

Henning Lesemann

Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden

Schlussbericht

Mai 2010



Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden

Projektlaufzeit: 01.08.2007 – 31.05.2010

Bearbeiter:

Dipl.-Ing. Henning Lesemann

Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau

TU München – Zentrum Geotechnik

Leiter:

Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt, Ordinarius

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesamtes für Bauwesen und Raumordnung gefördert.
(Aktenzeichen: Z 6 – 10.08.18.7-07.11 / II 2 – F20-07-12)
Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt beim Autor.



Danksagung

Das Forschungsvorhaben "Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfehlen und Schlitzwänden" wurde gefördert vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) / Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) sowie von der Bilfinger Berger AG und der Süd-Chemie AG. Den Kooperationspartnern wird für ihre finanzielle Unterstützung, aber auch für das persönliche Engagement der Beteiligten – stellvertretend Herrn Dr. Rolf Ahlers, Herrn Dr. Michael Brüggemann, Herrn Hermann Hirsch und Herrn Jan Linnemann – herzlich gedankt.

Fachlich begleitet wurde das Forschungsvorhaben durch Herrn Dr. Arndt Schubert (Olching), Herrn Dr. Fritz Weiß (Freiburg) und Herrn Dr. Reinhard Wienberg (Hamburg). Den Arbeitsgruppenmitgliedern gilt für ihre ehrenamtliche Tätigkeit und ihre konstruktiven Beiträge ein besonderer Dank.

Das Versuchsgelände für die Feldversuche wurde von der Flughafen München GmbH zur Verfügung gestellt. Dieses Entgegenkommen war eine große Hilfe bei der Planung dieser Versuche.

Inhalt

1	Einleitung.....	6
1.1	Anlass und Forschungsziele	6
1.2	Bentonitstützung von Bohrlöchern und Schlitzten	7
1.3	Anwendung von Polymerlösungen als Stützflüssigkeiten.....	10
2	Chemische Grundlagen und untersuchte Produkte	14
2.1	Chemische Grundlagen	14
2.2	Untersuchte Produkte	14
2.2.1	Polyacrylamid.....	15
2.2.2	Carboxymethylcellulose	16
2.2.3	Xanthan	17
2.2.4	Vinyl Polymer	19
3	Theorie der Strömung von Polymerflüssigkeiten in porösen Medien	20
3.1	Rheologische Modelle	20
3.1.1	Newtonsche Fluide.....	21
3.1.2	Nicht-newtonsche Fluide	21
3.1.2.1	Strukturviskoses Verhalten	22
3.1.2.2	Plastisches Verhalten	25
3.1.2.3	Thixotropie.....	26
3.1.2.4	Visko-elastisches Verhalten.....	26
3.1.2.5	Dehnviskosität	27
3.2	Rheometrie.....	28
3.3	Strömungen in Kapillaren.....	30
3.4	Strömungen in porösen Medien	34
3.4.1	Grundwasserströmungen (newtonsche Fluide)	34
3.4.2	Porenströmungen nicht-newtonscher Fluide	36
3.4.2.1	Modell nach STEINHOFF	36
3.4.2.2	Kapillarmodelle allgemein.....	38
3.4.2.3	Netzwerk-Modellierung	47
3.5	Ergänzende Fragestellungen.....	47
3.5.1	Variable Durchlässigkeit über die Eindringlänge	47
3.5.2	Variable Polymerkonzentration über die Eindringlänge	52
3.5.3	Teilgesättigte Verhältnisse	53
3.5.4	Wandeffekte.....	54

4	Numerische Modellierung.....	55
4.1	Zielsetzung	55
4.2	Berücksichtigung der Strukturviskosität	55
4.3	Modelle	56
4.3.1	Modell 1: 1D-Modell	56
4.3.2	Modell 2: 2D-Modell, Radialsymmetrie (Scheibe)	58
4.3.3	Modell 3: 2D-Modell, unendlich langer Schlitz	59
4.4	Kopplung der Strömungssimulationen mit Standsicherheitsuntersuchungen	63
5	Laborversuche	64
5.1	Übersicht der Laborversuche und Zielsetzung	64
5.2	Anmischen der Polymerlösungen	64
5.3	Konzentrationsbestimmung über den TOC	65
5.4	Adsorptionsuntersuchungen	67
5.5	Rheologische Reihenuntersuchungen	69
5.5.1	Übersicht der untersuchten Parameter	69
5.5.2	Ergebnisse der Reihenuntersuchungen	71
5.5.3	Anpassung rheologischer Modelle	79
5.6	1D-Strömungsversuche	81
5.6.1	Versuchsstand und Versuchsdurchführung	82
5.6.2	Versuchsböden	89
5.6.3	Versuchsübersicht.....	90
5.6.4	V Versuchsergebnisse Typ A	91
5.6.4.1	Versuche unter Standardbedingungen	91
5.6.4.2	Variation der Versuchsbedingungen	99
5.6.5	V Versuchsergebnisse Typ B	108
5.7	Versuche am Modellschlitz	111
5.7.1	Versuchsstand und Versuchsdurchführung	111
5.7.2	Versuchsübersicht und Versuchsergebnisse	112
6	Feldversuche	122
6.1	Zielsetzung und Versuchskonzept	122
6.2	Voruntersuchungen	124
6.2.1	Baugrunderkundung.....	124
6.2.2	Ergänzende Laborversuche mit Bodenmaterial aus den Aufschlüssen	129
6.2.3	Prognosemodell	134
6.3	Pfahlherstellung.....	138
6.3.1	Baustelleneinrichtung.....	138
6.3.2	Versuchsablauf	139
6.3.3	Messungen und Beobachtungen.....	140
6.4	Pfahlprobebelastungen.....	153
6.4.1	Versuchseinrichtung und Versuchsablauf	153
6.4.2	Messergebnisse.....	154
6.5	Freilegen der Pfähle	158

7	Verlustprognose und Nachweis der Standsicherheit in der Praxis	164
7.1	Möglichkeiten der Nachweisführung	164
7.2	Verlauf des Potentialgradienten im radialsymmetrischen Fall	166
7.3	Ermittlung der wirksamen Stützkraft beim Gleitflächennachweis.....	169
7.4	Verklebende Wirkung der Polymerlösungen	170
7.5	Einflussgrößen und Konsequenzen für die Wahl der Ausführungsparameter	170
8	Umweltaspekte	172
8.1	Allgemeine Betrachtungen zur Umweltverträglichkeit des Bauverfahrens.....	172
8.1.1	Eindringung der Polymerlösungen in den Baugrund.....	172
8.1.2	Verwertung des mit Polymerlösung vermischten Aushubs	173
8.1.3	Entsorgung von Restpolymerlösungen.....	173
8.2	Behandlung der Umweltthematik im Zusammenhang mit den Feldversuchen	174
8.2.1	Vorabstimmung.....	174
8.2.2	Wasserrechtsverfahren	175
8.2.3	Untersuchungen im Rahmen der Feldversuche	179
9	Zusammenfassung und Ausblick	190

Anhang

A	Literaturverzeichnis	195
B	Formelzeichen	201
C	Eingabedateien FLAC^{3D}	206
D	Fotodokumentation Feldversuche	215

1 Einleitung

1.1 Anlass und Forschungsziele

Bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden in nicht standsicheren Böden müssen die Bohrlöcher bzw. Schlitzte temporär gestützt werden. Ein dazu geeignetes Verfahren ist die hydraulische Stützung durch eine Stützflüssigkeit, welche beim Aushub in den entstehenden Hohlraum eingeleitet und später beim Betonieren im Kontraktorverfahren vom Beton nach oben verdrängt wird. Für die Bohrpfahlherstellung existieren auch Alternativen zur hydraulischen Stützung wie etwa der Einsatz einer Verrohrung oder einer Endlosschnecke. Allerdings sind diese Verfahren in Abhängigkeit von den Randbedingungen nicht immer anwendbar oder wirtschaftlich, so dass z.B. für Großbohrpfähle häufig die hydraulische Stützung zum Einsatz kommt.

Als Stützflüssigkeit werden seit langem Bentonitsuspensionen erfolgreich eingesetzt (VEDER, 1963; WEIß, 1967; MÜLLER-KIRCHENBAUER, 1978; BRIEKE, 1984; PULSFORT ET AL., 1988; SEITZ, 1989; TRIANTAFYLIDIS, 2004). Insbesondere in den USA und in Asien, aber zunehmend auch im europäischen Ausland werden seit einigen Jahren alternativ polymere Stützflüssigkeiten verwendet (MAJANO / O'NEILL, 1993; BUSTAMANTE ET AL., 1998; FHWA, 1999; BACON ET AL., 2000; BROWN ET AL., 2002; WHEELER, 2003; KB INTERNATIONAL LLC, 2004; SCHWARZ / LANGE, 2004; BUSTAMANTE / BOATO, 2005; HEIZMANN ET AL., 2008). Diese versprechen vor allem baubetriebliche und dadurch trotz vergleichsweise hoher Materialkosten auch wirtschaftliche Vorteile. Außerdem finden sich Aussagen, dass die mobilisierbare Mantelreibung gegenüber bentonitgestützt hergestellten Gründungselementen höher sei (MAJANO / O'NEILL, 1993; MEYERS, 1996; ATA / O'NEILL, 1998; BROWN ET AL., 2002; KB INTERNATIONAL LLC, 2002; PDSCO, 2005). Allerdings existierte aus dem Bereich des Bauingenieurwesens bislang nur eine einzige wissenschaftliche Arbeit (STEINHOFF, 1993), in der die Polymereindringung in den Baugrund und die hieraus abzuleitende und für die Anwendung des Verfahrens wesentliche Stützwirkung genauer untersucht wurden. Andere Forschungsvorhaben hatten ihre Schwerpunkte z.B. bei der Tragfähigkeit polymergestützt hergestellter Pfähle (MAJANO / O'NEILL, 1993) oder dem Sedimentationsverhalten von Bodenpartikeln in der Stützflüssigkeit (KHENG, 1989) und behandeln die Stützwirkung höchstens qualitativ und am Rande. In der Praxis blieb daher nur, das Verfahren nach Erfahrungswerten (häufig von Herstellerfirmen) zu planen oder vorab einen Versuchsschlitz bzw. ein Versuchsbohrloch auszuführen. In Deutschland wurden polymere Lösungen bei der Herstellung von Bohrpfählen oder Schlitzwänden bislang praktisch nicht eingesetzt.

Durch das hier vorgestellte Forschungsvorhaben sollte das Verständnis der Polymerstützung erweitert und damit ein Beitrag dazu geleistet werden, dass dieses innovative, wirtschaftliche und evtl. auch technische Vorteile versprechende Bauverfahren bei Vorliegen entsprechender Randbedingungen auch in Deutschland Einzug in die Baupraxis halten kann. Hierzu wurden theoretische Grundlagen recherchiert und numerische Modellierungen sowie Labor- und Feldversuche durchgeführt. Während die Laborversuche ausschließlich auf die rheologischen Eigenschaften, das Strömungsverhalten und die Stützwirkung polymerer Stützflüssigkeiten ausgerichtet waren, sollten

durch die Feldversuche darüber hinaus auch weitere baupraktische Fragestellungen beantwortet bzw. neu aufgeworfen werden. Diese Feldversuche umfassten die Herstellung von sechs großmaßstäblichen Versuchspfählen, die nach dem Aushärten probebelastet und später oberflächennah freigelegt wurden.

Die für das Verfahren in Frage kommenden Polymerprodukte werden in Deutschland teilweise bereits als Additive zu Bentonitsuspensionen oder in anderen Einsatzgebieten wie z.B. Brunnenbohrungen oder Hydroschildanwendungen auch in Reinform eingesetzt (MAIDL, 1995; DVWG, 1998; AFTES, 2002). Dennoch wurde für die hier untersuchte Anwendung bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden ein Nachweis der Umweltverträglichkeit gefordert. Aus diesem Grund wurden die umweltrelevanten Aspekte des Verfahrens herausgearbeitet, die Thematik mit Fachbehörden erörtert und ergänzende ökotoxikologische Untersuchungen veranlasst. Zudem wurde durch ein Beweissicherungsprogramm die Grundwasserbeeinflussung während und nach der Herstellung der Bohrpfähle im Rahmen der Feldversuche untersucht.

1.2 Bentonitstützung von Bohrlöchern und Schlitten

Das Verfahren der Stützung von Bohrlöchern und Schlitten durch Bentonitsuspensionen wird in Deutschland seit Mitte des 20. Jahrhunderts angewendet und hat sich seitdem allgemein bewährt. Nach Herstellerangaben kommen in Deutschland jährlich ca. 10.000 t Bentonit in der Bohrpfahl- und Schlitzwandherstellung zum Einsatz.

Eine umfassende Darstellung des Prinzips der Flüssigkeitsstützung findet sich bei WALZ (1989) und TRIANTAFYLIDIS (2004). Bemessung und Ausführung sind in den in Tabelle 1.1 angegebenen Normen geregelt.

Tabelle 1.1: Normenübersicht

Norm	Titel	Jahr	Inhalt
DIN 4014	Bohrpfähle Herstellung, Bemessung und Tragverhalten	1990	u.a. Standsicherheit des offenen Bohrlochs (nur qualitativ) und Ausführung
DIN 4126	Ortbeton-Schlitzwände Konstruktion und Ausführung	1986	u.a. Standsicherheit des offenen Schlitzes (mit <u>rechnerischem Nachweis</u>) und Ausführung
E DIN 4126	Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden (zurückgezogene Entwurfsnorm)	2004	u.a. Standsicherheit des offenen Schlitzes (mit <u>rechnerischem Nachweis</u>) und Prüfverfahren für stützende Flüssigkeiten
DIN EN 1536	Bohrpfähle	1999	u.a. Standsicherheit des offenen Bohrlochs (nur qualitativ) und Ausführung
DIN-Fachbericht 129	Bohrpfähle	2005	u.a. ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1536
DIN EN 1538	Schlitzwände	2000	u.a. Hinweise zum Nachweis der Standsicherheit des offenen Schlitzes (mit Verweis auf eine mögliche rechnerische Nachweisführung) und Ausführung

Das deutsche Bemessungskonzept nach DIN 4126 (1986) bzw. E DIN 4126 (2004) für die Stützung mit Bentonitsuspensionen setzt eine Fließgrenze τ_F der Stützflüssigkeit voraus, welche eine Stagnation der Eindringung der Suspension in den angrenzenden Baugrund bewirkt. Die maximale Eindringlänge der Bentonitsuspension kann in Abhängigkeit von der hydraulischen Potentialdifferenz zwischen Stützflüssigkeit und ggf. anstehendem Grundwasser, der Fließgrenze der Suspension und der Korngrößenverteilung des Bodens mittels einer empirischen Formel oder eines Laborversuchs ermittelt werden. Ausgehend von dieser Eindringlänge wird dann die Standsicherheit des Bohrlochs oder des Schlitzes im Regelfall rechnerisch nachgewiesen. Hierbei wird unterschieden zwischen der Sicherheit gegen den Schlitz gefährdende Gleitflächen und der Sicherheit gegen Abgleiten von Einzelkörnern oder Korngruppen. Die entsprechenden Versagensmechanismen und Nachweise werden nachfolgend vorgestellt. Dabei werden bewusst charakteristische Werte verwendet. Bezüglich des einzuhaltenden Sicherheitsniveaus sei auf DIN 4126 (1986) bzw. E DIN 4126 (2004) verwiesen.

Sicherheit gegen den Schlitz gefährdende Gleitflächen

Dieser Nachweis wird im nachfolgenden Text auch kurz als Gleitflächennachweis bezeichnet. Betrachtet wird ein Bruchkörper nach Abbildung 1.1, der auf einer mit dem Winkel ϑ_a geneigten Gleitfläche abgleitet. Als treibende Kräfte wirken die Gewichtskraft G sowie eine Verkehrslast p . Gehalten wird der Bruchkörper zunächst durch die Reibungskraft Q in der Gleitfläche sowie durch die Schubkräfte T in den Seitenflächen. Eine Verkürzung der Schlitzlänge l_s erhöht infolge des zunehmenden Einflusses der Schubkräfte T die Standsicherheit. Als Differenz aus abtreibenden und haltenden Kräften wird die horizontale Erddruckkraft E_{ah} ermittelt. Ein Abgleiten des Bruchkörpers wird verhindert, wenn durch die stützende Flüssigkeit eine wirksame Stützkraft $S > E_{ah}$ auf den Bruchkörper übertragen wird.

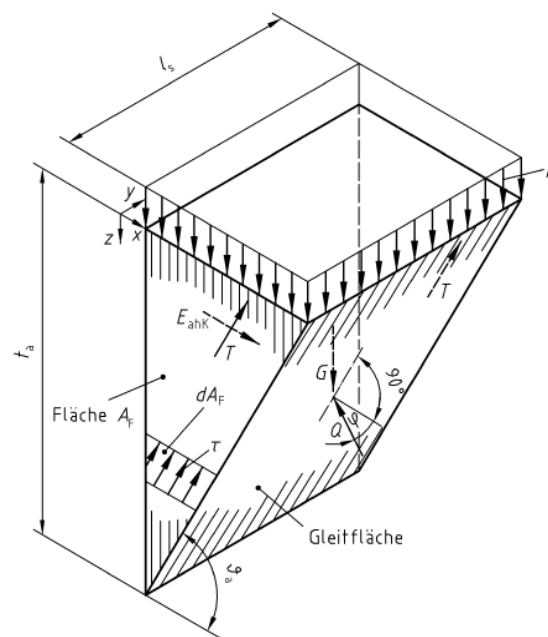


Abbildung 1.1: Bruchkörpermodell für einen Schlitz nach E DIN 4126 (2004)

Durch die Stützflüssigkeit der Wichte γ_F wird unabhängig vom Maß der Eindringung in die Schlitzumgebung eine Stützkraft auf den umliegenden Baugrund ausgeübt, welche der Differenz der hydrostatischen Druckkräfte der Stützflüssigkeit S_H und des Grundwassers W (Wichte γ_W) entspricht. Da jedoch in Abhängigkeit von der Eindringung der Stützflüssigkeit nur ein Teil dieser Stützkraft innerhalb des maßgebenden Bruchkörpers auf das Korngerüst übertragen wird, ist die wirksame Stützkraft S entsprechend zu reduzieren (Abbildung 1.2).

$$S = (S_H - W) \cdot \frac{A_S}{A} = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma_F \cdot h_1^2 - \frac{1}{2} \cdot \gamma_W \cdot h_2^2 \right) \cdot \frac{A_S}{A} \quad (1.1)$$

mit: A_S = Fläche 1-5-3-4-1 und A = Fläche 1-2-5-3-4-1 (h_1 und h_2 wie in Abbildung)

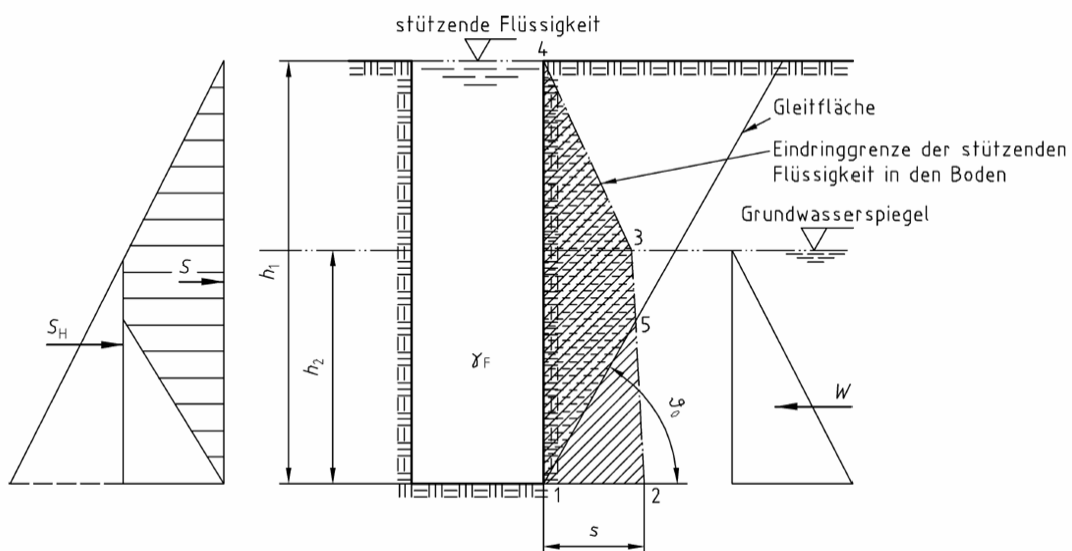


Abbildung 1.2: Ermittlung der wirksamen Stützkraft nach E DIN 4126 (2004)

Im Idealfall ist der Baugrund so feinkörnig, dass die Stützflüssigkeit gar nicht in ihn eindringt, sondern der Bentonit einen gering durchlässigen Filterkuchen an der Wandung ausbildet, durch den nur noch in begrenztem Umfang Filtratwasser gepresst wird. Es kann dann in der Wandung näherungsweise der volle hydrostatische Differenzdruck zwischen der Stützflüssigkeit und dem Grundwasser als Stützdruck in Ansatz gebracht werden.

Im radialsymmetrischen Anwendungsfall (Bohrloch) steigt beim Gleitflächennachweis der Aufwand zur Ermittlung des Erddrucks, sofern die Abminderung durch die räumliche Wirkung mit erfasst werden soll. Hierzu kann z.B. auf die modifizierte Elementscheibentheorie nach WALZ / HOCK (1987) zurückgegriffen werden oder der Nachweis vereinfachend für einen kurzen Schlitz geführt werden.

Sicherheit gegen Abgleiten von Einzelkörnern oder Korngruppen

Der Nachweis wird nachfolgend auch kurz als Einzelkornnachweis bezeichnet. Es ist nachzuweisen, dass die vorderen Körner in der anstehenden Erdwand gehalten werden. Diese Körner oder Korngruppen werden durch die horizontale Strömungskraft $i \cdot \gamma_F \cdot V$ gegen die Wand gedrückt. Die Strömungskraft ist eine Massenkraft, welche infolge des Potentialgradienten (oder hydraulischen Gradienten) i auf das Volumen V der betrachteten Körner wirkt. (Bei einer Bentonitsuspension, die aufgrund ihrer Fließgrenze auch Schubkräfte übertragen kann, ohne dass eine Strömung vorliegt, wirkt diese Massenkraft auch noch im Übergang zum Stagnationszustand.)

Durch die horizontale Strömungskraft wird eine aufwärts gerichtete Reibungskraft mobilisiert, die größer sein muss als die Gewichtskraft des Bodenvolumens unter dem Auftrieb der Stützflüssigkeit (Wichte γ''), damit ein Abgleiten der Körner unterbunden wird:

$$\underbrace{i \cdot \gamma_F \cdot V}_{\text{Strömungskraft}} \cdot \tan \varphi \geq \underbrace{\gamma'' \cdot V}_{\text{Gewichtskraft}} \quad \text{mit: } i = \frac{\Delta u}{l} = \frac{\Delta p / \gamma_F}{l} \quad (1.2)$$

Reibungskraft

Dabei sind φ der Reibungswinkel des Bodens sowie Δu die Potentialdifferenz und Δp die Druckdifferenz über die Eindringlänge. Die Eindringlänge wird hier und nachfolgend stets mit l bezeichnet (s in Abbildung 1.2).

Wenn die Strömungskraft nicht ausreicht, um die vordersten Körner am Abgleiten zu hindern, kann ein kontinuierliches Herauslösen von Körnern aus der Wand einsetzen, das zu einem sukzessiven Einsturz des Schlitzes führt. Sofern nur eine einzelne Schicht instabil ist, kann dies ggf. in Kauf genommen werden, da der Schlitz dann lediglich lokal etwas aufgeweitet wird, bis sich in der betroffenen Zwischenschicht durch das Abgleiten von Körnern eine weniger steile und dadurch stabile Böschung eingestellt hat.

1.3 Anwendung von Polymerlösungen als Stützflüssigkeiten

Ebenso wie Bentonitsuspensionen wurden auch die Polymerlösungen aus der Erdölindustrie übernommen. Nach Firmeninformationen (KB INTERNATIONAL LLC, 2002) wurden in den USA bereits in den frühen 1970er Jahren Versuche unternommen, Bohrlöcher mit Carboxymethylcellulosen (CMC) zu stützen. Die jeweils vorliegenden Baugrundverhältnisse und verwendeten Polymerkonzentrationen sind nicht genau bekannt. Offenbar kam es aber zu Problemen, insbesondere aufgrund zu hoher Verluste an Stützflüssigkeit in den anstehenden Boden. Außerdem wurden Versuche mit Guargummi und Xanthan sowie seit den 1980er Jahren mit Polyacrylamid unternommen. Polyacrylamid hatte sich zuvor schon in der Erdölindustrie bewährt, da es – anders als etwa Bentonit – wirkungsvoll ein Quellen von Tonen bzw. Tonschiefern unterbinden kann und somit bei Tiefbohrungen ein Verklemmen des Bohrgestänges verhindert.

Eine Vielzahl an Projekten gab es im ost- und südostasiatischen Raum, wo zumeist relativ feinkörnige Böden den Einsatz des Verfahrens erleichterten. Seit den 1990er Jahren wurden polymere

Stützflüssigkeiten zunehmend auch im europäischen Ausland eingesetzt (BUSTAMANTE ET AL., 1998; WHEELER, 2003; KB INTERNATIONAL LLC, 2004).

In Deutschland konnten nur zwei Projekte recherchiert werden, bei denen eine reine Polymerstützung zum Einsatz kam (je einmal für Bohrpfähle und eine Schlitzwand). Aufgrund von aufgetretenen Schwierigkeiten wurde dann allerdings in beiden Fällen auf Bentonitstützung umgestellt. Einige der in Deutschland marktüblichen Bentonitprodukte enthalten Polymere zur Verbesserung ihrer Eigenschaften (z.B. mit einem Massenanteil von 10 kg Polymer je 1 t Bentonit). Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurden jedoch ausschließlich reine Polymerlösungen betrachtet und keine polymermodifizierten Bentonite.

Der wichtigste Unterschied zwischen polymeren Stützflüssigkeiten und Bentonitsuspensionen im Hinblick auf das Stützverhalten besteht darin, dass die polymeren Stützflüssigkeiten i.d.R. über keine oder nur eine sehr geringe Fließgrenze verfügen und somit theoretisch unendlich weit in den Baugrund eindringen, da keine Stagnation der Strömung eintritt. Das Bemessungskonzept der DIN 4126 ist damit nicht anwendbar, da sich eine Standsicherheit in keinem Fall nachweisen ließe. STEINHOFF (1993) leitete in seiner Arbeit daher einen zeitabhängigen Standsicherheitsnachweis ab. Dieser basiert auf der Tatsache, dass auch durch die auf das Korngerüst dynamisch übertragenen Schubkräfte (Strömungsmassenkräfte) eine hydraulische Stützung erfolgt, die jedoch mit zunehmender Standzeit des Bohrlochs oder des Schlitzes geringer wird, da in Analogie zu Abbildung 1.2 der innerhalb eines kritischen Gleitkörpers übertragene Anteil der Stützkraft (Gleitflächennachweis) bzw. der hydraulische Gradient (Einzelkornnachweis) mit zunehmender Eindringung der Stützflüssigkeit abnehmen.

Wesentliche Grundlage dieser Art der Nachweisführung ist daher eine hinreichend abgesicherte Kenntnis über das Strömungsverhalten der Stützflüssigkeit, das deshalb im Zentrum dieses Forschungsvorhabens stand. Ergänzende Ausführungen zum Thema Bemessung finden sich in Kapitel 7 dieses Berichts.

Eingang in das deutsche Normenwerk hat das STEINHOFF-Konzept bislang nicht gefunden. In der zwischenzeitlich wieder zurückgezogenen deutschen Entwurfsnorm E DIN 4126 (2004) war vermerkt:

„[...] gilt nicht für Wände, die in trockenen oder mit polymeren Lösungen gestützten Schlitzten erstellt werden.“

Eine Recherche nach entsprechenden nationalen Normen im europäischen Ausland blieb ergebnislos, da es dort offenbar selbst für Bentonitsuspensionen bislang kein rechnerisches Bemessungsverfahren gibt und stattdessen teilweise auf die deutsche DIN 4126 zurückgegriffen wird. Üblicherweise wird im Ausland aber entweder nach Erfahrungswerten geplant oder es werden Probebohrlöcher bzw. -schlitze hergestellt.

Die europäische Ausführungsnorm für Schlitzwände DIN EN 1538 (2000) enthält folgenden Hinweis:

„Im Fall der Polymerlösungen rührt die Wirkung hauptsächlich von der Eindringung der Flüssigkeit in den Boden her. Die Eindringtiefe, die im Verlauf der Zeit zunimmt, ist bei schluffigen oder sandigen Böden beträchtlich; bei tonhaltigen Böden bleibt sie gering.“

Während die Norm für die Bestimmung der Standsicherheit des Schlitzes allgemein Versuchsschlitzte, Nachweise auf der Grundlage vorhandener Erfahrung oder rechnerische Standsicherheitsnachweise zulässt, wird für polymere Stützflüssigkeiten gefordert:

„Polymerlösungen, möglicherweise mit Bentonitzusatz, dürfen als stützende Flüssigkeiten aufgrund früherer Erfahrung unter ähnlichen oder schlechteren geotechnischen Bedingungen oder nach Versuchsschlitzten im Maßstab 1:1 auf der Baustelle verwendet werden. Aus früherer Erfahrung darf mit Hilfe von Laborversuchen oder theoretischen Überlegungen angemessen extrapoliert werden.“

Der letzte Satz lässt zwar einen gewissen Spielraum für eine rechnerische Nachweisführung zu, allerdings darf bezweifelt werden, dass ein solches Vorgehen ohne eine entsprechende normative oder wissenschaftliche Vorlage großen Zuspruch in der Baupraxis findet.

Dabei verspricht die Verwendung von Polymerlösungen in der Gegenüberstellung zu Bentonitsuspensionen zahlreiche Vorteile, die nachfolgend aufgeführt sind (u.a. nach BERESFORD ET AL., 1989; MAJANO / O'NEILL, 1993; ATA / O'NEILL, 1998; WHEELER, 2003 sowie mündlichen Informationen und Erfahrungen aus eigenen Baustellenbesuchen in Kanada und den USA):

- **Hauptvorteil 1: vereinfachter Bauablauf.** Die Polymerlösungen erfordern kein hochtouriges Anmischen und keine Quellzeit sowie normalerweise – als Konsequenz aus der fehlenden Fließgrenze – auch keine Separierungsanlage (stattdessen nur ein Absetzbecken), was sich insbesondere auch positiv auf den innerstädtisch häufig kritischen Platzbedarf für die Baustelleneinrichtung auswirkt.
- **Hauptvorteil 2: geringere Entsorgungskosten.** Dieser Punkt wird insbesondere in Veröffentlichungen aus den USA vielfach genannt, da dort die relevanten Polymere meist als unbedenklich angesehen werden. Ob dieser Vorteil auch in Deutschland greifen kann, muss sich erst noch zeigen. Die Untersuchungen zur Umweltverträglichkeit der Polymerprodukte einschließlich der Untersuchungen des Bohrguts im Rahmen der Feldversuche (vgl. Kapitel 8) sollten einen Beitrag zu dieser Fragestellung leisten. Ein Vorteil der Polymerstützung ist allerdings, dass die Konsistenz des Bodenaushubs höher und damit für eine Entsorgung günstiger ist als die von mit Bentonitsuspension vermischem Boden.

Die beiden Hauptvorteile führen dazu, dass sich trotz der verhältnismäßig hohen Stoffkosten für Polymere (beispielsweise Faktor 2, wenn ein gegenüber Bentonit ca. 30-fach teureres Polymerprodukt in einer Konzentration benötigt wird, die bei 1/15 der sonst erforderlichen Bentonitkonzentration liegt) auch ein wirtschaftlicher Vorteil ergeben kann. In eine detaillierte Wirtschaftlichkeitsbetrachtung wären zahlreiche Faktoren wie z.B. Anteil der Baustelleneinrichtung an den Herstellkosten, Kosten für Transporte, Energie, Entsorgung etc. einzubeziehen, so dass dies den ausführenden Unternehmen überlassen bleiben sollte. Die Fülle der Projektbeispiele im Ausland, bei denen Polymere trotz der Verfügbarkeit von Bentonit vorgezogen wurden, lassen jedenfalls das Vorhandensein wirtschaftlicher Anreize vermuten.

Weiterhin wurden folgende Vorteile der Polymerstützung genannt:

- Einige Polymerlösungen zeigen im Vergleich zu Bentonitsuspensionen eine geringere Empfindlichkeit gegenüber dem Elektrolytgehalt des Anmischwassers (MAJANO / O'NEILL, 1993; CLARKE / LAWSON, 2005).
- Umweltbilanz: Die Frage nach der Umweltverträglichkeit der in den Baugrund eindringenden Polymerlösungen wird in Kapitel 8 diskutiert. Unstrittig ist aber, dass Polymere im Vergleich zu Bentonit einen geringeren Energieverbrauch bei der Anlieferung, beim Anmischen und bei der Separierung sowie einen geringeren Ressourcenverbrauch erfordern.
- Eine zu starke Filterkuchenbildung kann bei der Stützung mit Bentonitsuspensionen die Mantelreibung des späteren Pfahls nachteilig beeinflussen. Dies ist bei der Verwendung polymerer Stützflüssigkeiten generell ausgeschlossen.
- Die polymere Stützflüssigkeit lädt sich aufgrund der fehlenden Fließgrenze im Bohrloch nur in geringem Maß mit Feinteilen auf, so dass z.B. ein Betonieren ohne vorheriges Austauschen der Stützflüssigkeit stets möglich ist. Lediglich sehr feine Bodenpartikel sinken aufgrund der hohen Viskosität der Stützflüssigkeit nur recht langsam ab.
- Einige Polymere verhindern effektiv ein Quellen beim Bohren freigelegter Tonformationen (LIKOS ET AL., 2004; KB INTERNATIONAL LLC, 2004).
- Ein Bohren mit kurzer Bohrschnecke statt – wie bei Bentonitstützung üblich – mit Bohreimer soll möglich sein, da der polymerbenetzte Aushub besser auf der Schnecke liegen bleibt als mit Bentonitsuspension vermischter Aushub. Beide Bohrwerkzeuge wurden im Rahmen der Feldversuche eingesetzt (siehe Kapitel 6).

Den genannten Vorteilen stehen die Forderungen nach einer sicheren Beherrschung der Stützwirkung und dem Nachweis der Umweltverträglichkeit gegenüber. Hinzu kommen offene Fragen nach verfahrensbedingten Einflüssen auf die Betonqualität oder die Qualität des Verbunds zwischen Beton und Bewehrung, die jedoch im Rahmen dieser Forschung nicht im Detail untersucht werden konnten.

2 Chemische Grundlagen und untersuchte Produkte

2.1 Chemische Grundlagen

Nach BENEDIX (2003) bestehen Polymere aus Makromolekülen, deren Molekülaufbau durch wiederholte Aneinanderreihung bestimmter Struktureinheiten bzw. -bausteine beschrieben werden kann.

Die Polymere können nach ihrer Herstellung unterteilt werden in

- Biopolymere,
- halb-synthetische Polymere (durch Umwandlung makromolekularer Naturstoffe hergestellt) und
- voll-synthetische Polymere.

Die polymeren Stützflüssigkeiten sind aus chemischer Sicht kolloidale Lösungen, da die gelösten Teilchen (Polymermoleküle) viel größer sind als die Lösungsmittelteilchen (Wassermoleküle). Hergestellt werden diese Lösungen auf der Baustelle oder im Labor durch Mischen der als Pulver, Granulat, Emulsion oder in wässriger Lösung vorliegenden Polymere mit Wasser.

