Korngerüst des Erdstoffes durch Verfestigung zu stabilisieren, damit es den angreifenden Strömungskräften ausreichend Widerstand entgegenzusetzen vermag.

Vor diesem Hintergrund erscheint eine Stabilisierung der erosions- und suffosionsanfälligen Bodenbereiche (Punkt 3) durch Einbringen eines Bindemittels als eine zumindest unter bestimmten Voraussetzungen nützliche Sanierungsmethode. Mit Hilfe verschiedener Verfahren (z. B. Hochdruckinjektionen, konventionelle Zementinjektionen) werden dabei die Poren des Lockermaterials möglichst vollständig mit einem Bindemittel (Zement, Silikatgel, etc.) verfüllt, das i. d. R. zeitlich verzögert aushärtet.

Bei Hochdruckinjektionen wird dabei allerdings das natürliche Korngefüge des Bodens vollständig zerstört, da das Bindemittel mit sehr hohen Drücken eingebracht und dabei mit dem anstehenden Boden intensiv durchmischt wird. Eine Mobilisierung von einzelnen Bodenteilchen ist dann nicht mehr möglich. Als entscheidender Nachteil dieser Methoden ist hervorzuheben, daß die so behandelten Bodenbereiche dabei auch weitgehend abgedichtet werden, wodurch die natürlichen hydraulischen Verhältnisse i. d. R. stark beeinflußt werden. Zudem kann dieses Verfahren nicht als bauwerkschonend bezeichnet werden, da intensive Eingriffe in den Gründungsbereich erforderlich sind.

Die aus diesen Standardverfahren resultierenden Folgen für die natürlichen hydraulischen Verhältnisse und die historische Bausubstanz sind nur schwer abzuschätzen und können – wie bereits eingangs erwähnt (s. Kapitel 3.2) – schwerwiegende Schädigungen z. B. infolge einer Verlagerung der Erosions- und Suffosionsvorgänge an anderen Stellen nach sich ziehen (Abb. 5.1).

Typische Anwendungsgebiete der genannten Standardverfahren liegen z. B. in der Sohlabdichtung von Baugruben oder der Tragfähigkeitserhöhung des Baugrundes. Ein Vorteil der Injektionsverfahren liegt darin, daß damit genau festgelegte Mengen eines Bindemittels relativ gezielt in den zu behandelnden Bodenbereich eingebracht werden können.

Vor dem Hintergrund dieser Problematik wurde angestrebt, ein Verfahren zu entwickeln, das es erlaubt, den Boden durch nachträgliche Verstärkung der Korn-zu-Korn-Kontakte zu stabilisieren, ohne daß dabei der behandelte Bereich gleichzeitig vollständig oder weitgehend abgedichtet wird.



Ziel war es, den Zusammenhalt des Korngerüstes zu erhöhen, d. h. die Korn-zu-Korn-Kontakte durch nachträgliche, teilweise Verkittung so weit zu verstärken, daß die Strömungskraft des Sicker- bzw. Grundwassers nicht mehr ausreicht, Bodenteilchen zu mobilisieren.

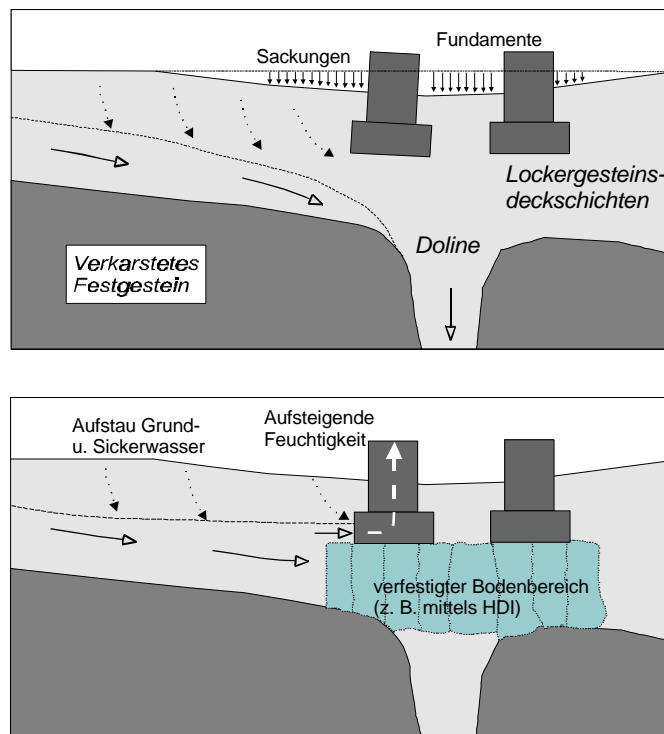


Abb. 5.1: Grund- und Sickerwasseraufstau infolge einer Baugrundstabilisierung mittels herkömmlicher Verfahren (schematisch).

Zur Entwicklung einer entsprechenden Stabilisierungsmethode wurden an ein solches Verfahren die folgenden Anforderungen gestellt:

- Stabilisierung, ausschließlich durch Verstärkung der Korn-zu-Korn-Kontakte; der übrige Porenraum sollte möglichst bindemittelfrei bleiben;
- Dränfähigkeit, d. h. die ursprüngliche Durchlässigkeit soll möglichst wenig verringert werden (behandelter Boden soll noch als “durchlässig” zu bezeichnen sein nach DIN 18130);
- Anwendbarkeit auf nichtbindiges, sandig-kiesiges Lockermaterial;
- Anwendung in der ungesättigten Bodenzone;
- das Verfahren zur Behandlung entsprechender Bodenbereiche sollte bauwerk-schonend sein (das Bauwerk selbst möglichst wenig tangieren);
- eine hinreichende Umweltverträglichkeit sollte gegeben sein;
- das Verfahren sollte technisch möglichst einfach durchzuführen sein.

## 6 Grundlegende Überlegungen zur Entwicklung eines alternativen Stabilisierungsverfahrens

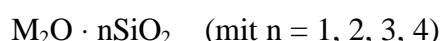
Den Ausgangspunkt bei der Entwicklung eines neuen Stabilisierungsverfahrens bildete das Joosten-Verfahren, welches eines der ältesten chemischen Injektionsverfahren ist. Wie frühere Untersuchungen bereits zeigten, ergab das Joosten-Verfahren eine sehr gute Verfestigungswirkung, aber nach JÄHDE (1953): " ..., Proben wiesen keine genügende Dichtigkeit auf ... Wert maximal  $1,58 \cdot 10^{-5}$  m/s." oder nach LANGE (1977): " ....stellen die Körper kein ernsthaftes Grundwasserhindernis dar. Je nach Ausgangspermeabilität wird 50 - 98%-tige Abdichtung (in Bezug auf die ursprüngliche Durchlässigkeit) erzielt."

Es bot sich damit die Möglichkeit, dieses Injektionsverfahren so zu modifizieren, daß die o. g. Anforderungen womöglich erfüllt werden. Im folgenden werden zunächst die chemischen Grundlagen des Gelierprozesses beschrieben; anschließend wird ein zunächst allgemeines Verfahrensmodell vorgestellt, das schließlich im Rahmen von Labor- und Felduntersuchungen verifiziert wurde.

Hauptbestandteil des Joosten-Injektionsverfahrens ist im Wasser gelöstes Natriumsilikat (Wasserglas), das bei Zugabe eines Härters schlagartig geliert. Dabei werden unmittelbar nacheinander konzentrierte Lösungen von Natronwasserglas und Calciumchlorid in den zu verfestigenden oder abzudichtenden Baugrund eingepreßt. Die Bildung des Silikatgels (anorganisches Hartgel) erfolgt – nicht wie bei den heute üblicherweise angewandten Injektionsverfahren zeitlich verzögert – sondern sofort bei Kontakt der beiden Komponenten.

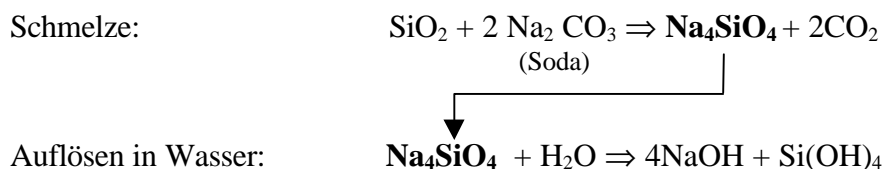
### 6.1 Die chemischen Grundlagen des Gelierprozesses

Wasserglas ist die Bezeichnung für wasserlösliche Alkalisilikate. Für technische Anwendungen werden v. a. Natrium- und Kaliumsilikate der allgemeinen Zusammensetzung



verwendet.

Das beim Joosten-Verfahren eingesetzte Natrium-Wasserglas ist eine kolloide Lösung von polymeren Kieselsäuren und ihren Natriumsalzen (BAUMANN, 1967). Die Herstellung erfolgt durch Verschmelzen von Quarzsand mit Alkalikarbonaten (z. B. Soda) und anschließendem Auflösen in überhitztem Wasser.



Die Lösung reagiert stark alkalisch (pH 11-13). Die Charakterisierung des Natrium-Wasserglases erfolgt nach seinem Molverhältnis von  $\text{Na}_2\text{O} : \text{SiO}_2$  (Tab. 6.1), wobei üblicherweise Wassergläser mit einem Verhältnis von 1:3,4 bis 1:3,5 Verwendung finden (HOLLEMANN & WIBERG, 1985). Die Eigenschaften der Wasserglaslösungen (pH-Wert, Viskosität, Dichte) werden durch die Zusammensetzung des 3-Phasensystems  $\text{Na}_2\text{O} - \text{SiO}_2 - \text{H}_2\text{O}$  bestimmt (s. Abb. 6.1, MÜLLER-KIRCHENBAUER & SAVIDIS, 1982).

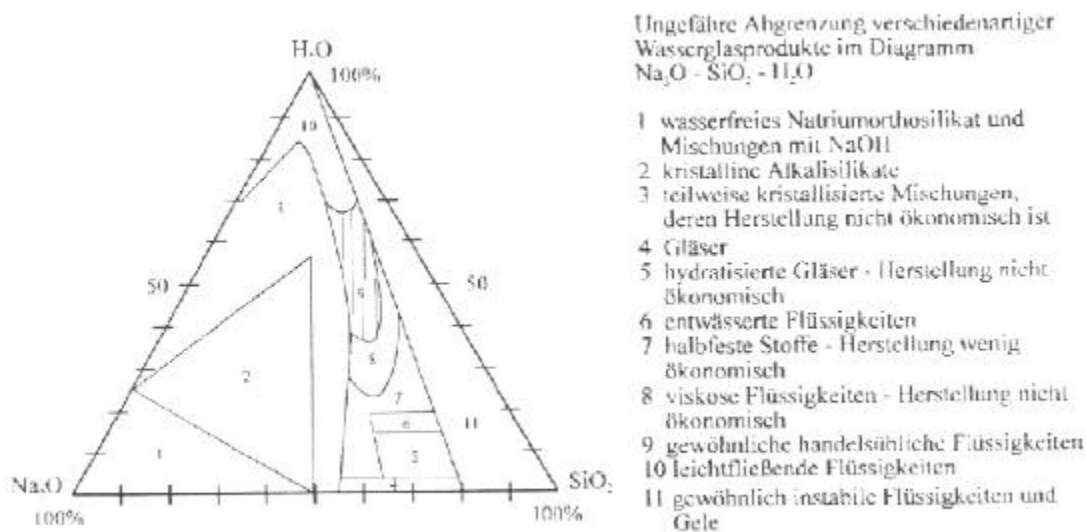


Abb. 6.1: Phasendiagramm des Systems  $\text{Na}_2\text{O} - \text{SiO}_2 - \text{H}_2\text{O}$  (MÜLLER-KIRCHENBAUER & SAVIDIS, 1982)

Die Viskositäten der Wasserglaslösungen steigen mit dem Feststoffanteil und sind bei konstantem Feststoffgehalt vom Gewichtsverhältnis  $\text{SiO}_2 : \text{Na}_2\text{O}$  abhängig. Die Viskositätserhöhung ist auf die Kondensation der Kieselsäure und die Bildung großer, unbeweglicher Moleküle zurückzuführen.

Die Ortho-Kieselsäure ist nur in stark verdünnten Lösungen bei Raumtemperatur stabil, und die  $\text{SiO}_2$ -Konzentration beträgt  $2 \cdot 10^{-3} \text{ mol/l}$  ( $\hat{=}$  120 mg  $\text{SiO}_2$  /l Wasser) (HOLLEMANN & WIBERG, 1985). Sie steht im Gleichgewicht mit höheren Homologen der Kieselsäure. Bei einem  $\text{pH} < 10$  verschiebt sich das Gleichgewicht zunehmend auf die Seite der höheren Kieselsäuren (MÜLLER-KIRCHENBAUER & SAVIDIS, 1985). Dabei kommt es zur Abspaltung von Wasser und Bildung von amorphem Siliziumdioxid:

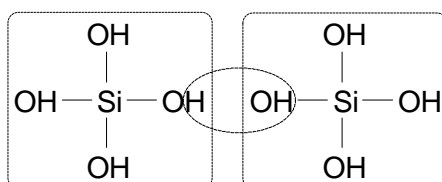
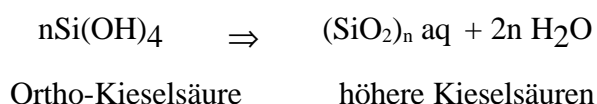
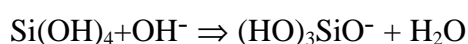


Abb. 6.2: Hydrolyse der Polykieselsäureketten

Wegen der hohen  $\text{OH}^-$ -Ionenkonzentration tritt eine mit dem  $\text{pH}$  zunehmende Hydrolyse der Polykieselsäureketten ein (Abb. 6.2).



Der genaue Aufbau der Silicatanionen ist nach PETZOLD (1991) allerdings nicht bekannt. Die einzelnen Kolloidteilchen besitzen durch die oben genannte Hydrolyse eine negative Oberfläche. Es existiert eine elektrische Doppelschicht, welche die Annäherung der einzelnen Kolloidpartikel verhindert.

Diese Doppelschicht besteht aus der negativen Kolloidoberfläche einerseits und der positiven Hydrathülle andererseits. Die Umhüllung (Hydratation, vgl. Abb. 6.3) mit Wassermolekülen wirkt stabilisierend auf die kolloid gelösten Teilchen (da alle an der Oberfläche gleiches Vorzeichen besitzen und sich dadurch gegenseitig abstoßen). Sie verhindert die Vereinigung der Kolloidteilchen zu größeren Partikeln. Es entsteht ein sehr wasserhaltiges (hydrophiles) Kolloid mit Teilchengrößen

(durch Polykondensation) von  $10^{-9}$  bis  $10^{-7}$  m (PETZOLD, 1991). Dies entspricht mehreren Tausend Kieselsäureeinheiten pro Partikel. Es handelt sich hierbei um Zweiphasensysteme. Es tritt dennoch keine Erstarrung der Mischung ein.

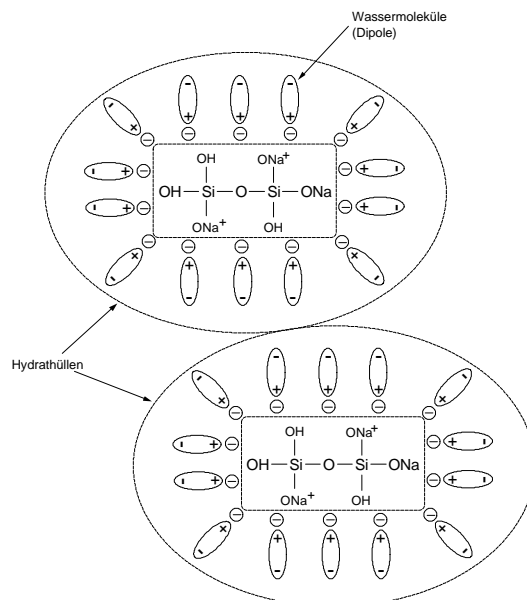


Abb. 6.3: Kolloidteilchen mit Hydrathülle

Durch Zugabe eines Elektrolyten (z.B.  $\text{CaCl}_2$  oder anderer Erdalkalisalze) erfolgt eine Entstabilisierung durch Neutralisierung der negativen Oberflächenladung. Die Neutralisation der elektrischen Ladungen hat nichts zu tun mit einer chemischen Neutralisation. Der pH-Wert kann in großen Bereichen schwanken, je nach Stärke der zugegebenen Säure bzw. des zugegebenen Salzes. Die benötigte Elektrolytmenge ist abhängig von der Menge der zu neutralisierenden negativen Ladungen.

Durch die Neutralisation kann es nun zu einer Annäherung der Kolloidteilchen und zur Verbindung durch eine Brückenbildung (zwischen Si und  $\text{O}^{2-}$ ) kommen (Abb. 6.4). Wenn die Anzahl der Kationen (hier z. B.  $\text{Ca}^{2+}$ ) ausreicht, um ein elektrisch neutrales Milieu zu erhalten, so vollzieht sich die Umwandlung schlagartig. Reicht sie nicht aus, so erfolgt die Umwandlung des Systems in ein Gel langsam (CAMBEFORT, 1969). Diese Wirkung nimmt mit der Wertigkeit des zugesetzten Ions zu. Das Kieselgel wird gebildet durch die Reaktion zwei- oder dreiwertiger Kationen, welche die Polykondensation herbeiführen, die zu einer dreidimensionalen Netzwerk-Struktur führt (SHROFF & SHAH, 1993).

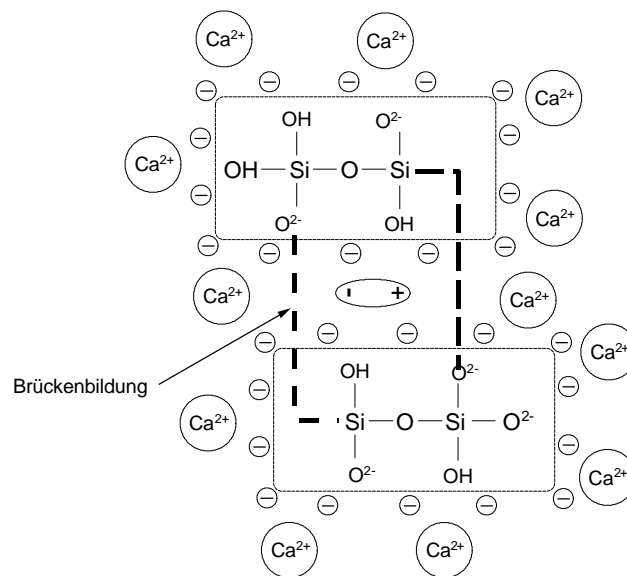
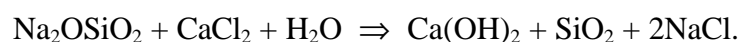


Abb. 6.4: Brückenbildung durch Neutralisationswirkung der zugegebenen Kationen

Beim Joosten-Verfahren wird zur Neutralisation der negativen Oberflächenladungen der Kolloidteilchen Calciumchlorid ( $\text{CaCl}_2$ ) verwendet (Abb. 6.4). Da dieser Härter im Überschuss zugegeben wird, sind genügend  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionen vorhanden, um sämtliche negative Oberflächenladungen der Kolloidteilchen zu neutralisieren.