Die Abhängigkeit der Viskosität polymerer Lösungen von der Scherrate (vgl. Kapitel 3) kann vereinfachend erklärt werden durch die Tatsache, dass sich bei höheren Scherraten die steifen Polymerketten zunehmend parallel ausrichten und so der innere Widerstand gegen die Scherverformung abnimmt (SORBIE, 1991 und STEINHOFF, 1993). SORBIE führt aus, dass die Zusammenhänge zwischen Polymerstruktur und Viskosität tatsächlich äußerst komplex, teilweise in der Fachwelt umstritten und auch nicht von Polymer zu Polymer übertragbar sind.

Polymere können thermisch, biologisch oder mechanisch zerstört oder zumindest geschädigt werden. Von Bedeutung ist für die betrachtete Anwendung insbesondere eine mögliche mechanische Schädigung durch große Scherbeanspruchungen der Polymerlösungen. Diese können aufgrund der relativ geringen Fließgeschwindigkeiten beim Eindringen in den Baugrund zwar ausgeschlossen werden, nicht aber beim Anmischen und Pumpen der Stützflüssigkeiten. Entsprechende Untersuchungen zu den Anmischbedingungen wurden daher ausgeführt (siehe Abschnitt 5.5).

2.2 Untersuchte Produkte

Es wurden bei Labor- und Feldversuchen vier marktübliche Produkte eingesetzt, von denen drei von der Firma Süd-Chemie AG und eines von der US-amerikanischen Firma KB International LLC zur Verfügung gestellt wurden. Alle vier Produkte wurden als Sackware in pulvriger bzw. granularer Form geliefert. Tabelle 2.1 zeigt eine Übersicht der untersuchten Polymertypen. Die Produktnamen werden hier genannt, um eine eindeutige Zuordnung der Versuchsergebnisse zu gewährleisten. Die Produkte stehen aber grundsätzlich stellvertretend für die jeweiligen Polymertypen, weshalb im Text nachfolgend nur noch die Namen dieser Polymertypen bzw. meist die entsprechenden in

Tabelle 2.1 grau hinterlegten Abkürzungen verwendet werden. Abbildung 2.1, Abbildung 2.3, Abbildung 2.5 und Abbildung 2.7 zeigen die Polymere jeweils im Lieferzustand und als wässrige Lösungen.

Tabelle 2.1: Übersicht der untersuchten Produkte

Stoffname	Produktname	Abkürzung	Verwendung
Polyacrylamid (anionisch)	SC MUD P	PAA	Labor + Feldversuche
Carboxymethylcellulose	SC VIS HV P	CMC	Labor + Feldversuche
Xanthan	SC X GUM	XAN	Labor + Feldversuche
Vinyl Polymer	KB SlurryShield FGP	VYP	Labor

Im Folgenden werden die einzelnen Polymertypen kurz beschrieben. (Die Beschreibungen der drei von der Süd-Chemie AG bezogenen Produkte wurden von der Firma selbst zur Verfügung gestellt.)

2.2.1 Polyacrylamid



Abbildung 2.1: Polyacrylamid (PAA)

Allgemeines

Polyacrylamid wird aus dem Monomer Acrylamid durch eine radikalische Polymerisation hergestellt. Man kennt Polyacrylamid in ungeladener, kationischer und – als Copolymer mit Acrylsäuren – auch in anionischer Modifikation. Polyacrylamid ist ein glasartiges hygroskopisches Material, das gut in Wasser löslich ist.

Struktur

Polyacrylamid ist ein lineares Polymer, bei dem jedes zweite Kohlenstoffatom funktionalisiert ist. Funktionalisierung mit einer Amidogruppe ergibt das neutrale Polymer (siehe Abbildung 2.2), Quaternisierung der H_2N -Funktion führt zu kationischem Polyacrylamid. Die Molmassen variieren in einem weiten Bereich und erreichen Werte bis zu $8 \cdot 10^6$ g/mol.

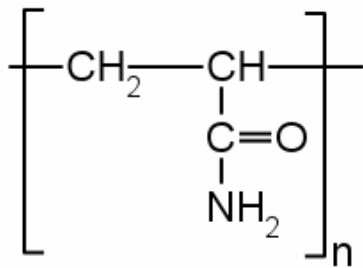


Abbildung 2.2: Strukturformel Polyacrylamid

Verwendung

Polyacrylamide werden überwiegend als Flockungsmittel bei der Abwasser- und Trinkwasseraufbereitung sowie in der Papierindustrie verwendet. Weitere Anwendungen sind die Gelbildung in der Kosmetikindustrie und die Gelelektrophorese.

2.2.2 Carboxymethylcellulose



Abbildung 2.3: Carboxymethylcellulose (CMC)

Allgemeines

Carboxymethylcellulose (CMC) wird durch Umsetzung von Alkalicellulose mit Monochloressigsäure hergestellt. Hierbei werden die freien Hydroxyleinheiten der Cellulosekette nur teilweise substituiert (Abbildung 2.4). Die Cellulosestruktur bleibt bei dem Prozess vollständig erhalten. CMC ist als Lebensmittelzusatzstoff (E 466) zugelassen.

Struktur

Carboxymethylcellulose ist ein unverzweigtes Polysaccharid, das aus mehreren hundert bis zehntausend β -(1,4)-verknüpften Glucoseeinheiten besteht. Ein Teil der Hydroxylgruppen der Glucose-ringe ist chemisch durch Carboxymethylgruppen funktionalisiert. CMC ist ein farbloses Pulver bzw. Granulat mit Molmassen zwischen $4 \cdot 10^4$ g/mol und $1 \cdot 10^6$ g/mol. CMC ist in wässrigen Alkalien gut löslich.

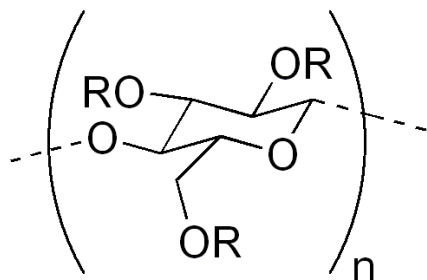


Abbildung 2.4: Strukturformel Carboxymethylcellulose

Verwendung

CMC wird überwiegend in Waschmitteln als Schmutzträger eingesetzt, als Tablettensprengmittel, als Verdicker für Salben und Zahncremes, als Bohrspülmittel in der Erdölgewinnung sowie als Additiv bei der Papierherstellung. Die hauptsächlichen Anwendungen im Lebensmittelbereich sind die Verdickung von Suppen und Soßen sowie die Emulgierung und Stabilisierung von Speiseeis, Milch- und Fruchtgetränken.

2.2.3 Xanthan



Abbildung 2.5: Xanthan (XAN)

Allgemeines

Xanthan ist ein natürliches Verdickungsmittel, das mit Hilfe von Bakterien der Gattung *Xanthomonas* aus Zuckern gewonnen wird. Es ist als Lebensmittelzusatzstoff (E 415) zugelassen.

Struktur

Xanthan ist ein Polysaccharid, dessen Hauptkette aus β -(1,4)-verknüpften Glucoseeinheiten gebildet wird (Abbildung 2.6). Jede zweite Glucoseeinheit trägt eine Seitenkette aus zwei Mannoseeinheiten und einer Glucuronsäureeinheit. Das Polymer hat Molmassen um $2 \cdot 10^6$ g/mol und liegt in Einfach-, Doppel- oder Dreifachhelix vor. Xanthan ist ein weißes Pulver und in Wasser gut löslich.

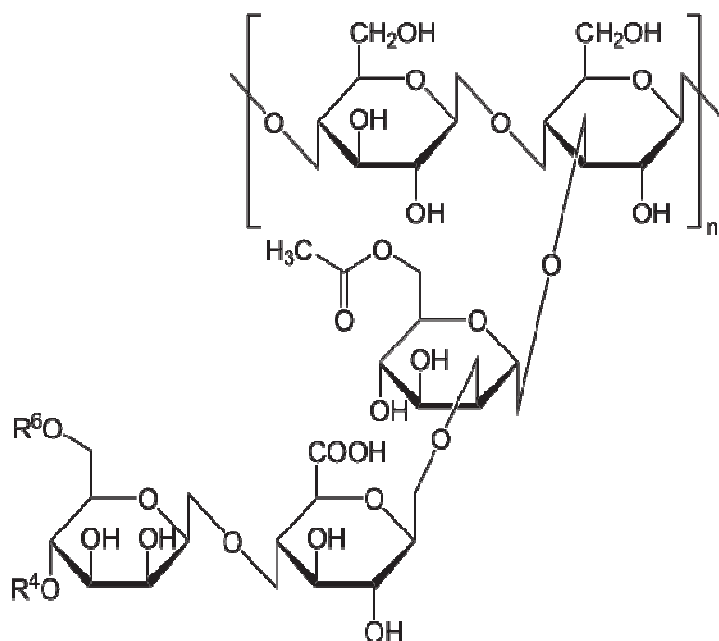


Abbildung 2.6: Strukturformel Xanthan

Verwendung

Xanthan quillt in wässriger Lösung und bedingt eine starke Viskositätserhöhung. Es wird daher als Verdickungsmittel in der Lebensmittelindustrie (Milchprodukte, Ketchup, Senf etc.), der Kosmetikindustrie (Shampoos, Zahnpasta) und in verschiedenen anderen Industriebereichen (Silicatfarben, Klebstoffe, Papierherstellung, Tinten usw.) eingesetzt.

2.2.4 Vinyl Polymer



Abbildung 2.7: Vinyl Polymer (VYP)

Dieses Produkt wird in den USA und weltweit vielfach als Stützflüssigkeit im Spezialtiefbau eingesetzt und unterscheidet sich im Verhalten von den zuvor beschriebenen Polymeren, weshalb eine Einbeziehung dieses Produkts in die Laboruntersuchungen als sinnvoll angesehen wurde.

Die Bezeichnung „Vinyl Polymer“ ist aus chemischer Sicht nur ein Sammelbegriff für eine Vielzahl von Stoffen. Genauere Spezifikationen zum Produkt waren jedoch nicht zugänglich, weshalb das Produkt auch nicht im Rahmen der Feldversuche eingesetzt werden konnte. Nach Firmenangaben ist dieses Produkt eine Kombination aus mehreren Polymeren (Copolymer). Diese Tatsache kann unter Umständen auch erklären, weshalb in den durchgeführten Laboruntersuchungen (siehe Kapitel 5) teilweise ein augenscheinlich inhomogenes Verhalten der Polymerlösungen zu beobachten war.

3 Theorie der Strömung von Polymerflüssigkeiten in porösen Medien

In diesem Kapitel werden die theoretischen Grundlagen zur Beschreibung der Eindringung polymerer Stützflüssigkeiten in den ein Bohrloch oder einen Schlitz umgebenden Baugrund zusammengestellt. Während aus dem Bereich des Bauingenieurwesens nur wenig Literatur zu dieser Thematik vorhanden ist, steht aus anderen Fachbereichen – speziell dem Chemieingenieurwesen – eine Fülle von Publikationen zur Verfügung. Zahlreiche Forschungsvorhaben wurden etwa im Zusammenhang mit dem wirtschaftlich bedeutenden Polymerfluten, einem Verfahren zur Erhöhung der Ausbeute bei Erdöllagerstätten, initiiert.

Die hier vorgestellten Modelle sollen einerseits eine qualifizierte Auswertung der Ergebnisse aus Labor- und Feldversuchen ermöglichen und die Grundlage für die in Kapitel 7 diskutierten Möglichkeiten der Bemessung bilden. Andererseits gehen die Ausführungen teilweise bewusst über die reine Darstellung von in der Praxis nutzbaren Gleichungen hinaus, weil die Recherche nach fachfremder Literatur für Planende und Ausführende mit einem hohen Aufwand verbunden wäre, die Ergänzungen aber das Verständnis der Modelle und ihrer Einschränkungen fördern.

3.1 Rheologische Modelle

Als Rheologie wird die Lehre vom Deformations- und Fließverhalten der Stoffe bezeichnet. Normative Festlegungen enthält insbesondere DIN 1342 (2003) „Viskosität“ (Teil 1: „Rheologische Begriffe“, Teil 2: „Newtonsche Flüssigkeiten“, Teil 3: „Nicht-newtonsche Flüssigkeiten“). Rheologische Eigenschaften werden mit Verfahren der Rheometrie bestimmt (siehe Abschnitt 3.2). Die nachfolgend dargestellten rheologischen Modelle beziehen sich üblicherweise auf einfache Scherströmungen (Abbildung 3.1) und lassen sich nur anhand von vereinfachenden Modellvorstellungen (z.B. Röhrenmodell für poröse Medien, siehe Abschnitt 3.4) auf komplexe Strömungen übertragen.

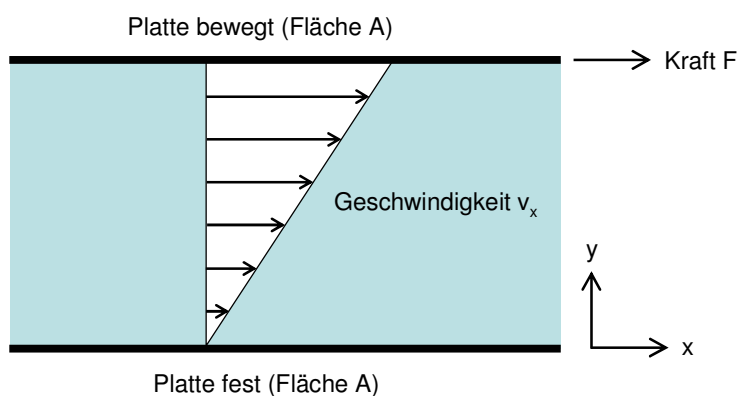


Abbildung 3.1: Einfache Scherströmung

In der Rheologie wird das Verhältnis der zwischen einzelnen Fluidschichten übertragenen Schubspannungen τ zur Scherrate (= Geschwindigkeitsgradient) $\dot{\gamma}$ als Viskosität η bezeichnet:

$$\eta = \frac{\tau}{\dot{\gamma}} \quad (3.1)$$

Die SI-Einheit für die Viskosität ist die Pascal-Sekunde ($\text{Pa} \cdot \text{s}$), häufig werden aber auch die Einheiten Poise ($1 \text{ P} = 0,1 \text{ Pa} \cdot \text{s}$) oder Centipoise ($1 \text{ cP} = 1 \text{ mPa} \cdot \text{s}$) verwendet. Eine gewisse Verwechslungsgefahr besteht zwischen der dynamischen Viskosität η und der kinematischen Viskosität ν , welche als Quotient aus dynamischer Viskosität und Dichte eines Fluids definiert ist. In Übereinstimmung mit DIN 1342-1 (2003) wird nachfolgend ausschließlich die Bezeichnung Viskosität verwendet, wobei stets die dynamische Viskosität gemeint ist.

3.1.1 Newtonsche Fluide

Newtonsche Fluide zeichnen sich durch eine scherratenunabhängige Viskosität aus. Für die dargestellte ebene Scherströmung (Abbildung 3.1) folgt daraus:

$$\eta = \frac{\tau}{\dot{\gamma}} = \frac{\frac{F}{A}}{\frac{dv_x}{dy}} = \text{const.} \quad (3.2)$$

Zu den newtonschen Fluiden zählen u.a. Wasser und viele Öle.

3.1.2 Nicht-newtonsche Fluide

Nicht-newtonsche Fluide lassen sich grob in zwei Klassen einteilen:

- reinviskose Fluide
- sonstige nicht-newtonsche Fluide

Reinviskose Fluide (in der Literatur auch als GNF = generalized Newtonian fluids bezeichnet) weisen als einziges nicht-newtonsches Merkmal eine funktionale Abhängigkeit zwischen Scherrate und Viskosität auf:

$$\eta = f(\dot{\gamma}) \quad (3.3)$$

Komplexere nicht-newtonsche Fluide zeichnen sich z.B. durch visko-elastisches, plastisches oder thixotropes Verhalten aus (siehe nachfolgend). Eine häufig verwendete Darstellungsform für rheologische Modelle sind Scherraten-Schubspannungs-Diagramme („Fließkurven“, vgl. Abbildung 3.2). Aus diesen abgeleitet werden Scherraten-Viskositäts-Diagramme („Viskositätskurven“).

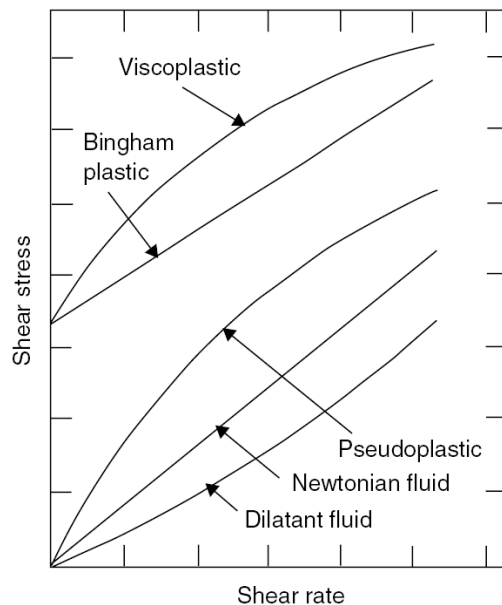


Abbildung 3.2: Rheologische Klassifikation („Fließkurven“) von Fluiden nach CHHABRA (2007)

3.1.2.1 Strukturviskoses Verhalten

Die Mehrzahl der reinviskosen nicht-newtonschen Fluide zeigt ein strukturviskoses Verhalten, das auch als pseudoplastisch bezeichnet wird (siehe Abbildung 3.2). Hierunter versteht man einen unterproportionalen Anstieg der Schubspannungen bei steigender Scherrate, was einem Abfall der Viskosität entspricht. Nachfolgend werden mit dem Ostwald-de Waele-Modell, dem Carreau-Modell und dem Ellis-Modell drei der gebräuchlichsten mathematischen Beschreibungen für strukturviskoses Verhalten vorgestellt.

Ostwald-de Waele-Modell

Dieses ist das am häufigsten verwendete nicht-newtonsche Modell (z.B. DARLEY / GRAY, 1988; SORBIE, 1991; DARBY, 1996; CHHABRA, 2007). Die Funktionalität zwischen Scherrate und Viskosität wird durch ein Potenzgesetz mit den Parametern K und m beschrieben. In der englischsprachigen Literatur sind daher die Bezeichnungen „Power Law“ bzw. „Power Law Fluid“ gebräuchlich.

$$\eta(\dot{\gamma}) = K \cdot \dot{\gamma}^{m-1} \quad \text{bzw.} \quad \tau(\dot{\gamma}) = K \cdot \dot{\gamma}^m \quad (3.4)$$

Diese Darstellung von Gleichung (3.4) ist nicht einheitentreu, aber in der Literatur so üblich. Folgende Einheiten werden angenommen: m [-], K [Pa · s], $\dot{\gamma}$ [s⁻¹], η [Pa · s] und τ [Pa]. Gleiches gilt sinngemäß auch für die nachfolgenden Modelle.

SORBIE (1991) nennt Schwächen dieses Modells bei sehr hohen und bei sehr niedrigen Scherraten. Die Viskosität steigt ins Unendliche, wenn die Scherrate gegen Null geht, und umgekehrt. Abbildung 3.3 zeigt zur Veranschaulichung exemplarische Viskositätskurven dieses Modells.

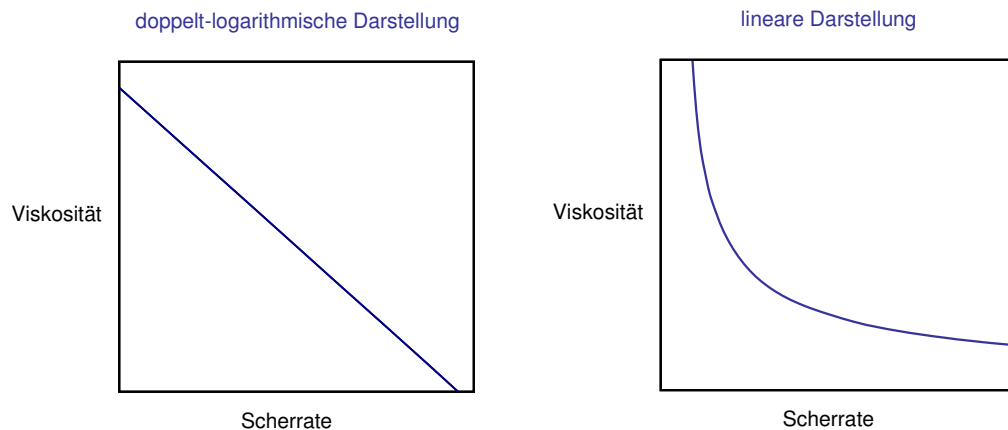


Abbildung 3.3: Viskositätskurven Ostwald-de Waele-Modell

Carreau-Modell

Ein höherwertiges Modell ist das von Carreau (SORBIE, 1991). Dieses Modell mit den vier Parametern m_C , λ , $\eta_{0,C}$ und η_∞ definiert zwei Bereiche mit konstanten („newtonschen“) Viskositäten: eine Minimalviskosität ($\eta_{0,C}$) und eine Maximalviskosität (η_∞), die typischerweise im Bereich der Lösungsmittelviskosität liegt. Dadurch werden die zuvor genannten Schwächen des Ostwald-de Waele-Modells vermieden.

Übliche Darstellung:

$$\frac{\eta(\dot{\gamma}) - \eta_\infty}{\eta_{0,C} - \eta_\infty} = \left[1 + (\lambda \cdot \dot{\gamma})^2 \right]^{(m_C - 1)/2} \quad (3.5)$$

Aufgelöst nach der Viskosität bzw. Schubspannung:

$$\eta(\dot{\gamma}) = \eta_\infty + (\eta_{0,C} - \eta_\infty) \cdot \left[1 + (\lambda \cdot \dot{\gamma})^2 \right]^{(m_C - 1)/2}$$

$$\text{bzw.} \quad \tau(\dot{\gamma}) = \dot{\gamma} \cdot \left(\eta_\infty + (\eta_{0,C} - \eta_\infty) \cdot \left[1 + (\lambda \cdot \dot{\gamma})^2 \right]^{(m_C - 1)/2} \right)$$

Ellis-Modell

Eine Alternative zum Carreau-Modell ist das Ellis-Modell (SORBIE, 1991).

Übliche Darstellung:

$$\frac{\eta_0}{\eta(\dot{\gamma})} = 1 + \left(\frac{\tau(\dot{\gamma})}{\tau_{1/2}} \right)^{\alpha-1} \quad (3.6)$$

Aufgelöst nach der Viskosität:

$$\eta(\dot{\gamma}) = \frac{\eta_0}{1 + \left(\frac{\tau(\dot{\gamma})}{\tau_{1/2}} \right)^{\alpha-1}} = \frac{\eta_0}{1 + \left(\frac{\dot{\gamma} \cdot \eta(\dot{\gamma})}{\tau_{1/2}} \right)^{\alpha-1}}$$

(Eine explizite Darstellung nach der Schubspannung ist in diesem Fall nicht möglich.)

Bei diesem Modell wird auf das „newtonsche Plateau“ η_∞ (konstante Viskosität bei unendlich hoher Scherrate) zugunsten einer weniger komplexen Gleichung mit drei statt vier Parametern verzichtet. Da die Scherraten bei den hier behandelten Anwendungsfällen nicht im Bereich dieses oberen Plateaus liegen, entsteht hieraus kein Nachteil.

Der Parameter α entspricht dem Kehrwert von m beim Ostwald-de Waele-Modell, $\tau_{1/2}$ ist der Wert der Schubspannung bei $\eta = \eta_0 / 2$. In Abbildung 3.4 sind exemplarische Viskositätskurven für das Ellis-Modell dargestellt. Für $\dot{\gamma} \rightarrow 0$ folgt $\eta \rightarrow \eta_0$ ($\dot{\gamma} = 0$ ist auf einer logarithmischen Achse nicht darstellbar).

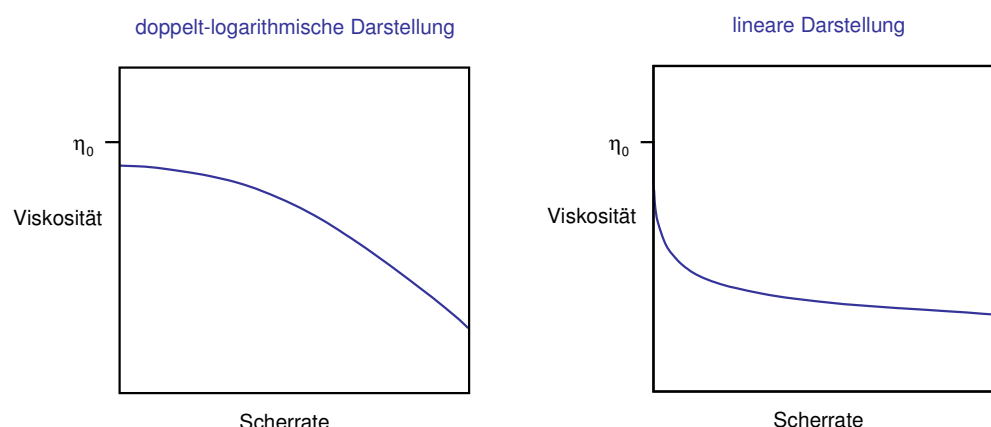


Abbildung 3.4: Viskositätskurven Ellis-Modell

3.1.2.2 Plastisches Verhalten

Ein plastischer Stoff verhält sich bei geringer Schubbeanspruchung wie ein starrer, elastischer oder visko-elastischer (vgl. Abschnitt 3.1.2.4) Festkörper, oberhalb einer als Fließgrenze bezeichneten Grenzscherubspannung hingegen wie ein Fluid (DIN 1342-3, 2003). Die Fließkurve eines solchen Stoffes kann oberhalb der Fließgrenze linear oder nichtlinear verlaufen. Nachfolgend wird für diese Stoffe ebenfalls vereinfachend der Begriff „Fluid“ verwendet, obwohl dies streng genommen nicht korrekt ist. Zwei der am häufigsten verwendeten Modelle für plastisches Verhalten stellt CHHABRA (2007) vor:

Bingham-Modell

$$\eta(\dot{\gamma}) = \frac{\tau_B}{\dot{\gamma}} + \eta_B \quad \text{bzw.} \quad \tau(\dot{\gamma}) = \tau_B + \eta_B \cdot \dot{\gamma} \quad \text{für} \quad \tau > \tau_B \quad (3.7)$$

$$\eta \rightarrow \infty \quad \text{und} \quad \dot{\gamma} = 0 \quad \text{für} \quad \tau < \tau_B$$

(mit Bingham-Fließgrenze τ_B und „Bingham-Viskosität“ η_B)

Das Bingham-Modell beschreibt einen Stoff, der sich unterhalb der Fließgrenze wie ein starrer Festkörper und oberhalb der Fließgrenze wie ein reinviskoses Fluid verhält.

Herschel-Bulkley-Modell

$$\eta(\dot{\gamma}) = \frac{\tau_H}{\dot{\gamma}} + K_H \cdot \dot{\gamma}^{m_H-1} \quad \text{bzw.} \quad \tau(\dot{\gamma}) = \tau_H + K_H \cdot \dot{\gamma}^{m_H} \quad \text{für} \quad \tau > \tau_H \quad (3.8)$$

(mit Herschel-Bulkley-Fließgrenze τ_H sowie m_H und K_H als weiteren Parametern)

$$\eta \rightarrow \infty \quad \text{und} \quad \dot{\gamma} = 0 \quad \text{für} \quad \tau < \tau_H$$

Das Herschel-Bulkley-Modell entspricht mit dem nicht-linearen Ast oberhalb der Fließgrenze einem plastischen Ostwald-de Waele-Modell.

Abbildung 3.5 zeigt exemplarische Viskositätskurven dieses Modells. In der doppelt-logarithmischen Darstellung sind zwei lineare Bereiche zu sehen. Im Bereich hoher Scherraten dominiert der Summand $K_H \cdot \dot{\gamma}^{m_H-1}$ der Viskositätsfunktion, im Bereich geringer Scherraten hingegen der Summand $\tau_H / \dot{\gamma}$. Dies ist besonders ausgeprägt, wenn der Exponent m_H nahe 1 liegt, das Herschel-Bulkley-Modell also in den Sonderfall des Bingham-Modells übergeht. In der linearen Darstellung ist kein wesentlicher Unterschied zum Ostwald-de Waele-Modell zu erkennen. Die Viskosität steigt mit sinkender Scherrate lediglich stärker an.

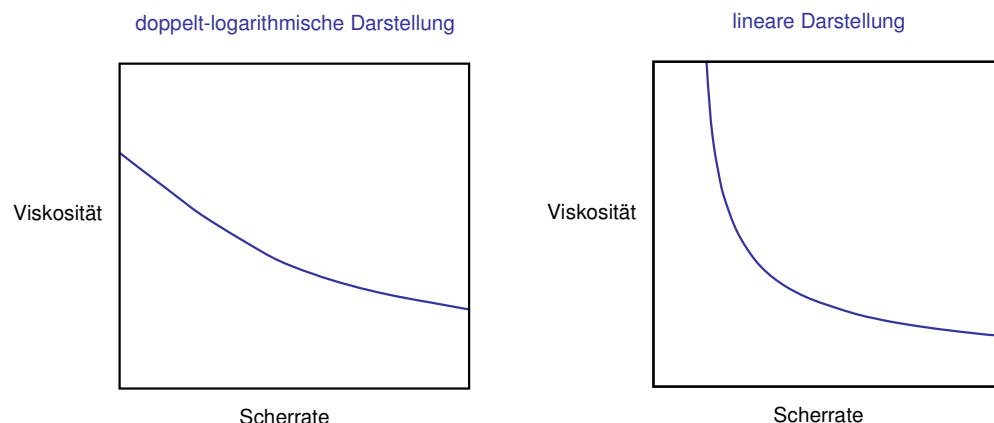


Abbildung 3.5: Viskositätskurven Herschel-Bulkley-Modell

3.1.2.3 Thixotropie

DIN 1342-3 (2003) definiert mit diesem Begriff ein zeitabhängiges Fließverhalten, bei dem die Viskosität infolge andauernder mechanischer Beanspruchung von einem Wert im Ruhezustand her gegen einen Endwert hin abnimmt und nach dem Ende der Beanspruchung wieder zunimmt. DIN 4127 (1986) bezeichnet den Anstieg der Fließgrenze bei Bentonitsuspensionen nach einer Ruhezeit als thixotrope Verfestigung und verwendet die Begriffe statische bzw. dynamische Fließgrenze für die jeweiligen Grenzzustände.

In DIN 1342-3 (2003) wird darauf hingewiesen, dass sich thixotropes Verhalten stets auch durch eine (entsprechend allgemein gewählte) Formulierung für visko-elastisches Verhalten (vgl. nachfolgender Abschnitt) beschreiben lässt. Dennoch ist es insbesondere im Zusammenhang mit Bentonitsuspensionen sinnvoll, von Thixotropie zu sprechen, weil das thixotrope Verhalten auf eine tatsächliche Strukturveränderung der Suspension zurückzuführen ist.

3.1.2.4 Visko-elastisches Verhalten

Eine Reihe von „Flüssigkeiten“ zeigen ein Verhalten, das sowohl viskose (also fluidartige) als auch elastische (feststoffartige) Anteile aufweist (siehe z.B. bei HEINZ, 2006 oder SORBIE, 1991). Setzt man einen solchen Stoff einer harmonisch oszillierenden Scherverformung aus (vgl. auch Anmerkungen in Abschnitt 3.2 zu oszillierenden Rheometer-Messungen), so wird die jeweils maximale Schubspannung weder bei der maximalen Scherung (wie bei einem elastischen Stoff zu erwarten) noch im Nulldurchgang der Scherung (d.h. bei maximaler Scherrate wie bei einem viskosen Fluid zu erwarten) gemessen.

Eine hilfreiche Modellvorstellung liefert das Maxwell-Modell, bei welchem eine linear elastische (hooksche) Feder und ein newtonscher Dämpfer (d.h. mit konstanter Viskosität) in Reihe geschaltet sind (vgl. Abbildung 3.6).

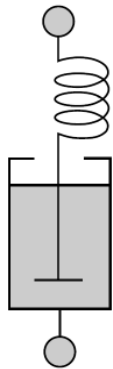


Abbildung 3.6: Maxwell-Modell (übernommen aus CHHABRA, 2007)

Charakteristisch ist, dass sich ein solches System bei Aufbringen einer konstanten Zugkraft (bzw. einer konstanten Schubkraft bei der Übertragung auf eine einfache Scherströmung) ausschließlich viskos verhält und bei abrupten Änderungen der Beanspruchung ausschließlich elastisch. Außerdem wird die nach einer aufgezwungenen Verformung zunächst in der Feder gespeicherte Energie allmählich über den Dämpfer dissipiert, so dass diese Verformung zu einem späteren Zeitpunkt nicht mehr oder nur noch teilweise reversibel ist.

Zu beachten ist, dass das Maxwell-Modell jedoch nur ein einfacher und sehr spezieller Fall eines visko-elastischen Stoffmodells ist, ein tieferer Einstieg in dieses Gebiet in Anbetracht der eigentlichen Zielsetzung des Forschungsvorhabens allerdings nicht zielführend erscheint.

SORBIE (1991) nimmt an, dass der Einfluss visko-elastischer Effekte auf Porenströmungen (vgl. Abschnitt 3.4.2) vernachlässigbar sei, solange der als Deborah-Zahl bezeichnete, dimensionslose Quotient aus der so genannten Relaxationszeit eines Fluids und der Verweilzeit innerhalb eines Teilabschnitts in einem Kanal variierenden Durchmessers klein bleibt.

3.1.2.5 Dehnaviskosität

Die bisherigen Betrachtungen zu rheologischen Modellen gingen stets von einer einfachen Scherströmung aus. Es existieren jedoch zahlreiche weitere Strömungsarten, von denen zumindest die einfache Dehnströmung noch erwähnt werden sollte. Bei dieser Strömung wird ein idealisierter Fluidfaden durch an den Enden des Fadens wirksame Normalspannungen wahlweise axial gestaucht oder gedehnt (vgl. Abbildung 3.7), während sich der Faden gleichzeitig – unter Annahme der Inkompressibilität des Fluids – radial ausdehnt oder einschnürt (BÖHME, 1981). In Analogie zur Scherströmung ist bei viskosen Fluiden anders als bei elastischen Feststoffen der Widerstand gegen diese Verformung nicht von der Dehnung sondern von der Dehnrates (Dehngeschwindigkeit) abhängig. Entsprechend kann eine Dehnaviskosität (auch als Trouton-Viskosität bezeichnet) definiert werden, die bei nicht-newtonschen Fluiden ebenso wie die zuvor behandelte Scherviskosität nicht konstant ist.