Der Gelierprozeß kann formelmäßig folgendermaßen beschrieben werden:



Wasserglas ist im Handel mit unterschiedlichem Kieselsäuregehalt, unterschiedlicher Dichte und unterschiedlicher Alkalität erhältlich (vgl. Tab. 6.1; nach VAN BAERLE, 1992). Zur Beschreibung wird das Verhältnis von Kieselsäure zu Alkali ( $\text{SiO}_2 : \text{Na}_2\text{O}$ ) herangezogen (vgl. Tab. 6.1). Die Dichte des Wasserglases wird in Baumé-Graden (Bé) gemessen.

Beim Joosten-Verfahren wird eine Wasserglaslösung mit einer Grädigkeit von 37/40 Bé und einem Wassergehalt von 63,6 % verwendet (Bé = Baumé ist eine für Wasserglas gebräuchliche Bezeichnung der Dichte. Die Ziffern geben die Dichte bei  $20/4^\circ$  an. Beispiel:  $38^\circ$  Bé entsprechen einer Dichte von  $13 \text{ kN/m}^3$ ).

Tab. 6.1: Kennzahlen der Standard-Wassergläser (nach VAN BAERLE, 1992)

Grädigkeit Bé	spez. Gewicht [g/cm <sup>3</sup> ]	Na <sub>2</sub> O [%]	SiO <sub>2</sub> [%]	Mol.Verh. SiO <sub>2</sub> :Na <sub>2</sub> O	Gew.Verh. SiO <sub>2</sub> /Na <sub>2</sub> O	Viskosität [cP]
29-30	1,25-1,27	5,6	21,9	4,0	3,9	-
<b>37-40</b> <sup>*)</sup>	<b>1,34-1,38</b>	<b>8,2</b>	<b>27,3</b>	<b>3,41</b>	<b>3,3</b>	<b>70-150</b>
40-42	1,38-1,41	9,1	30,0	3,35	3,25	200-500
48-50	1,49-1,53	12,4	32,4	2,68	2,6	1000-1700
58-60	1,67-1,71	18	37	2,1	2,05	>50000

<sup>\*)</sup> Wasserglas dieser Grädigkeit wurde auch beim Joosten-Verfahren verwendet.

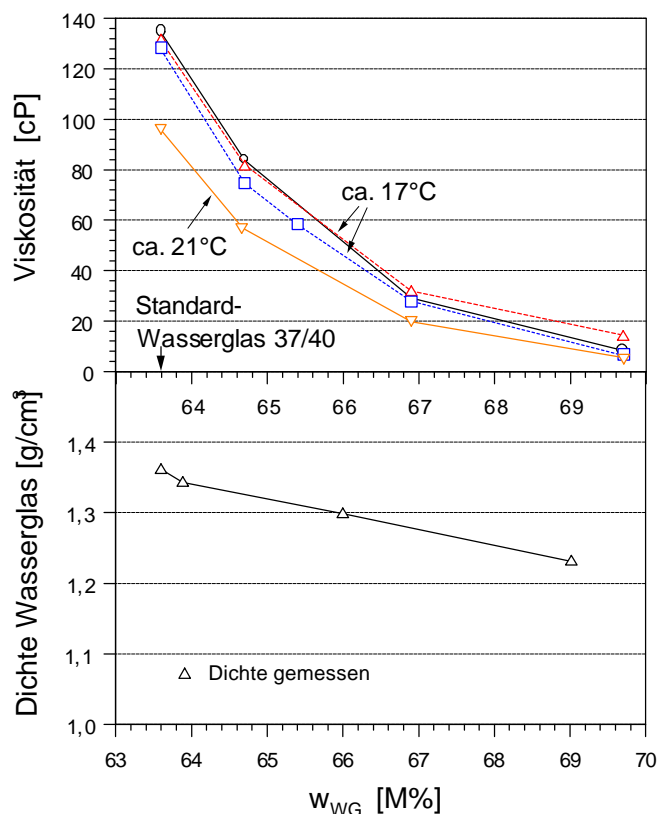


Abb. 6.5: Abhängigkeit der Viskosität und Dichte einer Wasserglaslösung von ihrem Wasseranteil  $w_{WG}$   
(Unterschiede in den Viskositäten bei gleichem Wassergehalt sind zurückzuführen auf: Unterschiede in einzelnen Wasserglaslieferungen bzw. Produktionschargen.)

Die Viskosität liegt nach Herstellerangaben bei  $> 50$  cP ( $1\text{cP} = 1\text{Ns/m}^2$ ), i. d. R. bei 70 - 150 cP (vgl. Tab. 6.1). Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit verwendeten Standard-Wasserglaslösungen Bé 37/40 weisen (temperaturabhängige) Viskositäten von ca. 130 cP bei 17 °C und ca. 95 cP bei

21 °C auf. Mit zunehmendem Verdünnungsgrad der Wasserglaslösung ergab sich naturgemäß eine starke Abnahme der Zähigkeit. Die Dichte nimmt ebenfalls mit zunehmendem Verdünnungsgrad ab und zwar von ca.  $\rho = 1,36 \text{ g/cm}^3$  bei  $w_{\text{WG}} = 63,6\%$  bis auf  $\rho = 1,24 \text{ g/cm}^3$  bei  $w_{\text{WG}} = 69,7\%$  (vgl. Abb. 6.5).

## 6.2 Phasenmodell

Im Bereich der ungesättigten Bodenzone kann man im allgemeinen 3 Phasen unterscheiden:

1. mobiles, flüssiges Wasser,
2. mobiles Gas (Luft) und
3. die Feststoffmatrix (mineralische Bodenteilchen).

Grenzflächen separieren die Bereiche, die von diesen Phasen im Porenraum eingenommen werden.

Das Wasser ist in diesem 3-Phasen-System im Porenraum die besser benetzende Phase auf der Feststoffmatrix und verdrängt die Luft als schlechter benetzende Phase von den Kornoberflächen. Die Ursache liegt in der geringeren spezifischen Oberflächenenergie ( $\sigma^*$ ) an der Grenzfläche Feststoffmatrix/Wasser im Vergleich zur Grenzfläche Feststoffmatrix/Luft:

$$\sigma^*_{\text{Glas, Wasser}} = (\sigma^*_{\text{Glas, Luft}} - \sigma^*_{\text{Wasser, Luft}}) < \sigma^*_{\text{Glas, Luft}} = (250 - 72,75) = 177,25 < 250 \cdot 10^{-3} \text{ N/m}$$

( $\sigma^*_{\text{Glas, Wasser}}$  = spezifische Oberflächenenergie  $\sigma^*$  für die Grenzfläche zwischen Glas und Wasser)  
 (spezifische Oberflächenenergie der Mineraloberflächen entspricht etwa der von Glas mit  $\sigma^*_{\text{Glas, Luft}} \approx 250 \text{ N/m}$ )

Definitionsgemäß berührt dabei die nicht benetzende Phase (hier: Luft) die innere Oberfläche der Feststoffmatrix nicht, d. h. es existiert keine Grenzfläche zwischen nichtbenetzender Phase und Feststoffmatrix im Untergrund. Die nichtbenetzende Phase besteht in der ungesättigten Bodenzone aus insular verteilter Luft und nimmt die großen Porenräume ein. Die benetzende Phase (hier: Wasser) ist dagegen immer kohärent im porösen Medium verteilt, benetzt die Feststoffoberflächen und nimmt die Porenzwickel ein.

Beim Joosten-Verfahren (Abb. 6.7) kommt nun mit dem Einpressen von Wasserglas dieses als weitere Phase hinzu; es liegt nun ein 4-Phasen-System vor. Die spezifische Oberflächenenergie



(Grenzflächenspannung) des Wasserglases ist von entscheidender Bedeutung für das Verständnis seines Ausbreitungsverhaltens im Untergrund.

Wie die Abb. 6.6 zeigt, ist die spezifische Oberflächenenergie des Wasserglases (Wasserglas-Luft-Grenzschicht) höher als die des Wassers. In diesem Fall ist das Wasserglas die die Feststoffmatrix besser benetzende Phase und zwar nicht nur gegenüber der Bodenluft, sondern insbesondere auch gegenüber dem Bodenwasser (Abb. 6.7), da:

$$\sigma_{\text{Glas, Wasserglas}}^* = (\sigma_{\text{Glas, Luft}}^* - \sigma_{\text{Wasserglas, Luft}}^*) < \sigma_{\text{Glas, Wasser}}^* = (250 - 77,20) = 172,80 < 177,25 \cdot 10^{-3} \text{ N/m}$$

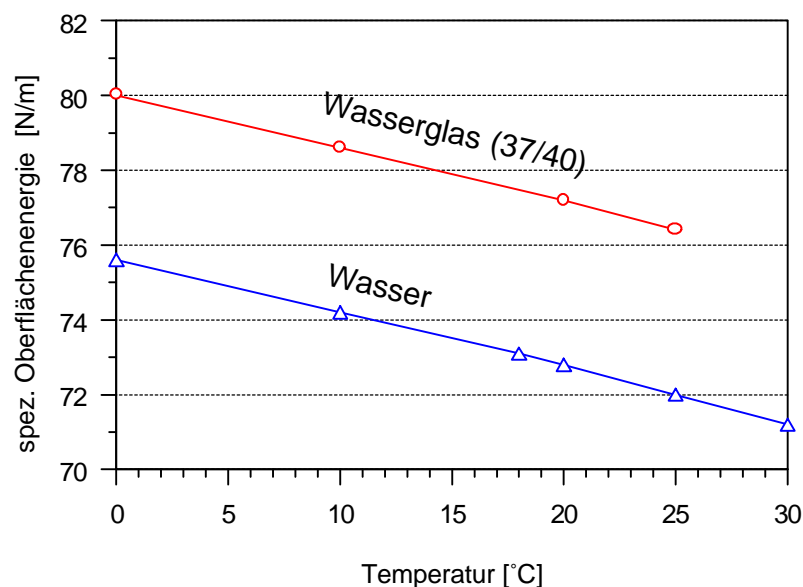
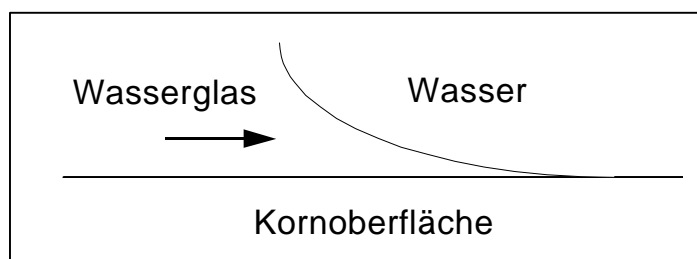


Abb. 6.6: Spezifische Oberflächenenergie ( $\sigma^*$ ) von Wasserglas (für seine Grenzschicht gegen Luft) im Vergleich zu Wasser, in Abhängigkeit von der Temperatur.

Abb. 6.7: Wasserglas verdrängt als besser benetzende Phase Wasser auf den Kornoberflächen



Das Wasserglas kann damit das ursprünglich benetzende, kohärent vorliegende und damit mobile Wasser (Abb. 6.8a) von der Feststoffmatrix (Kornoberflächen) und aus den Porenwickeln im Boden verdrängen und dessen Platz dort einnehmen (Abb. 6.11 und Abb. 6.8b). Das in dieser Konstellation nicht benetzende Wasser wird entweder verdrängt oder liegt insular in größeren Poren vor.

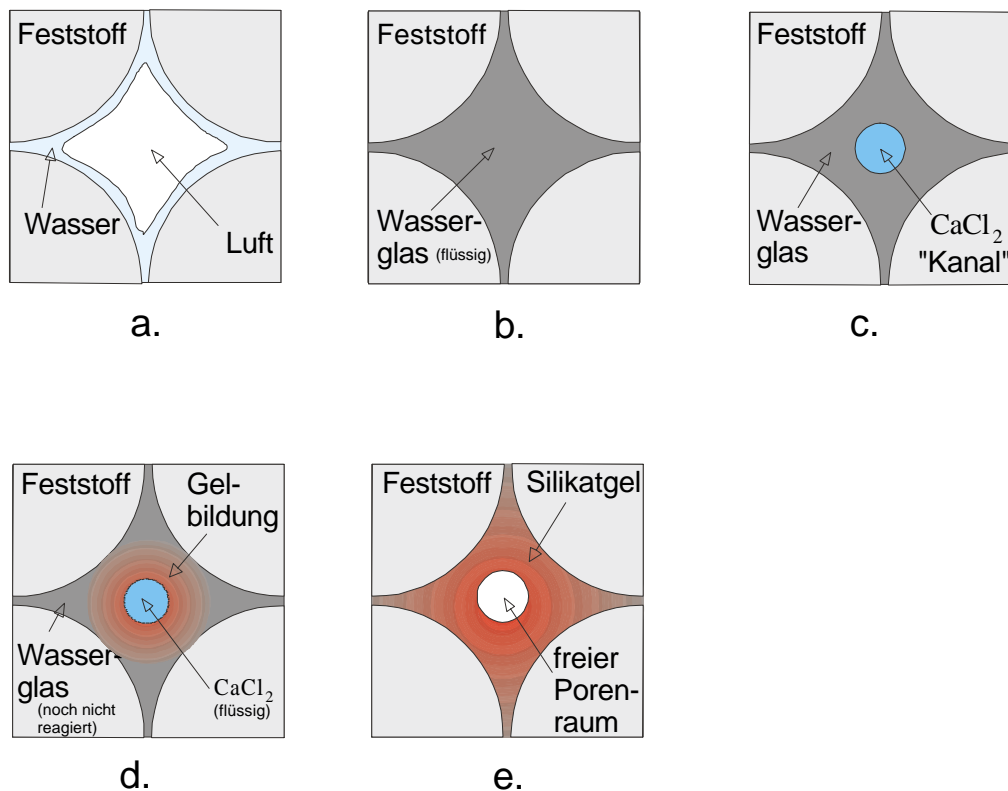


Abb. 6.8: Joosten-Verfahren: Modell der Ausbreitung von Wasserglas und  $\text{CaCl}_2$  und Gelbildungsreaktion im Porenraum:

- a) Ausgangszustand in der ungesättigten Bodenzone
- b) 1. Injektionsschritt: Einpressen von Wasserglas
- c) 2. Injektionsschritt: sofortiges Nachpressen von  $\text{CaCl}_2$
- d) sofortiger Beginn der Gelbildungsreaktion
- e) Endzustand nach Reaktionsende

Beim Joosten-Verfahren wird abschließend als weitere Phase  $\text{CaCl}_2$  (als Härter) dem System zugegeben. Da das  $\text{CaCl}_2$  eine geringere spezifische Oberflächenenergie und Viskosität als Wasserglas aufweist und damit im vorliegenden System die gegenüber Wasserglas schlechter benetzende Phase darstellt, wird es das Wasserglas nicht vollständig aus dem Porenraum verdrängen können. Beim  $\text{CaCl}_2$ -Einpreßvorgang wird sich auch keine scharfe, klar definierte Grenzfläche ausbilden, sondern

das geringer viskose  $\text{CaCl}_2$  wird sich vielmehr auf einzelnen Kanälen innerhalb des höher viskosen Wasserglases ausbreiten (Abb. 6.8 c).

Ausgehend von der Kontaktstelle zwischen Härter und Wasserglas findet sofort die Gelbildungsreaktion statt, und diese schreitet nach außen – in Richtung auf die Porenwände – voran (Abb. 6.8 d). Theoretisch sollte überall dort, wo im Porenraum Wasserglas vorhanden ist, die Gelbildungsreaktion ablaufen. Im Härter-Kanal selbst findet keine Gelbildung statt, und nach Ablauf oder Auswaschung des ggf. noch vorhandenen, nicht an der Reaktion beteiligten  $\text{CaCl}_2$ , stehen ausschließlich diese Kanäle der Bewegung des Bodenwassers weiterhin zur Verfügung (Abb. 6.8 e). Dadurch erklärt sich die geringe Abdichtungswirkung des Joosten-Verfahrens, wie sie von JÄHDE (1953) und LANGE (1977) beschrieben wurde.

Der übrige Porenraum ist vollständig, bis in die Zwickel mit Silikatgel gefüllt und bewirkt dadurch eine sehr gute Verbindung an den Kornkontakten. Dies erklärt die sehr gute Verfestigungswirkung des Joosten-Verfahrens.

### **6.3 Modellvorstellung dränfähige Stabilisierungsinjektionen (DRÄNSTAB-Verfahren)**

Entscheidend für die Entwicklung eines wirksamen dränfähigen Stabilisierungsverfahrens ist, daß das einzubringende Bindemittel nicht – wie beim Joosten-Verfahren - im nahezu gesamten Porenraum, sondern möglichst nur an den Kontaktstellen der einzelnen Körner (in den Porenzwickeln) aushärtet und somit eine nachträgliche Verkittung des Korngerüstes bewirkt. Es muß also durch eine geeignete Maßnahme der Anteil des Wasserglases im Porenraum reduziert werden, damit der überwiegende Teil der großen, durchflußwirksamen Porenräume frei bleibt und einer Sickerwasserbewegung weiterhin zur Verfügung steht.

Wie gezeigt wurde, kann Na-Wasserglas im Phasensystem mit Wasser und Luft die Kornkontaktstellen bevorzugt einnehmen und nach Reaktion mit einem Härter (z. B. wie beim Joosten-Verfahren mit  $\text{CaCl}_2$ ) dort als Gel aushärten und seine verfestigende Wirkung auf das Kornskelett ausüben (Abb. 6.10).