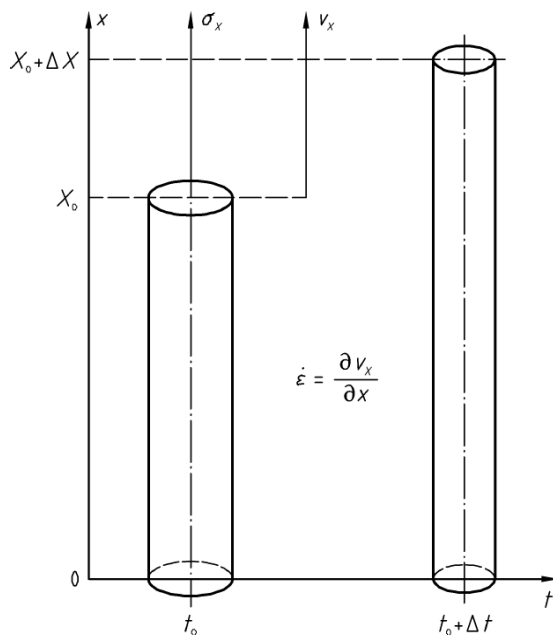


Abbildung 3.7: Dehnströmung (übernommen aus DIN 1342-3, 2003)

Bei den in Abschnitt 3.3 betrachteten stationären Strömungen in geraden Kapillaren handelt es sich um reine Scherströmungen. In einem realen, sich kontinuierlich aufweitenden bzw. verengenden Porenraum werden solche Scherströmungen aber von Dehnströmungen überlagert.

Bei SORBIE (1991) dargestellte Messergebnisse zeigen einen Einfluss der Dehnviskosität bei weit höheren Scherraten, als sie bei der Polymerstützung von Bohrlöchern und Schlitzwänden relevant sind (siehe Abschnitt 5.6.4). Allerdings wurden in den beschriebenen Versuchen ein anderes Polymer in etwas geringeren Konzentrationen sowie künstliche Kapillaren mit veränderlichen Querschnitten verwendet.

3.2 Rheometrie

Die Grundidee rheometrischer Messungen besteht darin, definierte Strömungsfelder (typischerweise mit Geschwindigkeiten in nur einer Koordinatenrichtung) zu erzeugen, um im Regelfall eine Abhängigkeit zwischen Scherrate und Schubspannung messen zu können. Beispiele für Rheometer sind das Kapillarviskosimeter oder Rotationsviskosimeter wie das Kegel-Platte-Viskosimeter und das Zylinder-Viskosimeter. (Als Viskosimeter werden Rheometer bezeichnet, mit denen ausschließlich eine Fließkurve aufgezeichnet werden kann). Beispiele für Zylinder-Viskosimeter sind das in der Tiefbohrbranche weit verbreitete Fann-Viskosimeter oder das im Rahmen der Laborversuche (Kapitel 5) verwendete Haake RV 1.

Abbildung 3.8 zeigt das Prinzip eines Zylinder-Viskosimeters. Die Messflüssigkeit im Spalt zwischen Innen- und Außenzylinder haftet an beiden Wandungen, wobei das Strömungsfeld (Bildmitte) noch davon abhängt, ob das Viskosimeter vom Coutte-Typ (Typ I im Bild) mit rotierendem Au-

Benzyylinder und festem Innenzylinder oder vom Searle-Typ (Typ II im Bild) mit rotierendem Innenzylinder und festem Außenzylinder ist (DIN 53019-1, 2008).

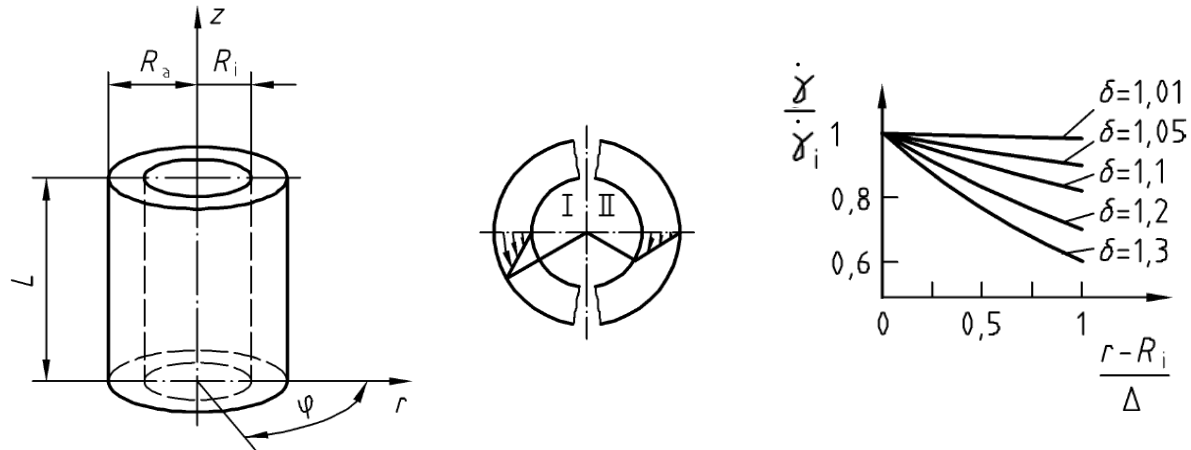


Abbildung 3.8: Prinzip Zylinder-Viskosimeter (übernommen aus DIN 53019-1, 2008)

Der rechts im Bild dargestellte Verlauf der Scherrate (bezogen auf die bei beiden Typen stets am inneren Rand vorliegende maximale Scherrate) über die Spaltbreite ist abhängig vom Radienverhältnis $\delta = R_a / R_i$ und der angelegten Drehzahl des jeweils rotierenden Zylinders, ansonsten aber bei newtonschen Flüssigkeiten direkt proportional zur Schubspannung, die in einer betrachteten Zylinderebene übertragen wird. Diese wiederum ist unabhängig von den rheologischen Eigenschaften der Messflüssigkeit, sondern wird nur vom Momentengleichgewicht bestimmt und ist daher proportional zu $1 / r^2$ (der Radius geht in die Fläche ein, auf der die Schubspannungen übertragen werden, und ist zugleich der jeweilige Hebelarm). Wie aus Abbildung 3.8 ersichtlich ist, hat daher bei nicht-newtonschen Fluiden das Radienverhältnis δ eine große Bedeutung, weil hier der Verlauf der Scherrate über die Spaltbreite erst nach Kenntnis der zu bestimmenden Fließkurve ermittelt werden kann. Bei entsprechend kleinen Radienverhältnissen kann die Scherrate ohne großen Fehler als konstant angesehen werden.

Bei Außerachtlassen von visko-elastischem oder thixotropem Verhalten werden mit dem Viskosimeter eindeutige, lediglich aufgrund der Messungenauigkeit schwankende Datenpunkte einer Fließkurve ermittelt, welche dann anhand eines gewählten rheologischen Modells als Regressionskurve bestimmt werden kann. Die Datenpunkte sollten vorzugsweise für solche Scherraten ermittelt werden, wie sie für die jeweilige Anwendung relevant sind. Dieser Forderung sind allerdings ggf. bauartbedingt Grenzen gesetzt.

Die Fließgrenze einer Bentonitsuspension wird nach E DIN 4126 (2004) mit dem Kugelharrfengerät bestimmt. Für Polymerlösungen kann dieses Verfahren i.d.R. nicht angewendet werden, da die Fließgrenzen – sofern überhaupt existent – normalerweise unter der Bestimmungsgrenze liegen. Stattdessen kann die Fließgrenze als Parameter einer interpolierten Fließkurve verstanden werden, der dann aber je nach verwendetem rheologischen Modell leicht variieren wird. (Eine weitere Möglichkeit, vgl. HEINZ (2006), besteht darin, die Fließgrenze am so genannten „Cross-Over Point“ zu

definieren, ab dem die viskosen Eigenschaften gegenüber den elastischen dominieren. Hierzu sind allerdings oszillierende Rheometer-Messungen erforderlich.)

Als weiteres Messgerät ist noch der Marsh-Trichter zu nennen (E DIN 4126, 2004). Hierbei handelt es sich um einen genormten Trichter mit einem Auslaufrohr an der Unterseite. Nach dem Befüllen des Trichters mit 1500 ml der Prüfflüssigkeit werden die Auslaufzeiten (auch Marsh-Zeiten) für die ersten 1000 ml (t_M) sowie für die Gesamtmenge ($t_{M,1500}$) bestimmt. Mit diesem Verfahren sind jedoch nur Relativmessungen möglich, da sich die Auslaufzeit als Funktion der Viskosität (welche im Fall der Polymerlösungen nicht konstant ist), der Dichte und ggf. der Fließgrenze ergibt, jedoch nur zwei Messwerte erhalten werden.

Als Kontrolle, z.B. an einer Stützflüssigkeit mit für gegebene Randbedingungen bekannter Soll-Marsh-Zeit, ist die Messung aber geeignet. Zudem ist dieser Versuch aufgrund der Einfachheit direkt auf der Baustelle ausführbar, was bei Baustellen, auf denen Bentonitsuspensionen eingesetzt werden, auch Standard ist. Das verwendete Auslaufvolumen sollte stets explizit vermerkt werden, da im Ausland zumeist eine ¼-Gallone (946 ml) verwendet wird.

3.3 Strömungen in Kapillaren

In einer laminaren Kapillarströmung strömen die Fluidteilchen in konzentrischen Zylinderflächen parallel zur Rohrachse (Abbildung 3.9), wobei die einzelnen Schichten untereinander Schubspannungen übertragen, so dass die auf einem Teilstück der Länge l anliegende und die Strömung bewirkende Druckdifferenz Δp letztlich auf die Rohrwandung übertragen wird, an der die äußerste Fluidschicht anhaftet. Fluide mit voneinander abweichenden rheologischen Eigenschaften bilden dabei unterschiedliche Geschwindigkeitsprofile aus. Für die Größe der Schubspannungen τ in Abhängigkeit vom Abstand r zur Rohrachse ergibt sich aus dem Kräftegleichgewicht zwischen Stirnflächen und Mantel eines betrachteten Zylinders (unabhängig von den rheologischen Eigenschaften):

$$\pi \cdot r^2 \cdot \Delta p = 2\pi \cdot r \cdot l \cdot \tau \Rightarrow \tau = \frac{r \cdot \Delta p}{2 \cdot l} \quad (3.9)$$

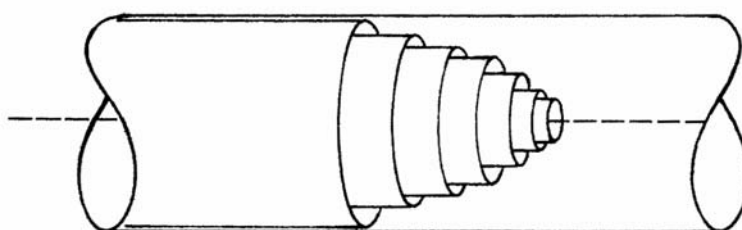


Abbildung 3.9: Rohrströmung (übernommen aus DARLEY / GRAY, 1988)

Für die Kapillarströmung einer newtonschen Flüssigkeit mit der Viskosität η gilt (SORBIE, 1991):

Geschwindigkeitsverteilung $v(r)$ über den Rohrquerschnitt:

$$v(r) = \frac{\Delta p \cdot R^2}{4 \cdot \eta \cdot l} \cdot \left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right) \quad (R = \text{Rohrradius}) \quad (3.10)$$

Mittlere ($\bar{v}$) und maximale ($v_{\max}$) Geschwindigkeit im Querschnitt:

$$\bar{v} = \frac{\int_0^{2\pi R} \int_0^0 v(r) \cdot r \cdot dr \cdot d\theta}{\int_0^{2\pi R} \int_0^0 r \cdot dr \cdot d\theta} = \frac{1}{2} v_{\max} = \frac{\Delta p \cdot R^2}{8 \cdot \eta \cdot l} \quad (\theta = \text{Zylinderkoordinate}) \quad (3.11)$$

Durchfluss q :

$$q = \frac{\pi \cdot \Delta p \cdot R^4}{8 \cdot \eta \cdot l} \quad (\text{Gesetz von Hagen-Poiseuille}) \quad (3.12)$$

Das Gesetz von Hagen-Poiseuille ist gültig für Reynoldszahlen N_{Re} bis 2100 bei folgender Definition für die Reynoldszahl:

$$N_{\text{Re}} = \frac{2 \cdot R \cdot \bar{v}}{\eta} \quad (3.13)$$

Für Ostwald-de Waele-Fluide mit den Modellparametern K und m gilt (SORBIE, 1991):

Geschwindigkeitsverteilung $v(r)$ über den Rohrquerschnitt:

$$v(r) = \left(\frac{\Delta p}{2 \cdot K \cdot l}\right)^{1/m} \cdot \frac{m}{m+1} \cdot R^{(1+m)/m} \cdot \left[1 - \left(\frac{r}{R}\right)^{(1+m)/m}\right] \quad (3.14)$$

Mittlere Geschwindigkeit $\bar{v}$:

$$\bar{v} = \frac{m \cdot R^{(1+m)/m}}{1 + 3 \cdot m} \cdot \left(\frac{\Delta p}{2 \cdot K \cdot l}\right)^{1/m} \quad (3.15)$$

Durchfluss q :

$$q = \frac{\pi \cdot m \cdot R^{(3 \cdot m + 1)/m}}{3 \cdot m + 1} \cdot \left(\frac{\Delta p}{2 \cdot K \cdot l} \right)^{1/m} \quad (3.16)$$

Gleichung (3.16) entspricht für $m = 1$ und $K = \eta$ dem Gesetz von Hagen-Poiseuille.

Abbildung 3.10 zeigt die unterschiedlichen Geschwindigkeitsprofile, die sich für ein newtonsches Fluid ($m = 1$) bzw. Ostwald-de Waele-Fluide mit den Exponenten $m = 0,2$ und $m = 0,6$ ergeben. (Die mittlere Geschwindigkeit $\bar{v}$ der Fluide wurde durch Anpassung von K gleich gesetzt.)

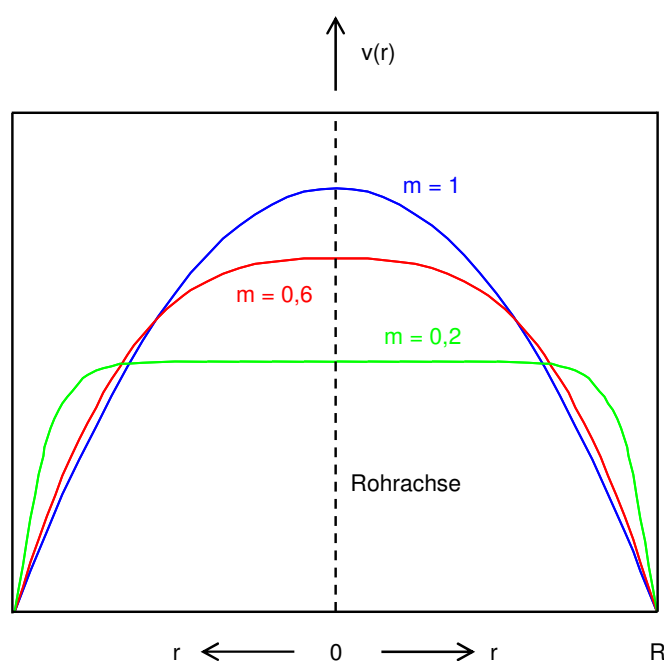


Abbildung 3.10: Geschwindigkeitsprofile bei Rohrströmungen nach SORBIE (1991)

Für das Carreau-Modell mit den Parametern m_C , λ , $\eta_{0,C}$ und η_∞ lässt sich bei analogem Vorgehen folgende Ausgangsgleichung aufstellen (SORBIE, 1991):

$$\frac{dv(r)}{dr} = - \frac{\Delta p \cdot r}{2 \cdot l \cdot \left[\eta_\infty + \frac{\eta_{0,C} + \eta_\infty}{\left(1 + \left(\lambda \cdot \frac{dv(r)}{dr} \right)^2 \right)^{(1-m_C)/2}} \right]} \quad (3.17)$$

PUSCH / VOGEL (1981) haben ausgehend von diesem Ausdruck analytisch den Durchfluss q hergeleitet, gelangen jedoch zu recht komplexen Gleichungen.

Da für die betrachtete Anwendung das Ellis-Modell gegenüber dem Carreau-Modell keine Einschränkungen aufweist (vgl. Abschnitt 3.1.2.1), wird hier nur das Ellis-Modell mit den Parametern α , $\tau_{1/2}$ und η_0 behandelt, für das sich folgende Beziehung für den Durchfluss q aufstellen lässt (BALHOFF, 2005; SOCHI / BLUNT, 2008):

$$q = \frac{\pi \cdot R^4 \cdot \Delta p}{8 \cdot \eta_0 \cdot l} \cdot \left[1 + \frac{4}{\alpha + 3} \left(\frac{\Delta p \cdot R}{2 \cdot \tau_{1/2} \cdot l} \right)^{\alpha-1} \right] \quad (3.18)$$

Für Bingham-Fluide mit den Parametern τ_B und η_B gilt (BALHOFF, 2005; SOCHI / BLUNT, 2008; MÜLLER-KIRCHENBAUER, 1968):

$$q = \frac{\pi \cdot R^4 \cdot \Delta p}{8 \cdot \eta_B \cdot l} \cdot \left[1 - \frac{4}{3} \left(\frac{2 \cdot l \cdot \tau_B}{R \cdot \Delta p} \right) + \frac{1}{3} \left(\frac{2 \cdot l \cdot \tau_B}{R \cdot \Delta p} \right)^4 \right] \quad (\text{Buckingham-Gesetz}) \quad (3.19)$$

Für Herschel-Bulkley-Fluide mit den Parametern τ_H , m_H und K_H gilt (BALHOFF, 2005; SOCHI / BLUNT, 2008):

$$q = \frac{\pi \cdot R^3}{K_H^{1/m_H} \cdot \tau_W^3} \cdot (\tau_W - \tau_H)^{\frac{1}{m_H} + 1} \cdot \left[\frac{(\tau_W - \tau_H)^2}{\frac{1}{m_H} + 3} + \frac{2 \cdot \tau_H \cdot (\tau_W - \tau_H)}{\frac{1}{m_H} + 2} + \frac{\tau_H^2}{\frac{1}{m_H} + 1} \right] \quad (3.20)$$

$$\text{mit } \tau_W = \frac{\Delta p \cdot R}{2 \cdot l} \quad (\tau_W = \text{Wandschubspannung})$$

Bei plastischen Fluiden wie den Bingham- oder Herschel-Bulkley-Fluiden bildet sich in der Rohrmitte ein Bereich aus, in dem sich die einzelnen Zylinderflächen nicht mehr relativ zueinander verschieben („Plug Flow“, vgl. Abbildung 3.11), weil in diesem Bereich die zur Mitte hin abnehmenden Schubspannungen nach Gleichung (3.9) die Fließgrenze unterschreiten (DARLEY / GRAY, 1988).

Der Radius dieses Plug Flow-Bereiches errechnet sich zu:

$$r_{\text{Plug}} = \frac{2 \cdot l \cdot \tau_F}{\Delta p} \quad (3.21)$$

Für einen Druckgradienten $\frac{\Delta p}{l} \leq \frac{2 \cdot \tau_F}{R}$ stagniert die Strömung vollständig ($r_{\text{Plug}} = R$).

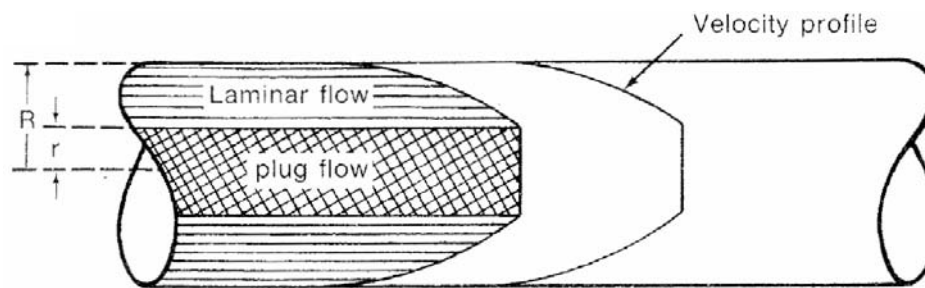


Abbildung 3.11: Plug Flow nach DARLEY / GRAY (1988)

Die in diesem Abschnitt dargestellten Gleichungen für Kapillarströmungen dienen nachfolgend als Grundlage für die Modellierung der Strömung entsprechender Fluide in porösen Medien.

3.4 Strömungen in porösen Medien

Ein poröses Medium kann vereinfachend als ein Festkörper beschrieben werden, welcher Poren (Hohlräume) enthält, die zumindest teilweise miteinander verbunden sind (Porengänge oder Porenkanäle) und daher von Fluiden durchströmt werden können (BEAR, 1988). Charakteristisch ist, dass die einzelnen Porengänge bezogen auf die Größe des Festkörpers eher „eng“ sind. Beispiele für poröse Medien sind z.B. klüftiger Fels, Keramiken, Filterpapier oder Gewebe. Nachfolgend wird unter diesem Begriff stets Lockergestein verstanden. Ein solches natürliches poröses Medium ist zumindest in einem entsprechend kleinen Maßstab nie homogen. Für die Modellierung von Strömungen in porösen Medien wird daher neben dem rheologischen Modell des betrachteten Fluids auch ein Modell für den Porenraum benötigt. Die Anforderungen an das Porenraummodell unterscheiden sich auch in Abhängigkeit von den rheologischen Eigenschaften des Fluids wie in Abschnitt 3.4.2 gezeigt wird.

3.4.1 Grundwasserströmungen (newtonsche Fluide)

Grundwasserströmungen in gesättigten Böden werden üblicherweise mit hinreichender Genauigkeit nach Darcy unter Verwendung eines Durchlässigkeitsbeiwerts k und des Porenanteils n beschrieben (BEAR, 1988; BUSCH ET AL., 1993; SCHRÖDER / ZANKE, 2003). Der Durchlässigkeitsbeiwert ist insbesondere von Bodeneigenschaften wie der Korngrößenverteilung und der Lagerungsdichte abhängig und stellt gewissermaßen das trivialste Modell für ein poröses Medium dar. Ist die Durchlässigkeit im realen Baugrund anisotrop (richtungsabhängig), kann statt eines skalaren Beiwerts auch ein Durchlässigkeitstensor aufgestellt werden.

Weil der Durchlässigkeitsbeiwert außer von Bodeneigenschaften auch von der Dichte und Viskosität des Fluids abhängt, wird besonders in der angelsächsischen Literatur die Verwendung der Permeabilität k^* (Einheit m^2) bevorzugt, da diese für alle newtonschen Fluide ein reiner Bodenkennwert ist.

Bei Verwendung des in Deutschland gebräuchlichen Durchlässigkeitsbeiwerts k ist der im Labor ermittelte Wert auf eine Temperatur von 10 °C zu beziehen (DIN 18130-1, 1998), da besonders die Viskosität von Wasser temperaturabhängig ist.

Die beiden Kennwerte lassen sich folgendermaßen umrechnen:

$$k^* = k \cdot \frac{\eta_W}{\gamma_W} \quad (3.22)$$

(mit Viskosität η_W und Wichte γ_W von Wasser bei 10 °C)

Es gilt das lineare Fließgesetz nach Darcy für die Filtergeschwindigkeit v (über ein Bodenvolumen einschließlich des Kornanteils gemittelte Geschwindigkeit):

$$v = k \cdot i = k^* \cdot \frac{\gamma_F}{\eta} \cdot i \quad (3.23)$$

(mit Wichte γ_F und Viskosität η des newtonschen Fluids)

Der hydraulische Gradient i ist der Quotient aus der Potentialdifferenz Δu und der durchströmten Länge l , über die diese Potentialdifferenz vorliegt:

$$i = \frac{\Delta u}{l} \quad (3.24)$$

Bei Grundwasserströmungen sind die Fließgeschwindigkeiten so gering, dass das Geschwindigkeitspotential $v^2 / (2 \cdot g)$ vernachlässigt werden kann. Die Potential u ist damit die Summe aus Druckhöhe p / γ_F und geodätischer Höhe z :

$$u = \frac{p}{\gamma_F} + z \quad (3.25)$$

Das Gesetz von Darcy gilt für Reynoldszahlen N_{Re} bis etwa 5 bei folgender Definition:

$$N_{Re} = \frac{v \cdot d}{\nu} \quad (3.26)$$

Hierin ist d der Korndurchmesser des als gleichförmig vorausgesetzten Bodenmaterials. Für einen eng gestuften Sand mit $d = 1$ mm könnte demnach Linearität bis zu Strömungsgeschwindigkeiten des Grundwassers von etwa 6 – 7 mm/s angenommen werden (kinematische Viskosität $\nu = 1,3$ mm²/s bei 10 °C). Bei viskoserer Fluiden liegen die zulässigen Geschwindigkeiten entsprechend höher und werden kaum erreicht. Nach BUSCH ET AL. (1993) existiert auch ein nichtlinearer Bereich für sehr kleine hydraulische Gradienten (bzw. Reynoldszahlen), der für entsprechend viskose Fluide eher von Bedeutung sein könnte.

Neben der Filtergeschwindigkeit v wird auch eine so genannte Abstandsgeschwindigkeit definiert zu

$$v_a \approx \frac{v}{n_{hy}} \quad (n_{hy} = \text{hydraulisch wirksamer Porenanteil}) \quad (3.27)$$

Allerdings ist auch die Abstandsgeschwindigkeit nur ein gemittelter Wert, um welchen die tatsächlichen Strömungsgeschwindigkeiten je nach Heterogenität des Porenraums mehr oder weniger stark streuen.

Eine übliche Vereinfachung zur Modellierung von Grundwasserströmungen ist die Dupuit-Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung über die gesamte Grundwassertiefe (SCHRÖDER / ZANKE, 2003; BUSCH ET AL., 1993). Wegen $v^2 / (2 \cdot g) \approx 0$ folgt aus dieser Annahme, dass das Potential über die Grundwasserhöhe konstant ist, somit keine Vertikalgeschwindigkeiten auftreten und dann aus Kontinuitätsgründen auch die Horizontalgeschwindigkeiten über die Grundwasserhöhe konstant sind. Die Dupuit-Annahme trifft jedoch umso weniger zu, je steiler der Gradient des Grundwasserspiegels ist. Dies ist z.B. der Fall, wenn Stützflüssigkeit aus einem Schlitz in den umgebenden Baugrund abläuft.

3.4.2 Porenströmungen nicht-newtonscher Fluide

3.4.2.1 Modell nach STEINHOFF

STEINHOFF stellte 1993 eine Arbeit vor, die eine analytische Herleitung der Eindringung von Ostwald-de Waele-Fluiden in poröse Medien enthält. Die wesentlichen Schritte dieser Herleitung sind:

- 1.) Die Beziehung zwischen Potentialgradient und Durchfluss kann für die Rohrströmung eines Ostwald-de Waele-Fluids in analytischer Form dargestellt werden. Die von STEINHOFF angegebene Gleichung findet sich z.B. auch bei SORBIE (1991) und entspricht in leicht veränderter Darstellung der hier verwendeten Gleichung (3.16).
- 2.) Ein poröses Medium (Boden) mit dem Durchlässigkeitsbeiwert k nach Darcy kann in Bezug auf die Strömung eines newtonschen Fluids gleichwertig ersetzt werden durch ein Modell aus einzelnen Röhren gleichen Durchmessers. Die Querschnittsfläche aller Röhren bezogen auf die gesamte durchströmte Fläche ist dabei durch den Porenanteil vorgegeben. Der einheitliche Radius der Röhren ist so zu wählen, dass der Gesamtdurchfluss aller Röhren (zu berechnen nach dem Gesetz von Hagen-Poiseuille) bei vorgegebenem Potentialgradienten dem nach Darcy ermittelten Durchfluss durch die betrachtete Fläche entspricht.
- 3.) Aus 1.) und 2.) folgert STEINHOFF, dass auch die Strömung eines dem Ostwald-de Waele-Modell folgenden Fluids durch ein poröses Medium anhand des beschriebenen Ersatzsystems modelliert werden kann. Als Begründung wird angeführt, dass die geometrischen Unterschiede zwischen dem Porensystem des Bodens und dem Ersatzsystem durch den im Versuch ermittelten Durchlässigkeitsbeiwert berücksichtigt sind.

Die unter 3.) getroffene Folgerung ist allerdings eine vereinfachende Annahme. Diese ist im Hinblick auf eine praktikable Lösung des Strömungsproblems auch sinnvoll, darf aber nicht mit einer exakten Herleitung verwechselt werden. Grund ist, dass die komplexe Porengeometrie ein nicht-newtonsches Fluid, dessen Strömungsbild eigentlich nur in einfachen Anwendungen wie z.B. in einer Kapillare oder in einem Viskosimeterspalt einigermaßen zu ermitteln ist, sehr wahrscheinlich in anderem Maße beeinflusst als ein newtonsches Fluid. Das gewählte Ersatzsystem ist daher lediglich für newtonsche Fluide dem realen Porenraum gleichwertig, für sonstige Fluide ist er nur eine Näherung.

In der zuvor umrissenen Herangehensweise gelangt STEINHOFF zu Gleichungen, mit denen die zeitabhängige Eindringlänge von Polymerlösungen sowohl im ebenen Fall (Schlitz) als auch im radialsymmetrischen Fall (Bohrloch) berechnet werden kann. Bei der Verwendung dieser Gleichungen sind getroffene Annahmen und Vereinfachungen zu beachten, die in Tabelle 3.1 zusammengefasst und kommentiert werden.

Tabelle 3.1: Annahmen und Vereinfachungen beim STEINHOFF-Modell

Annahme / Vereinfachung	Kommentar
Ersatzsystem Porenraum	Das gewählte Ersatzsystem für nicht-newtonsche Fluide zwangsläufig nur eine Näherung. Ergänzende Ausführungen hierzu und eine Beschreibung möglicher Alternativen finden sich im nachfolgenden Abschnitt 3.4.2.2.
rheologisches Modell	STEINHOFF beschränkt bei hohen und niedrigen Strömungsgeschwindigkeiten zur Korrektur der hergeleiteten Beziehungen die Viskositäten auf konstante Werte (vgl. Anmerkungen zum Ostwald-de Waele-Modell in Abschnitt 3.1.2.1). Für hohe Strömungsgeschwindigkeiten hat diese Korrektur kaum Bedeutung und kann daher entfallen, für geringe Strömungsgeschwindigkeiten hingegen ist die von STEINHOFF eingeführte Korrektur ($\eta = \eta(\dot{\gamma} = 1,5 \text{ s}^{-1})$ für $\dot{\gamma} \leq 1,5 \text{ s}^{-1}$) relativ willkürlich. Sofern entsprechende Messwerte bei geringen Scherraten verfügbar sind, wäre es sinnvoller, statt des Ostwald-de Waele-Modells das Ellis-Modell zu verwenden. Generell sollte die Auswahl nicht auf das Ostwald-de Waele-Modell beschränkt bleiben, falls andere rheologische Modelle ein Fluid besser beschreiben können.
keine Filtration von im Bohrloch schwebenden Partikeln	Durch den Bohrprozess werden feine Bodenpartikel in die Stützflüssigkeit eingetragen, welche in die anstehende Erdwand filtrieren und die Durchlässigkeit des Bodens in diesem Bereich reduzieren. STEINHOFF setzt diesen Effekt rechnerisch nicht an, was in Bezug auf die erwünschte Stützwirkung auf der „sicheren Seite“ liegt. Ergänzende Anmerkungen hierzu finden sich in Abschnitt 3.5.1.
Strömung gegen Grundwasser	STEINHOFF nimmt an, dass der Potentialabbau durch die Verdrängung des anstehenden Grundwassers bei der Eindringung der Stützflüssigkeit zu vernachlässigen ist, was bei einer entsprechend hohen Viskosität der Stützflüssigkeit sicher auch zutrifft. Weiterhin wird angenommen, dass näherungsweise keine Vermischung von Grundwasser und Stützflüssigkeit stattfindet. Dieser Punkt wird in Abschnitt 3.5.2 kurz behandelt.

Vernachlässigung teilgesättigter Verhältnisse	Oberhalb des Grundwassers herrschen an der Eindringfront der Stützflüssigkeit genau genommen teilgesättigte Verhältnisse. Anmerkungen hierzu finden sich in Abschnitt 3.5.3.
Dupuit-Annahme	STEINHOFF vernachlässigt vertikale Geschwindigkeitskomponenten. Dies setzt die Dupuit-Annahme voraus und ist aufgrund der stark gekrümmten Oberfläche der in den Baugrund eindringenden Flüssigkeit eigentlich nicht zulässig. Der hierdurch entstehende Fehler wird in Kapitel 4 numerisch untersucht.

3.4.2.2 Kapillarmodelle allgemein

Nachfolgend sollen die Problematik noch etwas allgemeiner betrachtet und Ergänzungen bzw. Alternativen für die Modellierung nach STEINHOFF aufgezeigt werden.

Zur mathematischen Beschreibung des porösen Mediums werden in der Literatur seit langem Kapillarmodelle verwendet. Eine Übersicht findet sich z.B. bereits bei SCHEIDEGGER (1960). Einige Beispiele für solche Modelle zeigt Abbildung 3.12.

Im einfachsten auch von STEINHOFF (1993) verwendeten Fall besteht ein solches Modell aus einer Anzahl N gerader Röhren mit dem konstanten Radius R (Modell (a) in Abbildung 3.12). Soll das Modell den gleichen Porenanteil und die gleiche Durchlässigkeit (in Bezug auf newtonsche Fluide) besitzen wie das repräsentierte poröse Medium, lassen sich N und R eindeutig ableiten.

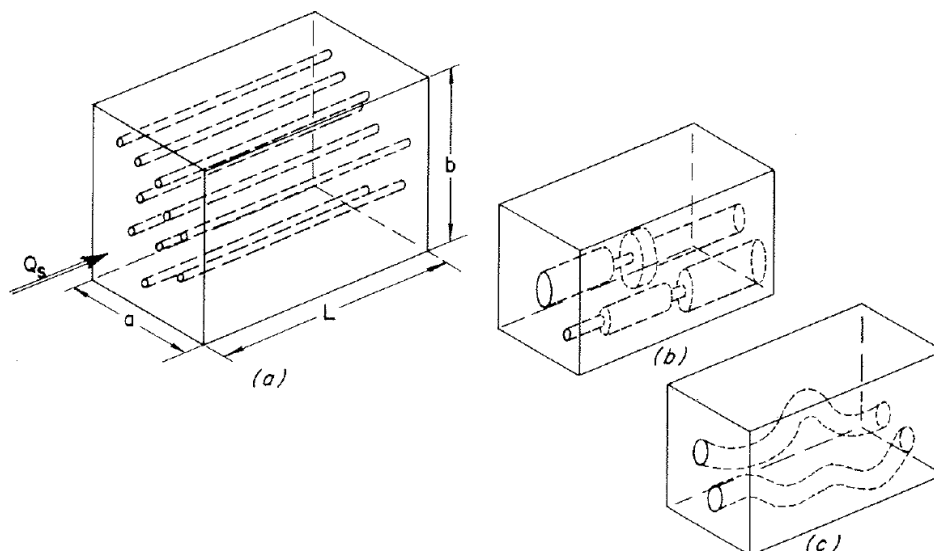


Abbildung 3.12: Beispiele für Kapillarmodelle nach BEAR (1988)

Bedingung 1 (gleicher Porenanteil im realen und Ersatzmodell):

$$N \cdot \pi \cdot R^2 = n \cdot A \quad (n = \text{Porenanteil, } A = \text{durchströmte Fläche}) \quad (3.28)$$

Bedingung 2 (gleicher Durchfluss für newtonsche Fluide im realen und Ersatzmodell):

$$N \cdot \frac{\pi \cdot \Delta u \cdot \gamma_W \cdot R^4}{8 \cdot \eta_W \cdot l} = k \cdot \frac{\Delta u}{l} \cdot A \quad (3.29)$$

In dieser Bedingung sind γ_W die Wichte und η_W die Viskosität von Wasser (bei 10 °C). Auf der linken Seite der Bedingung 2 wurde im Ausdruck für den Durchfluss je Röhre $\Delta u \cdot \gamma_W$ (statt Δp) eingesetzt (Definition des Potentials u siehe Gleichung (3.25)). In dieser Form wird die Gültigkeit des Hagen-Poiseuille-Gesetzes (sowie auch der weiteren in Abschnitt 3.3 angegebenen Gesetze für Kapillarströmungen) auf nicht horizontale Röhren erweitert. Durch Lösen des Gleichungssystems aus den Bedingungen 1 und 2 mit den Unbekannten R und N folgt:

$$R = \sqrt{\frac{8 \cdot \eta_W \cdot k}{n \cdot \gamma_W}} \quad (3.30)$$

und

$$N = \frac{n \cdot A}{\pi \cdot R^2} = \frac{n^2 \cdot \gamma_W}{8 \cdot \pi \cdot \eta_W \cdot k} \cdot A \quad (3.31)$$

Dieses einfachste Kapillarmodell lässt sich in vielfacher Weise weiterentwickeln. In einigen Veröffentlichungen (z.B. SORBIE, 1991) wird vorgeschlagen, je ein Drittel der Röhren in jeder der drei kartesischen Koordinatenrichtungen anzuordnen, um eine Durchlässigkeit in jede Koordinatenrichtung zu erlauben. Der Porenanteil des Kapillarmodells soll dabei weiterhin dem des realen Systems entsprechen. Während Bedingung 2 (Gleichung (3.29)) hiervon unberührt bleibt, muss in Bedingung 1 (Gleichung (3.28)) die durchströmte Fläche A durch $1/3 \cdot A$ ersetzt werden. Für dieses modifizierte Gleichungssystem ermittelt sich:

$$R_{3D} = \sqrt{\frac{24 \cdot \eta_W \cdot k}{n \cdot \gamma_W}} \quad (3.32)$$

und

$$N_{3D} = \frac{1/3 \cdot n \cdot A}{\pi \cdot R_{3D}^2} = \frac{n^2 \cdot \gamma_W}{72 \cdot \pi \cdot \eta_W \cdot k} \cdot A \quad (3.33)$$

Es wird dabei üblicherweise angenommen, dass die drei Röhrensysteme miteinander kommunizieren können, auch wenn die erforderlichen Knotenpunkte nicht explizit modelliert werden. Innerhalb eines Kontrollvolumens können daher Geschwindigkeitsänderungen in einer Koordinatenrichtung auftreten, welche in den anderen Richtungen ausgeglichen werden.

Weitere Variationen des einfachen Kapillarmodells ergeben sich durch die Verwendung von mehreren Röhrentypen mit jeweils konstanten, aber von Typ zu Typ unterschiedlichen Radien oder auch durch die Verwendung von Röhren mit veränderlichen Radien (vgl. Modell (b) in Abbildung 3.12). Weiterhin lässt sich z.B. die Tortuosität realer Porenkanäle berücksichtigen, die häufig definiert wird (SORBIE, 1991; BEAR, 1988) als Quotient aus der tatsächlichen Länge eines gewundenen Porenkanals zur Länge des zugehörigen Modellabschnitts (vgl. Modell (c) in Abbildung 3.12). Derart erweiterte Ersatzmodelle erlauben unter Umständen eine genauere Beschreibung der realen Strömung, weil Einflüsse, die sich aus den rheologischen Eigenschaften der verwendeten Flüssigkeiten ergeben, besser erfasst werden. Allerdings haben diese Systeme den großen Nachteil, dass einerseits die analytischen Herleitungen zunehmend komplexer werden und andererseits die Anzahl der versuchstechnisch zu ermittelnden Modellparameter steigt.

Es soll hier an einem System aus zwei Röhrentypen mit unterschiedlichen, aber jeweils konstanten Radien exemplarisch gezeigt werden, welchen Einfluss die Wahl des Ersatzsystems auf die Ergebnisse analytischer Berechnungen haben kann (vgl. auch Diskussion des STEINHOFF-Modells zuvor). Die zuvor an das Ersatzsystem gestellten Forderungen einschließlich der Durchlässigkeit in 3 Koordinatenrichtungen werden beibehalten. Damit ergeben sich folgende Bedingungen:

Bedingung 1 (gleicher Porenanteil im realen und Ersatzmodell):

$$N_{3D, Typ I} \cdot \pi \cdot R_{3D, Typ I}^2 + N_{3D, Typ II} \cdot \pi \cdot R_{3D, Typ II}^2 = 1/3 \cdot n \cdot A \quad (3.34)$$

Bedingung 2 (gleicher Durchfluss für newtonsche Fluide im realen und Ersatzmodell):

$$N_{3D, Typ I} \cdot \frac{\pi \cdot \Delta u \cdot \gamma_W \cdot R_{3D, Typ I}^4}{8 \cdot \eta_W \cdot l} + N_{3D, Typ II} \cdot \frac{\pi \cdot \Delta u \cdot \gamma_W \cdot R_{3D, Typ II}^4}{8 \cdot \eta_W \cdot l} = k \cdot \frac{\Delta u}{l} \cdot A \quad (3.35)$$

Es existieren unendlich viele Ersatzsysteme, welche diese Bedingungen erfüllen, da bisher lediglich 2 Gleichungen für 4 Unbekannte aufgestellt wurden. Zusätzlich wird daher gefordert:

Bedingung 3 (gleiche Anzahl an Röhren beider Typen):

$$N_{3D, Typ I} = N_{3D, Typ II} = N_{3D, Typ I / II} \quad (3.36)$$

Bedingung 4 (vorgegebenes Verhältnis der Radien beider Röhrentypen):

$$R_{3D, Typ I} / R_{3D, Typ II} = a \quad (\text{mit } a \geq 1 \text{ als neuer Unbekannter}) \quad (3.37)$$

Für ein Ostwald-de Waele-Fluid mit den rheologischen Parametern K und m leitet sich durch Kombination der Gleichungen (3.16) und (3.34) bis (3.37) folgende Gleichung für den Durchfluss durch eine Fläche A ab:

$$q = \underbrace{N_{3D, \text{Typ I / II}}}_{\text{Anzahl Röhren}} \cdot \left(\underbrace{\frac{\pi \cdot m \cdot R_{3D, \text{Typ I}}^{(3 \cdot m + 1)/m}}{3 \cdot m + 1} \cdot \left(\frac{\Delta u \cdot \gamma_W}{2 \cdot K \cdot l} \right)^{1/m}}_{\text{Durchfluss je Röhre (Typ I)}} + \underbrace{\frac{\pi \cdot m \cdot R_{3D, \text{Typ II}}^{(3 \cdot m + 1)/m}}{3 \cdot m + 1} \cdot \left(\frac{\Delta u \cdot \gamma_W}{2 \cdot K \cdot l} \right)^{1/m}}_{\text{Durchfluss je Röhre (Typ II)}} \right) \quad (3.38)$$

mit:

$$R_{3D, \text{Typ I}} = a \cdot \sqrt{\frac{24 \cdot \eta_W \cdot k}{n \cdot \gamma_W} \cdot \frac{1 + a^2}{1 + a^4}}$$

$$R_{3D, \text{Typ II}} = \sqrt{\frac{24 \cdot \eta_W \cdot k}{n \cdot \gamma_W} \cdot \frac{1 + a^2}{1 + a^4}}$$

$$N_{3D, \text{Typ I / II}} = \frac{n^2 \cdot \gamma_W \cdot A}{72 \cdot \pi \cdot \eta_W \cdot k} \cdot \frac{1 + a^4}{(1 + a^2)^2}$$

Abbildung 3.13 zeigt den Einfluss des Radienverhältnisses a in Abhängigkeit vom Exponenten m des Ostwald-de Waele-Modells auf den Durchfluss. Für die sonstigen Parameter wurden die nachfolgenden Werte verwendet.

$n = 0,4$	$\Delta u = 1 \text{ m}$
$k = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$	$\eta_W = 1,3 \cdot 10^{-3} \text{ Pa} \cdot \text{s}$
$A = 1 \text{ m}^2$	$\gamma_W = 1 \cdot 10^4 \text{ N/m}^3$
$l = 1 \text{ m}$	$K = 1 \text{ Pa} \cdot \text{s}$

Da der Einfluss des Exponenten m auf den Durchfluss wesentlich größer ist als der des Radienverhältnisses a , wurde eine normierte Darstellung gewählt, bei welcher die Durchflüsse q relativ zum Durchfluss für $a = 1$ der jeweiligen Kurve angegeben werden.

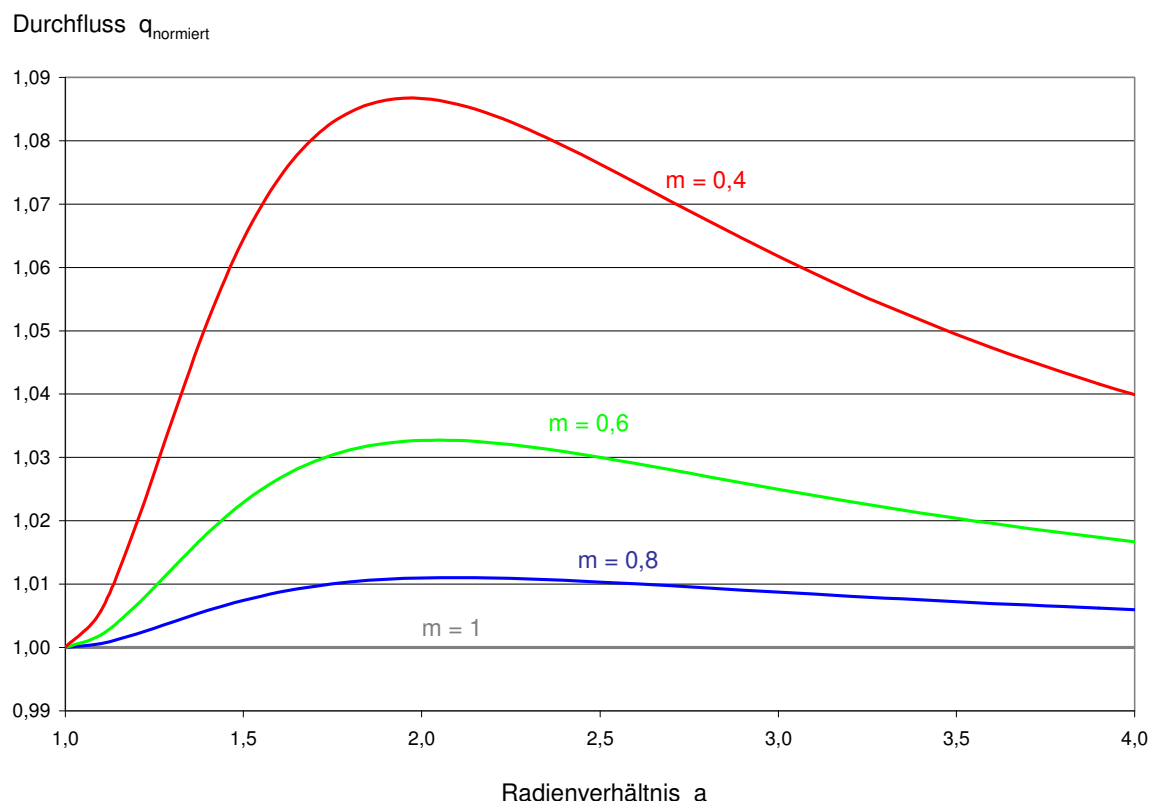


Abbildung 3.13: Ostwald-de Waele-Fluid im 2-Röhren-Modell, Abhängigkeit vom Radienverhältnis

Es zeigt sich, dass der Durchfluss für ein newtonsches Fluid ($m = 1$) unabhängig vom Radienverhältnis a ist. Dies ist keinesfalls überraschend, da die Bedingungen zuvor entsprechend formuliert wurden.

Die Wahl des Radienverhältnisses a hat jedoch offensichtlich einen Einfluss auf den analytisch ermittelten Durchfluss der Ostwald-de Waele-Fluide. Dieser ist umso größer, je stärker die Strukturviskosität ausgeprägt ist (mit abnehmendem Exponenten m). Welcher Wert für a ein „korrektes“ Ersatzsystem ergibt, lässt sich a priori nicht sagen. Außerdem variiert der jeweils „korrekte“ Faktor zwangsläufig in Abhängigkeit von den rheologischen Eigenschaften eines Fluids.

Anschaulich lässt sich der Einfluss des Porenraummodells auch für ein Bingham-Fluid (z.B. eine Bentonitsuspension) erklären. Gemäß Gleichung (3.21) lässt sich die Stagnationslänge in Abhängigkeit vom Rohrdurchmesser herleiten. Bei einem Porenraummodell mit Röhren verschiedener Durchmesser ist für die vollständige Stagnation der Strömung der größte Röhrendurchmesser maßgebend. Die zuvor beschriebenen 2-Röhren-Modelle ergeben daher – obwohl definitionsgemäß für newtonsche Fluide gleichwertig – unterschiedliche Stagnationslängen. (Die Stagnationslänge von Bentonitsuspensionen kann gemäß DIN 4126 (1986) u.a. mittels einer empirischen Formel ermittelt werden, die den Kennwert d_{10} als Ordinate der Körnungslinie bei 10 % Massenanteil verwendet. Für diesen Kennwert existieren Korrelationen zum Durchlässigkeitsbeiwert. Auch diese wurden aber wie z.B. von BEYER (1964) in Abhängigkeit von der Ungleichförmigkeit des jeweiligen Bodens modifiziert.)

Nachfolgend wird das gemäß der Gleichungen (3.32) und (3.33) definierte Ersatzmodell mit einheitlichen geraden Röhren in drei Koordinatenrichtungen angenommen. Anhand dieses Ersatzmodells soll für eine eindimensionale Strömung eine geschlossene Lösung für die Eindringlänge l eines Ostwald-de Waele-Fluids in Abhängigkeit von der Zeit t abgeleitet werden. Eine vergleichbare Herleitung (wenn auch für das Ersatzsystem nach den Gleichungen (3.30) und (3.31) sowie in etwas anderer Darstellung) findet sich bereits bei STEINHOFF (1993). Die Herleitung wird an dieser Stelle daher nur in verkürzter Form wiedergegeben.

Der Grundgedanke der Herleitung ist, dass für ein inkompressibel angenommenes Fluid das innerhalb eines Zeitinkrements dt eingedrungene Fluidvolumen dem zusätzlich aufgefüllten Porenvolumen entsprechen muss. Der Durchfluss des Fluids durch die Fläche A ergibt sich als Produkt des Durchflusses durch eine Einzelröhre (hier für Ostwald-de Waele-Fluid nach Gleichung (3.16)) und der Anzahl N_{3D} an Röhren senkrecht zu dieser Fläche nach Gleichung (3.33)). Die Potentialdifferenz (als Differenz zwischen dem Stützflüssigkeitspotential im Schlitz und dem ggf. vorhandenen Grundwasserpotential am Ende der Eindringstrecke) ist dabei konstant. Das Porenvolumen ergibt sich aus dem Porenanteil des Bodens n , der durchströmten Fläche A und dem Inkrement der Eindringlänge dl :

$$\underbrace{q(l) \cdot N_{3D} \cdot dt}_{\text{eingeströmtes Volumen}} = \underbrace{n \cdot A \cdot dl}_{\text{aufgefüllter Porenraum}} \quad (3.39)$$

bzw. eingesetzt:

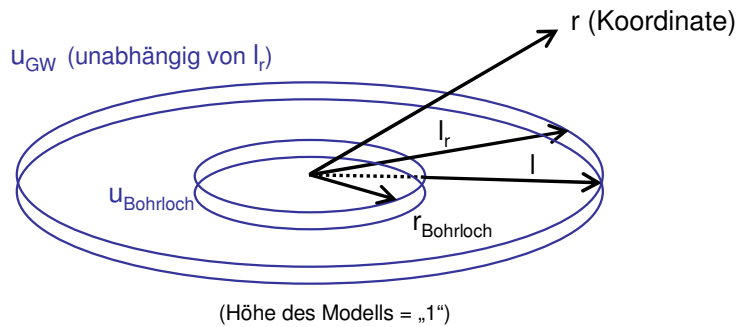
$$\frac{n^2 \cdot \gamma_W}{72 \cdot \eta_W \cdot k} \cdot A \cdot \frac{m \cdot R_{3D}^{(3 \cdot m + 1)/m}}{3 \cdot m + 1} \cdot \left(\frac{\Delta u \cdot \gamma_F}{2 \cdot K \cdot l} \right)^{1/m} \cdot dt = n \cdot A \cdot dl$$

Diese Differentialgleichung lässt sich durch einfache Integration lösen. Durch Einsetzen der Anfangsbedingung $l(t = 0) = 0$ in die Lösung ergibt sich die gesuchte Beziehung zu:

$$l = \left(\frac{(m+1) \cdot n \cdot \gamma_W \cdot R_{3D}^{(3 \cdot m + 1)/m}}{72 \cdot \eta_W \cdot k \cdot (3 \cdot m + 1)} \cdot \left(\frac{\Delta u \cdot \gamma_F}{2 \cdot K} \right)^{1/m} \cdot t \right)^{\frac{m}{m+1}} \quad \text{mit} \quad R_{3D} = \sqrt{\frac{24 \cdot \eta_W \cdot k}{n \cdot \gamma_W}} \quad (3.40)$$

Für andere rheologische Modelle ist eine analoge Herleitung ggf. deutlich komplexer oder analytisch nicht möglich. Stattdessen kann aber Gleichung (3.40) numerisch integriert werden.

Im radialsymmetrischen Fall (Bohrloch) ist aus Kontinuitätsgründen der Durchfluss q , welcher zu einem betrachteten Zeitpunkt über eine beliebige Umfangfläche im Eindringbereich abfließt, konstant. Dies gilt jedoch nicht für die Strömungsgeschwindigkeit und damit auch nicht für den Potentialgradienten in radialer Richtung du/dr . Die verwendeten geometrischen Bezeichnungen sind Abbildung 3.14 zu entnehmen. Die eigentliche Eindringlänge in den Boden wird weiterhin mit l bezeichnet. In der Herleitung wird jedoch die ab Bohrlochmitte gemessene Eindringlänge l_r benötigt.

**Abbildung 3.14: Eindringung im radialsymmetrischen Fall (Bohrloch)**

Der Durchfluss über die Umfangsfläche $2 \cdot \pi \cdot r$ (mit der Höhe „1“) ermittelt sich in Analogie zum eindimensionalen Fall zu:

$$q = \frac{n^2 \cdot \gamma_W}{72 \cdot \eta_W \cdot k} \cdot \frac{m \cdot R_{3D}^{(3 \cdot m + 1) / m}}{3 \cdot m + 1} \cdot \left(\frac{-\frac{du}{dr} \cdot \gamma_F}{2 \cdot K} \right)^{1/m} \cdot 2 \cdot \pi \cdot r \quad (3.41)$$

Diese Differentialgleichung kann durch Trennen der Variablen gelöst werden:

$$\frac{q^m \cdot \frac{2 \cdot K}{\gamma_F}}{\left(\frac{n^2 \cdot \gamma_W}{36 \cdot \eta_W \cdot k} \cdot \frac{\pi \cdot m}{3 \cdot m + 1} \right)^m \cdot R_{3D}^{3 \cdot m + 1}} \cdot \int \frac{1}{r^m} \cdot dr = \int -du \quad (3.42)$$

$$\Rightarrow \frac{q^m \cdot \frac{2 \cdot K}{\gamma_F}}{\left(\frac{n^2 \cdot \gamma_W}{36 \cdot \eta_W \cdot k} \cdot \frac{\pi \cdot m}{3 \cdot m + 1} \right)^m \cdot R_{3D}^{3 \cdot m + 1}} \cdot \frac{r^{1-m}}{1-m} = -u + C \quad (3.43)$$

(C = Integrationskonstante)

Mit der Randbedingung $u(r = r_{\text{Bohrloch}}) = u_{\text{Bohrloch}}$ lässt sich die Integrationskonstante bestimmen:

$$C = u_{\text{Bohrloch}} + \frac{q^m \cdot \frac{2 \cdot K}{\gamma_F}}{\left(\frac{n^2 \cdot \gamma_W}{36 \cdot \eta_W \cdot k} \cdot \frac{\pi \cdot m}{3 \cdot m + 1} \right)^m \cdot R_{3D}^{3 \cdot m + 1}} \cdot \frac{r_{\text{Bohrloch}}^{1-m}}{1-m} \quad (3.44)$$

Für das Potential gilt somit:

$$u = u_{\text{Bohrloch}} - \frac{q^m \cdot \frac{2 \cdot K}{\gamma_F}}{\left(\frac{n^2 \cdot \gamma_W}{36 \cdot \eta_W \cdot k} \cdot \frac{\pi \cdot m}{3 \cdot m + 1} \right)^m \cdot R_{3D}^{3 \cdot m + 1}} \cdot \frac{r^{1-m} - r_{\text{Bohrloch}}^{1-m}}{1-m} \quad (3.45)$$

Mit der Randbedingung $u(r = l_r) = u_{\text{GW}}$ am Ende der Eindringlänge und $\Delta u = u_{\text{Bohrloch}} - u_{\text{GW}}$ lässt sich der Durchfluss ermitteln:

$$q^m = \frac{\Delta u \cdot \gamma_F}{2 \cdot K} \cdot \left(\frac{n^2 \cdot \gamma_W}{36 \cdot \eta_W \cdot k} \cdot \frac{\pi \cdot m}{3 \cdot m + 1} \right)^m \cdot R_{3D}^{3 \cdot m + 1} \cdot \frac{1-m}{l_r^{1-m} - r_{\text{Bohrloch}}^{1-m}} \quad (3.46)$$

$$\Rightarrow q = \left(\frac{\Delta u \cdot \gamma_F}{2 \cdot K} \right)^{1/m} \cdot \frac{n^2 \cdot \gamma_W}{36 \cdot \eta_W \cdot k} \cdot \frac{\pi \cdot m}{3 \cdot m + 1} \cdot R_{3D}^{(3 \cdot m + 1)/m} \cdot \left(\frac{1-m}{l_r^{1-m} - r_{\text{Bohrloch}}^{1-m}} \right)^{1/m}$$

Wie schon im eindimensionalen Fall wird nun das einströmende Volumen dem aufgefüllten Porenraum gleichgesetzt:

$$q(l_r) \cdot dt = n \cdot 2 \cdot \pi \cdot l_r \cdot dl_r \quad (3.47)$$

$$\Rightarrow \left(\frac{\Delta u \cdot \gamma_F}{2 \cdot K} \right)^{1/m} \cdot \frac{n^2 \cdot \gamma_W}{36 \cdot \eta_W \cdot k} \cdot \frac{\pi \cdot m}{3 \cdot m + 1} \cdot R_{3D}^{(3 \cdot m + 1)/m} \cdot \left(\frac{1-m}{l_r^{1-m} - r_{\text{Bohrloch}}^{1-m}} \right)^{1/m} \cdot dt = n \cdot 2 \cdot \pi \cdot l_r \cdot dl_r$$

$$\Rightarrow \left(\frac{\Delta u \cdot \gamma_F}{2 \cdot K} \right)^{1/m} \cdot \frac{n \cdot \gamma_W}{72 \cdot \eta_W \cdot k} \cdot \frac{m}{3 \cdot m + 1} \cdot R_{3D}^{(3 \cdot m + 1)/m} \cdot (1-m)^{1/m} \cdot \int dt = \int (l_r^{1-m} - r_{\text{Bohrloch}}^{1-m}) \cdot l_r \cdot dl_r$$

Die Variablen der Differentialgleichung lassen sich zwar trennen, allerdings kann das so erhaltene Integral auf der rechten Gleichungsseite analytisch nicht mehr gelöst werden. Die Herleitung von STEINHOFF (1993), die aufgrund des modifizierten Ersatzsystems etwas abweicht, führt zum gleichen Integraltyp. STEINHOFF ermittelte eine geschlossene Näherungslösung durch Taylor-Reihenentwicklung. Es ist aber ebenso möglich, einzelne Lösungen durch numerische Integration zu gewinnen, indem die gesuchten Wertepaare (t / l_r) als obere Grenzen in die Integrale gesetzt werden.

In vielen Fällen ist es erforderlich, sich ein Bild davon zu machen, welche Scherraten bei einer Strömung auftreten, z.B. um zu beurteilen, ob die mit einem Viskosimeter bestimmten Fließkurven in einem hinsichtlich der betrachteten Strömung maßgebenden Scherratenbereich ermittelt wurden (vgl. Abschnitt 5.6.4.1). In diesem Zusammenhang ist die so genannte „scheinbare“ (oder auch „repräsentative“) Viskosität hilfreich, welche als die Viskosität einer fiktiven newtonschen Flüssigkeit definiert wird, für die sich bei sonst gleichen Randbedingungen (Potentialdifferenz, Porenraummodell) der gleiche Durchfluss einstellt wie für die betrachtete nicht-newtonsche Flüssigkeit. Wird als Porenraummodell das Modell nach den Gleichungen (3.32) und (3.33) verwendet, kann die scheinbare Viskosität η_{schb} leicht durch Gleichsetzen des Durchflusses der betrachteten nicht-newtonschen Flüssigkeit und des Durchflusses einer fiktiven newtonschen Flüssigkeit mit $\eta = \eta_{schb}$ (nach Hagen-Poiseuille, Gleichung (3.12)) durch eine einzelne Röhre ermittelt werden:

$$q_{\text{newtonsch}} = \frac{\pi \cdot \Delta u \cdot \gamma_F \cdot R^4}{8 \cdot \eta_{schb} \cdot l} = q_{\text{nicht-newtonsch}} \Rightarrow \eta_{schb} = \frac{\pi \cdot \Delta u \cdot \gamma_F \cdot R^4}{8 \cdot l \cdot q_{\text{nicht-newtonsch}}} \quad (3.48)$$

Hiermit kann anhand des rheologischen Modells (Fließkurve) der nicht-newtonschen Flüssigkeit die so genannte „scheinbare“ Scherrate ermittelt werden. Dies ist die Scherrate bei der die nicht-newtonsche Flüssigkeit die scheinbare Viskosität zeigt:

$$\dot{\gamma}_{schb} = \dot{\gamma}(\eta_{schb}) \quad (3.49)$$

Für Ostwald-de Waele-Fluide ergeben sich folgende Beziehungen:

$$\eta_{schb} = \frac{\frac{\pi \cdot \Delta u \cdot \gamma_F \cdot R^4}{8 \cdot l}}{\frac{\pi \cdot m \cdot R^{(3 \cdot m + 1)/m}}{3 \cdot m + 1} \cdot \left(\frac{\Delta u \cdot \gamma_F}{2 \cdot K \cdot l} \right)^{1/m}} \quad (3.50)$$

und

$$\dot{\gamma}_{schb} = \dot{\gamma}(\eta_{schb}) = \left(\frac{\eta_{schb}}{K} \right)^{\frac{1}{m-1}} \quad (3.51)$$

Eine nicht-newtonsche Flüssigkeit erfährt im Röhrenmodell sowohl höhere als auch niedrigere Scherraten als die scheinbare Scherrate. Die maximale Scherrate im Röhrenmodell tritt stets an der Rohrwandung auf, da dort entsprechend Gleichung (3.9) die maximalen Schubspannungen wirken (τ_W = Wandschubspannung). Nur aus Gleichgewichtsbetrachtungen, d.h. unabhängig vom rheologischen Modell kann auch die maximale Scherrate ($\dot{\gamma}_W$) ermittelt werden:

$$\dot{\gamma}_W = \dot{\gamma}(\tau_W) \quad \text{mit} \quad \tau_W = \frac{R \cdot \Delta u \cdot \gamma_F}{2 \cdot l} \quad (3.52)$$

3.4.2.3 Netzwerk-Modellierung

SORBIE (1991) berichtet, dass der genaueste Ansatz zur Modellierung nicht-newtonscher Strömungen die Verwendung von Netzwerken aus einzelnen Porengängen mit variierender Geometrie sei, da durch diese die Auswirkungen komplexer rheologischer Eigenschaften der Fluide auf die Strömung eher erfasst werden können.

Netzwerk-Modelle werden aus einzelnen Grundtypen von Porengängen zusammengesetzt, die dem realen System möglichst nachempfunden, aber mathematisch parametrisiert sind und für die jeweils eine (nichtlineare) Potentialgradient-Geschwindigkeits-Beziehung mittels numerischer Berechnungen (Computational Fluid Dynamics-Programme) bestimmt wird. Diese Einzelelemente werden dann in einer Matrix zusammengeführt, so dass das Gesamtsystem berechenbar wird.

Diese Technik der Netzwerk-Modellierung scheint sich in den letzten Jahren als das brauchbarste Mittel für eine realistische Modellierung komplexer nicht-newtonscher Strömungen herausgestellt zu haben. Dies spiegelt sich u.a. wieder in einer Fülle von wissenschaftlichen Veröffentlichungen zu dieser Thematik, insbesondere aus dem Bereich des Chemieingenieurwesens (z.B. BALHOFF, 2005; PEARSON / TARDY, 2002; PERRIN ET AL., 2006; SOCHI / BLUNT, 2008). Die Berechnung solcher Modelle wird dabei aufgrund der steigenden Rechnerleistungen zunehmend effizienter. Es stellt sich im Hinblick auf den hier betrachteten Anwendungsfall (Nachweis der Standsicherheit eines Bohrlochs oder eines Schlitzes im Rahmen eines Bauprojekts) aber die Frage, wie das der Berechnung zu Grunde liegende geometrische Modell anhand verfügbarer Baugrundinformationen zuverlässig generiert werden soll. Selbst eine rein an Messergebnisse angepasste Ableitung eines geometrischen Modells erscheint allenfalls für Laboruntersuchungen einigermaßen realistisch.

3.5 Ergänzende Fragestellungen

3.5.1 Variable Durchlässigkeit über die Eindringlänge

Die Durchlässigkeit in der Nähe der Bohrlochwand oder Schlitzgrabenwand kann beim Einströmen der polymeren Stützflüssigkeit in den umgebenden Boden durch drei Mechanismen reduziert werden:

- Filtration von aufgewirbelten Bodenpartikeln (Kolmatation)
- Membranbildung durch die Polymere an der Bohrloch- oder Schlitzgrabenwand
- Polymerretention im Korngerüst

Der wichtigste Mechanismus ist normalerweise die Filtration von Bodenpartikeln, die beim Bohrvorgang in die Stützflüssigkeit eingetragen werden und die je nach Partikelgröße entweder durch eine Fließgrenze in Schwebelage gehalten werden oder infolge der hohen Viskosität doch zumindest so langsam absinken (sedimentieren), dass sie mit der Strömung der Stützflüssigkeit seitlich in die Wandung eindringen können, ehe sie die Sohle des Bohrlochs oder des Schlitzes erreichen.

Literatur zum Thema Filtrationsverhalten ist auch aus dem Bereich des Bauingenieurwesens reichlich verfügbar. Exemplarisch seien die Arbeiten von WITT (1986) und SCHLÖTZER (1995) aufgeführt, die gute Übersichten der verschiedenen Phasen bzw. Mechanismen von Filtrationsprozessen enthalten.

Voraussetzung für eine Filtration ist eine Horizontalströmung vom Bohrloch bzw. vom Schlitz in den seitlich umgebenden Baugrund. Andernfalls würden die in der Stützflüssigkeit enthaltenen Partikel lediglich sedimentieren (vgl. Fall (a) in Abbildung 3.15). Bei ausreichend weiten Porenkanälen dringen die Partikel mit der Stützflüssigkeit in den Baugrund ein, wobei sich die Strömung selbst in Folge des mit zunehmender Eindringlänge abnehmenden hydraulischen Gradienten verlangsamt und bei Existenz einer Fließgrenze ggf. völlig stagniert (vgl. Abschnitt 1.2). Zumeist werden die Partikel aber nicht bis zur maximalen Penetrationslänge der Flüssigkeit gelangen, sondern bereits zuvor abfiltrieren, da sie an einer Porenengstelle hängen bleiben (vgl. Fall (b) in Abbildung 3.15). Dies wird beim Bohrvorgang der Regelfall sein, da die filtrierenden Partikel dem natürlichen Baugrund entstammen, aus dem sie andernfalls bereits zuvor durch eine Grundwasserströmung hätten erodiert werden können. (Eine Ausnahme könnte z.B. ein stark unterschiedlich geschichteter Baugrund sein, in dem die aus umgebenden Schichten gelösten Partikel in einer zwischengeschalteten Rollkieslage sehr weit penetrieren können.)

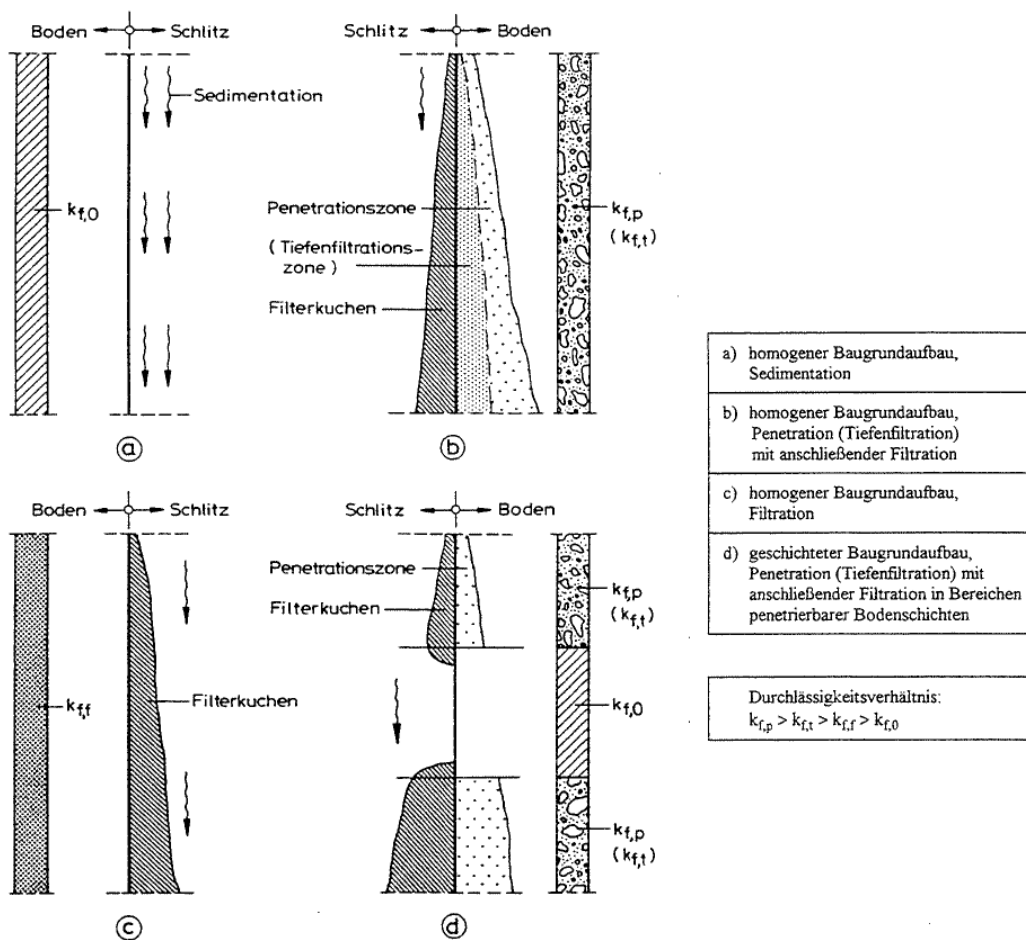


Abbildung 3.15: Penetrations- und Filtrationszonen nach SCHLÖTZER (1995)

Für die Reichweite der zuvor beschriebenen so genannten Tiefenfiltration (auch als Kolmatation bezeichnet, vgl. SCHLÖTZER, 1995) lassen sich ggf. auf der Grundlage der Porengrößenverteilung probabilistische Aussagen treffen (WITT, 1986). Dies wird hier nicht weiter verfolgt, weil einerseits der Baugrund entsprechend umfassend erkundet und zudem möglichst homogen sein müsste und weil andererseits die Menge und Größenverteilung der eindringenden Partikel von den rheologischen Eigenschaften der Stützflüssigkeit sowie dem verwendeten Bohrwerkzeug (Bohreimer oder kurze Bohrschnecke, vgl. Kapitel 7) abhängt. Außerdem spielt für die hydraulische Stützung auch der Zeitraum, in dem sich eine solche Tiefenfiltration vollzieht, eine Rolle. Erstreckt sich dieser Prozess über einen langen Zeitraum, ist der Einfluss auf die betrachtete Anwendung vermutlich unbedeutend.