Wasserglas ist als Injektionsmittel zudem sehr gut geeignet, da es weit verbreitet ist, in großen Mengen günstig beschafft werden kann, und heute wesentlicher Bestandteil bei nahezu allen chemischen Injektionsmitteln ist. Auch  $\text{CaCl}_2$  ist bereits als fertige Lösung erhältlich, ist aber auch - unter Beachtung allgemeiner Sicherheitsvorkehrungen - leicht aus Granulat herstellbar (s. hierzu auch Kap. 6.5).

Die bei der Gelbildungsreaktion entstehenden Produkte Silikatgel =  $\text{SiO}_2$  (Quarz) und  $\text{NaCl}$  (Kochsalz) sind an sich als unbedenklich einzustufen (s. Kap. 9). Lediglich die bei großflächiger Anwendung auftretenden erhöhten Konzentrationen an Kochsalz sind ebenso wie die hohen pH-Werte der  $\text{CaCl}_2$ -Lösung zu berücksichtigen. Durch den Verdünnungseffekt werden sich die Verhältnisse im entsprechend behandelten Bodenbereich bald wieder normalisieren. Betreffende bilanzierende Abschätzungen sind fallweise gleichwohl erforderlich.

Nach Kenntnis des Joosten-Verfahrens, des Verhaltens der beteiligten Stoffe und des Ablaufs der Gelbildungsreaktion im Porenraum ist zur Stabilisierung von Lockergesteinsablagerungen ohne deren Abdichtung im Bereich der ungesättigten Bodenzone ein Injektionsverfahren möglich, das in drei Verfahrensschritte untergliedert werden kann:

#### 1. Schritt: Wasserglasinjektion

Zunächst wird - wie beim Joosten-Verfahren - Wasserglas verpreßt, und zwar im oberen Bereich des zu behandelnden Bodenkörpers (vgl. Abb. 6.9). Dabei wird - bei ausreichend hoher Einpreßrate in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit des Bodens - in einem kugelförmigen Bodenvolumen um die Einpreßstelle herum das Bodenwasser und die Bodenluft weitgehend verdrängt, und die Poren werden entsprechend mit Wasserglas gefüllt (Abb. 6.11 b).

#### 2. Schritt: Wasserglasausbreitung

Im Gegensatz zum Joosten-Verfahren wird der Härter ( $\text{CaCl}_2$ ) nicht unmittelbar nach der Wasserglasinjektion eingepreßt. Das Ziel ist ja, das Wasserglas möglichst nur in den Porenwickeln zu belassen, seinen Anteil in den Porenräumen aber weiter zu verringern. Dies kann erreicht werden, indem man dem Wasserglas bis zur Härtereingabe Zeit läßt - der Schwerkraft folgend - nach unten abzufließen. Dadurch leeren sich die zunächst vollständig gefüllten Porenräume zum Teil wieder und es verbleibt dort in den Porenwickeln und auf den Kornoberflächen nur noch soviel Wasser-

glas, wie der Boden gegen die Schwerkraft zurückhalten kann (Abb. 6.11 c; Wasserglasgehalt  $\geq$  Feldkapazität des Bodens für Wasserglas).

In den Porenräumen unterhalb des ursprünglich vollständig wasserglasgesättigten Bodenvolumens werden von dem von oben zufließenden Wasserglas die nicht benetzenden Phasen Bodenluft und Bodenwasser zumindest teilweise verdrängt. Auch dort wird sich Wasserglas bevorzugt in den Porenwickeln und auf den Kornoberflächen anlagern und zwar höchstens bis zur Feldkapazität des Bodens für Wasserglas (Wasserglasgehalt  $\geq$  Feldkapazität).

Allerdings wird das Wasserglas nicht in Form einer einheitlichen und geschlossenen Front, d. h. auf der ganzen Breite gleichschnell nach unten ablaufen, sondern es wird sich aufgrund von Ungleichmäßigkeiten im Porengefüge verstärkt auf bestimmte Wegigkeiten bzw. Porenkanäle konzentrieren und den Boden aus diesem Grund nicht über die gesamte Tiefe gleichmäßig benetzen. Mit zunehmender Tiefe nimmt die Konzentration der Wasserglasabsickerung auf immer weniger Bahnen, in denen gesättigtes Fließen stattfindet, durch Zusammenschluß einzelner Abflußbahnen zu, während der Durchsatz aufgrund des Zurückbleibens von immer mehr Wasserglas fortlaufend kleiner wird

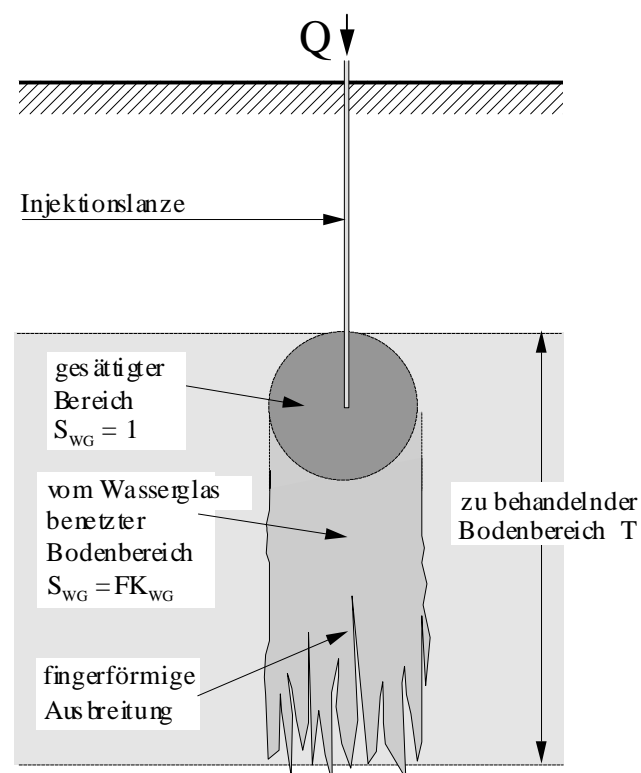


Abb. 6.9: Ausbreitung des Wasserglases unter Einfluss der Schwerkraft unmittelbar nach Beendigung der Wasserglasinjektion.

Die genannten Inhomogenitäten sind beispielsweise geringfügige Durchlässigkeitsunterschiede, die auf das Material bzw. seine Ablagerungsbedingungen zurückzuführen sind; es können aber auch lokal Luft- oder Wassereinschlüsse vorliegen, die eine ungehinderte Wasserglasausbreitung einschränken.

Das Wasserglas wird sich demnach auf bestimmten Abflußbahnen schneller nach unten ausbreiten, den Boden dort benetzen und nach Härterzugabe stabilisieren, während andere, dazwischen liegende Bereiche nicht benetzt und auch nicht unmittelbar selbst stabilisiert werden. Indirekt erfahren allerdings auch diese Bereiche aufgrund der Umschließung mit verfestigtem Material eine gewisse Stabilisierung.

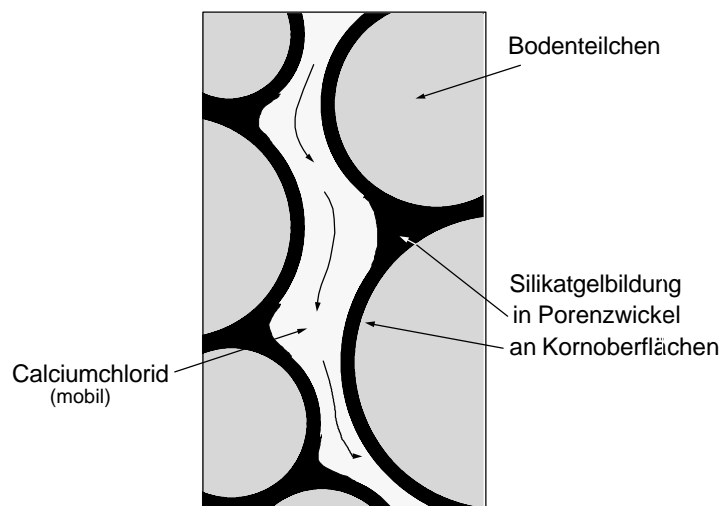


Abb. 6.10: Gelbildung an den Wänden der Porenkanäle und in den Porenzwickeln (schematisch)

### 3. Schritt: Härterinjektion:

Nach der Wasserglaseingabe wird in diesem dritten Schritt als Härter eine gesättigte  $\text{CaCl}_2$ -Lösung nachgepreßt (Abb. 6.11d). Sie kann sich über die jetzt größtenteils wieder freien Porenkanäle im Untergrund weit ausbreiten, und es kommt sofort bei Kontakt mit dem auf den Bodenteilchen und in den Porenzwickeln verbliebenen Wasserglas zur Gelbildungsreaktion (Abb. 6.10 und Abb. 6.11c).

Aber auch die Porenengstellen, die zunächst vom Wasserglas blockiert waren, werden u. U. noch von dem eingepreßten  $\text{CaCl}_2$  fingerförmig durchdrungen, so daß auch diese nach Reaktionsende

wieder durchgängig sind. In Abb. 6.11 sind die einzelnen Phasen des Ausbreitungsverhaltens des Verfahrens modellhaft dargestellt.

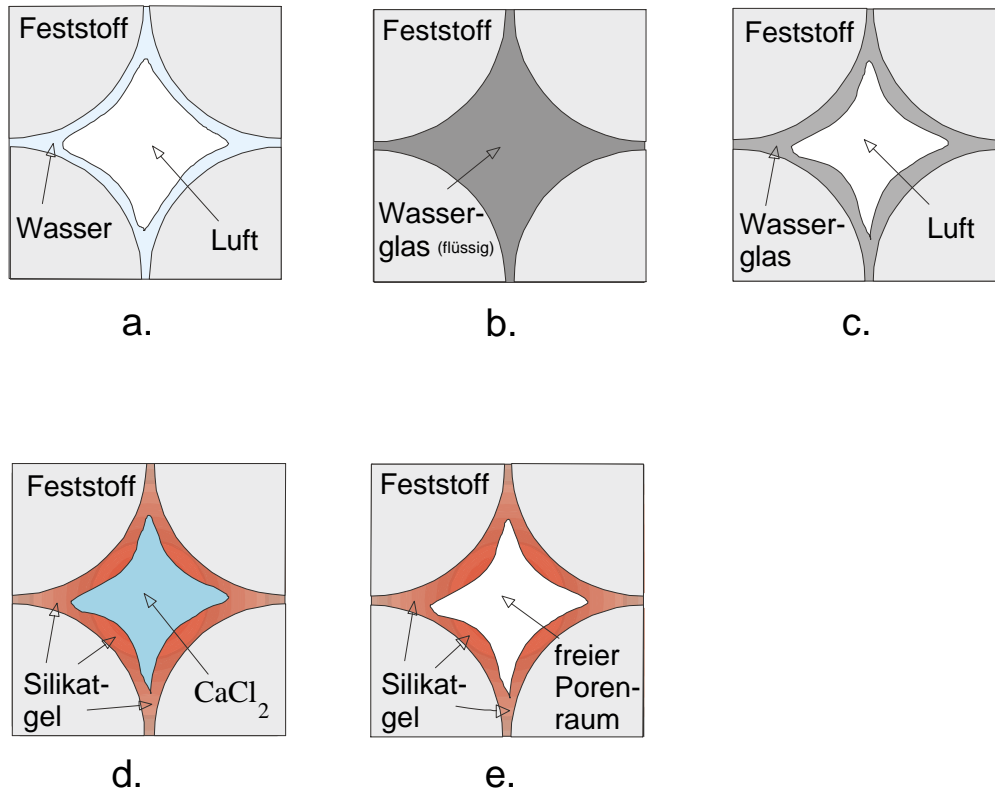


Abb. 6.11: Dränfähige Stabilisierungsinjektionen: Modell der Ausbreitung von Wasserglas und  $\text{CaCl}_2$  sowie der Gelbildung im Porenraum:

- a) Ausgangszustand in der ungesättigten Bodenzone
- b) Wasserglasinjektion (1. Schritt)
- c) Zustand nach Wasserglasausbreitung (2. Schritt)
- d) Härterinjektion (3. Schritt)
- e) Endzustand nach Reaktionsende

## 6.4 Ausbreitung von Wasserglas in der ungesättigten Bodenzone

### 6.4.1 Grundüberlegungen

Aus injektionstechnischer Sicht geht es bei dem betrachteten Prozeß darum, den instabilen Bodenbereich mit einem Stabilisierungsverfahren in drei Schritten so zu behandeln, daß eine nachträgliche Verkittung des Korngerüsts, nicht aber seine Abdichtung herbeigeführt wird.

In einem ersten Schritt ist dabei – von Injektionspunkten aus – der zu behandelnde Bodenbereich mit Wasserglas möglichst weitreichend zu benetzen. (Wasserglas ist – im rheologischen Sinne - wie alle chemischen Injektionsmittel eine Newtonsche Flüssigkeit und hat deshalb keine „Fließgrenze“; s. KUTZNER, 1991.) Später wird das härtende Fluid (der Härter,  $\text{CaCl}_2$ , ebenfalls eine newtonsche Flüssigkeit) nachgepreßt. Der verfolgte Grundgedanke ist der, das Wasserglas zunächst schnell einzubringen (1. Schritt), anschließend unter dem Einfluß der Schwerkraft absickern zu lassen und es dadurch – sowohl im ursprünglich gesättigten Einpreßbereich als auch im darunterliegenden Bereich - auf das der Feldkapazität entsprechende Sättigungsmaß zu verringern (2. Schritt). Auf diese Weise werden zum einen Wegigkeiten für den schließlich nachgepreßten Härter frei (3. Schritt), zum anderen kann sich nach Reaktions-ende - im Vergleich zum Joosten-Verfahren - auch nur weniger Silikatgel bilden, da insgesamt weniger Wasserglas im Porenraum verbleibt.

Die betreffenden Strömungsvorgänge beim Einpressen und Absickern werden im folgenden beschrieben, wobei zweckmäßig mit einigen Grundüberlegungen zu den Vorgängen beim Einpressen eines konstanten Volumenstromes ( $Q$ ) begonnen wird.

Beim Einpressen einer newtonschen Flüssigkeit in ein durchlässiges, poröses Medium muß man zwischen wassergesättigtem und ungesättigtem Zustand des porösen Mediums unterscheiden: Beim Einpressen in den wassergesättigten Bereich unterliegt die Flüssigkeit der Auftriebswirkung des Wassers und breitet sich aus diesem Grund idealerweise kugelig-radial um die Einpreßstelle herum aus. Dagegen fällt beim Einpressen in den ungesättigten Untergrund die Auftriebswirkung des Wassers weg. Die Flüssigkeit unterliegt dann dem Schwerkrafteinfluß und sickert unter dem Gradienten  $i = 1$  ( $v_f = k$ ) nach unten ab. Die vom absickernden Wasserglas dabei in Anspruch genommene Querschnittsfläche ist unter idealen Bedingungen eine Kreisfläche des Durchmessers

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{p \cdot k}} .$$

Wie sich anhand des in Abb. 6.12 dargestellten Beispieles für die dort zugrundegelegten Parameter ( $Q$ ,  $V_{\text{mom}}$ ,  $k_{\text{WG}}$ ) zeigen läßt, breitet sich das Einpreßmittel bei konstantem Volumenstrom unter Überwindung des örtlichen Fließwiderstandes zunächst zwar in einer vorwiegend kugel-radialen Strömung aus, die aber (aufgrund der Schwerkraftwirkung) allmählich über gekrümmte Bahnlinien in eine vertikale Strömung übergeht.



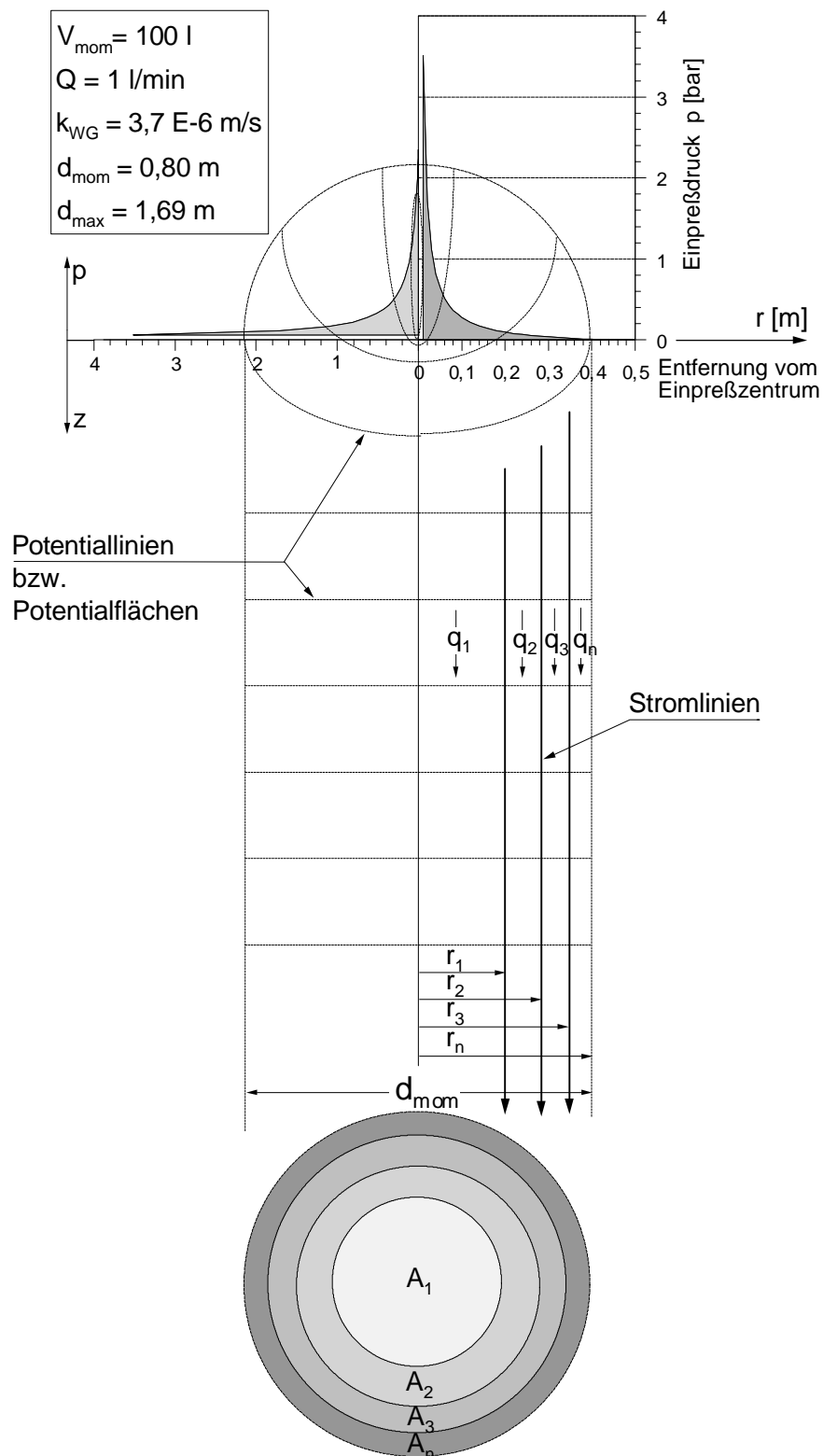


Abb. 6.12: Beispiel für die Ausbreitung eines newtonschen Injektionsfluides von einer punktförmigen Einpreßstelle aus bei konstanter Einpreßrate  $Q$ , im ungesättigten Untergrund (dargestellt: Druckentwicklung im Porenraum, Sickeretz unter stationären Abströmbedingungen)

Aufgrund der dreidimensionalen Ausbreitungsbedingungen läßt sich das Strömungsfeld nicht ohne weiteres mit einem „normalen“ Sickerfeld aus Strom- und Potentiallinien beschreiben. Gleichwohl lassen sich im vertikalen Strömungsbereich die in diesem (3D-) Fall zylindrischen Stromflächen angeben, die Bereiche gleichen Durchflusses ( $q$ ) begrenzen. Mit Hilfe der im folgenden dargestellten Zusammenhänge lassen sich beispielsweise die Radien der zylindrischen Stromflächen und damit das dreidimensionale Strömungsnetz ermitteln:

#### Kreisquerschnitt

- des inneren Zylinders, der von der ersten Stromfläche umschlossen wird:  $A_1 = \pi \cdot r_1^2$
  - der  $x$ -ten zylindrischen Stromfläche:  $A_n = x \cdot \pi \cdot r_1^2$
- $$\Rightarrow r_n / r_1 = \sqrt{x} \quad \text{oder} \quad r_x = \sqrt{x} \cdot r_1$$

Die zylindrischen Stromflächen im Beispiel in Abb. 6.12 sind nach dieser Regel bestimmt.

In dem von der radialen Strömung nicht mehr erfaßten (tieferen) Bereich sind die Potentialflächen horizontale Kreisscheiben im Abstand  $\Delta z = \Delta h$  (wegen  $i = 1$ ) und die Abstands- bzw. Porengeschwindigkeit beträgt in diesem Bereich, soweit hier zunächst noch gesättigte Bedingungen vorliegen:  $v_s = 1/n \cdot k \cdot i = 1/n \cdot k$ .

Unter den getroffenen, vereinfachenden Annahmen (gesättigte Strömung im zylindrischen Bereich unter der Einpreßstelle) stellt unter konstanter Einpreßrate  $Q$  die Geschwindigkeit  $v_s$  auch die Eindringgeschwindigkeit der Sättigungsfront am unteren Ende des Penetrationsbereiches dar. Etwa vorhandenes Porenwasser spielt allenfalls eine untergeordnete Rolle, da es vom Wasserglas verdrängt wird.

Im realen Anwendungsfall für das hier vorgestellte neue Stabilisierungsverfahren ist die Einpreßrate allerdings nur über einen bestimmten Zeitraum konstant, nämlich bis die pro Einpreßpunkt vorgesehene Menge an Einpreßmittel (Wasserglas) verpreßt ist. Nach Beendigung der Einpressung ist das Wasserglas im Porenraum sich selbst überlassen und wird – soweit es nicht vermittelt der kapillaren Bindung (Feldkapazität) am Ort verbleibt – unter dem Einfluß der Schwerkraft nach unten in bislang noch nicht erfaßte Bodenbereiche absickern (vgl. das schon in Abb. 6.9 gezeigte Schema).

Schematisiert kann man sich den gesamten Prozeß des Verpressens und der anschließenden Absickerung durch eine Abfolge von Sättigungsprofilen vorstellen, wie in Abb. 6.13 geometrisch idealisiert dargestellt.

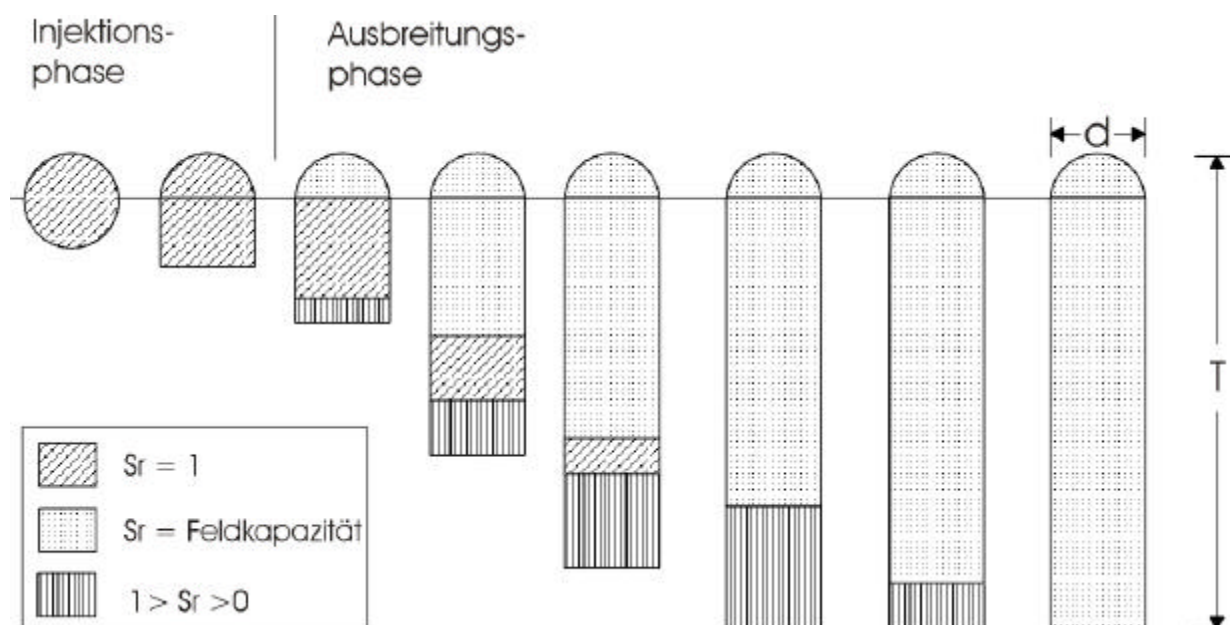


Abb. 6.13: Abfolge von Sättigungsprofilen bei der Verpressung eines Injektionsmediums in der ungesättigten Bodenzone, mit anschließender Absickerung nach unten (schematisch)

Ausgehend von einem anfangs gesättigten Bodenvolumen wird unmittelbar nach Injektionsende das Injektionsmedium (z. B. Wasserglas) nach unten absickern. Der nach Injektionsende  $\pm$  gesättigte Bodenbereich wandert unter Hinterlassung einer Residualsättigung ( $S_r < 1$ ) nach unten und wird zunehmend kleiner, da Wasserglas sowohl nach unten abströmt als auch oben zurückbleibt.

Wie gezeigt wurde, wird sich das Wasserglas beim Absickern aufgrund der dem „Fingering“-Phänomen vergleichbaren Konzentration auf wenige Bahnen nicht in Form einer geschlossenen Front ausbreiten, sondern es kommt zur Ausbildung einer „Übergangszone“, in der sich das Medium auf einzelnen Bahnen schneller ausbreitet als die durchschnittliche Frontgeschwindigkeit. Diese „Übergangszone“ wird mit zunehmender Sickerzeit voraussichtlich immer größer, wohingegen die Höhe der nach unten wandernden gesättigten Zone immer kleiner wird. Oberhalb der gesättigten Zone stellt sich letztendlich (evtl. nach sehr langer Zeit) eine Restsättigung in Höhe der Feldkapazität ein.

zität ein. Ob es bis zu diesem Zustand kommt, hängt von der Dauer der Wartephase (2. Schritt) im Vergleich zur Durchlässigkeit (u. U. von ggf. wirksamen Saugphänomenen) ab.

## 6.4.2 Quantitative Zusammenhänge

Auf der Grundlage der im vorangegangenen Kapitel dargelegten vereinfachten Grundüberlegungen werden an dieser Stelle die quantitativen Zusammenhänge erläutert.

### 6.4.2.1 Radiale Ausbreitung:

Bei einer zukünftigen, praktischen Anwendung des vorgeschlagenen dränfähigen Stabilisierungsverfahrens will man einerseits einen bestimmten, festgelegten Bodenbereich sowohl über die Tiefe möglichst vollständig als auch in der Breite möglichst lückenlos behandeln, andererseits aber aus Kostengründen eine übermäßige Überschneidung der einzelnen, stabilisierten Bodenkörper vermeiden. Weiterhin ist es wichtig zu wissen, wie schnell (d. h. mit welcher Einpreßrate) verpreßt werden muß, um bei gegebener Durchlässigkeit des Bodens die vorgesehene radiale Ausbreitung aufgrund der Schwerkraftabsickerung überhaupt erzielen zu können. Aus diesen Gründen ist die Kenntnis der räumlichen Ausdehnung des Injektionsmediums von Bedeutung.

Der maximal erzielbare Durchmesser ( $d = 2r$ ) des Bodenbereiches, der bei konstanter Einpreßrate von dem eingepreßten Medium durchdrungen wird (1. Schritt), ist ausschließlich von der Einpreßrate ( $Q$ ) im Verhältnis zur Durchlässigkeit des Bodens für das entsprechende Injektionsmedium ( $k_{WG}$ ) abhängig und kann folgendermaßen berechnet werden:

$$r = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{k_{WG} \cdot p}} \quad [1]$$

Wie bereits oben beschrieben, wird dabei als Größenmaß der kugeligen Ausbreitung der Radius  $r$  angesetzt, mit dem  $Q$  unter  $i = 1$  zylindrisch nach unten absickern kann.

Um den Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens für ein Injektionsmedium, beispielsweise für Wasser-glas ( $k_{WG}$ ) zu bestimmen, verwendet man das Gesetz nach MAAG (1938), nach dem sich die Durchlässigkeitskoeffizienten zweier Flüssigkeiten umgekehrt proportional zu ihren kinematischen Viskositäten verhalten:

$$\frac{k_{WG}}{k} = \frac{n}{n_{WG}} \Rightarrow k_{WG} = k \cdot \frac{n}{n_{WG}}$$

(Genauer betrachtet spielt auch die von derjenigen des Wassers verschiedene Dichte des Mediums Wasserglaslösung eine Rolle; dieser quantitativ untergeordnete Einfluß bleibt hier unberücksichtigt.)

Wie die Abb. 6.14 und Abb. 6.15 sowie das Diagramm in Abb. 6.16 zeigen, kommt es - bei gegebener Durchlässigkeit des Bodens - bei höheren Einpreßraten bzw. größerem  $Q/k$ -Verhältnis (z. B.  $Q_3$  in Abb. 6.16) zu einer weiteren lateralen Ausdehnung des Injektionsmittels als bei niedrigeren Einpreßraten und damit vergleichsweise niedrigerem  $Q/k$ -Verhältnis (z. B.  $Q_1$  in Abb. 6.16) und damit bereits unmittelbar nach Beginn des Einpressens zu einem „zopfförmigen“ Abfließen des eingepreßten Mediums nach unten.

Abb. 6.14: Ausbreitung eines Injektionsmediums in der ungesättigten Bodenzone (schematisch)  
a) niedriges,  
b) hohes  
Verhältnis  $Q/k_{WG}$

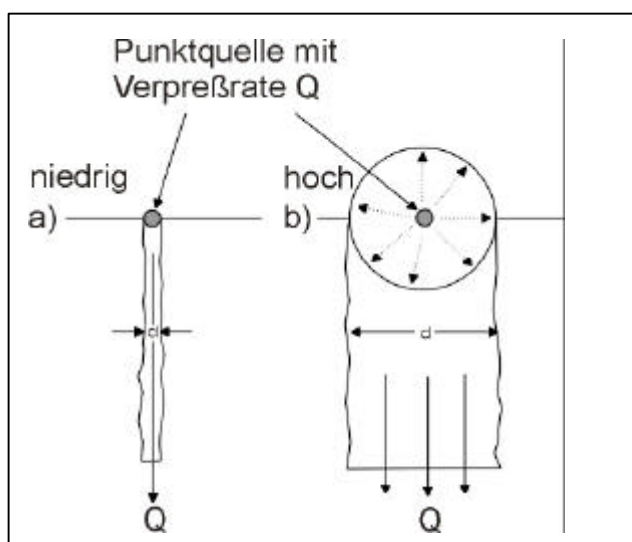


Abb. 6.15: Form eines stabilisierten Bodenkörpers bei zopfförmigem Abfließen des Injektionsmediums infolge eines niedrigen  $Q/k_{WG}$ -Verhältnisses (Versuch im Injektionshalbzylinder; s. Kap. 7.1.2.1)



Mit Zunahme des  $Q/k_{WG}$  – Verhältnisses (Abb. 6.16) kommt es auch zu einer weiterreichenden kugelig-radialen Ausdehnung um das Injektionszentrum herum (Abb. 6.14, b). Bei einer praktischen Anwendung ist deshalb eine möglichst hohe Einpreßrate  $Q$  im Verhältnis zur Durchlässigkeit des Bodens anzustreben, um einen vorgegebenen Bereich mit möglichst wenig Injektionspunkten lückenlos zu behandeln.

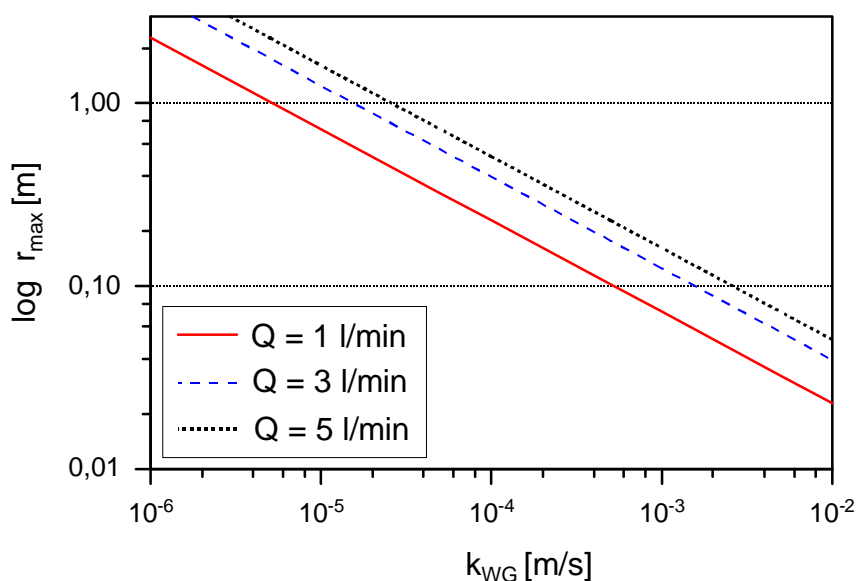


Abb. 6.16: Abhängigkeit der maximal erzielbaren lateralen Reichweite ( $r_{max}$ ) von der Durchlässigkeit des Bodens für Wasserglas ( $k_{WG}$ ) und der Einpreßrate ( $Q$ )

Es zeigt sich also anhand der dargestellten Zusammenhänge, daß zur Erzielung einer bestimmten lateralen Ausdehnung ( $r$ ) eines Injektionsmediums in der ungesättigten Bodenzone das Verhältnis der Einpreßrate ( $Q$ ) zur Durchlässigkeit des Bodens ( $k$ ) maßgebend ist. Ist die Durchlässigkeit des Bodens bekannt, kann über eine Steuerung der Einpreßrate die Voraussetzung für eine bestimmte laterale Ausdehnung geschaffen werden.

Die vorangehende quantitative Betrachtung ging von stationären Einpreß- und Abströmbedingungen aus und ergab, daß man eine zu erzielende (geplante) laterale Ausbreitung des Injektionsgutes – abhängig von der Durchlässigkeit  $k$  des zu behandelnden Bodens – nur mit einer bestimmten Einpreßrate  $Q$  erzielen kann. Stillschweigend vorausgesetzt wurde dabei, daß selbstverständlich ausreichend lange eingepreßt wird, um das benötigte Einpreßvolumen überhaupt bereitzu-

stellen. (Würde man vorzeitig abbrechen, bliebe die mögliche Ausbreitung – kugelförmig bzw. in lateraler Richtung – unerreicht.)