Allgemein kann angenommen werden, dass der Effekt besonders ausgeprägt auftritt, wenn der Baugrund relativ durchlässig ist, zugleich aber ausreichend Feinteile enthält, die beim Bohren in die Stützflüssigkeit eingetragen werden können (z.B. in einem Kies, sandig, schwach schluffig).

Von der Tiefenfiltration abgrenzen lässt sich die Kuchenfiltration, bei der die in der Stützflüssigkeit enthaltenen Partikel aufgrund ihrer Größe nicht mehr durch die Wandung in den Boden eindringen können, sondern an dieser abfiltrieren. Theoretisch kann ein solcher Filterkuchen bei anhaltender Strömung stark anwachsen. Im Fall der Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten ist diese Art der Filtration aber vermutlich von geringer Bedeutung, weil ein solcher Filterkuchen – anders als bei der Anwendung von Bentonitsuspensionen – meist kaum weniger durchlässig sein wird, als der umgebende Boden selbst, und darüber hinaus auch durch den weiteren Bohrvorgang leicht wieder zerstört werden kann.

Durch die Partikelfiltration verlangsamt sich in der Praxis die Eindringung der Stützflüssigkeit in den umgebenden Baugrund. Außerdem liegt der Schwerpunkt der durch Schubspannungen übertragenen Stützkraft näher am Bohrloch oder Schlitz, was sich hinsichtlich der Standsicherheit günstig auswirkt.

Die Bildung einer druckübertragenden Polymermembran an der Bohrloch- oder Schlitzgrabenwand infolge einer Vernetzung von Polymermolekülen wird teilweise von Polymerfirmen beschrieben (z.B. KB INTERNATIONAL LLC, 2002; PDSCO, 2005). Die mechanische Wirkung einer solchen Polymermembran entspricht der einer Tiefenfiltration, wenn man eine starke Reduktion der Durchlässigkeit über eine sehr kurze Filtrationslänge annimmt.

Beim letzten Mechanismus, der Polymerretention im Korngerüst, werden (unvernetzte) Polymermoleküle, die bei entsprechend langsamer Strömung als Knäuel vorliegen, mechanisch blockiert (DENYS, 2003). Dies kann auftreten, wenn die maßgebenden Poren eine geringere Öffnungsweite haben, als dies etwa dem 3-fachen Knäueldurchmesser entspricht. Dem liegt die Annahme zugrunde, dass die Porenweite infolge adsorbierter Polymermoleküle zunächst auf ein Drittel reduziert wird, so dass anschließend kein weiteres Knäuel mehr passieren kann. DENYS (2003) gibt diesbezüglich unter der Annahme relativ großer Polymermoleküle als Grenze der Permeabilität $k^* < 5 \cdot 10^{-15} \text{ m}^2$ an (entspricht Durchlässigkeiten von $k < 4 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$). Während für Permeabilitäten von $5 \cdot 10^{-15} \text{ m}^2 < k^* < 1,2 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2$ (entspricht Durchlässigkeiten von $4 \cdot 10^{-8} \text{ m/s} < k < 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$) die Polymerknäuel zwar passieren können, aber die Durchlässigkeit aufgrund der verengten Porenkanäle noch spürbar reduziert ist, lässt sich dieser Mechanismus bei höheren Permeabilitäten gänzlich vernachlässigen.

Das Resultat aller zuvor dargestellten Mechanismen ist immer eine veränderliche Durchlässigkeit über die Eindringlänge der Polymerlösung. Es soll nun überlegt werden, wie sich für die Strömung durch ein poröses Medium mit in Strömungsrichtung variabler Durchlässigkeit Durchfluss und Druckverteilung berechnen lassen. Als einfachstes Beispiel denke man sich die eindimensionale Strömung von Wasser durch zwei hintereinander liegende Zonen der Längen l_1 und l_2 mit den Durchlässigkeiten k_1 bzw. k_2 (vgl. Abbildung 3.16).

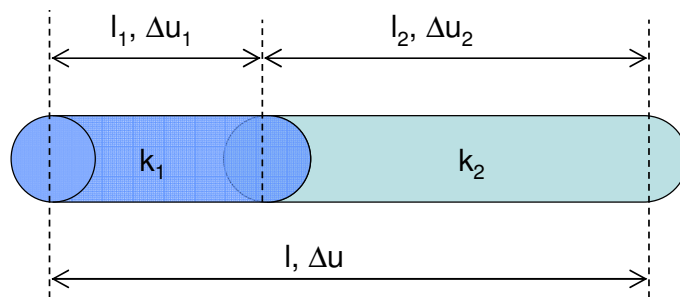


Abbildung 3.16: Strömung durch zwei Zonen unterschiedlicher Durchlässigkeit

Es wird angenommen, dass die Längen und Durchlässigkeiten der beiden Abschnitte sowie die Potentialdifferenz über die gesamte Länge l bekannt sind. Außerdem wird das Wasser als inkompressibel betrachtet und der Porenanteil über die gesamte Länge l als konstant angenommen. (Der Porenanteil verringert sich eigentlich als Konsequenz einer Tiefenfiltration, so dass nachfolgend genau genommen die Filtergeschwindigkeiten der beiden Abschnitte nicht gleichgesetzt werden dürften. Da sich der Durchlässigkeitsbeiwert jedoch erheblich stärker verändert als der Porenanteil, wird dieser Umstand hier vernachlässigt.) Es lässt sich dann folgendes Gleichungssystem aufstellen:

$$v = \frac{k_1 \cdot \Delta u_1}{l_1} = \frac{k_2 \cdot \Delta u_2}{l_2} \quad \text{und} \quad \Delta u_1 + \Delta u_2 = \Delta u \quad (3.53)$$

Die Unbekannten Δu_1 , Δu_2 und v lassen sich hieraus folgendermaßen ermitteln:

$$\Delta u_1 = \frac{1}{\frac{l_2 \cdot k_1}{l_1 \cdot k_2} + 1} \cdot \Delta u \quad \text{bzw.} \quad \Delta u_2 = \frac{1}{\frac{l_1 \cdot k_2}{l_2 \cdot k_1} + 1} \cdot \Delta u \quad (3.54)$$

und

$$v = \frac{1}{\frac{l_1}{k_1} + \frac{l_2}{k_2}} \cdot \Delta u \quad (3.55)$$

In einem zweiten Beispiel wird vorausgesetzt, dass sich die Durchlässigkeit über die Länge l als stetige Funktion $k(x)$ darstellen lässt (Abbildung 3.17). Es wird angenommen, dass der Potentialverlauf $u(x)$ sowie die Filtergeschwindigkeit v (konstant über x) im Versuch gemessen wurden und anhand der Messwerte nun die Durchlässigkeitsfunktion $k(x)$ bestimmt werden soll.

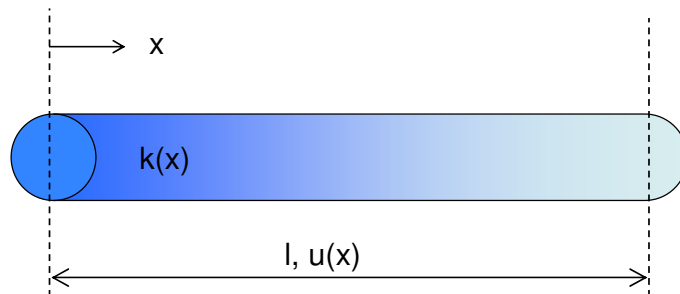


Abbildung 3.17: Strömung durch eine Zone mit veränderlicher Durchlässigkeit $k = f(l)$

Es gilt:

$$v = -k(x) \cdot \frac{du}{dx} \quad \text{und damit} \quad k(x) = \frac{-v}{u'(x)} \quad (3.56)$$

(Für einen linear abnehmenden Potentialverlauf $u(x)$ folgt daraus erwartungsgemäß $k(x) = \text{const.}$)

Für nicht-newtonsche Fluide ist die Herleitung einer Durchlässigkeitsfunktion $k(x)$ bei bekanntem Potentialverlauf $u(x)$ und bekannter Fließgeschwindigkeit (bzw. Durchfluss) teilweise schwierig oder nicht möglich, weil sich die Gleichungen nicht nach $k(x)$ auflösen lassen. Zumindest für Ostwald-de Waele-Fluide gelingt dies aber nach Kombination der Gleichungen (3.16), (3.32), (3.33) und (3.56):

$$q = \frac{\pi \cdot m \cdot \left(\frac{24 \cdot \eta_W \cdot k(x)}{n \cdot \gamma_W} \right)^{(3 \cdot m + 1) / 2 \cdot m}}{3 \cdot m + 1} \cdot \left(\frac{u'(x) / \gamma_F}{2 \cdot K} \right)^{1/m} \cdot \frac{n^2 \cdot \gamma_W}{72 \cdot \pi \cdot \eta_W \cdot k(x)} \cdot A \quad (3.57)$$

$$\Rightarrow q = \frac{\pi \cdot m \cdot \left(\frac{24 \cdot \eta_W}{n \cdot \gamma_W} \right)^{(3 \cdot m + 1) / 2 \cdot m}}{3 \cdot m + 1} \cdot \left(\frac{u'(x) / \gamma_F}{2 \cdot K} \right)^{1/m} \cdot \frac{n^2 \cdot \gamma_W}{72 \cdot \pi \cdot \eta_W} \cdot A \cdot k(x)^{(3 \cdot m + 1) / 2 \cdot m - 1}$$

$$\Rightarrow k(x) = \left(\frac{q}{\frac{\pi \cdot m \cdot \left(\frac{24 \cdot \eta_W}{n \cdot \gamma_W} \right)^{(3 \cdot m + 1) / 2 \cdot m}}{3 \cdot m + 1} \cdot \left(\frac{u'(x) / \gamma_F}{2 \cdot K} \right)^{1/m} \cdot \frac{n^2 \cdot \gamma_W}{72 \cdot \pi \cdot \eta_W} \cdot A} \right)^{2 \cdot m / (m + 1)}$$

Gleichung (3.57) könnte in Untersuchungen zum Filtrationsverhalten mit partikelbeladenen Ostwald-de Waele-Fluiden genutzt werden, um anhand gemessener Potentialverteilungen die Veränderung der Durchlässigkeit im Bereich der Eindringlänge rechnerisch abzuleiten. (Entsprechende Untersuchungen wurden im Rahmen dieser Forschung allerdings nicht durchgeführt.) Sofern der Potentialverlauf kontinuierlich gemessen wird, lässt sich mit der dargestellten Methode ggf. auch eine über die Zeit veränderliche Durchlässigkeitsverteilung verfolgen.

3.5.2 Variable Polymerkonzentration über die Eindringlänge

Im Sinne einer Transportmodellierung können die polymeren Stützflüssigkeiten als Grundwasser aufgefasst werden, welches im Bohrloch bzw. im Schlitz einen anderen Stoff (das Polymer) in einer definierten Konzentration enthält. Der Transport einer solchen Stoffkonzentration wird außer von der Advektion (Bewegung des Stoffes mit der Trägerflüssigkeit mit Richtung und Betrag der Filtergeschwindigkeit) auch von der hydrodynamischen Dispersion, der molekularen Diffusion und der Adsorption beeinflusst (KINZELBACH / RAUSCH, 1995; BEAR, 1988). Auf die einzelnen Mechanismen wird in den nachfolgenden Absätzen kurz eingegangen.

Die Besonderheit besteht im Fall der Polymerlösungen in Gegenüberstellung zu der Modellierung eines Schadstofftransports im Grundwasser darin, dass diese Mechanismen aufgrund der Abhängigkeit der Viskositätsfunktion von der Polymerkonzentration wiederum die Advektion beeinflussen. Eine Berücksichtigung dieser Zusammenhänge würde daher zu einer erheblich komplexeren Beschreibung der Polymereindringung führen. Es darf jedoch angenommen werden, dass der Einfluss dieser Mechanismen deutlich geringer ist als z.B. der Einfluss einer variablen Permeabilität, weshalb an dieser Stelle auch kein Versuch der mathematischen Modellierung unternommen wird.

Variable Polymerkonzentration durch Polymerretention

Ein Teil der in den Polymerlösungen enthaltenen Polymermoleküle wird an der Oberfläche der Bodenkörner adsorbiert (WILKE, 1997; SORBIE, 1991). Hierbei kann zwischen der Physisorption (durch Van-der-Waals-Kräfte) und der Chemisorption unterschieden werden. Der Vorgang ist zumindest teilweise reversibel, die Abgabe zuvor adsorbierter Moleküle wird als Desorption bezeichnet. Unmittelbare Folge der Adsorption ist ein Konzentrationsabfall in der Polymerlösung, der sich mit zunehmender Eindringung der Stützflüssigkeit in den Baugrund abschwächt, weil sich zwischen der am Korngerüst absorbierten Polymermasse und der Konzentration der Polymerlösung ein Gleichgewicht einstellt. Der stärkste Einfluss liegt daher im Bereich der Polymerfront vor. Welche Stoffmasse in Abhängigkeit von der Konzentration der Polymerlösung maximal adsorbiert wird, hängt außer vom Chemismus des Adsorptivs (Polymertyp und Wasser) und der Mineralogie des Bodens (Adsorbens) insbesondere auch von der verfügbaren Oberfläche der Körner und damit der Korngrößenverteilung des Bodens ab.

Durch einen nennenswerten Konzentrationsabfall würde die Viskosität der Stützflüssigkeit reduziert und die Eindringgeschwindigkeit erhöht. Andererseits kann bei gering durchlässigen Böden, in denen die Adsorption aufgrund der großen spezifischen Oberfläche am stärksten ist, auch ein gegenteiliger Effekt infolge der Porenraumverengung eintreten (vgl. Diskussion der Polymerretention in Abschnitt 3.5.1).

Variable Polymerkonzentration durch Strömung gegen Grundwasser

Infolge der hydrodynamischen Dispersion und der molekularen Diffusion wird die klare Front der gegen anstehendes Grundwasser eindringenden Polymerlösung „verwischt“ und es bildet sich ein Übergangsbereich zwischen unverdünnter Stützflüssigkeit und reinem Grundwasser.

Der Einfluss eines begrenzten Übergangsbereiches auf die Eindringgeschwindigkeit der Stützflüssigkeit ist wahrscheinlich gering, da sich die Eindringlänge, über welche die Polymerlösung in ihrer Ausgangskonzentration strömt, gegenüber dem idealisierten Fall mit scharfer Front zwar leicht verkürzt, gleichzeitig aber der Übergangsbereich auch in begrenztem Umfang am Potentialabbau beteiligt ist. (Ein Potentialabbau im Bereich des zu verdrängenden reinen Wassers vor der Polymerfront bzw. vor dem Übergangsbereich wird aufgrund der erheblich geringeren Viskosität gegenüber der Polymerlösung üblicherweise vernachlässigt, vgl. auch Diskussion des STEINHOFF-Modells in Abschnitt 3.4.2.)

3.5.3 Teilgesättigte Verhältnisse

In dem oberhalb des Grundwasserniveaus liegenden Bereich eines Bohrlochs oder eines Schlitzes strömt die stützende Flüssigkeit bei teilgesättigten Verhältnissen in den umgebenden Boden. Um einen Einstieg in die recht komplexe Strömungsmechanik teilgesättigter Böden zu vermeiden, wird an dieser Stelle nur ein stark vereinfachtes Berechnungsmodell für eine solche horizontale Infiltration einer teilgesättigten Bodensäule nach LU / LIKOS (2004) vorgestellt (siehe Abbildung 3.18).

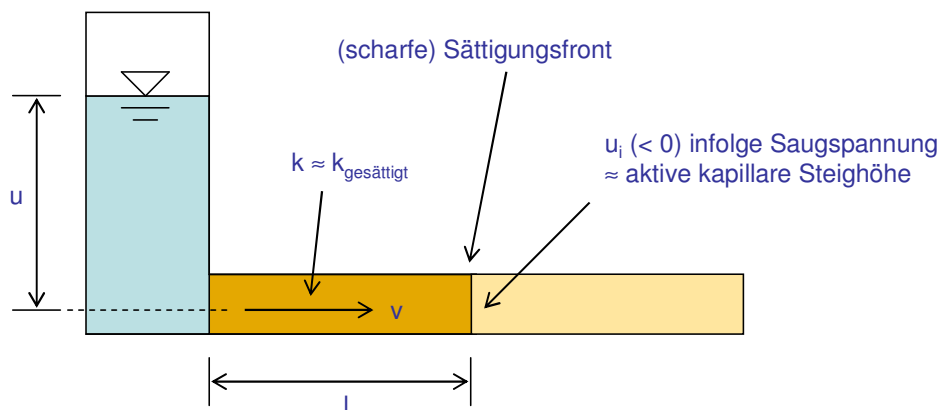


Abbildung 3.18: Strömung bei teilgesättigten Verhältnissen

Es wird hierbei eine scharfe Sättigungsfront angenommen und als Durchlässigkeit hinter dieser Sättigungsfront entsprechend die Durchlässigkeit des voll gesättigten Bodens angesetzt. Der wesentliche Unterschied zu ideal gesättigten Verhältnissen besteht nur darin, dass sich durch die vor der Front wirksame Saugspannung die wirksame Potentialdifferenz erhöht und die Eindringgeschwindigkeit entsprechend ansteigt. (Das Potential vor der Front ist kleiner Null, weil die Saugspannung geringer ist als der atmosphärische Luftdruck.)

Für Wasser lässt sich anhand dieses Modells die jeweilige Eindringgeschwindigkeit ermitteln zu:

$$v(l) = k_{(\text{gesättigt})} \cdot \frac{u - u_i}{l} \quad (3.58)$$

Das negative Potential u_i vor der Front kann dabei mit der aktiven kapillaren Steighöhe abgeschätzt werden, die linear proportional zum Kosinus des Benetzungswinkels zwischen Flüssigkeit und Kornoberfläche und ebenfalls linear proportional zur Oberflächenspannung der Flüssigkeit ist (VON SOOS, 2001; DONG / DULLIEN, 2006). Für den Kosinus des Benetzungswinkels wird bei Grundwasser und Boden zumeist der Maximalwert 1 angenommen. Hieraus folgt, dass in einem gegebenen Boden die Steighöhen für Polymerlösungen kleiner sind als für Grundwasser, sofern die Oberflächenspannung der Polymerlösungen die von Wasser nicht überschreiten. Anhaltswerte für kapillare Steighöhen finden sich z.B. bei VON SOOS (2001) und BEAR (1988).

3.5.4 Wandeffekte

Aufgrund der sterischen Hinderung (= Behinderung der freien Rotationsmöglichkeit der Polymermoleküle) liegt im Wandbereich eines Porenkanals im Vergleich zu dessen Achse eine geringere Polymerkonzentration vor, wodurch sich der Durchfluss insgesamt erhöht (WILKE, 1997; SORBIE, 1991). Da dieses Phänomen nur bei sehr geringen Durchlässigkeiten eine Rolle spielt, wird hierauf nicht weiter eingegangen.

Ein völlig anderes Phänomen wird ebenfalls häufig als Wandeffekt bezeichnet. Hierbei handelt es sich um die Zunahme des Durchflusses, wenn bei einem eindimensionalen Strömungsversuch mit einer in einen starren Zylinder eingebauten Bodensäule der Durchmesser des Probekörpers im Verhältnis zur Korngröße des Bodens zu gering ist. Dies ist auf den im Bereich der Behälterwand zwangsläufig erhöhten Porenanteil zurückzuführen und sollte in solchen Versuchen durch eine entsprechende Wahl des Zylinderdurchmessers ausgeschlossen werden. In DIN 18130-1 (1998) ist deshalb ein Verhältnis Größtkorn zu Probendurchmesser von $< 1:5$ bei ungleichförmigen und $< 1:10$ bei gleichförmigen Böden vorgegeben. Nach DANIEL (1994), der auf die ASTM-Normen D2434 und D5084 verweist, sollte das Verhältnis des Größtkorns zum Probendurchmesser höchstens 1:6 betragen.

4 Numerische Modellierung

4.1 Zielsetzung

Mit den in diesem Kapitel vorgestellten Modellierungen wurden drei Zielsetzungen verfolgt:

1. Es sollte demonstriert werden, wie sich die in Kapitel 3 vorgestellten Strömungsgleichungen in einem numerischen Modell implementieren lassen. Hierfür wurde bewusst eine in der Geotechnik verbreitete, kommerzielle Software verwendet und kein spezielles Programm für die Simulation nicht-newtonscher Strömungen.
2. Der bei analytischen Berechnungen auftretende Fehler in Bezug auf die Eindringfigur bzw. den Potentialverlauf, der aus der Vernachlässigung von Vertikalgeschwindigkeiten resultiert (vgl. Diskussion des STEINHOFF-Modells und Anmerkungen zur Dupuit-Annahme in Abschnitt 3.4.2), sollte exemplarisch untersucht werden. Hierbei sollte auch der Einfluss einer möglichen Anisotropie in der Durchlässigkeit berücksichtigt werden.
3. Als Vorlage für anspruchsvolle Bemessungsaufgaben (komplexe Geometrie, geschichteter Baugrund, asymmetrische Verkehrslasten o.ä.) sollte ggf. aufgezeigt werden, wie sich die Strömungssimulation für eine nicht-newtonsche Stützflüssigkeit und eine Standsicherheitsuntersuchung in einem Modell kombinieren lassen.

Die Bearbeitung erfolgte mit dem Programm $\text{FLAC}^{3\text{D}}$ (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions), Version 3.1 der Firma Itasca Consulting Group, Inc. (USA), einer Implementierung der expliziten Finite-Differenzen-Methode. Hinsichtlich der mathematischen Umsetzung im Programm sei auf die entsprechenden Handbücher verwiesen (ITASCA CONSULTING GROUP, 2006). Diese Zusammenhänge werden nachfolgend nur so weit dargestellt, wie es für das Nachvollziehen der Modellierungsansätze erforderlich ist.

4.2 Berücksichtigung der Strukturviskosität

Ein Vorteil der numerischen Modellierung besteht in der Fähigkeit, auch mehrdimensionale Strömungsvorgänge betrachten zu können. Im Zusammenhang mit einer solchen mehrdimensionalen Modellierung ist vorab jedoch zu klären, wie die Viskosität für jede der Koordinatenrichtungen angesetzt werden soll. Bei der Vorstellung der rheologischen Modelle in Abschnitt 3.1 wurden stets einfache Scherströmungen betrachtet, bei denen nur in einer Koordinatenrichtung ein Geschwindigkeitsgradient (Scherrate) auftrat. Die Viskosität war somit bei strukturviskosen Fluiden zwar abhängig von der Scherrate, jedenfalls aber eine skalare Größe. In DIN 1342-3 (2003) wird hierzu sinngemäß ausgeführt, dass die betrachteten Flüssigkeiten im Ruhezustand als isotrop angesehen werden, weshalb die einzelnen Parameter des verwendeten rheologischen Modells Skalare sind. Allerdings lässt sich das Modell als solches eben nur unter bestimmten Bedingungen auf skalare Gleichungen reduzieren und muss im Allgemeinen in tensorieller Form dargestellt werden.

Derartige Formulierungen – üblicherweise basierend auf einem Scherraten-Vektor – finden sich auch in der Literatur (z.B. bei FADILI ET AL., 2002). Allerdings besteht das Problem, dass der tatsächliche Scherraten-Vektor im porösen Medium nicht bekannt ist und im Ersatzsystem aus geradlinigen Röhren mit konstantem Radius wiederum nur eine ebene Schichtenströmung mit skalarer (wenn auch ortsabhängiger) Viskosität vorliegt. Deshalb wird hier ein pragmatischer Ansatz gewählt, der zugleich die Vergleichbarkeit mit der analytisch ermittelten eindimensionalen Eindringung nach Gleichung (3.40) gewährleistet. Mit der Vorstellung voneinander unabhängiger Röhrengruppen in jeder der Koordinatenrichtungen wird dabei angenommen, dass auch die Viskosität für eine betrachtete Koordinatenrichtung unabhängig von den jeweils anderen Koordinatenrichtungen und den dort anliegenden Scherraten ist.

Die Eingabe eines strukturviskosen Fluids ist in der Software FLAC^{3D} nicht vorgesehen. Nachfolgend wird jedoch demonstriert, wie sich ein solches Fluid über den Ansatz scheinbarer newtonscher Viskositäten in den Berechnungen implementieren lässt. FLAC^{3D} verwendet für die Strömungssimulation ein explizites Verfahren, bei dem die Zustandsgrößen nur mit Werten des jeweils vorangegangenen Zeitschritts berechnet werden. Die vollständig textbasierte Modelleingabe ermöglicht über die Programmiersprache FISH den Zugriff auf die Zustandsgrößen des Modells. In den nachfolgend vorgestellten Modellen wird die Strukturviskosität der Polymerlösungen simuliert, indem nach jedem Zeitschritt und für jedes Modellelement (Zone) die Viskosität als scheinbare Viskosität η_{schb} eines fiktiven newtonschen Fluids nach Gleichung (3.50) aus dem vorliegenden Potentialgradienten (gemittelt über die Gitterpunkte des Elements) abgeleitet wird.

Der in FLAC^{3D} verwendete „permeability coefficient k “ (hier als k_{FLAC} bezeichnet) mit der Einheit $\text{m}^2 / (\text{Pa} \cdot \text{s})$ lässt sich dann für jede Zone aus der fluidunabhängigen Permeabilität k^* des Modellbaugrunds, vgl. Gleichung (3.22), wie folgt ermitteln und für den folgenden Zeitschritt neu belegen:

$$k_{\text{FLAC}} = \frac{k^*}{\eta} \quad \text{bzw. hier} \quad k_{\text{FLAC}} = \frac{k^*}{\eta_{\text{schb}}} \quad (4.1)$$

Die Eingabedateien für die nachfolgend vorgestellten Modelle finden sich im Anhang.

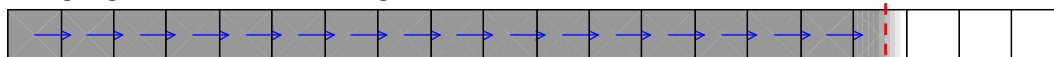
4.3 Modelle

4.3.1 Modell 1: 1D-Modell

Zunächst wird das eindimensionale Eindringen eines Ostwald-de Waele-Fluids in einen 30 cm langen Modellbereich mit 20 Elementen (Zonen) und Kantenlängen von 1,5 cm simuliert. Der Modellbereich ist zunächst vollständig trocken und wird dann infolge eines Differenzpotentials von 1 m am linken Modellrand von links nach rechts gefüllt. (Teilgesättigte Effekte werden hier nicht betrachtet.) Als Ostwald-de Waele-Parameter werden $K = 0,1 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ und $m = 0,4$ vorgegeben. Die Eindringlänge kann nach Gleichung (3.40) für einen Durchlässigkeitsbeiwert von $1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$, einen Porenanteil von 0,4 und eine Simulationsdauer von 10 s analytisch zu 0,249 m bestimmt werden.

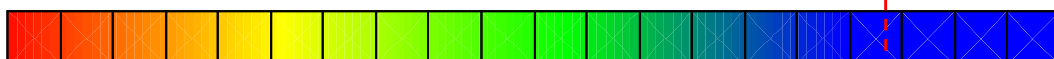
Die sehr gute Übereinstimmung der numerisch simulierten mit der analytisch berechneten Eindringlänge ist in Abbildung 4.1 zu sehen. Die Strömungsvektoren zeigen erwartungsgemäß eine konstante Geschwindigkeit über die Eindringlänge bei linear abnehmendem Porenfluiddruck an. (Die Schwerkraft wurde in den Modellen 1 und 2 deaktiviert, so dass sich das Potential ausschließlich aus dem Druck ableitet.)

Sättigungsverlauf und Strömungsvektoren



dunkelgrau: Sättigungsgrad = 1, weiß: Sättigungsgrad = 0

Porenfluiddruck

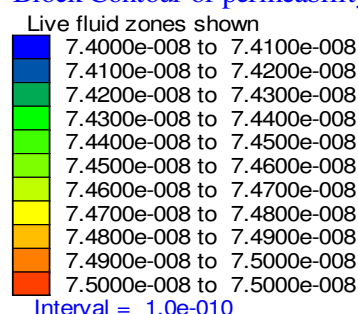


rot: 10.000 Pa, blau: 0 Pa

FLAC permeability coefficient je Netzelement



Block Contour of permeability



analytisch berechnete Eindringlänge = 0,249 m

Abbildung 4.1: FLAC^{3D}-Modell 1: 1D-Modellierung für ein Ostwald-de Waele Fluid

Für die FLAC^{3D} permeability coefficients k_{FLAC} , welche den einzelnen Netzelementen nach jedem Rechenschritt zugewiesen werden, ergeben sich Streuungen, welche vermutlich auf die numerische Diskretisierung zurückzuführen sind. Der Streubereich ist allerdings eng begrenzt und damit ohne Einfluss auf die berechnete Eindringlänge und Druckverteilung, weil numerisch bedingte Abweichungen der Koeffizienten in einzelnen Netzelementen durch die Berechnungsvorschrift gedämpft werden: Wurde einem Netzelement ein zu geringer Koeffizient k_{FLAC} zugewiesen, führt dies dazu, dass in diesem Netzelement im folgenden Zeitschritt ein höherer Potentialabbau erfolgt. Aus dem erhöhten Potentialabbau folgt jedoch bei der Neuberechnung des Koeffizienten k_{FLAC} eine niedrigere scheinbare Viskosität und somit eine Korrektur des betroffenen Koeffizienten nach oben.

Eine Schwierigkeit bei der Modellierung bestand darin, dass vor der Sättigungsfront zunächst kein Fluiddruck vorlag und gemäß der gewählten Vorgehensweise für diesen Bereich die Koeffizienten zu Null gesetzt worden wären. Um dies zu verhindern, wurden alle Zonen, in denen keine Druckdifferenz vorlag, mit dem für die jeweils links gelegene Zone ermittelten Koeffizienten belegt. Vergleichende Berechnungen, in denen diese Zonen alternativ mit zuvor definierten „Default“-Werten belegt wurden, zeigten bei Modell 1 nur einen sehr geringen Einfluss dieser Parameterwahl auf das Simulationsergebnis. Allerdings stieg die Rechenzeit merklich an, wenn dieser Wert hoch angesetzt wurde. Der Grund ist, dass das in der Strömungssimulation verwendete explizite Verfahren instabil wird, wenn der Zeitschritt zu groß gewählt wird. Dieser Zeitschritt wird im Regelfall automatisch vom Programm auf einem Stabilitätskriterium basierend gesetzt und wird durch die Wahl hoher Koeffizienten k_{FLAC} zwangsläufig sehr klein, wodurch die Rechenzeit entsprechend ansteigt.

Ebenso steigt die Rechenzeit durch die Vorgabe eines hohen Werts für die Fluidsteifigkeit (siehe auch Eingabedateien im Anhang). Dieser Wert wird daher zweckmäßigerweise deutlich kleiner gewählt als der reale Wert. Bei der Modellierung wurde die Steifigkeit soweit erhöht, bis kein Einfluss mehr erkennbar war.

4.3.2 Modell 2: 2D-Modell, Radialsymmetrie (Scheibe)

Als nächstes sollte als Basis für die Modellierung eines Bohrlochs die Eindringung bei Radialsymmetrie simuliert werden. In Abbildung 4.2 ist das gewählte, auf ein Kreissegment reduzierte Modell mit einer Länge von 30 cm in radialer Richtung dargestellt (Kantenlänge 2 cm, Radius des Bohrlochs 10 cm, Öffnungswinkel des Segments 5°). Fluidparameter, Potentialdifferenz und Simulationsdauer wurden von Modell 1 übernommen.

Bei der zeitschrittweisen Neubelegung der Koeffizienten k_{FLAC} wurden die scheinbaren Viskositäten η_{schb} vereinfachend nur aus den Differenzdrücken in radialer Richtung abgeleitet. Dies ist zulässig, weil in tangentialer Richtung (aus Symmetriegründen) und in vertikaler Richtung (bei deaktivierter Schwerkraft) keine Differenzdrücke vorliegen, so dass für diese Richtungen die Koeffizienten k_{FLAC} beliebig gewählt werden können.

Mit Gleichung (3.47) lässt sich die Eindringlänge für diesen Fall durch numerische Integration zu 0,220 m bestimmen. Die in Abbildung 4.2 dargestellte Eindringlänge (ausgewertet für einen Sättigungsgrad von 0,5 in der Mitte des unscharfen Bereichs) aus der numerischen Simulation ist mit ca. 0,21 m etwa 1 cm kürzer als die analytisch abgeleitete.

Die Fließgeschwindigkeit (Länge der Strömungsvektoren) nimmt erwartungsgemäß mit zunehmendem Abstand zur Bohrlochwand aufgrund des sich aufweitenden Fließquerschnitts ab. Ebenfalls erwartungsgemäß ist die Abnahme des Porenfluiddrucks unmittelbar hinter der Bohrlochwandung am höchsten und schwächt sich nach außen hin ab (vgl. auch analytische Untersuchungen hierzu in Kapitel 7). Die $\text{FLAC}^{3\text{D}}$ -Durchlässigkeits-Koeffizienten korrespondieren mit dem Gradienten des Fluiddrucks. Die bei Modell 1 beobachteten leichten Streuungen sind aufgrund des erweiterten Wertebereichs hier nicht mehr erkennbar.

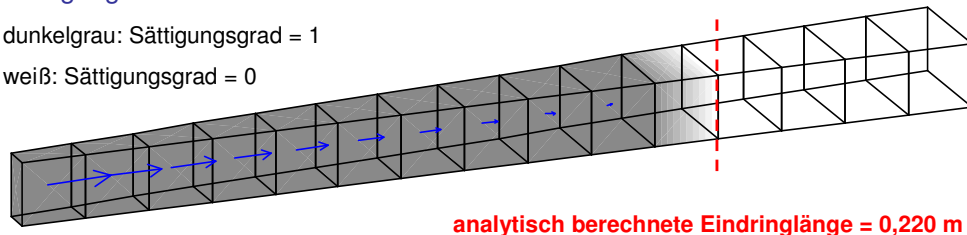
Nicht plausibel ist der in Abbildung 4.2 erkennbare, nochmals leicht erhöhte Druckabbau im Nahbereich der Sättigungsfront. Hierzu ist insbesondere anzumerken, dass eine Anhebung der im dargestellten Fall zu $2 \cdot 10^4$ Pa gewählten Fluidsteifigkeit auf einen realitätsnäheren Wert, zwar die Ein-

dringlänge geringfügig erhöht, so dass die Übereinstimmung mit der analytischen Lösung sogar verbessert wird, aber zugleich den Druckabbau an der Front deutlich verstärkt, so dass im Extremfall sogar ein Großteil des gesamten Druckverlustes in diesem Bereich stattfindet. Aus diesem Grund ist die vorgestellte Modellierung des radialsymmetrischen Falls nur eingeschränkt zufriedenstellend. Der Widerspruch konnte jedoch nicht aufgelöst werden.