Die erforderliche Einpreßdauer zur Erzielung der möglichen bzw. erwünschten Ausbreitung läßt sich aus dem Einpreßvolumen zur Füllung des Porenvolumens einer Kugel mit dem Radius  $r_{\max}$  abschätzen (dabei wird vereinfachend bzw. auf der sicheren Seite liegend volle Sättigung mit Einpreßmittel angenommen):

$$\text{Radius einer mit dem Einpreßvolumen } V \text{ verpreßten Kugel} \quad r = \sqrt[3]{\frac{3}{4} \cdot \frac{1}{n \cdot p} \cdot V_{WG}} \quad [2]$$

Mit  $V = Q \cdot t$  (Einpreßrate  $\cdot$  Einpreßdauer) wird unter Gleichsetzen mit dem Radius nach vorangehender Beziehung [1] die erforderliche Einpreßzeit zu

$$t_{\text{erf.}} = \frac{4}{3} \cdot \frac{n}{k_{WG}} \cdot \sqrt{\frac{Q}{k_{WG} \cdot p}} \quad [3]$$

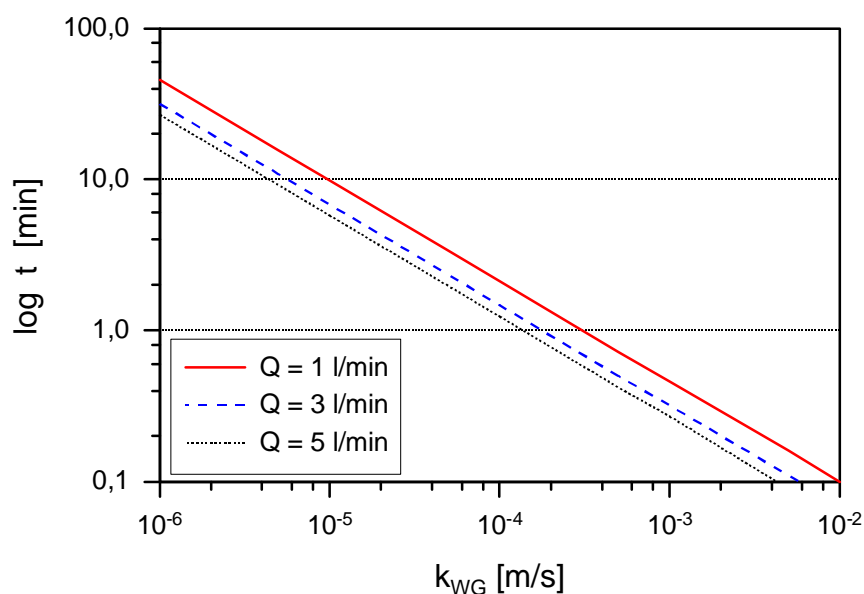


Abb. 6.17: Minimal erforderliche Einpreßzeit  $t_{\text{erf.}}$  in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit ( $k_{WG}$ ) und der Einpreßrate ( $Q$ );  $n = 0,30$

Mit dieser Beziehung läßt sich ein der Abbildung 6.16 zugeordnetes Diagramm zur Bestimmung der erforderlichen Mindesteinpreßzeit angeben. Nur wenn mit der aus Abbildung 6.16 bestimmten Einpreßrate  $Q$  ausreichend lange verpreßt wird ( $t_{\text{erf.}}$  aus Abb. 6.17), kann in der Einpreßphase die geplante laterale Ausbreitung  $r$  überhaupt erzielt werden. Zur Benetzung des darunterliegenden

zylindrischen Bodenvolumens (vgl. T in Abb. 6.19) muß die Einpreßdauer mit der Rate  $Q$  aber solange aufrechterhalten werden, bis das gesamte erforderliche Wasserglasvolumen für den Bodenkörper der Höhe  $T$  (s. Abb. 6.18) eingepreßt ist.

#### 6.4.2.2 Vertikale Ausbreitung

Nach Beendigung des 1. Schrittes (Wasserglasinjektion) fließt das überschüssige Wasserglas, das nicht an den Kornoberflächen und in den Porenzwickeln zurückgehalten wird, infolge der Schwerkraftwirkung nach unten ab. Um eine Bodenschicht vorgegebener Mächtigkeit möglichst vollständig zu behandeln und auch um nicht eine zu große Menge des Injektionsmittels einzugeben, ist neben der radialen auch die vertikale „Reichweite“ bzw. Sickertiefe von Interesse.

Die Gesamthöhe ( $T$ ) einer Bodensäule, die durch die Menge des Einpreßvolumens sowohl infolge des eigentlichen Verpreßvorgangs (1. Schritt) als auch durch die daran anschließende vertikale Absickerung während der Ausbreitung (2. Schritt) insgesamt erfaßt wird, läßt sich bei Kenntnis der Bodenkennwerte Feldkapazität ( $FK$ ) und Porenanteil ( $n$ ) aufgrund folgender vereinfachender Betrachtungen abschätzen.

Wie in Abb. 6.18 idealisiert dargestellt, benetzt das Injektionsmedium nach Injektionsende und nach Beendigung der Ausbreitung unterhalb der äquatorialen Ebene des zuerst (idealerweise) vollständig kugelförmigen um das Injektionszentrum herum gesättigten Bereiches einen zylindrischen Bodenkörper der Höhe  $H$ . Insgesamt ist nach Beendigung des 2. Schrittes ein Bodenkörper der Höhe  $T = H + r$  bis zum Wert der Feldkapazität gesättigt.

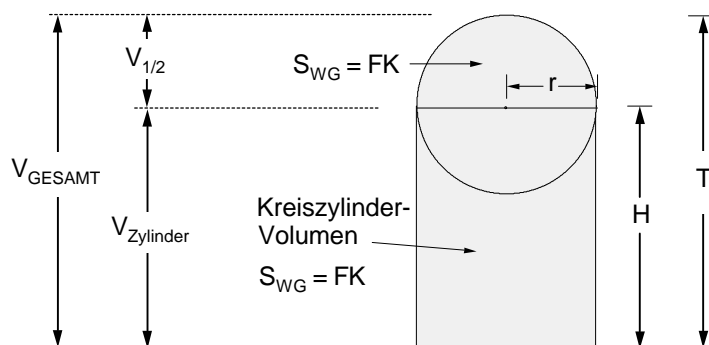


Abb. 6.18: Geometrie des benetzten Bodenkörpers (Schemazeichnung)



Aus den bekannten bzw. vorab in Voruntersuchungen zu ermittelnden Bodenparametern

	<b>Porenanteil</b>	$n$ [-]
	<b>Feldkapazität</b>	$FK_{WG}$ [ $l/m^3$ ], [ $m^3/m^3$ ]
und dem gegebenen	<b>Einpreßvolumen</b>	$V_{WG}$ [ $m^3$ ]

ergibt sich das Gesamtvolumen ( $V_{Gesamt}$ ) des von diesem Einpreßvolumen potentiell bis zur Feldkapazität ( $FK_{WG}$ ) benetzbaren Bodenbereichs zu:

$$V_{Gesamt} = \frac{V_{WG}}{FK_{WG}}$$

Der benetzte Bodenbereich der Gesamthöhe  $T$  hat die oben beschriebene (Abb. 6.18) zylindrische Form ( $V_{Zylinder}$ ), die an ihrem oberen Ende von der oberen Hälfte des  $\pm$  kugelsymmetrischen Verpreßkörpers ( $V_{1/2}$ ) abgeschlossen wird (Abb. 6.18).

Mit dem Radius des kugelsymmetrischen Injektionsbereiches:  $r = \sqrt[3]{\frac{3}{4} \cdot \frac{1}{n \cdot p} \cdot V}$

und dem Volumen der oberen Hälfte dieses Bereiches:  $V_{1/2} = \frac{2}{3} \cdot p \cdot r^3$

sowie dem Volumen des darunterliegenden zylindrischen Bodenbereiches:  $V_{Zylinder} = \pi \cdot r^2 \cdot H$  er-

gibt sich:  $H = \frac{V_{Zylinder}}{p \cdot r^2}$  und da  $V_{Zylinder} = V_{Gesamt} - V_{1/2}$

ergibt sich  $T$  zu: 
$$T = H + r = \frac{V_{WG}}{FK_{WG} \cdot p \cdot r^2} - \frac{2}{3} \cdot r + r \quad [4]$$

Auf diese Weise läßt sich – ausgehend von einem vollständig gesättigten, kugelförmigen Bodenbereich - die Tiefenreichweite des absickernden Injektionsmediums abschätzen.

Wie die Darstellung dieser Ergebnisse in Abb. 6.19 auch zeigt, ist bei einem gegebenen Einpreßvolumen die Tiefenreichweite  $T$  umso größer, je geringer die Porosität des Bodens ist.

#### 6.4.2.3 Zeitliche Absickerung des Einpreßmittels in der ungesättigten Bodenzone

Die bisher dargelegten Überlegungen zum Ausbreitungsverhalten eines Injektionsmediums in der ungesättigten Bodenzone bezogen sich ausschließlich auf den von einem bestimmten Injektionsvo-

lumen benetzbaren Bodenbereich. Neben der räumlichen Ausbreitung des Benetzungskörpers ist aber für eine praktische Anwendung auch die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Sickerfront nach unten von Interesse, da die Dauer der Ausbreitung (2. Schritt) maßgeblich den Zeitaufwand für die Behandlungsmaßnahme bestimmt.

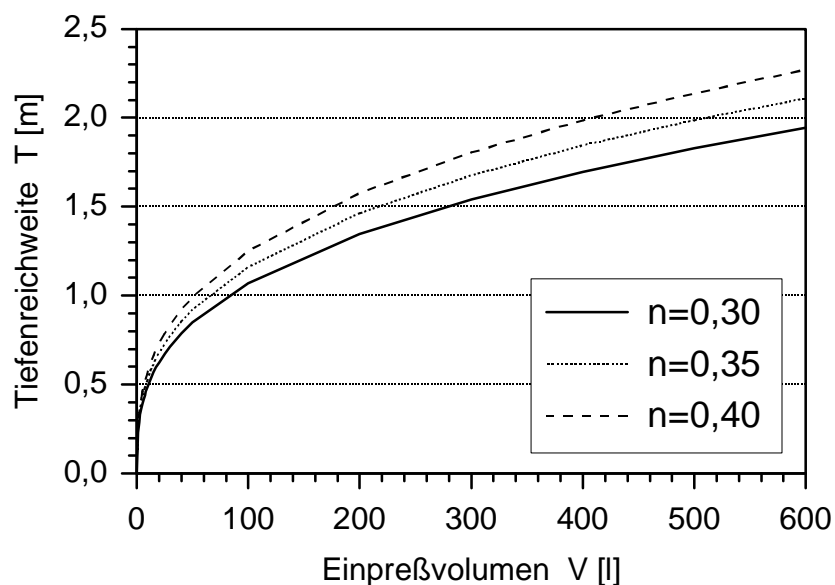


Abb. 6.19: Tiefenreichweite ( $T$ ) des Wasserglases in Abhängigkeit vom Einpreßvolumen ( $V$ ) und der Porosität ( $n$ ); (Beispiel:  $FK = 200 \text{ l/m}^3$ ).

Die Ausbreitung von einer punktförmigen Einpreßstelle aus (1. Schritt) ist, wie gezeigt, bei ausreichend hoher Einpreßrate  $Q$  im Verhältnis zur Durchlässigkeit  $k$  kugelig-radial und kann mit Hilfe der in Kapitel 6.4.2.1 dargestellten Zusammenhänge gut beschrieben werden.

Die zweite Phase der Ausbreitung eines Einpreßmittels durch vertikale Absickerung nach der erfolgten Einpressung ist nicht durch die Einpreßrate kontrolliert; vielmehr ist das Einpreßmittel nun im Untergrund sich selbst überlassen. In einer vereinfachten Betrachtungsweise können folgende quantitative Zusammenhänge dargestellt werden (vgl. Abb. 6.20): Vereinfachend gehen wir dabei von einem zylindrischen (statt kugeligen) mit Einpreßmittel gesättigten Einpreßbereich aus.

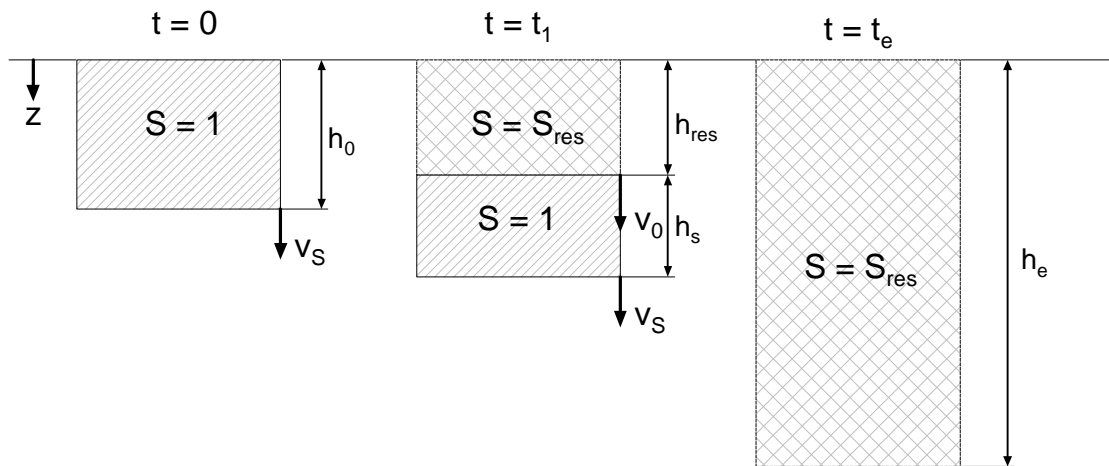


Abb. 6.20: Vereinfachtes Schema zur vertikalen Absickerung eines Einpreßmittels in der ungesättigten Zone

$v_s$  = Geschwindigkeit der Sickerfront

$v_0$  = Geschwindigkeit der Grenzfläche zwischen gesättigtem und teilgesättigtem residualen Bereich

$S_{res}$  = residuale Sättigung  $\cong FK_{WG}$ .

Die Absickerung erfolgt unter dem Gradienten  $i = 1$  an der Unterseite des mit Einpreßmittel gesättigten Bereiches mit der Geschwindigkeit einer Sickerfront

$$v_s = \frac{1}{n_s} \cdot k_{WG} \cdot [5]$$

$n_s$  = aufgesättigter Anteil des Porenvolumens

Am oberen Ende des von der Strömung erfaßten Bereiches bleibt ein teilgesättigter Zustand zurück, z. B. im Ausmaße der Feldkapazität. Die Sinkgeschwindigkeit der Grenzfläche zwischen dem gesättigten und dem teilgesättigten Bereich ( $v_0$ ) kann unter den getroffenen vereinfachenden Annahmen angegeben werden zu:

$$v_0 = \frac{1}{n_{a,FK}} \cdot k_{WG} [6]$$

$n_{a,FK}$  = Luftporenanteil im hinterlassenen Bereich mit Feldkapazität

wobei  $n_{a,FK} = n - FK$

Da mit zunehmender Sickerzeit die Mächtigkeit ( $h_s$ ) der Zone mit voller Porensättigung immer geringer wird, und schließlich gegen Null strebt, muß  $v_0 > v_s$  sein. Die Absickerung strebt schließlich

einem Zustand der Feldkapazität im Höhenbereich  $h_e$  zu (Abb. 6.20), dessen Größe (Höhe) sich angeben läßt mit

$$h_e = \frac{n}{FK_{WG}} \cdot h_0. \quad [7]$$

Das Verhältnis von  $h_e$  zu  $h_0$  wird ausschließlich von der Größe der Parameter  $n$  und  $FK$  (bzw.  $S_{FK}$ ) gesteuert (Abb. 6.21).

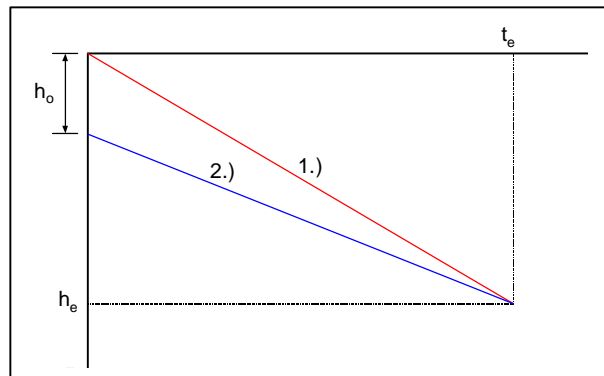
Die Zeit, die der beschriebene Vorgang bis zum Stagnieren unter  $FK$  benötigt, läßt sich aus dem Ansatz für die Geschwindigkeit der Sickerfront rechnerisch bestimmen:

$$v_s = \frac{dz}{dt} = \frac{1}{n_s} \cdot k$$

Für die Zeit  $t_e$ , bis sich über die gesamte Höhe  $h_e$  die Feldkapazität einstellt, folgt schließlich:

$$1.) \quad \frac{dz}{dt} = v_0 = \frac{k_{WG}}{(n - FK)} \quad \text{und}$$

$$2.) \quad \frac{dz}{dt} = v_s = \frac{k_{WG}}{n_s}$$



Die Geradengleichung(en)  $h = a \cdot t + b$

lauten dann für:

$$1.) \quad h = \frac{k_{WG}}{(n - FK)} \cdot t \Rightarrow t = \frac{(n - FK)}{k_{WG}} \cdot h$$

$$2.) \quad h = \frac{k_{WG}}{n_s} \cdot t + h_0 \Rightarrow t = (h - h_0) \cdot \frac{n_s}{k_{WG}} \cdot h$$

und für  $t_e$  und  $h_e$  gilt dann für:

$$1.) \quad t_e = \frac{(n - FK)}{k_{WG}} \cdot h_e \quad \text{und}$$

$$2.) \quad t_e = (h_e - h_0) \cdot \frac{n_s}{k_{WG}} \cdot h_e$$

und mit:  $h_e = \frac{n}{FK} \cdot h_0$  ergibt sich:

$$1.) \quad t_e = n \cdot h_0 \frac{(n - FK)}{(k_{WG} \cdot FK)} \quad \text{und}$$

$$2.) \quad t_e = n \cdot h_0 \frac{(n - FK)}{(k_{WG} \cdot FK)} \quad \text{wobei}$$

$$1.) = 2.) \quad \text{und} \quad n = n_s$$

[8]

In Abb. 6.21 ist beispielhaft die Dauer der Ausbreitung einer Wasserglasfront von einem gesättigten Ausgangsvolumen mit der Höhe  $h_0$  bis zur Einstellung der Feldkapazität in einer Bodensäule der Höhe  $h_e$  - in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit und der Feldkapazität bei unterschiedlichen Porositäten - dargestellt.

Deutlich ist dabei zu erkennen, daß die Ausbreitung bei geringeren Feldkapazitäten länger dauert als bei höheren. Dies kann damit erklärt werden, daß die Absickerung – und damit die Benetzung mit Wasserglas - bei geringerer Feldkapazität weiter in die Tiefe reicht als bei einer höheren Feldkapazität und damit der Höhenbereich  $h_e$  insgesamt auch größer wird.

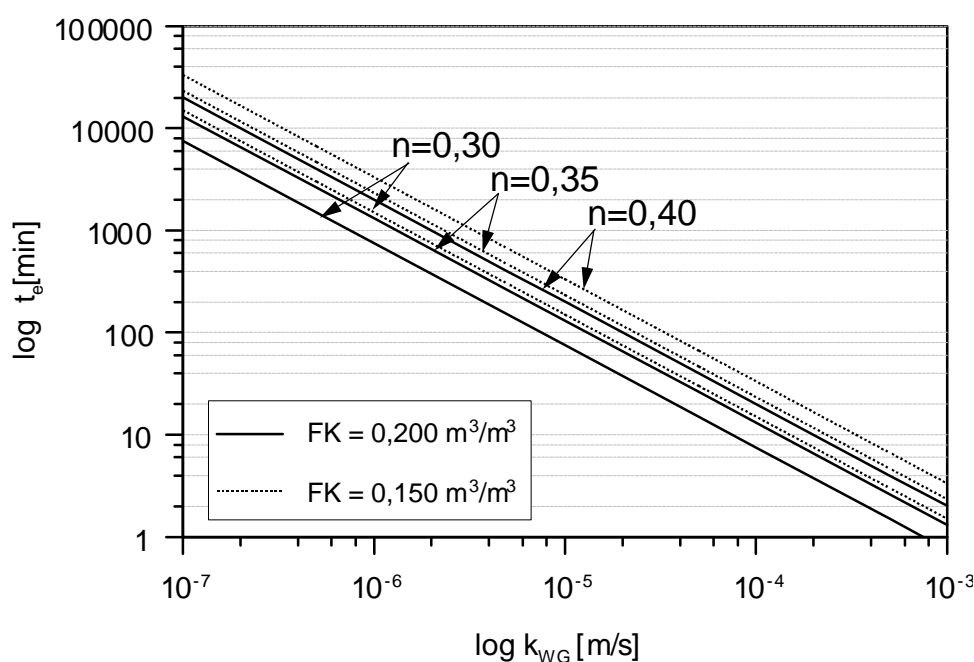


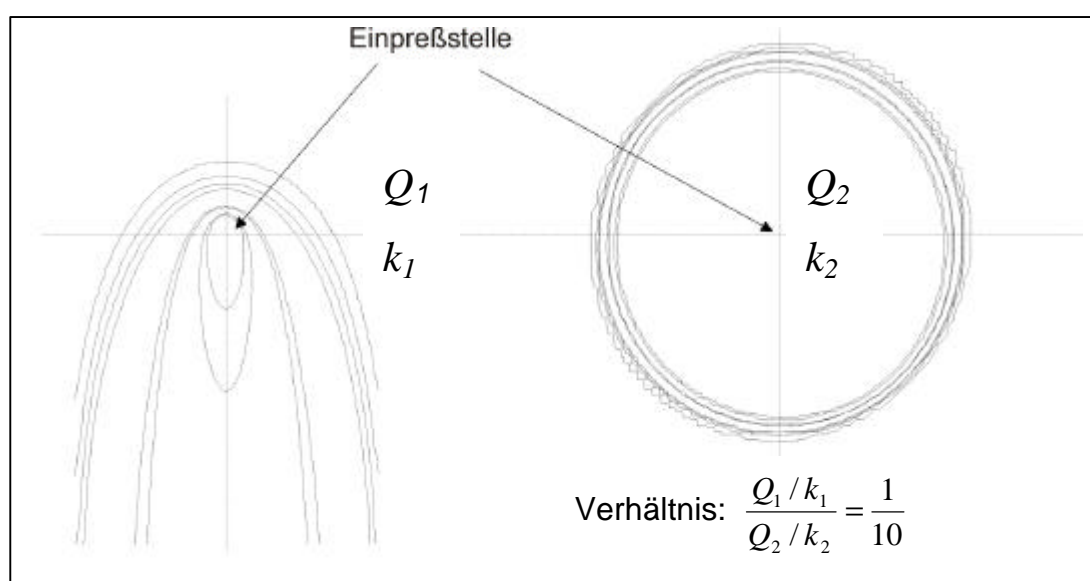
Abb. 6.21: Beispiele für die Abhängigkeit der Dauer der Ausbreitung  $t_e$  einer Wasserglaslösung in der ungesättigten Zone bei unterschiedlichen Durchlässigkeiten vom Porenanteil ( $n$ ) und von der Feldkapazität (FK); hier:  $h_0=0,30m$

Zur weiteren Untersuchung des Absickerungsvorgangs aus einem zunächst gesättigten Bereich (Schritt 2 der Ausbreitungsphase) wurde das numerische Grund- und Sickerwasser-Modellierungsprogramm HYDRUS-2D (SIMÚNEK ET AL., 1996) herangezogen.

Hierbei handelt es sich um ein FE-Programm, das für die Simulation einer zweidimensionalen Wasserbewegung in porösen Medien entwickelt wurde.

Das Programmpaket besteht im wesentlichen aus dem SWMS\_2D-Programm, das die gesättigt-ungesättigte Grundwasserströmung mittels numerischer Lösung der Richards-Gleichung beschreibt und der interaktiven grafischen Oberfläche HYDRUS\_2D. Die numerischen Grundlagen dieses FORTRAN-Programms basieren auf den Arbeiten von NEUMANN (1973) und DAVIS & NEUMANN (1983).

Zunächst wurde die räumliche Ausbreitung eines Einpreßmittels, ausgehend von einer punktförmigen Eingabestelle bei unterschiedlichen  $Q/k$ -Verhältnissen in der ungesättigten Bodenzone simuliert.



liert.

Abb. 6.22: Ausbreitung eines Injektionsmittels in der ungesättigten Bodenzone bei unterschiedlichen  $Q/k$ -Verhältnissen (links: zopfförmiges Absickern bei geringem  $Q/k$ -Verhältnis; rechts: kugelförmige Ausbreitung bei hohem  $Q/k$ -Verhältnis; dargestellt: Sättigungsfront; vgl. hierzu auch Abb. 6.14 und Abb. 6.15).

Ein Vergleich der in Abb. 6.22 dargestellten Simulationsergebnisse mit den in Kapitel 6.4.2.1 dargestellten Zusammenhängen zwischen der erzielbaren lateralen Ausbreitung in Abhängigkeit vom Verhältnis von  $Q/k$  zeigt qualitativ dasselbe Bild: bei geringen  $Q/k$ -Verhältnissen kommt es zu einem zopfförmigen Absickern als bei höheren  $Q/k$ -Verhältnissen, bei denen sich das Injektionsmedium überwiegend kugelig-radial um die Injektionsstelle herum ausbreitet. Diese Übereinstimmung zeigt, daß das eingesetzte FE-Programm geeignet ist, das Ausbreitungsverhalten eines Injektionsmediums in der ungesättigten Bodenzone realitätsnah zu simulieren.

Da die Durchlässigkeit eines Erdstoffes für ein strömendes Medium v. a. von dessen Viskosität abhängt und sich nach MAAG (1938) die  $k$ -Werte gegenüber Wasser und einer anderen Newtonschen Flüssigkeit umgekehrt proportional zu den Viskositäten der beiden Flüssigkeiten verhalten, muß für den vorliegenden Problemfall durch eine Änderung der Wasserdurchlässigkeit entsprechend den Viskositätsunterschieden zwischen Wasser ( $\nu = 1 \text{ cP}$ ) und einer Wasserglaslösung (hier beispielsweise:  $\nu = 100 \text{ cP}$ ) von ca. 1 : 100 die Durchlässigkeit des Bodens um dasselbe Maß reduziert werden, um realistische Sickergeschwindigkeiten zu erhalten.

Hauptgegenstand der numerischen Berechnungen war dann die quantitative Analyse des vertikalen Absickerungsvorganges des Einpreßmittels nach erfolgter Injektion. Hierbei wurde, ausgehend von einem ursprünglich gesättigten oberen Bereich, das vertikale, eindimensionale Absickern von Wasser bzw. Wasserglas in einer 1 m hohen Bodensäule simuliert.

Die verwendeten Modellerdstoffe wurden dem „Erdstoffkatalog“, der in dem Programm enthalten ist, entnommen. Es handelt sich hierbei um Sande unterschiedlicher Durchlässigkeiten. Der Sättigungswassergehalt betrug jeweils ca.  $w_{\text{ges}} = 37 \text{ Vol\%}$ , der residuale Wassergehalt (Feldkapazität) ca.  $w_{\text{res}} = 10 \text{ Vol\%}$ .

Die Modellerdsäule wurde nach oben von atmosphärischen Randbedingungen begrenzt, während an den seitlichen Begrenzungen und an der Sohle der Modellsäule ein freies Entwässern gewährleistet wurde.

Um die vergleichsweise geringen Sickergeschwindigkeiten der Wasserglaslösung zu verdeutlichen, wurde im folgenden zum direkten Vergleich auch das Sickerverhalten des Wassers in den jeweiligen Erdstoffen mit dargestellt.

In der Abb. 6.23 sind die Wasser- bzw. Wasserglasgehalte über die Tiefe der Bodensäule dargestellt. Die Wasserdurchlässigkeiten der Modellerdstoffe betragen  $k_w = 8 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$  bzw.  $8 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ . Die entsprechenden Durchlässigkeiten für die Wasserglaslösungen betragen dann aufgrund ihrer im Vergleich zu Wasser (hier beispielsweise) um Faktor 100 höheren Viskosität  $k_{\text{WG}} = 8 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$  bzw.  $8 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ .

Deutlich ist zu erkennen, daß sich Wasser vergleichsweise schnell nach unten ausbreitet. Es läuft schnell aus dem obersten des zu Anfang vollständig wassergesättigten Bodenbereich (Sättigungsbereich; 0 – 27 cm) ab. Im obersten Teil dieses Bereiches geht die Sättigung dabei schneller zurück als im mittleren und unteren Teil und nähert sich dort sukzessiv niedrigeren Wassergehalten (etwa Feldkapazität).

Die für spätere Zeitpunkte dargestellten Sättigungslinien zeigen ein Maximum, das sich mit der Zeit nach unten verschiebt und dessen absoluter Wert gleichzeitig geringer wird. Dies kann darauf zurückgeführt werden, daß die Geschwindigkeit der Ausbreitung der zurückbleibenden residualen Zone ( $v_0$ ; s. Kap. 6.4.2.4) größer ist als die Geschwindigkeit der Sättigungsfront ( $v_s$ ). Dadurch kommt es zu einer Art „Rückstau“ im Porenraum, da das Wasser nicht so schnell in den ungesättigten unteren Teil der Bodensäule absickern kann, wie es aus dem gesättigten oberen Teil abströmt. Nach einer bestimmten Zeitspanne stellt sich über die gesamte Höhe der Bodensäule ein Wassergehalt ein, der mindestens der Feldkapazität entspricht.

Im oberen Beispiel der Abb. 6.23 bei einer Wasserdurchlässigkeit von  $k_{\text{Wasser}} = 8 \cdot 10^{-3}$  m/s ist dies bereits nach ca.  $t = 300$  Sekunden, im unteren Beispiel, aufgrund der geringeren Durchlässigkeit von  $k_{\text{Wasser}} = 8 \cdot 10^{-4}$  m/s, nach ca. 1 Stunde ( $t = 3600$  s) erreicht.

Im Vergleich zu Wasser breitet sich das Wasserglas aufgrund seiner höheren Zähigkeit (Viskosität) erheblich langsamer nach unten aus und benötigt beispielsweise im oberen Beispiel der Abb. 6.23 bei einer Durchlässigkeit von  $k_{\text{WG}} = 8 \cdot 10^{-5}$  m/s bereits ca. 8 Stunden, im unteren Fall ( $k_{\text{WG}} = 8 \cdot 10^{-6}$  m/s) sogar mehr als 2 Tage, bis über die gesamte Höhe der Bodensäule ein einheitlicher, in etwa der Feldkapazität entsprechender Wert erreicht ist.

Auffällig ist dabei, daß im Vergleich zu den anfänglichen Überlegungen (Abb. 6.13 und Abb. 6.20) keine vollständig „gesättigte“ Zone (mit  $S = 1$ ) nach unten wandert, sondern daß der ursprünglich gesättigte Zustand nur anfangs für relativ kurze Zeit erhalten bleibt und später immer nur teilgesättigte Verhältnisse vorliegen. Dies kann durch die sehr hohen Potentialdifferenzen zwischen dem zunächst gesättigten oberen Ausgangsbereich und dem ungesättigten (hier trockenen) unteren Bodenbereich, dem im Modell sehr hohe Saugspannungen zugewiesen sind, erklärt werden. Dadurch kommt es zudem sofort nach Beginn der Absickerung zur beobachteten Abnahme des Wasserglasgehaltes über die gesamte Höhe des gesättigten Ausgangsbereiches.



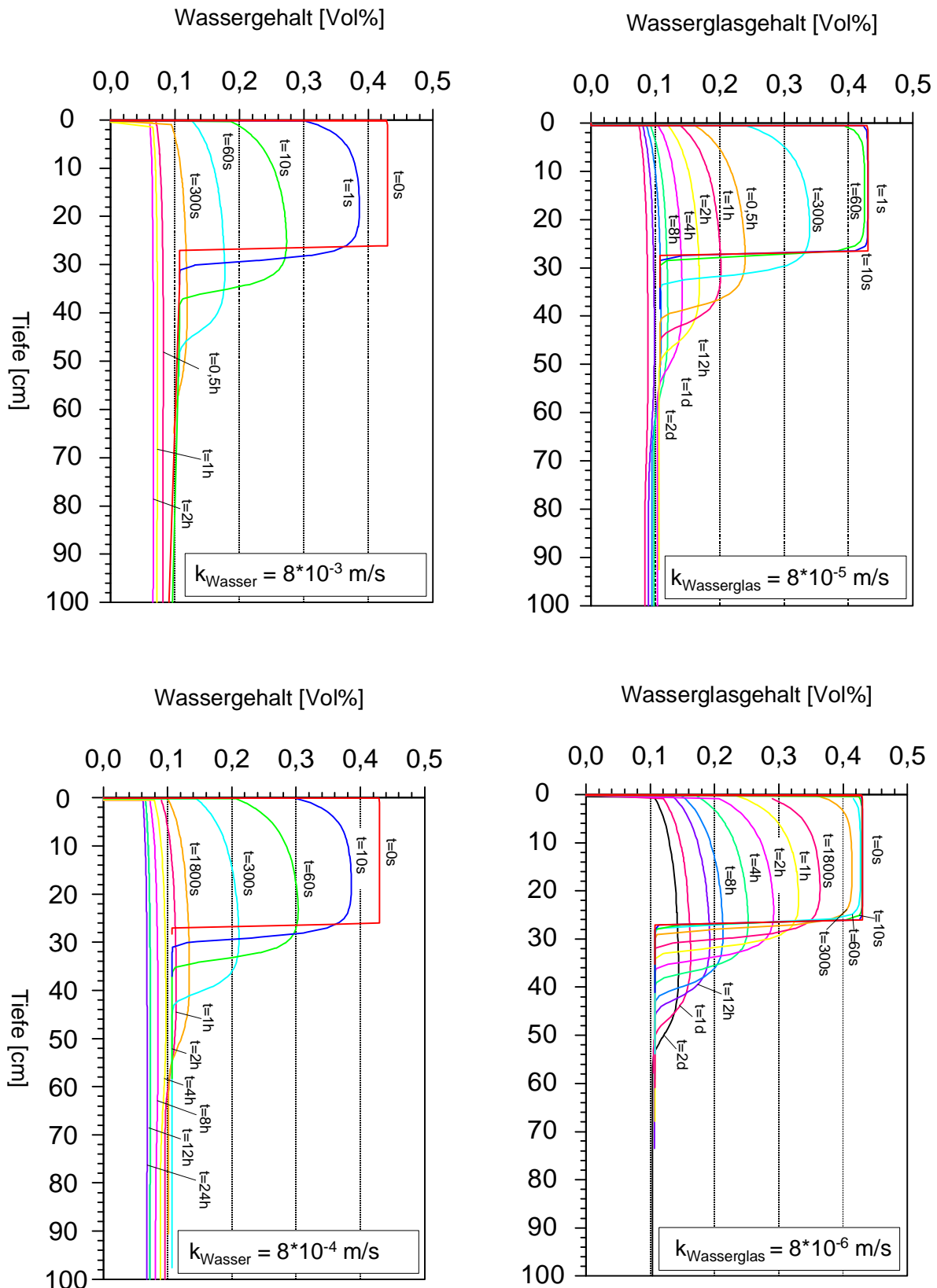


Abb. 6.23: Beispiel für das vertikale Absickern von Wasser (links) bzw. einer Wasserglaslösung (rechts) in einem ungesättigten Erdstoff (Tiefe: 0 – 27 cm: Porenraum anfangs gesättigt): Ergebnisse der Simulation mit Hilfe des FE-Programmpaketes HYDRUS\_2D (Zeit:  $t$ ;  $n = 0,37$ ).

Bei einem teilgesättigten Ausgangszustand der unteren Bodensäule wären die Potentialunterschiede nicht so groß, und die Sättigung des oberen Ausgangsvolumens würde nicht so schnell abnehmen, so daß ein nahezu vollständig gesättigter Bereich – wie in Abb. 6.13 angenommen – im Bodenprofil nach unten wandern könnte.

In der Abb. 6.24 sind die Geschwindigkeiten der absickernden Wasser- bzw. Wasserglasfront aus den Beispielen der Abb. 6.23 aufgetragen. Daraus wird deutlich, daß mit zunehmender Sickerstrecke (d. h. Sickertiefe) die Geschwindigkeiten stark abnehmen.

Besonders bei den im Vergleich zu Wasser zähflüssigen Wasserglaslösungen gehen die Frontgeschwindigkeiten bereits nach wenigen Zentimetern Sickerstrecke auf äußerst geringe Geschwindigkeitswerte zurück. Dies erklärt die bis zum endgültigen Erreichen der Feldkapazität über die gesamte Höhe erforderlichen langen Sickerzeiten von einigen Stunden, ggf. bis zu mehreren Tagen.

Die nach unten abnehmenden Sicker- bzw. Frontgeschwindigkeiten können grundsätzlich damit erklärt werden, daß die Leitfähigkeit eines Bodens stark von seinem Gehalt an dem jeweiligen strömenden Medium abhängig ist (SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL, 1998). Mit fortschreitender Porenleerung sinkt die Leitfähigkeit, und zwar umso stärker, je mehr Poren geleert werden.

Die schnelle anfängliche obere Porenleerung wird dadurch verursacht, daß das Wasserglas im Ausgangsvolumen (als besser benetzende Phase) als kohärente Phase vorliegt und somit unter Schwerkrafteinfluß ( $i = 1$ ) besser abströmen kann als beispielsweise an der unteren Ausbreitungsfront zum ungesättigten Erdstoff, wo es zu einem „Stau“ kommt, da das Medium aufgrund der teilgesättigten Verhältnisse nicht so schnell ablaufen kann.

Als Ergebnis der Simulation kann zusammenfassend festgestellt werden, daß Wasserglas im Vergleich zu Wasser aufgrund seiner höheren Viskosität erwartungsgemäß deutlich langsamer absickert. Es läuft dabei – entgegen den eingangs vorgestellten Überlegungen - keine geschlossene bzw. „gesättigte“ Front (wie bei stationären Strömungsverhältnissen mit  $v_f = k$ ) nach unten, sondern es liegen in jedem Zustand nur teilgesättigte Verhältnisse vor.