Sättigungsverlauf

dunkelgrau: Sättigungsgrad = 1

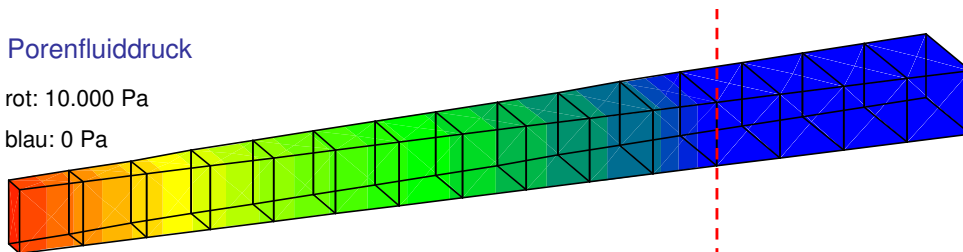
weiß: Sättigungsgrad = 0



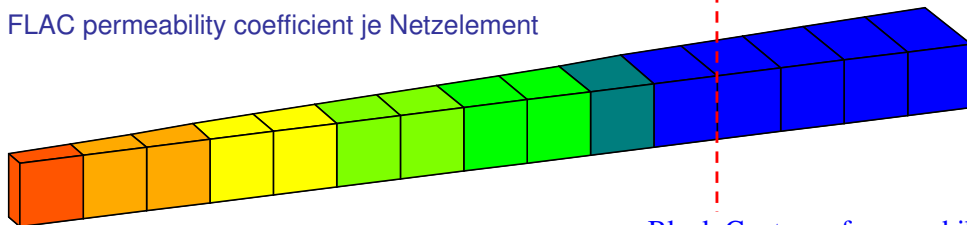
Porenfluiddruck

rot: 10.000 Pa

blau: 0 Pa



FLAC permeability coefficient je Netzelement



Block Contour of permeability

Live fluid zones shown

	0.0000e+000 to 2.0000e-008
	2.0000e-008 to 4.0000e-008
	4.0000e-008 to 6.0000e-008
	6.0000e-008 to 8.0000e-008
	8.0000e-008 to 1.0000e-007
	1.0000e-007 to 1.2000e-007
	1.2000e-007 to 1.2333e-007

Interval = 2.0e-008

Abbildung 4.2: FLAC^{3D}-Modell 2: Radialsymmetrisches Modell für ein Ostwald-de Waele Fluid

4.3.3 Modell 3: 2D-Modell, unendlich langer Schlitz

In einem weiteren Schritt wird das 2D-Modell eines unendlich langen Schlitzes in homogenem Baugrund betrachtet. Zunächst wird als Stützflüssigkeit ein newtonsches Fluid vorgegeben. Hierdurch sollte das Modell einerseits allgemein auf Plausibilität geprüft werden. Andererseits sollte das Maß der Beeinflussung der Modellergebnisse durch die vereinfachende Dupuit-Annahme abgeschätzt werden.

Das verwendete Modell hat bei einer gleichmäßigen Gitterweite von 2 cm eine Länge von 0,5 m und eine Höhe von 1,0 m (Breite = 1 Gitterweite). Der Schlitz ist in Abbildung 4.3 und Abbildung 4.4 nur der Anschaulichkeit halber angefügt und ist nicht Teil des Modells. Der Modellbereich ist auch hier zunächst vollständig trocken und füllt sich während der Simulation vom Schlitz her auf. Am linken Modellrand wird dazu eine konstante Druckrandbedingung vorgegeben. (Für die weiteren Ränder werden keine Randbedingungen vorgegeben, so dass diese Ränder im Programm standardmäßig als undurchlässig vorgesehen werden. Der rechte Modellrand wird in der Simulation von der Eindringfront nicht erreicht.) Die Schwerkraft wird – anders als bei den Modellen 1 und 2 – aktiviert.

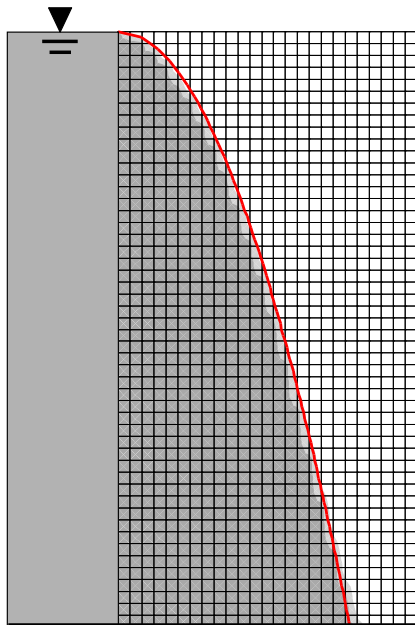
Die Ostwald-de Waele-Parameter werden zu $K = 1,3 \cdot 10^{-3} \text{ Pa} \cdot \text{s}$ und $m = 1$ gesetzt (Wasser). Die Permeabilität wird äquivalent zu einem Durchlässigkeitsbeiwert von $k = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ angesetzt. In einer Variantenstudie werden sowohl eine isotrope Durchlässigkeitsverteilung als auch eine anisotrope Durchlässigkeitsverteilung simuliert, bei der die Durchlässigkeit in vertikaler Richtung um den Faktor 1000 (ohne Anspruch auf Realitätsnähe) reduziert wird, um vertikale Strömungskomponenten auszuschalten. Der Porenanteil wird jeweils wie in den Modellen zuvor zu $n = 0,4$ gesetzt.

Der Sättigungsverlauf und die Potentialverteilung der beiden Modelle nach einer Simulationsdauer von 300 s sind in Abbildung 4.3 dargestellt. Die rot eingezeichnete Linie zeigt die analytisch ermittelte Eindringkurve gemäß Gleichung (3.40). In dieser Berechnung wird eine Vertikalkomponente der Strömung grundsätzlich vernachlässigt (Durchlässigkeitsverhältnis $k_v/k_h \rightarrow \infty$) und die horizontale Eindringung zum betrachteten Zeitpunkt entsprechend des Differenzpotentials zwischen Schlitz und Front in Abhängigkeit von der jeweiligen Schlitztiefe ermittelt.

Die Potentiale in den einzelnen Gitterpunkten wurden mittels einer FISH-Funktion gemäß Gleichung (3.25) bestimmt (und für die Gitterpunkte vor der Front per Definition zu Null gesetzt). Anhand der gekrümmten Potentiallinien ist ersichtlich, dass die Dupuit-Annahme (Potential konstant über z) streng genommen nicht zutrifft. Allerdings sind die Auswirkungen der Vereinfachung vernachlässigbar gering. Ein Vergleich des Modells mit isotroper Durchlässigkeitsverteilung mit dem unter der Annahme einer sehr hohen Anisotropie gerechneten Modell, welches hinsichtlich des Eindringverlaufs fast exakt mit der analytischen Lösung übereinstimmt, zeigt nur minimale Abweichungen. Für den Fall einer isotropen Durchlässigkeit weist die numerisch ermittelte Eindringkurve bei genauem Hinsehen einen Wendepunkt im unteren Bereich auf. Am unteren, undurchlässigen Modellrand eilt die Sättigungsfront gegenüber der analytischen Lösung etwas voraus, während die Front im oberen Teil infolge von leichten Vertikalströmungen etwas zurückbleibt. Auch die für eine hydraulische Stützung letztlich relevante Potentialverteilung lässt keine Unterschiede zur isotropen Lösung erkennen. (Der etwas unregelmäßige Verlauf im anisotropen Fall hat keine physikalische Ursache.)

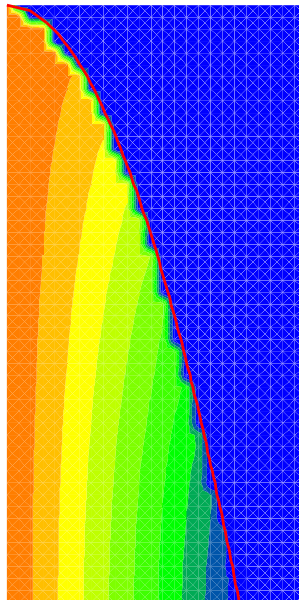
Newtonsches Fluid ($m = 1$), Durchlässigkeit isotrop:

Sättigungsverlauf



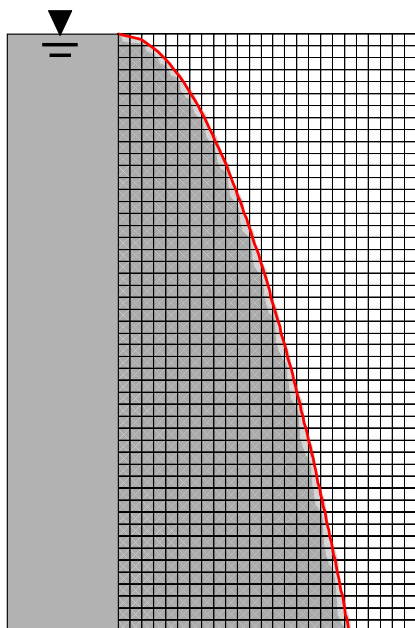
(undurchlässiger Rand)

Potentialverlauf [0 m ... 1 m]



Newtonsches Fluid ($m = 1$), Durchlässigkeit anisotrop ($k_h / k_v = 1000$):

Sättigungsverlauf



(undurchlässiger Rand)

Potentialverlauf [0 m ... 1 m]

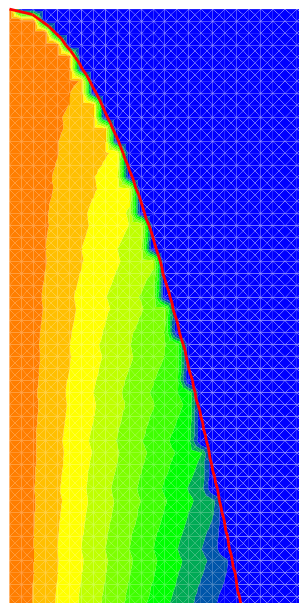
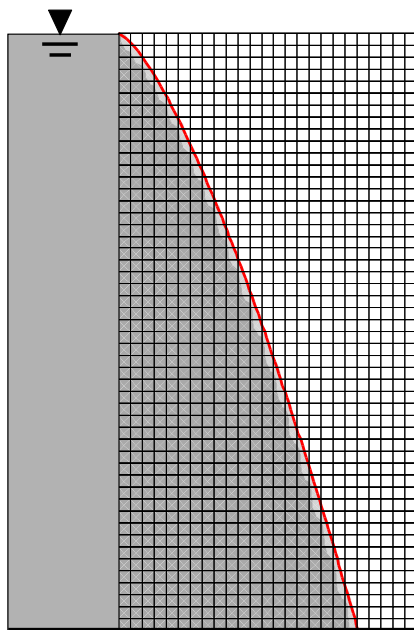


Abbildung 4.3: FLAC^{3D}-Modell 3: 2D-Modell (Schlitz) für ein newtonsches Fluid

Abschließend wird mit Modell 3 die Eindringung eines Ostwald-de Waele-Fluids mit den Parametern $K = 0,1 \text{ Pa} \cdot \text{s}$ und $m = 0,4$ simuliert (Abbildung 4.4). Die Simulationsdauer wurde hierzu von 300 s auf 3000 s erhöht. Bei diesem Modell werden die Koeffizienten k_{FLAC} sowohl in horizontaler (programintern als k_{xx} bezeichnet) als auch in vertikaler Richtung (k_{zz}) zeitschrittweise ermittelt und neu belegt. Beide Koeffizienten leiten sich den Vorbemerkungen in Abschnitt 4.2 entsprechend nur aus dem Potentialgefälle in der „eigenen“ Koordinatenrichtung ab.

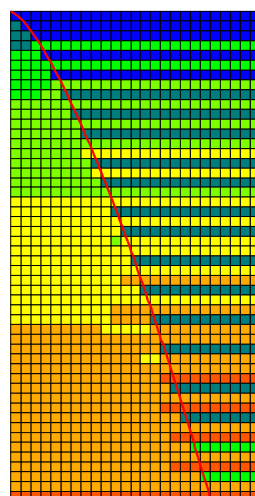
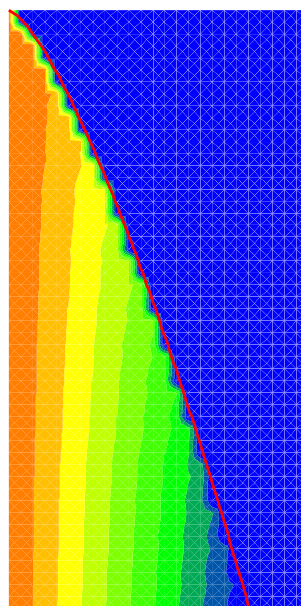
Polymerlösung ($m = 0,4$), Durchlässigkeit isotrop:

Sättigungsverlauf

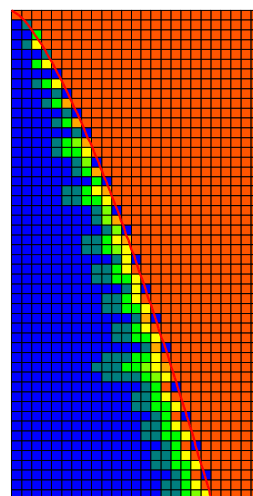


(undurchlässiger Rand)

Potentialverlauf [0 m ... 1 m]

Block Contour of k_{xx}

Live fluid zones shown
 5.3871e-011 to 1.0000e-010
 1.0000e-010 to 2.0000e-010
 2.0000e-010 to 3.0000e-010
 3.0000e-010 to 4.0000e-010
 4.0000e-010 to 5.0000e-010
 5.0000e-010 to 6.0000e-010
 6.0000e-010 to 6.5117e-010
 Interval = 1.0e-010

Block Contour of k_{zz}

Live fluid zones shown
 1.7789e-015 to 2.5000e-011
 2.5000e-011 to 5.0000e-011
 5.0000e-011 to 7.5000e-011
 7.5000e-011 to 1.0000e-010
 1.0000e-010 to 1.2500e-010
 1.2500e-010 to 1.5000e-010
 1.5000e-010 to 1.7417e-010
 Interval = 2.5e-011

Abbildung 4.4: FLAC^{3D}-Modell 3: 2D-Modell (Schlitz) für ein Ostwald-de Waele Fluid

Der Sättigungsverlauf in Abbildung 4.4 zeigt eine ausgesprochen gute Übereinstimmung zwischen numerischer und analytischer Lösung auch bei einer isotropen Durchlässigkeit des Baugrunds. Die Strukturviskosität bewirkt hier eine „Quasi-Anisotropie“ der viskositätsabhängigen Durchlässigkeit k nach Darcy bei konstanter Permeabilität k^* (nicht zu verwechseln mit dem ebenfalls viskositätsabhängigen, hier als k_{FLAC} bezeichneten „FLAC permeability coefficient“), weil in vertikaler Richtung aufgrund des geringen Potentialgefälles die Viskosität des Fluids erheblich höher ist. So liegen die angegebenen Koeffizienten k_{FLAC} in horizontaler Richtung (k_{xx}) viel höher als in vertikaler Richtung (k_{zz}). Etwas höhere Koeffizienten in vertikaler Richtung werden nur in dem für die Simulation unbedeutenden Bereich vor der Eindringfront ermittelt, weil dort bei nichtexistentem Fluiddruck definitionsgemäß Potentialgradienten von 1 (= Gitterweite / Gitterweite) angenommen werden.

Aus der „Quasi-Anisotropie“ folgt, dass – abgesehen von eher theoretischen Anwendungsfällen, in denen die vertikale Permeabilität k^* wesentlich höher ist als die Permeabilität k^* in horizontaler Richtung – die analytische Berechnung für strukturviskose Stützflüssigkeiten keinen wesentlichen Nachteil gegenüber einer mehrdimensionalen numerischen Modellierung aufweist.

Die einzelnen Zonen wurden bei der Zuweisung der k_{FLAC} -Koeffizienten in jeder Schlitztiefe von links nach rechts durchlaufen und wie bei Modell 1 und 2 in dem drucklosen Bereich vor der Sättigungsfront der jeweils letzte regulär ermittelte Wert vorgegeben. Das Modell liefert bei einer weiteren Erhöhung der Fluidsteifigkeit unveränderte Ergebnisse (bei ansteigender Rechenzeit). Die bei Modell 2 beobachteten Unstimmigkeiten waren hier nicht festzustellen.

Die Rechenzeit für das letzte Modell betrug auf einem PC mit 3,2 GHz-Doppelprozessor und 3,4 GB Arbeitsspeicher annähernd 2 Tage. Eine Verkürzung der Rechenzeit ist durch eine Reduzierung der Fluidsteifigkeit, eine gröbere Netzeinteilung oder auch durch eine seltenere Neuzuweisung der k_{FLAC} -Koeffizienten (z.B. nur nach jedem 10. Zeitschritt) erreichbar, wobei jeweils zu prüfen ist, in welchem Maß hierdurch das Ergebnis beeinflusst wird.

4.4 Kopplung der Strömungssimulationen mit Standsicherheitsuntersuchungen

Es ist grundsätzlich möglich, die in einer Strömungssimulation ermittelte Eindringung und Druckverteilung als Eingangsgrößen für eine numerische Standsicherheitsuntersuchung zu verwenden. Im Programm $\text{FLAC}^{3\text{D}}$ würde dazu vorzugsweise zunächst in einer reinen Strömungssimulation die Eindringung und Druckverteilung ermittelt und dann in einer reinen strukturmechanischen Berechnung mittels einer Reduktion der Scherparameter die vorhandene Sicherheit gegen Versagen nach der Fellenius-Regel bestimmt (ITASCA CONSULTING GROUP, 2006). Auf diese Weise kann iterativ der Zeitpunkt bestimmt werden, ab dem die Standsicherheit des flüssigkeitsgestützten Schlitzes oder Bohrlochs nicht mehr gegeben ist. Nicht zuletzt aufgrund der sehr hohen Rechenzeiten erscheint ein solches Vorgehen jedoch wenig praxistauglich.

Im Rahmen der Forschungsarbeit wurde eine Kopplung von Strömungssimulation und Standsicherheitsuntersuchung nicht weiter verfolgt, da – wie zuvor aufgezeigt – die Berechnung der Eindringkurve ohne Einschränkung analytisch erfolgen kann und auch für die Standsicherheitsuntersuchung – außer bei komplexen Geometrien oder, wenn Verformungen untersucht werden sollen, – andere Methoden geeigneter sind.

5 Laborversuche

5.1 Übersicht der Laborversuche und Zielsetzung

Tabelle 5.1 zeigt eine Übersicht der durchgeführten Laborversuche, welche in den einzelnen Abschnitten dieses Kapitels dargestellt werden. Darüber hinaus wurden noch klassifizierende Versuche an den verwendeten Sanden durchgeführt, die in den entsprechenden Abschnitten mit dargestellt werden und hier nicht aufgelistet sind. Laboruntersuchungen zur Umweltverträglichkeit sind in Kapitel 8 (Umweltaspekte) mit enthalten.

Tabelle 5.1: Übersicht der Laborversuche

Versuch	Darstellung in Abschnitt
Konzentrationsbestimmung über den TOC	5.3
Adsorptionsuntersuchungen	5.4
Rheologische Reihenuntersuchungen	5.5
1D-Strömungsversuche	5.6
Versuche am Modellschlitz	5.7

Mit den ersten drei Versuchstypen wurden grundlegende Eigenschaften der verwendeten Polymerlösungen untersucht. In 1D-Strömungsversuchen, welche den Schwerpunkt des Versuchsprogramms bildeten, wurde der zeitliche Verlauf der Eindringung in Bodensäulen ermittelt. Dabei sollte durch entsprechende Gegenrechnungen auch die erreichbare Genauigkeit einer Modellierung auf der Grundlage der in Kapitel 3 dargestellten Beziehungen überprüft und die Bedeutung einzelner Mechanismen für eine zutreffende Modellierung bewertet werden. Mit den abschließend durchgeführten Versuchen am Modellschlitz wurde der Zusammenhang zwischen zeitabhängiger Eindringung und Stützwirkung untersucht sowie – auch im Hinblick auf die in Kapitel 6 beschriebenen Feldversuche – die grundsätzliche Eignung der Polymerlösungen für die Stützung verhältnismäßig durchlässiger Böden aufgezeigt.

5.2 Anmischen der Polymerlösungen

Die eingesetzten Polymerprodukte (vgl. Kapitel 2) wurden als Pulver bzw. Granulat geliefert. Die Herstellung der Polymerlösungen erfolgte stets durch Mischen von Chargen je 5 l entionisiertem Wasser mit einer der gewünschten Konzentration entsprechenden Masse an Polymer. Als Mischer wurde ein Labormischer mit einer gezahnten Scheibe (Durchmesser 80 mm, Abbildung 5.1) verwendet.

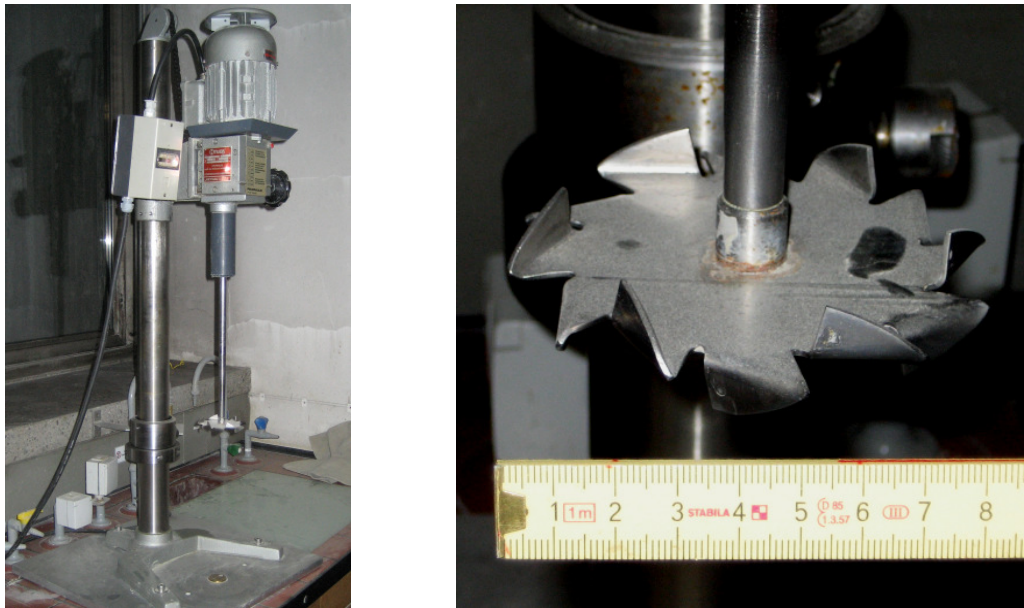


Abbildung 5.1: Labormischer mit Rührscheibe

Zunächst wurde jeweils das Polymer bei eingeschaltetem Mischer (Stufe 1 = 900 U/min) über einen Zeitraum von 1 min vorsichtig zum Anmischwasser gegeben. Ein Verklumpen des Polymers bei der Zugabe konnte durch dieses Vorgehen fast vollständig verhindert werden. Nach der Zugabe des Polymers wurde der Mischvorgang bei 2800 U/min (= Stufe 3) weitere 5 min fortgesetzt. Der Innendurchmesser des beim Anmischen verwendeten Kunststoffbehälters betrug 270 mm.

Die zuvor beschriebenen Mischbedingungen wurden nach einer Variantenuntersuchung festgelegt, die in Abschnitt 5.5 beschrieben wird. Die Polymerlösungen wurden in den Reihenuntersuchungen (wenn nicht anders angegeben), 1D-Strömungsversuchen und Modellschlitzversuchen der Abschnitte 5.5 bis 5.7 jeweils 24 h $\pm$ 2 h nach dem Anmischen eingesetzt.

5.3 Konzentrationsbestimmung über den TOC

Für Auswertungen im Rahmen der weiteren Labor- und Feldversuche wurde ein einfaches Verfahren gesucht, um die Konzentration einer vorliegenden Polymerlösung bestimmen zu können. Entsprechende Anfragen bei chemischen Prüflaboratorien ergaben, dass eine direkte Konzentrationsbestimmung einzelner Polymerprodukte einen sehr hohen Aufwand erfordert hätte und daher auch aus Kostengründen die Anzahl solcher Analysen sehr stark hätte limitiert werden müssen.

Stattdessen wurden über Messreihen die linearen Abhängigkeiten zwischen dem TOC (gesamter organischer Kohlenstoff) nach DIN EN 1484 (1997) und der Konzentration der Lösungen bestimmt. Die Polymerlösungen wurden dazu am Zentrum Geotechnik angemischt, die Untersuchungen nach dem TOC jedoch an ein externes Prüflabor vergeben. Tabelle 5.2 zeigt die ermittelten Werte. Der TOC wurde an jeder Probe zweifach bestimmt.

Tabelle 5.2: Untersuchungen Polymerkonzentration – TOC

Produkt	Konzentration [g/l] (angemischt)	1. Wert TOC [mg/kg]	2. Wert TOC [mg/kg]	Mittelwert TOC [mg/kg]
PAA	1	360	380	370
PAA	2	750	750	750
PAA	5	2025	1950	1988
CMC	1	341	325	333
CMC	2	724	717	721
CMC	5	1090 *	1190 *	1140 *
XAN	1	290	300	295
XAN	2	610	560	585
XAN	5	1600	1400	1500
VYP	1	130	130	130
VYP	2	350	380	365
VYP	5	940	870	905
entionisiertes Wasser	(Kontrollmessung)	< 0,5 (Bestimmungsgrenze)		

* Die für das Produkt CMC mit 5 g/l bestimmten Werte sind nicht plausibel. Evtl. wurde die Probe mit einer anderen als der vorgesehenen Konzentration angemischt. Die Werte werden bei der Bestimmung der Umrechnungsfaktoren nicht berücksichtigt.

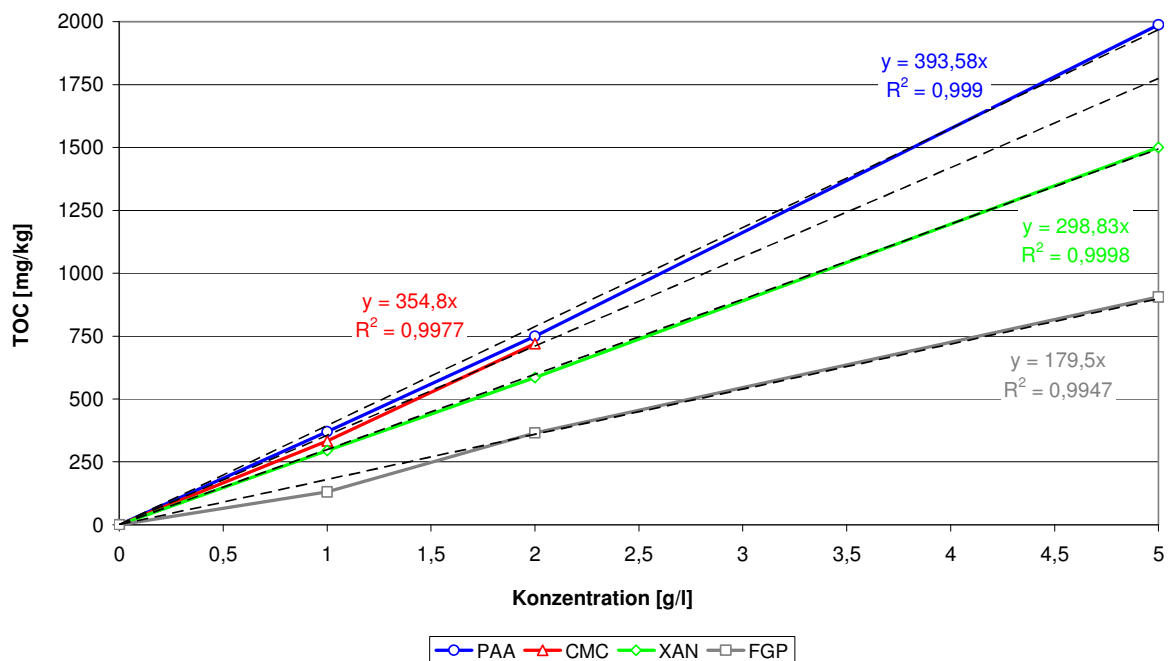


Abbildung 5.2: Polymerkonzentration – TOC

In Abbildung 5.2 zeigt sich die erwartete lineare Abhängigkeit zwischen Polymerkonzentration und TOC. Unter Berücksichtigung der Genauigkeit dieses Verfahrens lassen sich die Konzentrationen der vier Produkte somit nach Tabelle 5.3 aus gemessenen TOC-Werten überschlägig rückrechnen.

Tabelle 5.3: Umrechnungsfaktoren TOC – Polymerkonzentration

Produkt	c [g/l]
PAA	= TOC [mg/kg] / 394
CMC	= TOC [mg/kg] / 355
XAN	= TOC [mg/kg] / 299
VYP	= TOC [mg/kg] / 180

Voraussetzung für eine solche Umrechnung ist, dass der Polymertyp einer Probe bekannt ist und der TOC ausschließlich durch dieses Polymer bedingt ist. Aufgrund der sehr hohen TOC-Werte, welche alle vier Produkte in den untersuchten Konzentrationen aufweisen, lässt sich aber stets abschätzen, ob eine untersuchte Probe gegenüber der Ausgangskonzentration stark verdünnt vorliegt oder nicht.

5.4 Adsorptionsuntersuchungen

In Abschnitt 3.5.2 wurde erläutert, dass die Konzentration einer in den Boden eindringenden Polymerlösung durch Adsorptionsvorgänge reduziert werden kann, wodurch – außer bei sehr gering durchlässigen Böden, bei denen die Porenraumverengung durch die adsorbierten Polymermoleküle maßgebend würde – die Eindringgeschwindigkeit ansteigen würde.

Aufbauend auf dem in Abschnitt 5.3 vorgestellten Verfahren der Konzentrationsbestimmung über den TOC wurde daher der Versuch unternommen, das Adsorptionsverhalten der Polymere an einem exemplarischen Laborsand quantitativ zu untersuchen. Hierzu wurden Polymerlösungen der Produkte mit definierten Konzentrationen am Zentrum Geotechnik angemischt. Anschließend wurden durch ein externes Prüflabor in Anlehnung an DIN 38414-4 (1984) 100 g Quarzsand (Bezeichnung: Sand 2, vgl. Abschnitt 5.6.2) mit einem Liter Polymerlösung in eine Glasflasche gegeben und 24 h mittels Überkopf-Schüttler geschüttelt. Danach wurde der Quarzsand mittels Edelstahlsieb abgetrennt und der TOC der Polymerlösung bestimmt.

Es wurde angenommen, dass sich nach 24 h ein Gleichgewicht zwischen der adsorbierten Stoffmasse und der durch den Adsorptionsvorgang gegenüber der Ausgangskonzentration reduzierten Konzentration der Polymerlösung eingestellt hat (statische Adsorption). Die Gleichgewichtskonzentration der Polymerlösung wurde über die in Abschnitt 5.3 ermittelten Umrechnungsfaktoren berechnet. Über die Differenz von Ausgangs- und Gleichgewichtskonzentration c_0 [g/l] bzw. c_G [g/l] lässt sich die adsorbierte Stoffmenge c_A [g/g] (bezogen auf die Trockenmasse des Adsorbens) angeben zu:

$$c_A = \frac{(c_0 - c_G) \cdot V}{m_d} \quad (5.1)$$

In Tabelle 5.4 sind die auf diese Weise ermittelten Werte zusammengestellt. Zusätzlich sind die Ergebnisse von Desorptionsversuchen dargestellt. Diese Versuche wurden in gleicher Weise durchgeführt wie die Adsorptionsversuche, jedoch wurde als Batchlösung entionisiertes Wasser ($\text{TOC} = 0 \text{ mg/kg}$) und als „Adsorbens“ der von der Polymerlösung getrennte Quarzsand aus den zuvor durchgeführten Adsorptionsversuchen mit maximaler Ausgangskonzentration ($c_0 = 5 \text{ g/l}$) verwendet.

Die Wertepaare $c_G - c_A$ lassen die Anpassung einer Adsorptionsisotherme (z.B. Langmuir-Isotherme) als Regressionsfunktion aufgrund der Ergebnisstreuung nicht zu, weshalb auf eine grafische Darstellung verzichtet wird. Außerdem sind die in Klammern aufgeführten negativen Werte für c_A physikalisch nicht möglich (außer bei den Desorptionsversuchen). Potentielle Fehlerquellen sind das Anmischen der Ausgangslösungen und die Bestimmung des TOC. Außerdem wurden die Umrechnungsfaktoren für die Konzentration nach Tabelle 5.3 verwendet, auf die diese Fehlerquellen ebenfalls zutreffen. Hierdurch sind insbesondere bei geringen Konzentrationen Ungenauigkeiten zu erwarten. Bei zu hohen Konzentrationen liefert hingegen das Eluationsverfahren aufgrund der entsprechenden Viskositäten der Polymerlösungen keine reproduzierbaren Ergebnisse mehr.

Tabelle 5.4: Ergebnisse Adsorptionsuntersuchungen

Produkt	$c_0 \text{ [g/l]}$ (angemischt)	1. Wert TOC [mg/kg] (gemessen)	2. Wert TOC [mg/kg] (gemessen)	Mittelwert TOC [mg/kg]	$c_G \text{ [g/l]}$ (berechnet)	$c_A \text{ [mg/g]}$ (berechnet)
PAA	0,2	65	66	66	0,166	0,34
PAA	0,5	236	219	228	0,577	(-0,77)
PAA	1	506	494	500	1,269	(-2,69)
PAA	2	710	720	715	1,815	1,85
PAA	5	1510	1440	1475	3,744	12,56
PAA	0 (Desorption)	192	177	185	0,468	-4,68
CMC	0,2	151	148	150	0,421	(-2,21)
CMC	0,5	253	246	250	0,703	(-2,03)
CMC	1	393	426	410	1,154	(-1,54)
CMC	2	671	649	660	1,859	1,41
CMC	5	1050	1130	1090	3,070	19,30
CMC	0 (Desorption)	193	199	196	0,552	-5,52
XAN	0,2	64	65	65	0,216	(-0,16)
XAN	0,5	86	83	85	0,283	2,17
XAN	1	130	130	130	0,435	5,65
XAN	2	200	190	195	0,652	13,48
XAN	5	380	400	390	1,304	36,96
XAN	0 (Desorption)	106	103	105	0,349	-3,49

Somit lässt sich eher qualitativ feststellen, dass bei den verwendeten Polymerprodukten erwartungsgemäß ein mit der Konzentration der Batchlösung steigender Anteil an Polymermolekülen adsorbiert wird. Hierdurch kann – zumindest nach entsprechend langer Adsorptionsdauer – die Konzentration der Lösung offenbar in einer Größenordnung reduziert werden, die eine merkliche

Abnahme der Viskosität bewirken müsste. Außerdem ist die Adsorption jeweils nur teilweise reversibel, wobei der dauerhaft adsorbierte Anteil der Polymermoleküle dominiert. Unabhängig von den Unsicherheiten hinsichtlich der Genauigkeit des Verfahrens ist anzumerken, dass die Adsorptionseigenschaften insbesondere auch von der Mineralogie des Bodens abhängig sind und hier nur exemplarisch für den gewählten Quarzsand untersucht wurden.

Trotz der beobachteten Konzentrationsreduktion durch Adsorption ist zu vermuten, dass der Einfluss auf die Stützwirkung durch die eindringende Polymerlösung eher gering bleibt. Einerseits ist die Adsorption tatsächlich ein zeitabhängiger Vorgang, so dass die Werte der hier durchgeführten Eluationsversuche im realen Anwendungsfall zunächst nicht erreicht werden. Andererseits ist das Auftreten einer maßgeblichen Konzentrationsreduktion voraussichtlich auf einen begrenzten Bereich hinter der Eindringfront beschränkt, während die Reduktion bei der in Ausgangskonzentration nachströmenden Polymerlösung zunehmend geringer ausfällt. Im Zusammenhang mit den in Abschnitt 5.6 beschriebenen 1D-Strömungsversuchen wurden u.a. auch Versuche mit Eindringung in trockenen Laborsand durchgeführt, in denen die Polymerkonzentration an der Eindringfront bestimmt wurde.

5.5 Rheologische Reihenuntersuchungen

Die rheologischen Eigenschaften der verwendeten Polymerlösungen sind abhängig von verschiedenen Einflussparametern, von denen die wichtigsten durch Reihenuntersuchungen systematisch untersucht werden sollten. Hierzu wurden Messungen mit einem Zylinder-Rotationsviskosimeter (Typ Haake RV 1) sowie einem Marsh-Trichter durchgeführt (siehe auch Abschnitt 3.2).

5.5.1 Übersicht der untersuchten Parameter

In Tabelle 5.6 bis Tabelle 5.5 sind die Parameter zusammengestellt, die in den Versuchen variiert wurden. Die grau hinterlegten Spalten bzw. Zeilen enthalten die „Standardbedingungen“. Es wurde jeweils nur ein Parameter variiert, während für alle anderen Parameter die Standardbedingungen gesetzt wurden.

Da bekannt war, dass einige Polymere durch hohe Scherbeanspruchungen, die etwa in Mischanlagen oder bestimmten Pumpentypen auftreten können (vgl. Abschnitt 2.1), mechanisch geschädigt werden können, wurden Versuche zum Einfluss der Anmischbedingungen durchgeführt (Tabelle 5.5).

Tabelle 5.5: Variation der Drehzahl und der Dauer beim Anmischen

Bezeichnung	Drehzahl	Mischdauer
MA	930 U/min	2 min
MB	930 U/min	5 min
MC	2800 U/min	5 min
MD	8400 U/min	5 min

Anmerkung: Die Zugabe des Polymers – stets 1 min bei 930 U/min – zählte nicht zur Mischdauer.

Die zu untersuchenden Konzentrationen nach Tabelle 5.6 wurden für die einzelnen Produkte aufgrund von Vorversuchen zum Eindringverhalten ermittelt. Die Festlegung erfolgte vor dem Hintergrund, dass mit diesen Konzentrationen auch im Rahmen der geplanten Feldversuche (Kapitel 7) in stark durchlässigen Böden gearbeitet werden sollte.

Tabelle 5.6: Variation der Polymerkonzentration

Produkt	Konzentrationen [g/l]		
	gering (K1)	normal (K2)	hoch (K3)
PAA	2	3	4
CMC	2	4	6
XAN	2	4	6
VYP	2	3	4

Zur Untersuchung einer möglichen Beeinflussung der rheologischen Eigenschaften der Polymerlösungen durch die Qualität des Anmischwassers wurden Polymerlösungen sowohl mit Leitungswasser (LW) als auch mit entionisiertem Wasser (EW) hergestellt. Die für die Viskosität der Polymerlösungen wesentlichen Analysewerte (siehe z.B. bei SORBIE, 1991) beider Wassertypen sind in Tabelle 5.7 angegeben.

Tabelle 5.7: Variation des Anmischwassers

Anmischwasser	Härte	elektr. Leitfähigkeit (20 °C)	pH-Wert
Leitungswasser (LW)	12,7 °dH	445 µS/cm	7,5
entionisiertes Wasser (EW)	--	0,6 µS/cm	8,1

Die Temperatur Anmischwassers wurde variiert (Tabelle 5.8), um einen möglichen Einfluss auf die Löslichkeit der Polymere zu überprüfen.

Tabelle 5.8: Variation der Temperatur des Anmischwassers

Bezeichnung	Temperatur
TA 10	10 °C
TA 20	20 °C
TA 30	30 °C

Die Viskosität von Wasser bei 20 °C liegt mit $1,0 \cdot 10^{-3} \text{ Pa} \cdot \text{s}$ ca. 23 % unter dem entsprechenden Wert bei 10 °C ($1,3 \cdot 10^{-3} \text{ Pa} \cdot \text{s}$). Um den Einfluss der Temperatur der Polymerlösungen auf deren rheologische Eigenschaften zu untersuchen, wurden die Messungen an unterschiedlich temperierten Proben durchgeführt (Tabelle 5.9).

Tabelle 5.9: Variation der Temperatur der Polymerlösungen zum Messzeitpunkt

Bezeichnung	Temperatur
TP 10	10 °C
TP 20	20 °C
TP 30	30 °C

Die Messungen bei 10 °C bzw. 30 °C sowie die Temperierung der Proben vor dem Anmischen (TA 10 und TA 30) oder Messen (TP 10 und TP 30) wurden in der Klimakammer des Zentrum Geotechnik durchgeführt. Die Messungen bei 20 °C und das Temperieren von Proben auf diesen Wert wurden in einem Teil des Labors durchgeführt, in dem die Temperatur bei 20 °C $\pm$ 0,5 K lag.

Alle Proben der Reihenuntersuchungen wurden 24 h nach dem Anmischen untersucht. Im Zuge der Variation von Drehzahl und Dauer beim Anmischen (Tabelle 5.5) wurden zusätzlich noch Messungen unmittelbar nach dem Anmischen und 120 h nach dem Anmischen durchgeführt.

5.5.2 Ergebnisse der Reihenuntersuchungen

Versuche unter Standardbedingungen

Die Versuche unter Standardbedingungen (d.h. K2 – EW – TA 20 – TP 20 – MB) wurden für jedes der vier Produkte an jeweils drei Teilproben durchgeführt. Die Teilproben wurden dabei immer aus der gleichen Charge entnommen, so dass eine eventuelle Streuung der Messergebnisse entweder auf die Messverfahren oder auf Inhomogenitäten der Polymerlösung innerhalb einer Charge zurückzuführen war.

Die Ergebnisse der einzelnen Messungen mit Mittelwerten und Variationskoeffizienten sind in Tabelle 5.10 dargestellt. Auffällig sind insbesondere die hohen Marsh-Zeiten der Produkte PAA und VYP. Diese Werte sind besonders bemerkenswert, weil die im Rotationsviskosimeter gemessenen Schubspannungen im Vergleich zu den anderen Produkten eher kleiner sind. Dies bestätigt die in Abschnitt 3.2 getroffene Aussage, dass mit dem Marsh-Trichter zwar eine Kontrollmessung an einer Flüssigkeit möglich sind, deren Soll-Marsh-Zeit bekannt ist, der Versuch jedoch keinesfalls als alleiniges Verfahren zur Bestimmung der rheologischen Eigenschaften dienen kann. Im Fall der Produkte PAA und VYP ist zu vermuten, dass visko-elastischen Eigenschaften (vgl. Abschnitt 3.1.2.4) für die hohen Auslaufzeiten verantwortlich waren, da im Marsh-Trichter eine Beschleunigung der Flüssigkeit zum Auslauf hin erfolgen muss, während im Rotationsviskosimeter eine stationäre Scherströmung vorliegt. Ein solches visko-elastisches Verhalten war an Polymerlösungen dieser Produkte – insbesondere wenn diese in hoher Konzentration vorlagen – auch qualitativ zu beobachten: Wenn z.B. das Ausgießen dieser Polymerlösungen aus einem Messbecher durch Aufrichten des Bechers beendet wurde, so riss der Flüssigkeitsstrahl meist deutlich unterhalb des Gefäßrands, und der Teil oberhalb der Trennstelle wurde gewissermaßen von der noch im Becher befindlichen Polymerlösung zurück „gezogen“.

Tabelle 5.10: Rheologische Untersuchungen unter Standardbedingungen

Probe	Marsh-Trichter (Auslaufzeiten in s)		Zylinder-Rotationsviskosimeter (Schubspannungen in Pa in Abhängigkeit von der Scherrate in s^{-1})							
	t_M	$t_{M,1500}$	7	14	21	42	63	127	190	381
PAA 1. Probe	166	> 300	2,3	3,0	3,3	4,0	4,7	6,1	7,4	10,5
PAA 2. Probe	173	> 300	2,2	2,9	3,2	3,8	4,9	6,4	7,6	10,8
PAA 3. Probe	177	> 300	2,3	3,0	3,3	4,0	5,0	6,4	7,8	10,9
Mittelwert PAA	172		2,3	3,0	3,3	3,9	4,9	6,3	7,6	10,7
Variationskoeff. PAA [%]	3,2		1,9	2,9	2,7	3,0	3,1	2,8	2,0	2,2
CMC 1. Probe	81	174	3,0	4,9	5,9	8,5	10,8	14,7	17,8	23,7
CMC 2. Probe	84	178	3,0	5,0	6,1	8,7	10,9	14,9	17,9	24,0
CMC 3. Probe	78	163	2,6	4,1	5,5	8,1	10,2	14,0	16,9	23,0
Mittelwert CMC	81	172	2,9	4,7	5,8	8,4	10,6	14,5	17,5	23,6
Variationskoeff. CMC [%]	3,7	4,5	8,5	10,5	5,4	3,8	3,8	3,4	3,3	2,3
XAN 1. Probe	56	109	3,2	3,6	4,1	4,9	5,3	6,5	7,4	9,6
XAN 2. Probe	54	100	3,2	3,6	4,0	4,9	5,5	6,8	7,4	9,6
XAN 3. Probe	52	95	3,3	4,0	4,4	5,0	5,9	7,8	8,8	9,7
Mittelwert XAN	54	101	3,2	3,7	4,2	4,9	5,6	7,0	7,9	9,6
Variationskoeff. XAN [%]	3,7	7,0	2,7	4,7	5,6	1,8	5,7	9,0	10,0	0,9
VYP 1. Probe	354	> 300	0,9	1,2	1,5	1,8	2,4	3,6	4,6	7,1
VYP 2. Probe	476	> 300	1,8	2,3	2,7	3,6	4,3	5,5	7,0	10,3
VYP 3. Probe	396	> 300	1,8	2,7	3,1	3,6	4,6	5,9	7,4	11,9
Mittelwert VYP	409		1,5	2,1	2,5	3,0	3,7	5,0	6,3	9,8
Variationskoeff. VYP [%]	15,2		34,6	37,5	33,9	34,6	30,7	24,1	24,5	24,6

Weiterhin fällt die hohe Streuung der Messwerte bei dem Produkt VYP auf, vor allem weil die Einzelproben wie zuvor beschrieben aus derselben Charge entnommen wurden. Dies wird auf den Umstand zurückgeführt, dass dieses Produkt eine Kombination mehrerer Polymere und damit „potentiell inhomogen“ ist (vgl. Abschnitt 2.2.4). Auch mit dem bloßen Auge ließen sich in der Polymerlösung einzelne fadenartige Strukturen erkennen.

Einfluss von Drehzahl und Dauer beim Anmischen

Abbildung 5.3 bis Abbildung 5.6 zeigen die Abhängigkeit der im Rotationsviskosimeter ermittelten Fließkurven von den Anmischbedingungen nach Tabelle 5.5. Für die Mischbedingung MB wird jeweils die erste Teilprobe der Wiederholungsmessungen unter Standardbedingungen dargestellt.

Bei dem Produkt PAA (Abbildung 5.3) wurden nach dem Anmischen mit höherer Drehzahl (Mischbedingungen MC und MD) geringere Schubspannungen gemessen. Dies entspricht einer Abnahme der Viskositäten für die jeweils vorgegebenen Scherraten und bedeutet im Sinne der geforderten Stützwirkung der Polymerlösung einer Verschlechterung der rheologischen Eigenschaften. Ursächlich könnte eine mechanische Schädigung der Polymermoleküle durch die auftretenden hohen Scherbeanspruchungen sein.

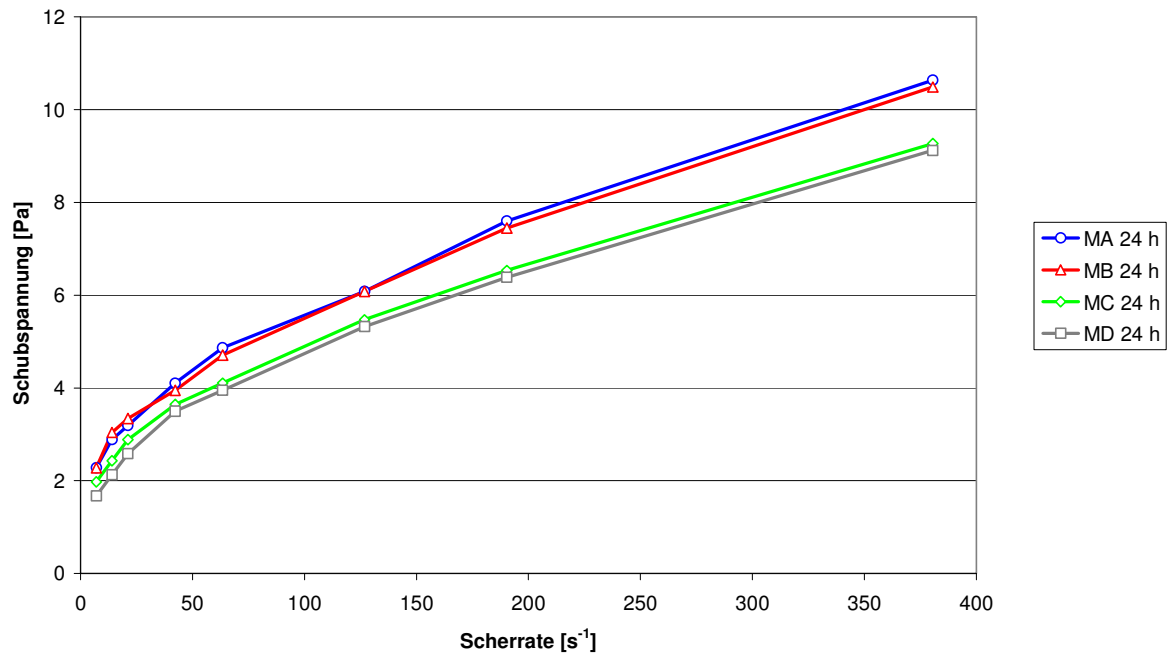


Abbildung 5.3: Einfluss von Drehzahl und Dauer beim Anmischen – PAA

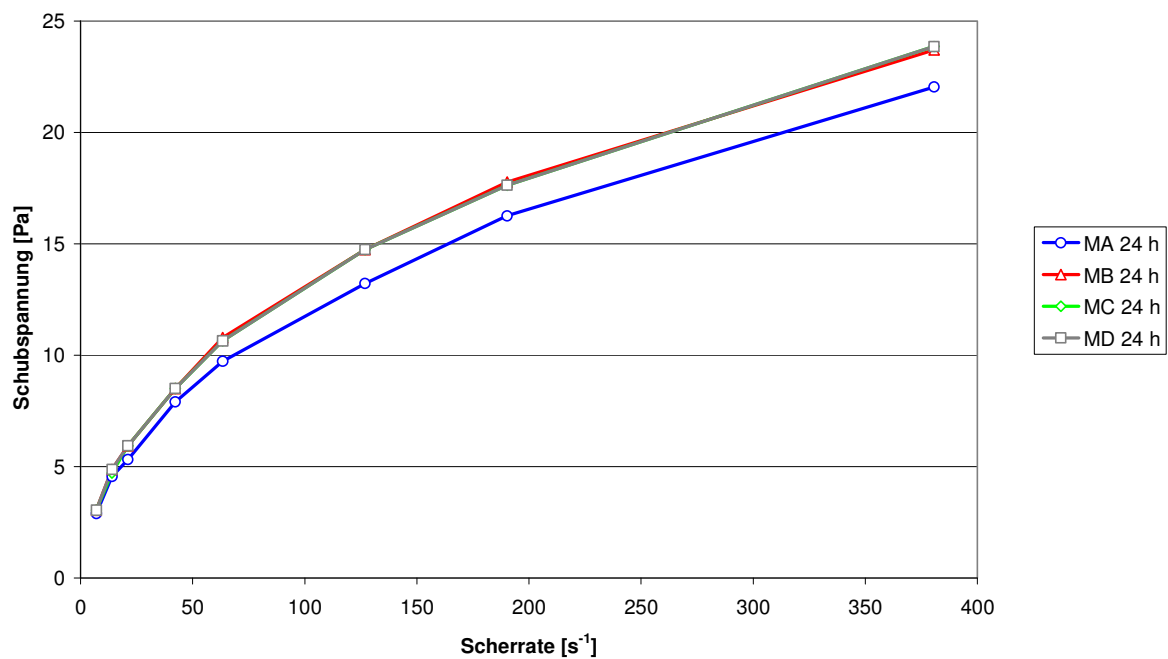


Abbildung 5.4: Einfluss von Drehzahl und Dauer beim Anmischen – CMC

Für CMC (Abbildung 5.4) führten die höheren Drehzahlen hingegen zu keiner Viskositätsabnahme. Hier wurden aber bei der Mischbedingung MA (Drehzahl wie bei MB aber Verkürzung der Mischdauer von 5 min auf 2 min) nach dem Mischen noch eine größere Anzahl nicht vollständig gelöster Polymerflocken beobachtet, welche bei der Mischbedingung MB fast gänzlich verschwunden waren. Dies wäre eine Erklärung für die Abweichung zwischen den entsprechenden Fließkurven.

Im Fall von XAN (Abbildung 5.5) trat wie schon bei PAA eine Verschlechterung der Werte durch das Anmischen bei höheren Drehzahlen auf. Allerdings wurden bei diesem Produkt insbesondere bei den höheren Drehzahlen auch eine erhebliche Schaumentwicklung und ein Eintrag von Luftblasen in die Polymerlösung beobachtet, von denen ein nennenswerter Anteil auch nach 24 h noch nicht entwichen war. Während der Schaum vor den Messungen leicht abgeschöpft werden konnte, ist eine Beeinflussung der Messungen durch die eingetragene Luft nicht auszuschließen.

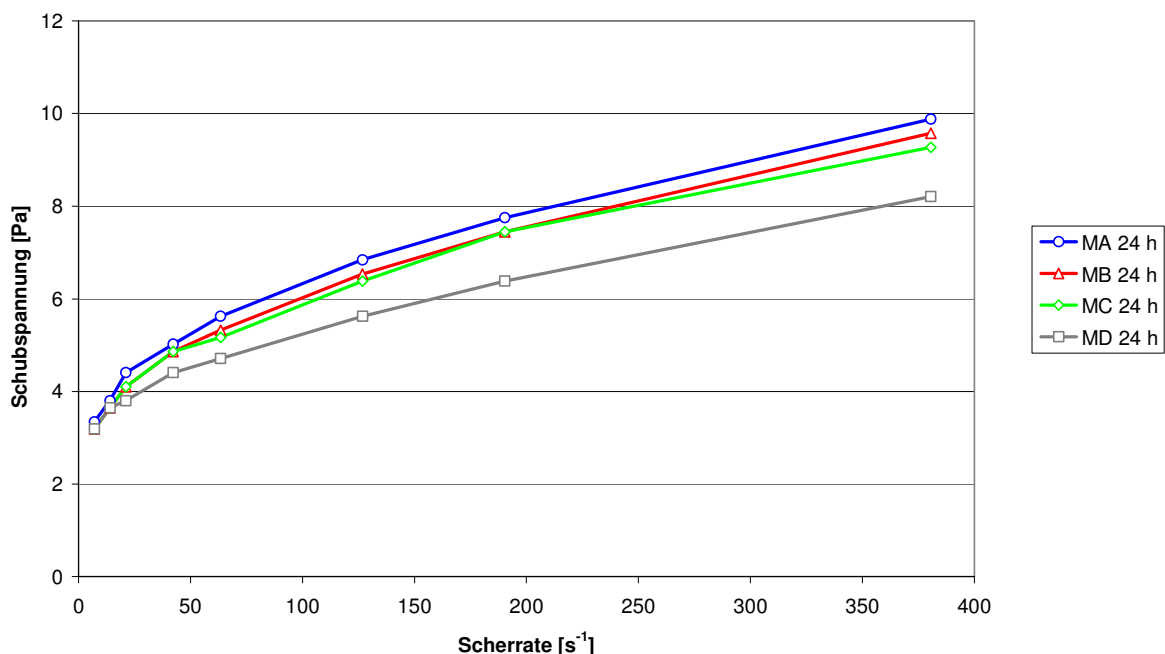


Abbildung 5.5: Einfluss von Drehzahl und Dauer beim Anmischen – XAN

Die Ergebnisse für VYP (Abbildung 5.6) erscheinen auf den ersten Blick nicht plausibel. Eine Erhöhung der Drehzahl auf 2800 U/min (MC) bewirkte eine Verschlechterung der Messwerte, die nach Herstellerangaben auch zu erwarten war. Bei der höchsten Drehzahl (8400 U/min, MD) wurden dann aber die besten Werte gemessen. Auch hier wurde eine starke Schaumentwicklung festgestellt. Anders als bei XAN lagen in der Polymerlösung nach 24 h aber augenscheinlich keine größeren Lufteinschlüsse mehr vor. Es besteht die Vermutung, dass bei dem sehr hochtourigen Mischen nur ein kleiner Teil der Charge tatsächlich einer hohen Scherbeanspruchung ausgesetzt wurde, während der Rest in einer strömungsarmen Randzone im Mischbehälter geringer beansprucht wurde. Daraus könnte abgeleitet werden, dass eine noch geringere Drehzahl als bei den Mischbedingungen MA und MB für dieses Produkt geeigneter gewesen wäre. Dies wurde jedoch nicht versucht, da einheitliche Anmischbedingungen für alle vier Produkte festgelegt werden sollten.

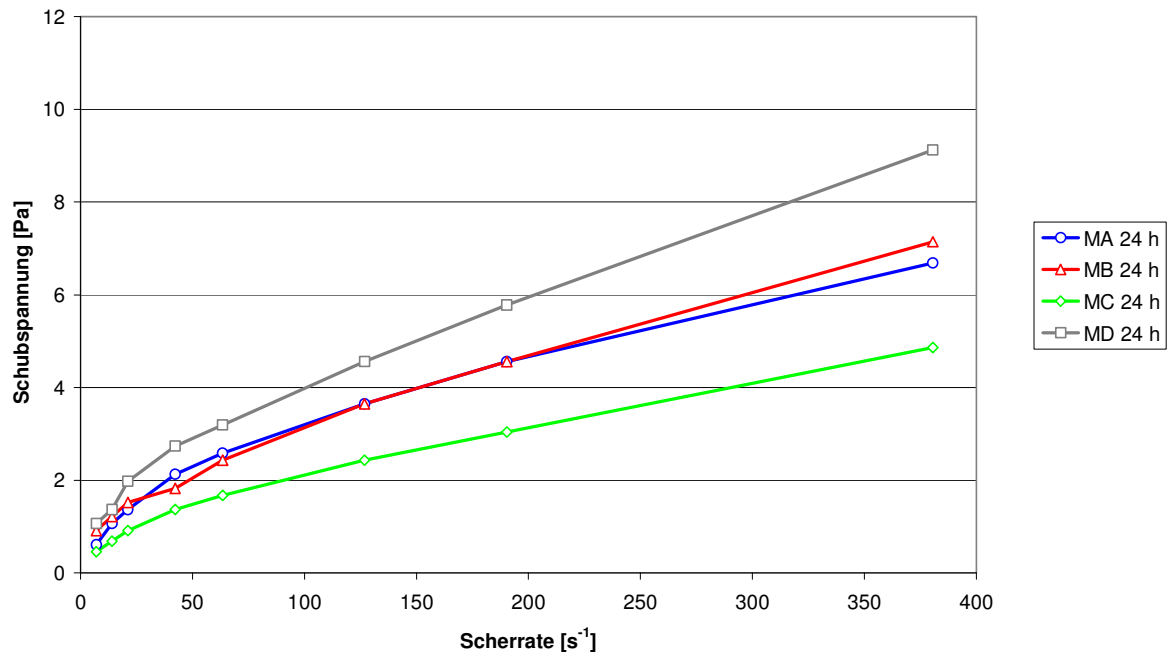


Abbildung 5.6: Einfluss von Drehzahl und Dauer beim Anmischen – VYP

Die Messungen sofort nach dem Anmischen bzw. 120 h nach dem Anmischen ergaben keine nennenswerten Abweichungen gegenüber den Messungen nach 24 h. Auf eine Darstellung wird daher verzichtet. Auffällig waren lediglich im Fall von XAN höhere Marsh-Zeiten und Schubspannungen bei den Sofort-Messungen, was ebenfalls im Zusammenhang mit der starken Schaumentwicklung und dem Eintrag von Luftblasen in die Polymerlösung beim Anmischen stehen könnte. Hier besteht allerdings ein Widerspruch, der nicht geklärt werden konnte, weil – wie zuvor dargestellt – nach 24 h die höheren Werte bei den Proben gemessen wurden, die mit geringerer Drehzahl angemischt worden waren. Eine Verschlechterung der rheologischen Eigenschaften fand auch bei dem Biopolymer XAN (bei welchem dies infolge eines möglicherweise einsetzenden biologischen Abbaus am ehesten zu erwarten wäre) innerhalb von 120 h bei Lagerung im geschlossenen Probeneimer bei 20 °C kaum statt. (Allerdings hatte bereits eine leichte Geruchsentwicklung eingesetzt.)

Auf der Grundlage der Untersuchungen wurde die Mischbedingung MB als Standard festgelegt, da bei dieser Mischbedingung die Polymere augenscheinlich gut gelöst wurden und gleichzeitig eine zu starke Scherbeanspruchung mit einer möglichen Schädigung der Makromoleküle (außer evtl. bei VYP) weitestgehend vermieden wurden. In der Praxis sollte der nicht unerhebliche Einfluss der Anmischbedingungen (oder eine mögliche Schädigung der Polymerlösungen beim Pumpen) beachtet werden, um sicherzustellen, dass sich die rheologischen Eigenschaften nicht ungünstiger einstellen, als in der Bemessung angenommen. Der Einfluss ungünstiger Anmischbedingungen kann ggf. durch die Verwendung einer höheren Polymerkonzentration (mit entsprechend erhöhten Materialkosten) kompensiert werden.

Einfluss der Polymerkonzentration

In Tabelle 5.11 sind die Messwerte in Abhängigkeit von der Polymerkonzentration zusammengestellt. Als Werte für die Proben bei mittlerer Konzentration (K2) werden die Mittelwerte der jeweils drei Teilproben nach Tabelle 5.10 angegeben.

Tabelle 5.11: Rheologische Untersuchungen – Einfluss der Polymerkonzentration

Probe	Marsh-Trichter (Auslaufzeiten in s)		Zylinder-Rotationsviskosimeter (Schubspannungen in Pa in Abhängigkeit von der Scherrate in s^{-1})							
	t_M	$t_{M,1500}$	7	14	21	42	63	127	190	381
PAA 2 g/l (K1)	130	263	1,4	1,7	2,0	2,7	3,0	4,1	5,2	7,6
PAA 3 g/l (K2) *	172	> 300	2,3	3,0	3,3	3,9	4,9	6,3	7,6	10,7
PAA 4 g/l (K3)	240	> 300	3,0	3,8	4,6	5,3	6,2	8,1	9,4	13,2
CMC 2 g/l (K1)	49	85	0,9	1,7	2,1	3,3	4,3	6,1	7,6	10,6
CMC 4 g/l (K2) *	81	172	2,9	4,7	5,8	8,4	10,6	14,5	17,5	23,6
CMC 6 g/l (K3)	176	> 300	6,2	9,3	11,4	16,3	19,3	25,7	30,1	39,6
XAN 2 g/l (K1)	41	69	0,9	1,3	1,4	1,8	2,1	2,7	3,2	4,4
XAN 4 g/l (K2) *	54	101	3,2	3,7	4,2	4,9	5,6	7,0	7,9	9,6
XAN 6 g/l (K3)	74	160	6,7	7,6	7,9	8,7	9,6	11,2	12,3	15,2
VYP 2 g/l (K1)	341	> 300	1,1	1,5	1,7	2,3	3,0	4,1	5,2	8,1
VYP 3 g/l (K2) *	409	> 300	1,5	2,1	2,5	3,0	3,7	5,0	6,3	9,8
VYP 4 g/l (K3)	577	> 300	3,0	3,6	4,6	5,3	6,2	8,2	10,0	15,8

* Mittelwerte der drei Teilproben, vgl. Tabelle 5.10

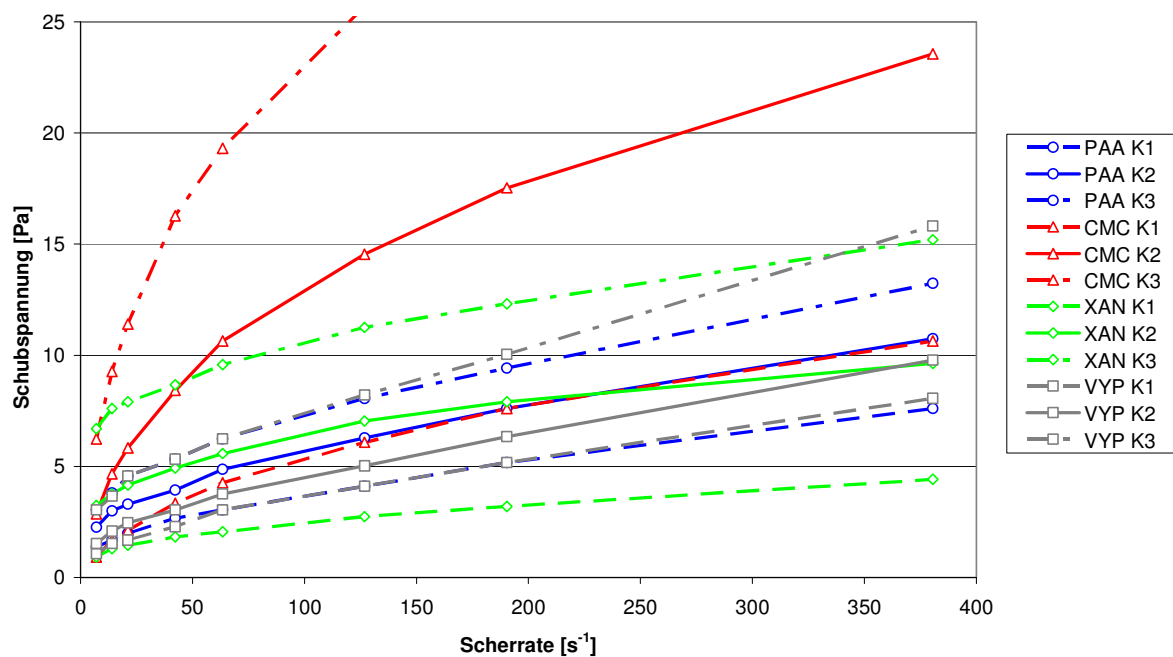


Abbildung 5.7: Einfluss der Polymerkonzentration

Höhere Polymerkonzentrationen bewirken erwartungsgemäß einen Anstieg der Marsh-Zeiten sowie höhere Schubspannungen bei der Messung im Rotationsviskosimeter. Die Werte steigen jedoch für unterschiedliche Scherraten nicht um den gleichen Faktor, weshalb sich auch die Krümmung der Fließkurven ändert. Dies wird noch deutlicher bei der Anpassung rheologischer Modelle an die Messwerte (5.5.3). Die Fließkurven zu den Daten aus Tabelle 5.11 sind in Abbildung 5.7 dargestellt.

Einfluss des Anmischwassers

Die Ergebnisse der vergleichenden Untersuchungen mit Leitungswasser (LW) bzw. entionisiertem Wasser (EW) zeigt Abbildung 5.8.

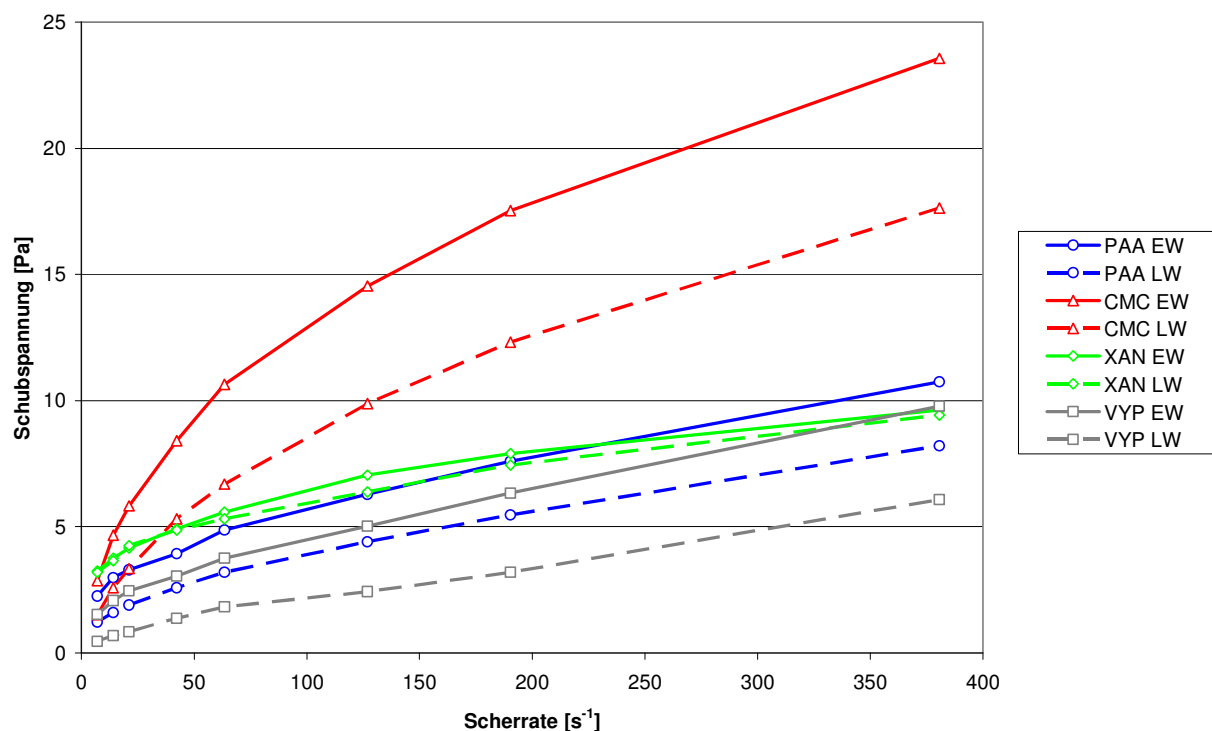


Abbildung 5.8: Einfluss des Anmischwassers

Außer bei XAN werden die Eigenschaften offenbar maßgeblich durch das verwendete Anmischwasser geprägt. Aus Gründen der leichteren Reproduzierbarkeit der Ergebnisse wurde im Rahmen der weiteren Laboruntersuchungen stets entionisiertes Wasser verwendet. Bei Bauprojekten sollte die Abhängigkeit der rheologischen Eigenschaften von der Wasserqualität im Vorfeld beachtet werden. Sofern hinsichtlich des verfügbaren Anmischwassers mehrere Optionen zur Verfügung stehen, kann nach wirtschaftlichen Kriterien abgewogen werden, da eine ungünstige Qualität des Anmischwassers evtl. auch durch eine höhere Polymerkonzentration ausgeglichen werden kann (vgl. auch Anmischbedingungen).