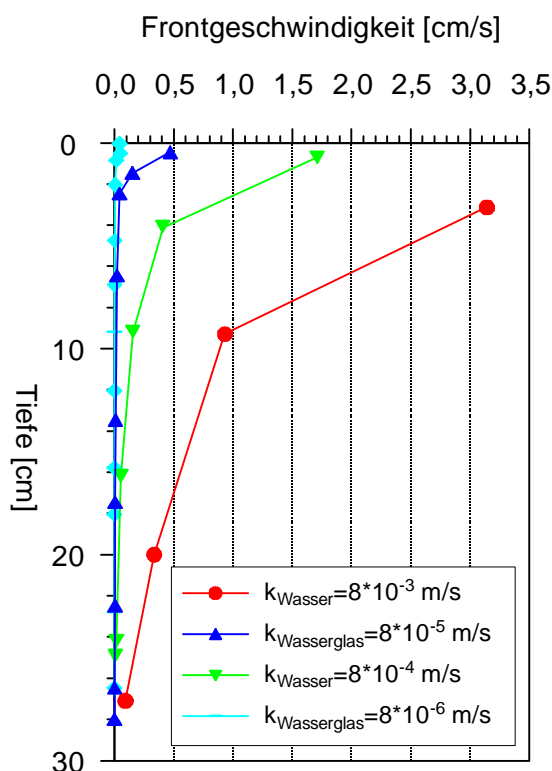


Abb. 6.24: Beispiele für die vertikalen Ausbreitungsgeschwindigkeiten einer Wasser- bzw. Wasserglasfront in Erdstoffen unterschiedlicher Durchlässigkeit.

Wie das Ergebnis der Simulation erkennen läßt, sind bei gering durchlässigen Erdstoffen ( $k \leq 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ ) die Ausbreitungsgeschwindigkeiten einer Wasserglaslösung mit einer Viskosität von 100 cP zu gering, um das Stabilisierungsverfahren noch praktikabel einsetzen zu können. Es besteht dann zwar die Möglichkeit, Lösungen geringerer Viskositäten einzusetzen um höhere Ausbreitungsgeschwindigkeiten zu erzielen, allerdings besitzen entsprechend behandelte Bodenbereiche dann auch geringere Festigkeiten. Aus diesem Grunde kommt das hier behandelte Verfahren nur für gut durchlässige, mittelsandige und gröbere Böden infrage, zumal eine der Zielstellungen auch ist, nach der Anwendung noch eine gewisse Durchlässigkeit des betreffenden Untergrundbereiches zu erhalten.

#### 6.4.2.4 Quantifizierung des Einpreßvolumens

Für eine möglichst lückenlose und effektive Behandlung ist eine auf die Geometrie des zu behandelnden Bodenkörpers (Mächtigkeit und Erstreckung) abgestimmte Vorgehensweise zu erarbeiten, die ein Optimum zwischen der Anzahl der Verpreßstellen und der Größe des Einpreßvolumens je Verpreßstelle darstellt. Da zu viel eingebrachtes Wasserglas nicht an der Gelbildungsreaktion teil-

nimmt, ist die - im Vorlauf der Arbeiten durchzuführende - möglichst sorgfältige Ermittlung des Einpreßvolumens auch vor dem Hintergrund einer möglichen Umweltbeeinträchtigung von Bedeutung.

Ausgehend von den bei der praktischen Anwendung vorliegenden geologischen Verhältnissen ist es sinnvoll, die erforderliche Tiefenwirkung (T) der Behandlung sowie die für einen bestimmten Bodenbereich erforderliche Anzahl herzustellender Injektionskörper zuverlässig abzuschätzen, da sich hieraus schließlich auch die Kosten der Maßnahme ergeben. Diese Abschätzungen der benötigten Wasserglas mengen lassen sich auf der Grundlage der dargelegten Zusammenhänge gut durchführen.

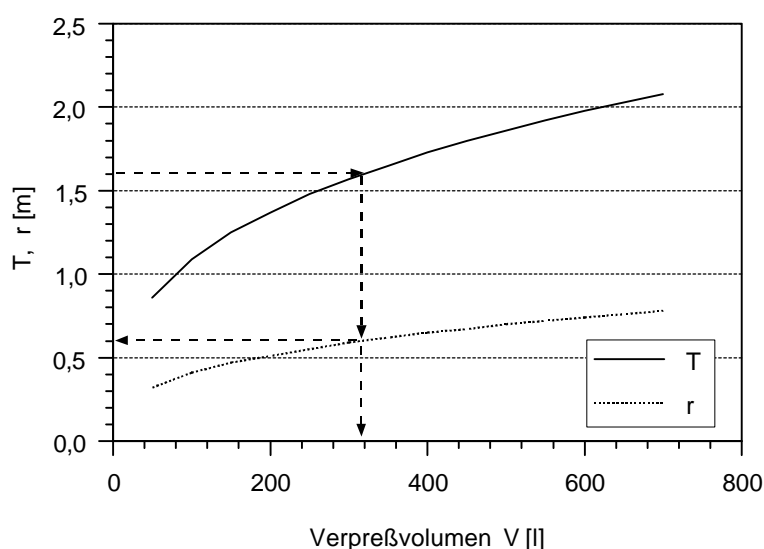


Abb. 6.25: Diagramm zur Bestimmung des erforderlichen Einpreßvolumens (V) und der dabei erzielbaren radialen Ausbreitung (r), ausgehend von einer gewünschten Tiefenwirkung (T), bei bekannter Porosität (n) und zuvor ermittelter Feldkapazität (FK) des Bodens (Beispiel hier:  $n = 0,35$ ;  $FK = 200 \text{ l/m}^3$ )

Aus der Kombination der Diagramme für die Berechnung der radialen (Abb. 6.16) sowie vertikalen Ausdehnung (Abb. 6.19) läßt sich ein kombiniertes Diagramm erstellen, aus dem für den jeweiligen Boden (mit den bekannten bzw. zuvor zu ermittelnden Kennwerten k, n und FK) das erforderliche Wasserglasvolumen z. B. für die Behandlung einer Schicht der Mächtigkeit T abgelesen werden kann (Abb. 6.25). Gleichzeitig kann die sich daraus ergebende radiale Ausbreitung abgelesen werden.

Die für die Verpressung dieses Wasserglasvolumens erforderliche Einpreßrate ( $Q$ ) sowie die erforderliche Mindesteinpreßdauer ( $t_{\text{erf.}}$ ) müssen zuvor in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit des Bodens entsprechend den Zusammenhängen in Kapitel 6.4.2.1 aus den Abbildungen 6.16 und 6.18 ermittelt werden.

#### **6.4.2.5 Behandlungsdauer**

Die Dauer des gesamten Stabilisierungsverfahrens setzt sich aus dem jeweiligen Zeitaufwand für die drei eingangs beschriebenen Schritte 1 – 3 zusammen (Kap. 6.3),

1. Schritt: Wasserglasinjektion
2. Schritt: Ausbreitung
3. Schritt: Härterinjektion

für die unterschiedliche Arbeitszeiten angesetzt werden müssen.

Die Dauer der Wasserglasinjektion (1. Schritt) hängt im wesentlichen von der Einpreßrate  $Q$  ab, die – wie gezeigt – sowohl von der Durchlässigkeit des Bodens für Wasserglas als auch von der gewünschten lateralen Reichweite und dem Gesamtvolumen des zu benetzenden Bodens bestimmt wird.

Wie anhand der Abb. 6.17 ersichtlich, wird bei einer gegebenen Durchlässigkeit ein Verpreßkörper bestimmter Größe umso schneller hergestellt sein, je größer die Einpreßrate gewählt wird. Allerdings sind bei hohen Einpreßraten, besonders bei geringmächtiger Überlagerung, die dabei auftretenden hohen Verpreßdrücke zu berücksichtigen, die zu einem Aufreißen des Bodengefüges führen können. Darüber wird im folgenden Kapitel ausführlicher berichtet.

Wie die durchgeführten Simulationen gezeigt haben, ist die Dauer der Ausbreitung (2. Schritt) aufgrund des drucklosen Absickerns und der komplexen (Saug-) Spannungsverhältnisse in der ungesättigten Zone wesentlich schwieriger abzuschätzen. Generell sollte natürlich eine möglichst lange Zeit für die Ausbreitung zur Verfügung stehen; dem werden ggf. wirtschaftliche Gesichtspunkte entgegenstehen.

Zu Beginn der Ausbreitung sind in einem kugelförmigen Bereich sämtliche Poren des Bodens mit dem Injektionsmedium weitgehend gefüllt ( $S_r = 1$ ). In diesem gesättigten Bereich findet auch zunächst „gesättigtes“ Fließen statt. Mit zunehmender Tiefe geht diese dann in ein „ungesättigtes“ Fließen über, wobei aufgrund der abnehmenden Wasserglassättigung in dem Sickerbereich auch die Strömungsgeschwindigkeiten mehr und mehr abnehmen und das Injektionsmedium auch nicht mit einer geschlossenen Front absickert, sondern auf einzelnen Wegen schneller vordringt, auf anderen weiter zurückbleibt.

Die Ausbreitung ist idealerweise dann beendet, wenn im gesamten Bodenkörper der Höhe  $h_e$  die Sättigung der Feldkapazität entspricht ( $S_{res} = FK$ , s. Abb. 6.18). Wie die in Kapitel 6.4.2.3 vorgestellten numerischen Berechnungen zeigen, kann dieser Zustand erst nach sehr langer Zeit – teilweise nach mehr als 24 h - erreicht werden.

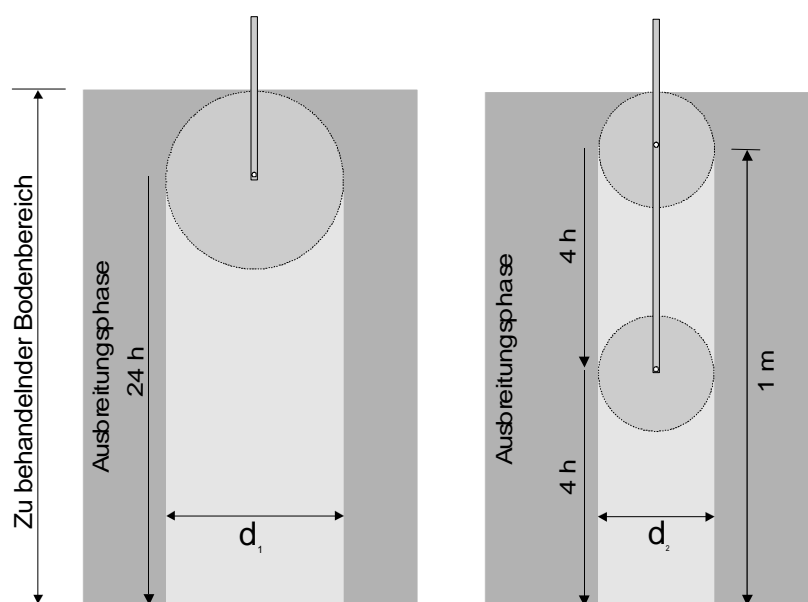


Abb. 6.26: Beispiel für tiefenmäßig gestaffelte Einpressung (Beispiel hier:  $k = 1 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ ;  $d_1 > d_2$  bei jeweils gleichem Wasserglas-Einpreßvolumen).

Allerdings ist es denkbar, den Zeitaufwand für die Ausbreitung – besonders bei gering durchlässigen Materialien – dadurch zu verkürzen, daß man nicht das gesamte Wasserglas über eine einzige Eingabestelle in den Untergrund eingibt, sondern es wäre auch möglich, dieselbe Menge über 2 oder mehr übereinander, gestaffelt angeordnete Verpreßstellen verteilt einzugeben (Abb. 6.26). Damit würde das Wasserglas chargenweise über die Höhe verteilt und müßte bei seiner Ausbreitung keine so großen Strecken nach unten zurücklegen wie bei Eingabe an einer Stelle. Da die

Ausbreitungsgeschwindigkeit mit zunehmender Tiefe sehr stark abnimmt, würde die Zeit für die Ausbreitung durch diese Maßnahme stark verkürzt. In dem in Abb. 6.26 dargestellten Beispiel für einen Erdstoff mit  $k = 1 \cdot 10^{-3}$  m/s verkürzt sich die Ausbreitungszeit von ca. 24 Stunden auf ca. 4 Stunden. Allerdings wird bei dieser Vorgehensweise – beispielsweise Halbierung der Sickerstrecke - auch die laterale Ausbreitung geringer, so daß insgesamt mehr Verpreßstellen nebeneinander erforderlich werden.

Als ein weiterer positiver Aspekt einer höhenmäßig gestaffelten Einpressung ist eine gleichmäßigere Verteilung des Injektionsmittels zu sehen.

Die Härter- ( $\text{CaCl}_2$ -) Injektion (3. Schritt) erfolgt im Anschluß an die Ausbreitung. Das Reaktiv wird mit hohem Druck eingepreßt und reagiert mit dem Injektionsmedium sofort bei Kontakt. Die radiale Ausbreitung der Gelbildungsreaktion um die Härterkanäle herum erfolgt innerhalb weniger Minuten.

#### **6.4.2.6 Injektionsdrücke**

Bei allen Arten von Injektionsarbeiten ist es erforderlich, den Einpreßdruck so zu begrenzen, daß ein Aufreißen von Wegigkeiten zur Oberfläche und damit ein Austreten von Injektionsmittel vermieden wird. Doch auch Risse, die innerhalb des zu behandelnden Bodenbereiches ohne Verbindung zur Oberfläche entstehen, sind durch eine Begrenzung des Einpreßdruckes möglichst zu vermeiden.

Auch im Fall der dränfähigen Stabilisierungsinjektionen ist ein solches Aufreißen (auch als "Cracken" bezeichnet) nicht wünschenswert, da es dadurch zu Störungen im Bodengefüge kommt, die sich u. U. nachteilig auf den Behandlungserfolg auswirken. Zudem kann sich ein "Cracken" des Bodens in Hebungen der Oberfläche äußern, was für eine vorhandene Bebauung nicht als schonend angesehen werden kann.

Das Hauptkriterium für die Begrenzung des Einpreßdruckes liegt in der Tiefenlage des Einpreßhorizontes. Durch das Einpressen eines Injektionsmittels wird das Spannungsgleichgewicht in horizontaler Richtung gestört. Die Folge sind Risse in vertikaler Richtung, über die das Injektionsmittel bis an die Geländeoberfläche durchbrechen kann. Der Einpreßdruck muß kleiner sein als die hori-

zontalen und vertikalen Spannungen aufgrund des Eigengewichtes des Bodens. Diese lassen sich mit Hilfe der folgenden Zusammenhänge abschätzen:

$$\mathbf{s}_V = \mathbf{g} \cdot h \quad (\text{effektive Vertikalspannung})$$

$$\mathbf{s}_H = K_0 \cdot \mathbf{s}_V = (1 - \sin j) \cdot \mathbf{s}_V \quad (\text{effektive Horizontalspannung})$$

Um die Druckentwicklung beim Einpreßvorgang mit zunehmender Entfernung von der Austrittsöffnung abzuschätzen, wird auf eine Formel von SCHULZE (1992) zurückgegriffen.

$$h(r) = h_w + \frac{Q}{4 \cdot \mathbf{p} \cdot k_{L\ddot{o}s}} \cdot \left[ \frac{1}{r} + \frac{1}{r_{mom}} \cdot \left( \frac{k_{WG}}{k_W} - 1 \right) \right] \quad \text{mit} \quad r_{mom} = \sqrt[3]{\frac{3}{4} \cdot \frac{V_{mom}}{\mathbf{p} \cdot n}}$$

wobei:

Q: Einpreßrate [m<sup>3</sup>/s]

r: Abstand von Verpreßstelle [m]

r<sub>mom</sub>: momentane Reichweite [m]

V<sub>mom</sub>: momentan verpreßtes Volumen [m<sup>3</sup>]

h<sub>w</sub>: Höhe d. GW-Spiegels über Verpreßstelle [m]

k<sub>WG</sub>: Durchlässigkeit des Bodens für Wasserglas [m/s]

wobei: k<sub>WG</sub> = k<sub>w</sub> · ν<sub>w</sub> / ν<sub>wG</sub> (ν: kinemat. Viskosität)

k<sub>w</sub>: Durchlässigkeit des Bodens für Wasser [m/s]

(Da die Untersuchungen ausschließlich den nicht grundwassergesättigten Bereich betreffen, kann h<sub>w</sub> = 0 gesetzt werden.)

In Abb. 6.27 ist die Druckentwicklung nach dieser Formel an einem Beispiel für unterschiedliche Einpreßraten (Q) dargestellt. Wie leicht erkennbar, sind die absoluten Druckhöhen unmittelbar von der Einpreßrate Q abhängig. Besonders nahe der Eingabestelle treten dabei hohe Drücke auf. Diese Drücke steigen bei Erhöhung der Einpreßrate stark an. Mit zunehmender Entfernung bauen sich die Drücke rasch ab, was dadurch verursacht wird, daß der zur Verfügung stehende Fließquerschnitt mit r<sup>2</sup> zunimmt und damit die Fließgeschwindigkeit entsprechend verringert wird.

Die hohen Drücke in der Nähe des Einpreßelements müssen besonders bei Injektionen in geringer Tiefe unter der Geländeoberfläche berücksichtigt werden, da bei den dort herrschenden geringen Überlagerungsdrücken (geringe Vertikalspannungen) ein Aufreißen von Wegigkeiten bis zur Oberfläche und ein Austritt des Injektionsmediums möglich ist. Bei geringer Injektionstiefe muß demnach auch mit niedrigen Einpreßraten gearbeitet werden, wohingegen bei den in der praktischen Anwendung im Gelände zu erwartenden größeren Injektionstiefen mit entsprechend höheren Raten



gearbeitet werden kann. Allerdings können auch hierbei zu hohe Einpreßraten zu hohe Porendrücke verursachen und zu Aufsprengungen an Schichtgrenzen führen, die eine zu erzielende regelmäßige Verteilung des Injektionsmittels behindern.

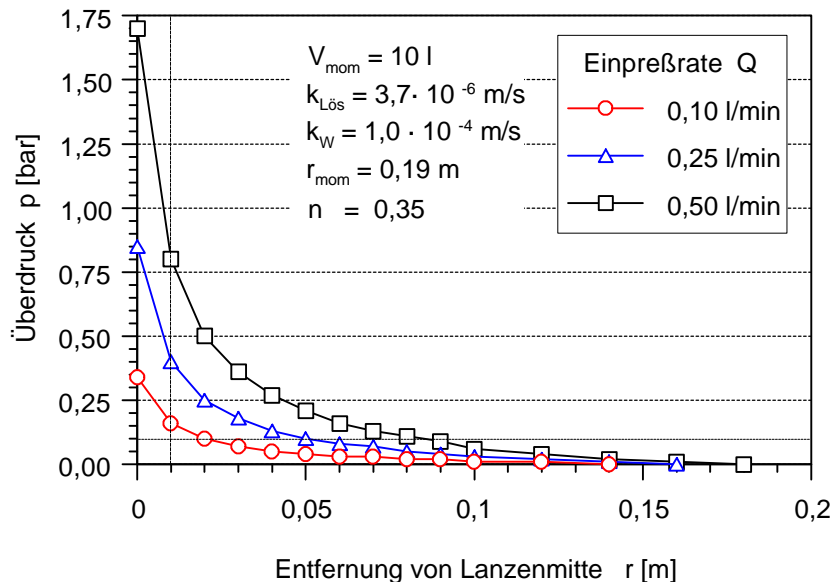


Abb. 6.27: Beispiel für den Überdruck ( $p$ ) im Boden in Abhängigkeit von der Entfernung zur Einpreßstelle, bei unterschiedlichen Einpreßraten und nach Einpressen eines bestimmten Wasserglasvolumens

Da – wie bereits anfangs gezeigt – die Größe der radialen Ausbreitung  $r$  des Wasserglaseinpreßkörpers vom Verhältnis von  $Q/k$  abhängt, muß die Einpreßrate  $Q$  auch unter Berücksichtigung der örtlichen Spannungsverhältnisse im Boden festgelegt werden. Bei gering mächtiger Überlagerung bzw. bei gut durchlässigen Erdstoffen muß dann mit kleineren Einpreßkörpern und engerem Injektionsraster gearbeitet werden.

Je nach Durchlässigkeit der Böden liegen die praktischen Einpreßmengen bei Injektionsarbeiten in körnigen Böden bei bis zu 5 l/min (Abb. 6.16). Es ist allerdings zu berücksichtigen, daß bei diesen Betrachtungen dann derjenige Druck maßgebend ist, der am Einpreßelement im Boden herrscht und nicht derjenige, der an der Injektionspumpe gemessen wird, denn mit zunehmenden Einpreßmengen je Zeiteinheit steigt nicht nur der Druck am Einpreßelement, sondern auch in den vorgeschalteten Rohrleitungen und kann das Druck-Mengen-Bild verfälschen.

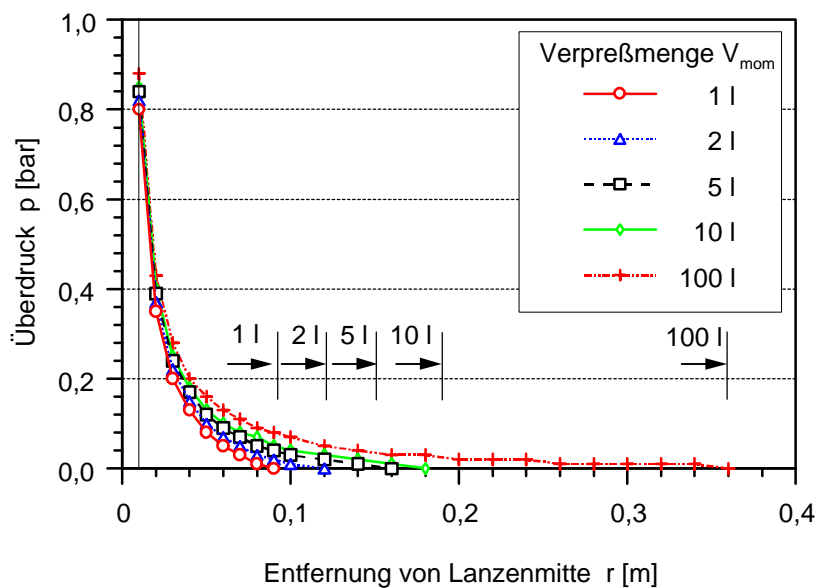


Abb. 6.28: Beispiel für den Einfluß des Einpreßvolumens ( $V_{mom}$ ) auf den Einpreßdruck im Boden (mit konstanter Einpreßrate von  $Q = 0,25$  l/min)

In Abb. 6.28 ist die Druckentwicklung beim Einpressen von Wasserglas um die Einpreßstelle herum bei einer konstanten Einpreßrate ( $Q$ ) aber nach jeweils unterschiedlichen Einpreßvolumina ( $V_{mom}$ ) und damit zu unterschiedlichen Zeitpunkten dargestellt. Es zeigt sich, daß der Einpreßdruck an jedem Punkt mit zunehmendem Einpreßvolumen ansteigen wird. Auch dieser Effekt kann bewirken, daß die effektiven Spannungen im Boden überschritten werden und sollte deshalb bei der Wahl der Einpreßrate berücksichtigt werden.

Beim Einpressen eines Injektionsmediums ist die Druckentwicklung im Porenraum abhängig von dessen Viskosität, von der Durchlässigkeit des Bodens und von der gewählten Einpreßrate. Im Fall des hier vorgestellten Stabilisierungsverfahrens ist die Druckentwicklung beim Einpressen von Wasserglas aufgrund seiner im Vergleich zu Calciumchlorid (3. Schritt) wesentlich höheren Viskosität maßgebend. Beim Einpressen von niedrig viskosem  $\text{CaCl}_2$  sind geringere Porendrücke zu erwarten.

## 6.5 Härtereinpressung

Nach Abschluß der Wasserglasinjektion und Beendigung der Ausbreitungsphase wird das Reaktiv (der Härter  $\text{CaCl}_2$ ) in den wasserglasbenetzten Bodenbereich eingepreßt. Hierzu ist eine gesättigte

CaCl<sub>2</sub>-Lösung erforderlich. In Abhängigkeit von der Umgebungstemperatur lösen sich ca. 700 – 800 g (CaCl<sub>2</sub>·2H<sub>2</sub>O) in einem Liter Wasser (MATTHES, 1990). Diese Lösung kann sehr einfach aus CaCl<sub>2</sub>-Granulat hergestellt werden. Die Lösung reagiert stark alkalisch und besitzt mit  $\nu \approx 10$  cP eine wesentlich geringere Viskosität als Wasserglas.

Da es sich bei der Neutralisationsreaktion von Na-Wasserglas mit CaCl<sub>2</sub> um einen physikalischen Vorgang handelt, können keine exakten Angaben über die für die Neutralisation einer bestimmten Wasserglasmenge erforderliche Menge an CaCl<sub>2</sub>-Lösung gemacht werden. Dies liegt darin begründet, daß die Größen der Kolloidteilchen mit Teilchengrößen zwischen  $10^{-9}$  bis  $10^{-7}$  m (PETZOLD, 1991) und damit auch die Größe ihrer negativ geladenen Oberflächen stark variieren (s. Kap. 6.1). Dadurch variiert auch die Zahl der erforderlichen Ca<sup>2+</sup>-Kationen. Wie die Erfahrung gezeigt hat, kann die von JOOSTEN (1927) angegebene Härtermenge (1,5-faches Volumen der Wasserglasmenge) auch im Fall der DRÄNSTAB-Injektionen als ausreichend angesehen werden. Mit dieser Menge wird auf jeden Fall ein Überschuß an Ca<sup>2+</sup>-Kationen zugegeben, so daß die Gelbildung schlagartig erfolgt. Würden zu wenig Kationen zur Neutralisation zur Verfügung gestellt, könnte die Reaktion nur zeitlich verzögert ablaufen.

Für die Ausbreitung des Reaktivs steht der Anteil des Porenraums zur Verfügung, der nicht vom Wasserglas eingenommen wird. Das CaCl<sub>2</sub> kann sich auf diesen Wegigkeiten sehr schnell und weit im wasserglasbenetzten Bodenbereich ausbreiten. Aufgrund der hohen Ca<sup>2+</sup>-Ionenkonzentration der Härterlösung und der vergleichsweise geringen „Schichtdicke“ der Wasserglasphase bei Feldkapazität im Porenraum wird ein hoher Neutralisationsgrad erreicht. Die Härterlösung wird mit hohem Druck eingepreßt, um eine rasche Ausbreitung zu gewährleisten. Der Druck sollte dabei eine vergleichbare Größe wie bei der Wasserglaseinpressung nicht überschreiten, um Störungen des Porengefüges zu vermeiden. Durch den hohen Einpreßdruck sollen auch solche Porenengstellen noch freigepreßt werden, die während der Ausbreitungsphase nicht leergelaufen sind.

## 6.6 Schlußfolgerungen

Wie die vorstehenden Betrachtungen gezeigt haben, ist das Problem, die Wasserglaseinpreßkörper mit einer gewissen Zuverlässigkeit herzustellen, sehr komplex. Dies hängt im wesentlichen damit

zusammen, daß sich der Behandlungsvorgang in zwei Stufen gliedert, die qualitativ miteinander verknüpft sind.

Zunächst muß ein annähernd kugelförmiger Wasserglas-Einpreßkörper hergestellt werden. Dabei gilt, daß die laterale Ausdehnung dieses Einpreßkörpers in einem Boden gegebener Durchlässigkeit ausschließlich durch die Einpreßrate  $Q$  gesteuert wird. Mit anderen Worten: je größer die Einpreßrate  $Q$ , desto größer wird die laterale Reichweite ( $r$ ), bei gegebener Durchlässigkeit des Bodens für Wasserglas ( $k_{WG}$ ).

Während dieses Vorgangs stellt sich dann aber die Frage nach der Größe der auftretenden Drücke. Wie gezeigt wurde, können gerade in der Nähe der Einpreßstelle sehr hohe Drücke auftreten. Um ein Aufreißen des Bodens zu vermeiden, sollten diese Drücke der Tiefenlage des Einpreßhorizontes angepaßt werden. Andererseits sind die Drücke erwünscht, da sonst keine kugelige Ausbreitung erfolgt. Es ist also gewissermaßen eine „Gratwanderung“ zwischen der Größe der Einpreßrate und der Tiefenlage des Einpreßhorizontes.

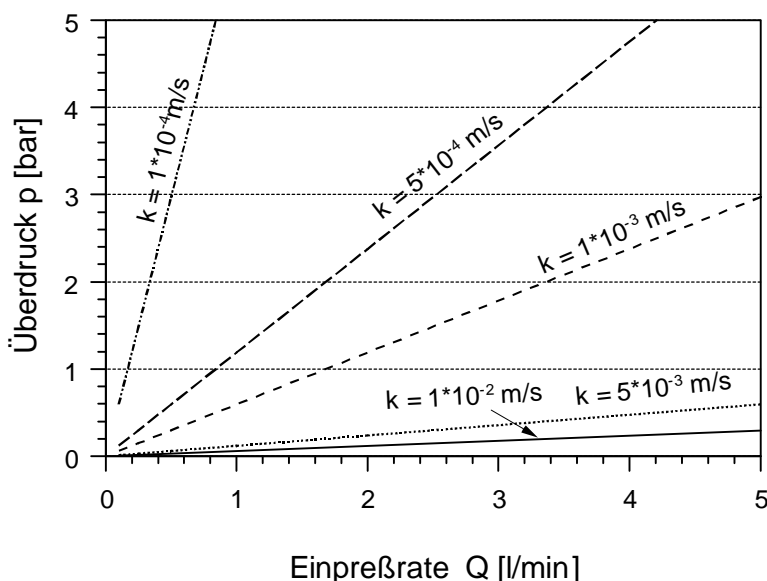


Abb. 6.29: Überdruck unmittelbar an der Austrittsstelle in Abhängigkeit von der Einpreßrate bei unterschiedlichen Durchlässigkeiten ( $k_w$ ) des Bodens ( $n=0,35$ ;  $V_{\text{nom}}=10$  l)

In der zweiten Phase bleibt das Einpreßmittel sich selbst überlassen. Es strebt dabei selbsttätig einem Endzustand der Absickerung zu und eine Einflußnahme ist in dieser Phase nicht mehr möglich.

Um zu überprüfen, ob es während des Einpreßvorgangs zum Penetrieren der Poren oder doch zum Aufreißen (Cracken) des Bodengefüges kommt, ist es erforderlich, den Einpreßdruck  $p$  sowie die Einpreßrate  $Q$  laufend zu überwachen. Da üblicherweise mit konstanter Einpreßrate gearbeitet wird, ergibt sich ein der Durchlässigkeit des Bodens entsprechender Injektionsdruck (vgl. Abb. 6.29). Im Falle des Crackens würde dieser Druck abfallen und die Einpreßrate müßte reduziert werden.

Eine weitere, wesentliche Maßnahme zur Qualitätssicherung ist die Durchführung von Probebehandlungen, die im Vorfeld der Behandlung durchzuführen sind. Damit können die aufgrund der Vorbemessung festgelegten Versuchsparameter überprüft und ggf. der jeweiligen Standortsituation angepaßt werden.

Zur Überprüfung des Erfolges der Stabilisierungsmaßnahme bezüglich der erzielten Festigkeiten und Restdurchlässigkeiten können aus den hergestellten Behandlungskörpern durch Bohrungen Probenkörper gewonnen werden, die für die entsprechenden Untersuchungen im Labor geeignet sind. In den Bohrlöchern können aber auch Feldversuche zur Prüfung der Durchlässigkeit (z. B. Auffüllversuche, etc.) durchgeführt werden. Durch ein Durchbohren des Stabilisierungskörpers kann die tatsächliche Tiefenreichweite  $T$  ermittelt werden. Eventuell kann hierfür auch eine Freilegung der Körper erforderlich werden.

Um eine gewisse „Bemessungssicherheit“ für das Verfahren der dränfähigen Stabilisierungsinjektionen zu erlangen, ist eine Vorgehensweise entsprechend dem folgenden Schema (Abb. 6.30) empfehlenswert. Dabei ist eine notwendige Voraussetzung die sorgfältige Erkundung und Bestimmung der naturräumlichen Gegebenheiten sowie die Bestimmung der relevanten Parameter. Nur auf dieser Grundlage kann eine zuverlässige Bemessung vorgenommen werden. Besondere Berücksichtigung verdient dabei der Einpreßdruck, der sich in Abhängigkeit von der Einpreßrate einstellt und der in Anpassung an die vorhandenen Überlagerungsspannungen begrenzt werden muß.

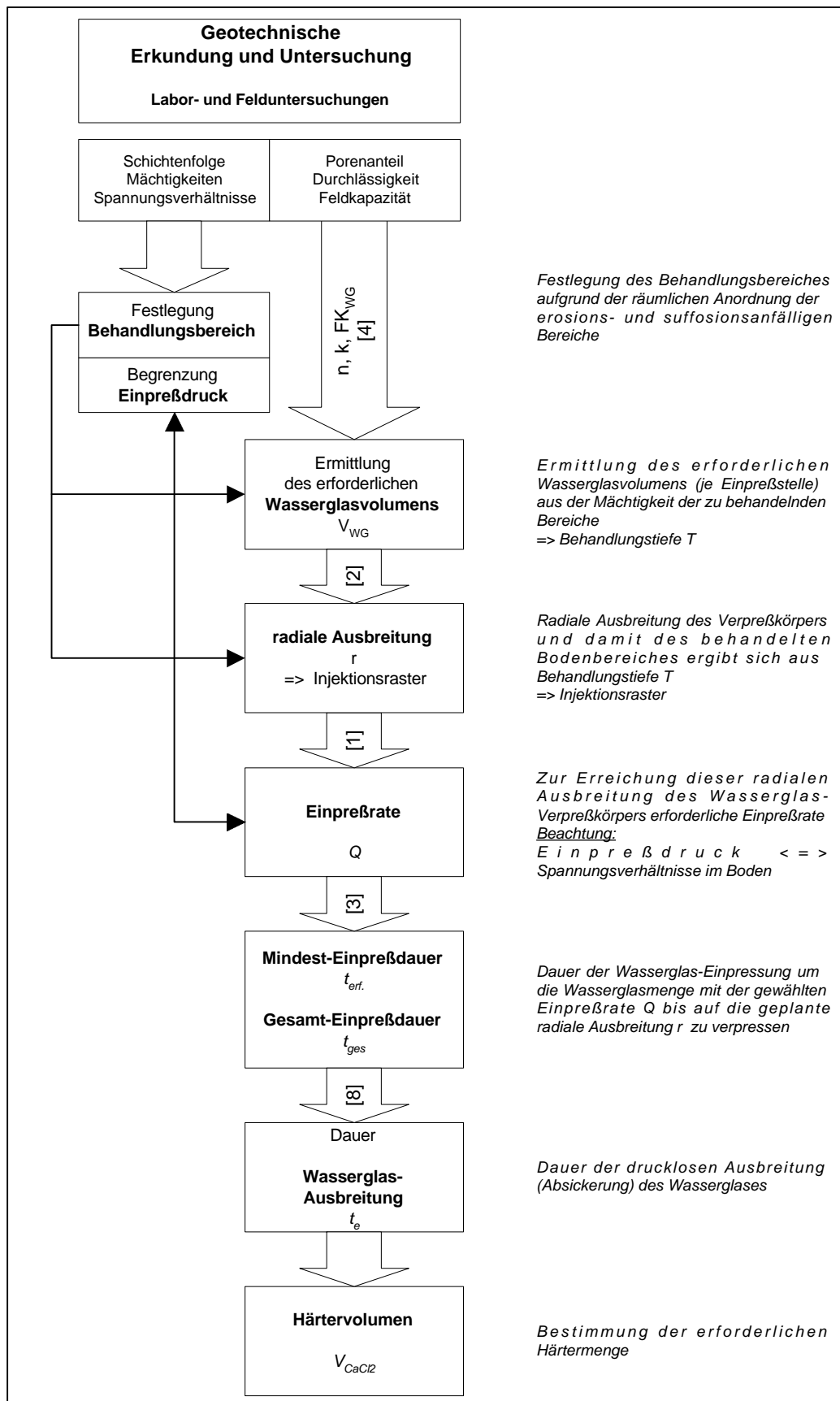


Abb. 6.30: Schema zur empfohlenen Vorgehensweise für die Bemessung der DRÄNSTAB-Injektionskörper (die eckigen Klammern verweisen auf die entsprechenden Formeln)