Einfluss der Temperatur des Anmischwassers

Die Variation der Temperatur des Anmischwassers (Temperatur der Polymerlösung zum Messzeitpunkt war stets 20 °C) ergab keine wesentlichen Veränderungen der rheologischen Eigenschaften. Es ist möglich, dass sich der Einfluss bei kürzeren Anmischbedingungen oder geringeren Drehzahlen, d.h. bei Bedingungen, unter denen ein unvollständiges Lösen der Polymere eher zu erwarten wäre als bei Bedingung MB, stärker zeigen würde.

Einfluss der Temperatur der Polymerlösungen zum Messzeitpunkt

Abbildung 5.9 zeigt die Abhängigkeit der gemessenen Schubspannungen von der Temperatur zum Messzeitpunkt.

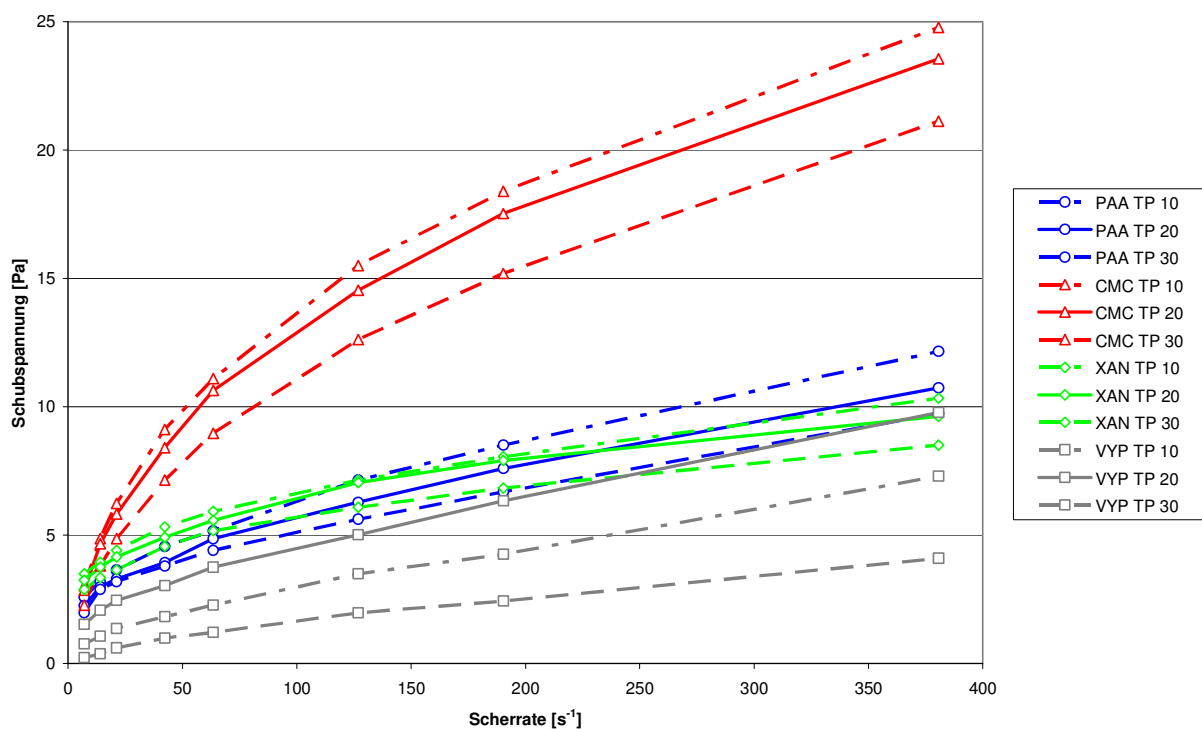


Abbildung 5.9: Einfluss der Temperatur der Polymerlösungen zum Messzeitpunkt

Bei PAA, CMC und XAN nehmen die gemessenen Schubspannungen und damit die Viskositäten mit ansteigender Temperatur der untersuchten Probe ab. Der Temperatureinfluss (im Mittel etwa 10 % Abweichung der Werte bei 10 °C oder 30 °C gegenüber den Messwerten bei 20 °C) ist bei diesen Produkten aber geringer als bei reinem Wasser (vgl. Abschnitt 5.5.1). Bei VYP wurden generell größere Abweichungen gemessen. Außerdem wurden bei einer Messtemperatur von 20 °C überraschenderweise höhere Schubspannungen festgestellt als bei 10 °C. Ursächlich hierfür kann jedoch auch die bei diesem Produkt allgemein beobachtete stärkere Streuung der Messwerte sein (vgl. Tabelle 5.10).

5.5.3 Anpassung rheologischer Modelle

Für die in Tabelle 5.11 aufgeführten Polymerlösungen (Standardbedingungen bei Konzentrationen K1, K2 und K3) wurde versucht, die Modellparameter für das Newton-Modell, das Ostwald-de Waele-Modell und das Herschel-Bulkley-Modell anzupassen, um anhand dieser Modelle analytische Gegenrechnungen zu den 1D-Strömungsversuchen aufstellen zu können, die im folgenden Abschnitt 5.6 vorgestellt werden. Eine Anpassung an das Ellis-Modell wurde nicht vorgenommen, da die Messwerte im untersuchten Scherraten-Intervall kein newtonsches Plateau (konstante Grenzviskosität bei kleinen Scherraten) aufwiesen. Die Anpassung wurde nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate durchgeführt.

Tabelle 5.12 enthält die angepassten Parameter der einzelnen Modellgleichungen. Die Güte der Anpassung kann anhand der Summe der Fehlerquadrate (FQ) bewertet werden.

Tabelle 5.12: Parameteranpassung für rheologische Modelle

Probe	Newton-Modell		Ostwald-de Waele-Modell			Herschel-Bulkley-Modell			
	η [Pa · s]	FQ	K [Pa · s]	m [-]	FQ	τ_H [Pa]	K_H [Pa · s]	m_H [-]	FQ
PAA 2 g/l (K1)	0,023	14	0,443	0,473	0,26	0,89	0,150	0,638	0,031
PAA 3 g/l (K2) *	0,034	41	0,883	0,415	0,54	1,52	0,284	0,585	0,088
PAA 4 g/l (K3)	0,042	74	1,302	0,384	0,75	1,98	0,433	0,547	0,170
CMC 2 g/l (K1)	0,033	21	0,432	0,542	0,25	-1,10	0,851	0,442	0,010
CMC 4 g/l (K2) *	0,076	159	1,401	0,478	1,2	-3,13	2,867	0,376	0,060
CMC 6 g/l (K3)	0,130	607	3,173	0,427	2,8	-6,05	6,443	0,329	0,100
XAN 2 g/l (K1)	0,014	8	0,419	0,392	0,044	0,44	0,216	0,488	0,020
XAN 4 g/l (K2) *	0,033	76	1,730	0,288	0,11	1,11	1,032	0,357	0,053
XAN 6 g/l (K3)	0,053	263	4,094	0,214	1,3	5,37	0,577	0,477	0,100
VYP 2 g/l (K1)	0,024	10	0,306	0,546	0,23	0,64	0,136	0,672	0,065
VYP 3 g/l (K2) *	0,030	19	0,469	0,505	0,61	1,19	0,132	0,702	0,100
VYP 4 g/l (K3)	0,048	61	0,952	0,464	3,2	2,76	0,136	0,766	0,480

* Mittelwerte der drei Teilproben, vgl. Tabelle 5.10

Es ist offensichtlich, dass sich mit dem Newton-Modell in keinem Fall eine zufrieden stellende Anpassung erreichen lässt. Mit dem Ostwald-de Waele-Modell lassen sich die Messwerte dagegen gut abbilden. Der Tabelle ist zu entnehmen, dass der Exponent m jeweils mit steigender Konzentration der Polymerlösungen fällt, die Strukturviskosität also stärker ausgeprägt ist.

Mit dem Herschel-Bulkley-Modell werden bei der Anpassung die kleinsten Fehlerquadrate ermittelt. Im Fall von CMC führt die Anpassung allerdings zu negativen Werten für die Herschel-Bulkley-Fließgrenze τ_H , was physikalisch nicht möglich ist. Dies könnte ggf. vermieden werden, indem die Messwerte bei höheren Scherraten in der Regression nicht berücksichtigt werden. Grundsätzlich ist aber zu beurteilen, ob nicht – wie hier bei CMC – die gegenüber dem Ostwald-de Waele-Modell „bessere“ Anpassung an die Messwerte (kleinere Fehlerquadrate) nur rein mathematisch auf den zusätzlichen Parameter der Regressionsfunktion zurückzuführen ist.

In Abbildung 5.10 sind die Fließkurven der angepassten rheologischen Modelle für die vier Polymerprodukte in der Konzentration K2 dargestellt:

- Anpassung an Newton-Modell (Geraden)
- Anpassung an Ostwald-de Waele-Modell (Exponentialkurven durch Ursprung)
- Anpassung an Herschel-Bulkley-Modell (Exponentialkurven mit positivem Ordinatenschnitt)

Für CMC wurde auf die Darstellung der Herschel-Bulkley-Anpassung wegen des sich aus der Anpassung ergebenden negativen Wertes der Fließgrenze verzichtet. Ergänzend sind die Datenpunkte aus den Viskosimetermessungen (hier jeweils die Mittelwerte der 3 Einzelmessungen unter Standardbedingungen) mit angegeben. Der dargestellte Scherratenbereich wurde begrenzt, um eine bessere Differenzierung bei geringen Scherraten zu ermöglichen. Die Datenpunkte bei 127 s^{-1} , 190 s^{-1} und 381 s^{-1} sind daher nicht abgebildet.

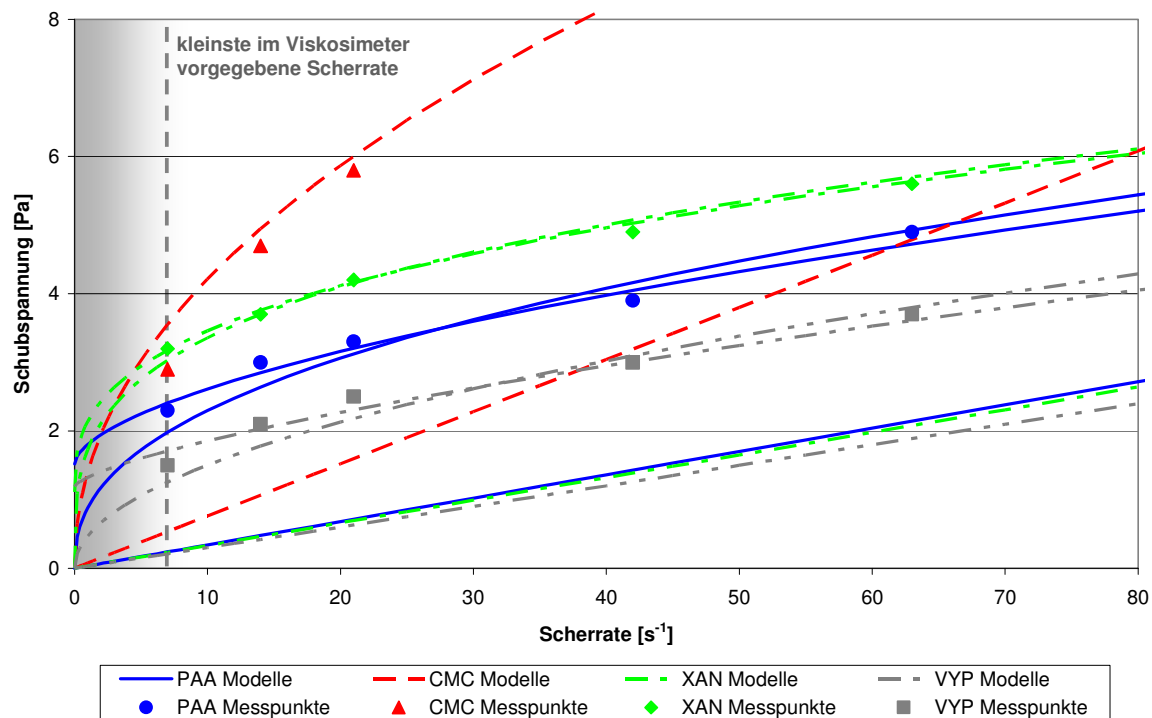


Abbildung 5.10: Fließkurven der angepassten Modelle (Konzentrationen K2)

Die in Abbildung 5.10 dargestellten Modellfunktionen bestätigen die gute Anpassung sowohl durch das Ostwald-de Waele-Modell als auch durch das Herschel-Bulkley-Modell an die Messwerte in dem Scherratenbereich, der mit dem zur Verfügung stehenden Viskosimeter untersucht werden konnte (7 s^{-1} und 381 s^{-1}). Hinsichtlich des für die nachfolgend vorgestellten 1D-Strömungsversuche (siehe Abschnitt 5.6) wichtigen Scherratenbereichs $< 7\text{ s}^{-1}$ bestehen Unsicherheiten.

Zur Veranschaulichung zeigt Abbildung 5.11 die im Viskosimeter bestimmten Viskositäten (d.h. die Quotienten aus gemessenen Schubspannungen und jeweils vorgegebener Scherrate) im doppelt-logarithmischen Maßstab. Im untersuchten Messbereich liegen die Messpunkte aller untersuchten Polymerlösungen in guter Näherung auf einer Geraden, was einer Viskositätskurve nach Ostwald-de Waele entspricht (vgl. doppelt-logarithmische Darstellungen der Viskositätskurven in Abschnitt 3.1.2.1 und Abschnitt 3.1.2.2). Eine in Abbildung 5.11 angedeutete Fortsetzung der angegebenen Viskositätsfunktionen im Bereich niedriger Scherraten z.B. nach dem Ellis-Modell für CMC oder dem Herschel-Bulkley-Modell ist zwar nicht auszuschließen, in Anbetracht der Messergebnisse aber rein spekulativ.

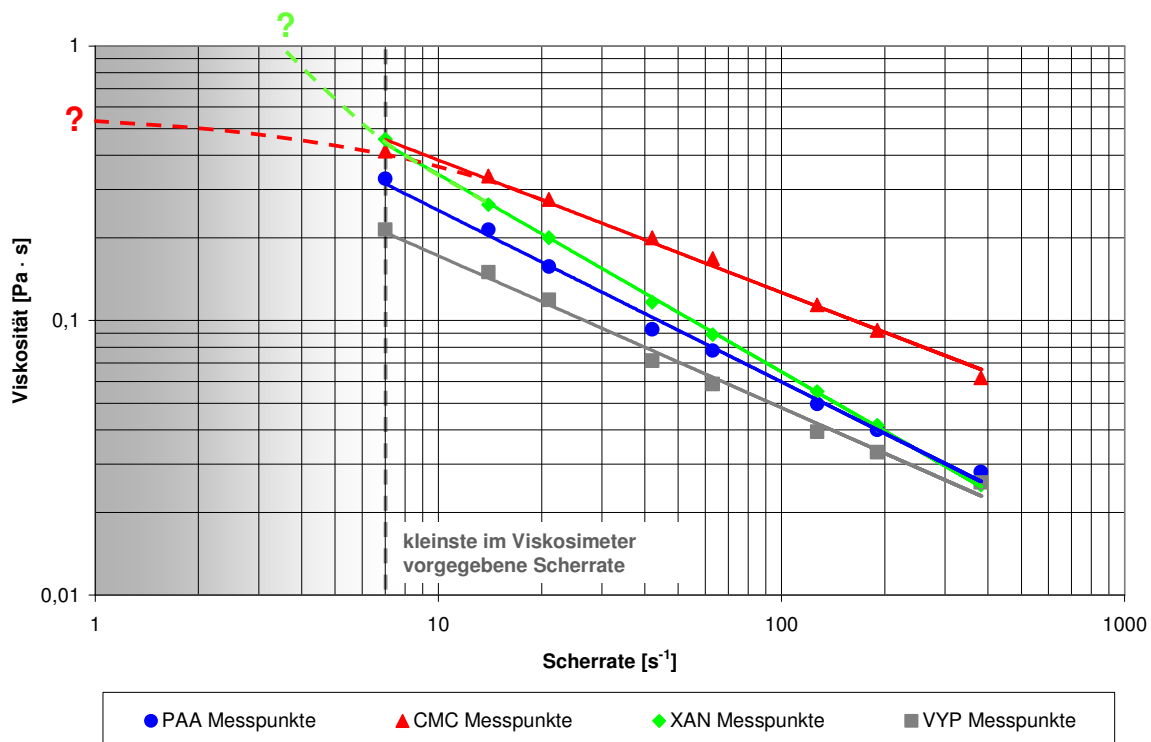


Abbildung 5.11: Messdaten Viskosität bei Konzentration K2 im doppelt-logarithmischen Maßstab

5.6 1D-Strömungsversuche

Die nachfolgend dargestellten eindimensionalen Strömungsversuche in künstlich hergestellten Bodensäulen bilden den Schwerpunkt der Laborversuche. Anhand dieser Versuche konnte das Strömungsverhalten der verwendeten Produkte quantitativ erfasst werden. Durch entsprechende Gegenrechnungen ließ sich darüber hinaus untersuchen, wie gut sich das Strömungsverhalten mittels der zuvor vorgestellten theoretischen Modelle vorhersagen lässt.

5.6.1 Versuchsstand und Versuchsdurchführung

Für die 1D-Strömungsversuche wurde zu Beginn des Forschungsvorhabens ein geeigneter Versuchsstand konzipiert und in der Werkstatt des Zentrum Geotechnik gefertigt. In den Versuchen sollte der zeitliche Verlauf der Eindringung einer Polymerlösung in eine Bodensäule erfasst und darüber hinaus der Potentialverlauf über die Eindringlänge aufgezeichnet werden können. Wichtig war zudem, dass mit dem Versuchsstand zuverlässige Ergebnisse bei angemessenem Aufwand zu gewinnen sein sollten, um eine möglichst große Anzahl an Versuchen zu ermöglichen. STEINHOFF (1993) etwa führte nur vier Eindringversuche aus, um seine Herleitungen zu verifizieren, was daran gelegen habe dürfte, dass die gewählte Versuchstechnik ungleich aufwändiger war.

Eine Prinzipskizze des Versuchsstands zeigt Abbildung 5.12, ergänzende Fotos enthält Abbildung 5.13. Der Versuchsstand besteht aus einem Acrylglaszylinder mit einem Innendurchmesser von 118 mm, der über eine Kopf- und eine Fußplatte mit Stahlstäben eingespannt wird. Der Zylinder wird aus drei Zylindersegmenten mit je 500 mm Länge zusammengesetzt, von denen die unteren beiden die Bodensäule aufnehmen, während das oberste Segment als Oberwasser für die Polymerlösung dient. Über einen seitlichen Ablauf, der am unteren Ende dieses Segments angeordnet ist, kann nach Versuchsende überschüssige Polymerlösung abgelassen werden, so dass dieses Segment danach abgenommen und die Oberseite der Bodensäule in Augenschein genommen werden kann. Auf das untere Bodensegment kann im Versuchsaufbau auch verzichtet werden, wodurch sich die Bodensäule von 1,0 m auf 0,5 m verkürzt (vgl. Foto (b) in Abbildung 5.13). In Abständen von 0,02 m, 0,06 m, 0,12 m, 0,20 m, 0,40 m und 0,80 m ab Oberkante der eingebauten Bodensäule sind jeweils Gewindebohrungen im Zylinder angeordnet, in die Drucksensoren eingeschraubt werden können, deren Volt-Signale an einen PC übermittelt werden. Über einen Anschluss in der Kopfplatte kann die Polymerlösung im obersten Zylindersegment mit Druckluft beaufschlagt werden, wobei der vorgegebene Druck sowohl über ein analoges Manometer als auch über einen weiteren Drucksensor mit Messwertaufzeichnung kontrolliert werden kann.

Über dem Versuchszylinder ist ein Vorratsbehälter aufgehängt (Foto (d) in Abbildung 5.13), der über einen Trichter befüllt werden kann. Um den Flüssigkeitsstand im Versuchszylinder konstant zu halten, konnte der Vorratsbehälter bei geschlossenem Einfüllstutzen über eine Druckleitung mit dem Innendruck im Versuchszylinder gekoppelt werden und dann über eine Schlauchleitung Polymerlösung nachgefüllt werden. Vor einem weiteren Befüllen des Vorratsbehälters wurde dieser dann wieder vom Versuchsstand entkoppelt.

Die Fußplatte des Versuchsstands enthält eine Vertiefung mit einem Innendurchmesser von 89 mm, über welche die ausströmende Flüssigkeit durch einen seitlichen Schlauchanschluss abgeführt werden kann. Über der Vertiefung sind ein Lochblech und ein Feinsieb angeordnet, welche die Bodensäule tragen und eine Erosion des Bodens verhindern. Der angeschlossene Schlauch (Innendurchmesser 20 mm) führt zu einem Unterwasserbehälter mit Überlauf (Foto (c) in Abbildung 5.13), welcher höhenverstellbar auf einer Konsole montiert ist. Die über den Überlauf tretende Flüssigkeit wird in einem Messzylinder aufgefangen, der auf einer Waage mit Datenausgang steht. Im Verbindungsschlauch zwischen Unterwasser und Versuchszylinder ist ein T-Stück mit Absperrhahn angeordnet, so dass der Versuchszylinder nach dem Ende eines Versuchs leicht entleert werden kann.

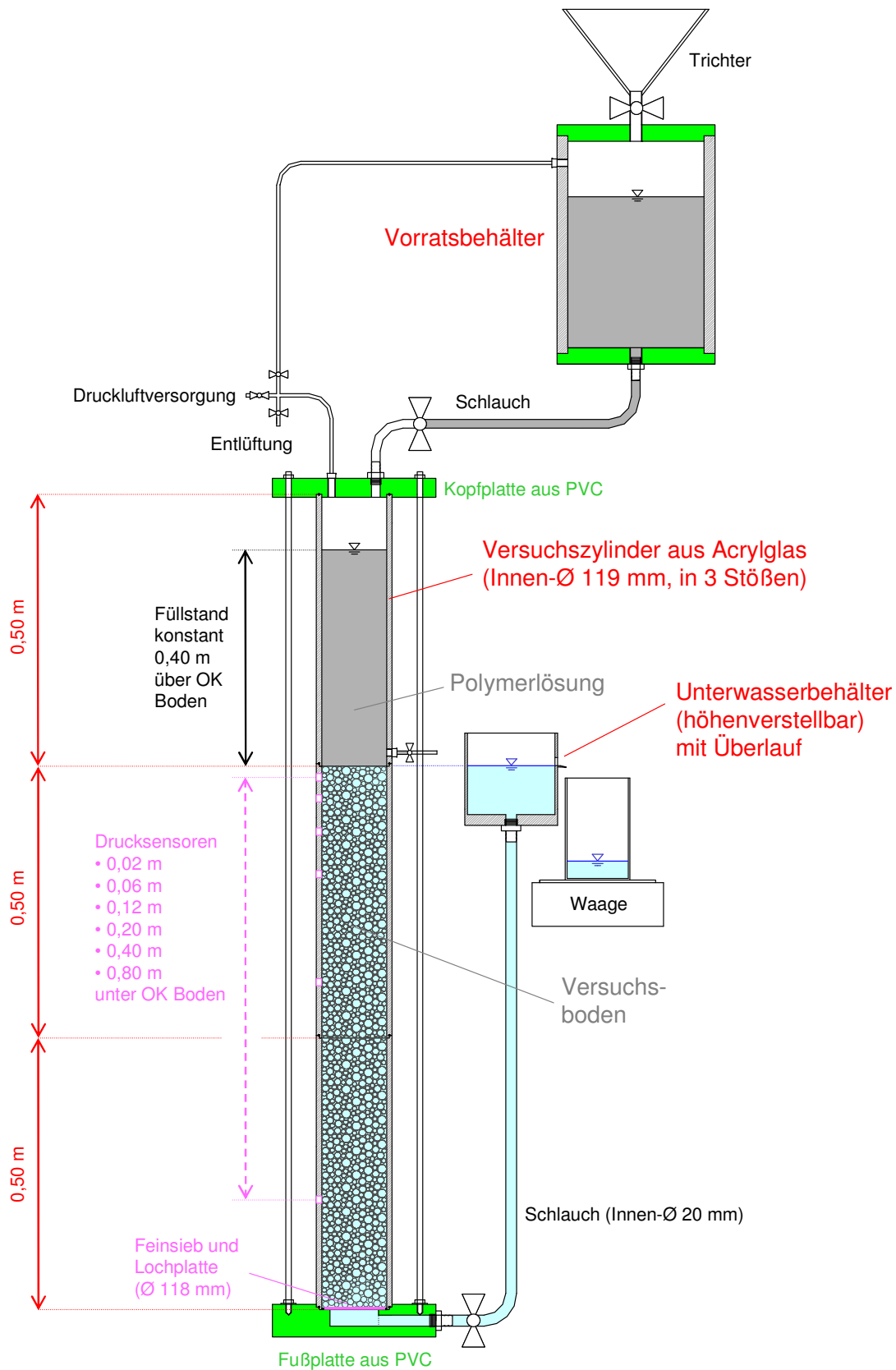


Abbildung 5.12: Prinzipskizze Versuchsstand für 1D-Strömungsversuche



(a)



(b)



(c)



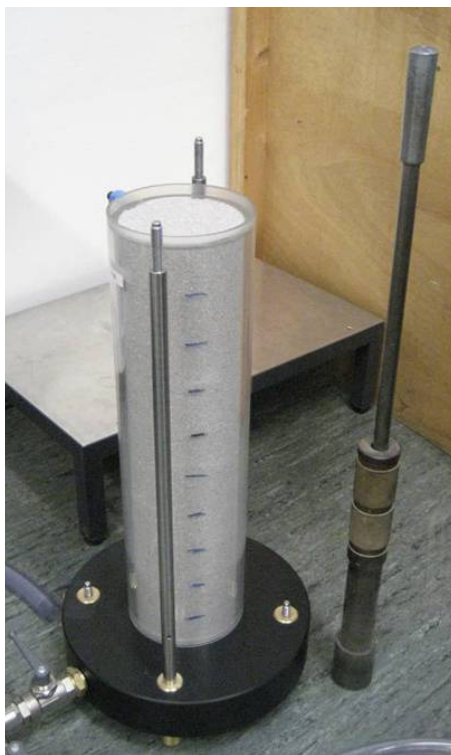
(d)

Abbildung 5.13: Fotos Versuchsstand für 1D-Strömungsversuche

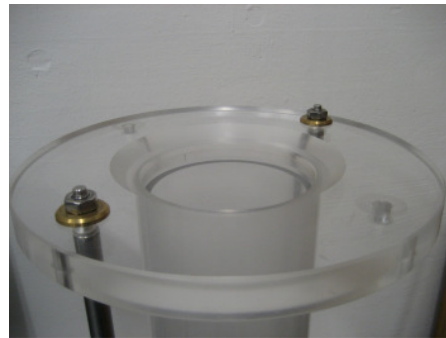
Bei der Versuchsdurchführung sind zwei Versuchstypen zu unterscheiden:

- Typ A: Eindringversuche von oben nach unten in wassergesättigten Boden
- Typ B: Eindringversuche von unten nach oben in trockenen Boden

Bei der Versuchsdurchführung nach Typ A, nach der die meisten der Versuche durchgeführt wurden, wird zunächst der trockene Boden in Schichten von 5 cm eingebaut und mit einem Proctor-Fallgewicht (Durchmesser 50 mm, Fallgewicht 2,5 kg) verdichtet (Foto (a) in Abbildung 5.14). Je Schicht wird dabei eine vorab berechnete Masse an Boden zugegeben. Um ein Verkippen des Zylindersegmentes und ein Eindringen von Sandkörnern unter den Dichtungsring zwischen Fußplatte und Zylindersegment zu verhindern, wird dieses mit einem Einfüllaufsatz gegen die Fußplatte verspannt (Foto (b) in Abbildung 5.14). Nach dem Bodeneinbau werden der Versuchszylinder über die Kopfplatte eingespannt und die Verbindungen zum Ober- und Unterwasser sowie zur Druckluft angeschlossen.



(a)



(b)



(c)

Abbildung 5.14: Fotos Versuchsvorbereitung

Anschließend wird bei zunächst nur leicht geöffnetem Kugelhahn im Verbindungsschlauch die Bodensäule durch Befüllen des Unterwasserbehälters mit entionisiertem Wasser langsam aufgesättigt. Dabei wird abgewartet, bis die Sättigungsfront die Oberseite der Bodensäule erreicht, auf deren Höhenkote auch der Überlauf des Unterwasserbehälters eingestellt wird. Danach wird die Verbindung zum Unterwasser geschlossen.

Der Vorratsbehälter wird bei geschlossener Verbindung zum Versuchszylinder mit der Polymerlösung befüllt, die 24 h (± 2 h) zuvor angemischt worden waren (Abschnitt 5.2). Zur Kontrolle der rheologischen Eigenschaften wurden die Marsh-Zeiten der Polymerlösungen bestimmt. Hierbei wurden keine Abweichungen über die übliche Streuung hinaus festgestellt. Die Verbindung zum Versuchszylinder wird dann leicht geöffnet, wodurch sich das oberste Segment des Versuchszylinders (oberhalb der mit entionisiertem Wasser gesättigten Bodensäule) langsam mit Polymerlösung füllt (Foto (c) in Abbildung 5.14). Unterhalb der Kopfplatte endet die Zuleitung in einem Krümmer, so dass die Polymerlösung beim Befüllen an der Zylinderwand herab läuft und bei vorsichtigem Befüllen eine Erosion des eingebauten Bodens verhindert werden kann. Sobald die definierte Füllhöhe erreicht ist, wird die Verbindung zum Vorratsbehälter wieder geschlossen und der Versuchszylinder entsprechend der vorgesehenen Versuchsparameter mit Druckluft beaufschlagt.

Durch Öffnen der Verbindung zum Unterwasser wird der Versuch schließlich gestartet und die Polymerlösung strömt infolge des aufgebrachten Differenzpotentials unter Verdrängung des entionisierten Wassers in die Bodensäule ein. Die Eindringlänge der Polymerlösung wird unter Beachtung der Querschnittsfläche des Versuchszylinders und des Porenanteils des Bodens über die vom Unterwasser überlaufende Wassermenge berechnet. Hierbei wird vereinfacht davon ausgegangen, dass eine scharfe Eindringfront vorliegt. Wenn sich entionisiertes Wasser und Polymerlösung teilweise mischen (vgl. Abschnitt 3.5.2) liegt die rechnerische Eindringlänge im Bereich dieser Mischzone. Die Potentiale in den Messquerschnitten wurden nach Gleichung (3.25) aus den gemessenen Drücken abgeleitet. Als Bezugsebene für die geodätische Höhe z wurde die Oberseite der Bodensäule definiert. Die für die Berechnung der Druckhöhen benötigten Wichten der Polymerlösungen wurden stichprobenartig im Pyknometer bestimmt und lagen hinreichend genau bei 10 kN/m^3 .

Die Versuche wurden bis zur vollständigen Füllung des Porenraums oder über einen Zeitraum von mindestens 8 h ausgeführt. Nach Versuchsende wurde der Versuchsstand stets komplett zerlegt und mit warmem Seifenwasser gespült.

Ursprünglich war geplant, im Anschluss an die Eindringversuche vom Typ A noch Durchlässigkeitsversuche mit konstanten Potentialgradienten durchzuführen. Hierzu sollten nach vollständiger Sättigung der Bodensäule mit der Polymerlösung die Filtergeschwindigkeiten bei verschiedenen konstanten Differenzpotentialen bestimmt werden. Dabei war das Ziel, aus der bei dieser Versuchsdurchführung ableitbaren nichtlinearen Beziehung zwischen Potentialgradient und Filtergeschwindigkeit den zuvor gemessenen Eindringverlauf rechnerisch zu bestätigen. Bei guter Übereinstimmung wäre der Durchlässigkeitsversuch als Alternative zum Eindringversuch in Betracht gekommen. Auf dieses Vorhaben wurde nach einigen Tests jedoch aus folgenden Gründen verzichtet:

- Um eine vollständige Sättigung des Bodens mit der Polymerlösung innerhalb zweckmäßiger Versuchsdauern zu erreichen, wären – insbesondere bei Verwendung der Polymerkonzentrationen K3 oder des Versuchsbodens Sand 1 (siehe Abschnitt 5.6.2) – sehr hohe Drücke erforderlich gewesen. Bei entsprechenden Vorversuchen wurden teilweise Hebungen der Bodensäule um bis zu 1 cm beobachtet, sobald der Druck nach der Sättigungsphase für den eigentlichen Versuch wieder reduziert wurde. Infolgedessen lagen in Bezug auf Porenanteil und Durchlässigkeit keine regulären Bedingungen mehr vor.

- Zwischen den einzelnen Versuchsstufen (Anpassung der vorgegebenen Potentialdifferenz) muss abgewartet werden, bis sich konstante Druckverhältnisse in der gesamten Bodensäule eingestellt haben. Aufgrund der hohen Viskositäten der Polymerlösungen und der Höhe der Bodensäule dauert dieser Vorgang auch bei relativ durchlässigen Böden wie den hier verwendeten Versuchssanden (siehe Abschnitt 5.6.2) sehr lange, so dass gegenüber einem Eindringversuch kein Zeitgewinn zu verzeichnen ist und die Durchführung beider Versuchsarten nacheinander innerhalb eines Tages kaum möglich ist.
- Schließlich ist bei Auftreten von Membraneffekten (nichtlinearer Potentialabbau) das Ergebnis eines Durchlässigkeitsversuchs auch abhängig von der Länge der Bodensäule, so dass in diesem Fall ohnehin Eindringversuche vorzuziehen wären.

Vor Durchführung der nachfolgend dargestellten Versuchsreihe wurden durch Vorversuche und theoretische Überlegungen mögliche Fehlerquellen bei der Versuchsdurchführung untersucht, die hier kurz diskutiert werden sollen:

- Bei der Sättigung der Bodensäule mit entionisiertem Wasser könnten Lufteinschlüsse im Boden verbleiben, welche nachfolgend die Durchlässigkeit reduzieren würden. Aufgrund der verwendeten Böden und des langsamen Sättigens von unten nach oben ist dies allerdings vermutlich vernachlässigbar.
- Eine Beeinflussung der Strömung beim Starten des Eindringversuchs (durch Öffnen der Schlauchverbindung zum Unterwasser) durch eine verzögerte Einstellung der planmäßigen Druckverhältnisse im Versuchszylinder wurde anhand einer Konsolidationsberechnung ausgeschlossen. Da die Bodensäule zu diesem Zeitpunkt mit Wasser (statt mit Polymerlösung) gesättigt ist, vollzieht sich der Druckausgleich aufgrund der hohen Durchlässigkeiten der verwendeten Versuchsböden sehr schnell.
- Bei den Polymerlösungen vom Typ XAN war auch 24 h nach dem Anmischen noch ein deutlicher Schaumanteil zu beobachten (Foto (a) in Abbildung 5.15), der allerdings als Schaumkrone vorlag und somit beim Befüllen des Versuchszylinders (über den Bodenablauf des Vorratsbehälters) nicht mit entnommen wurde, so dass die Polymerlösung im Versuchszylinder homogen vorlag (Foto (b) in Abbildung 5.15). Die Polymerlösungen vom Typ VYP ließen hingegen auch im Versuchszylinder die schon in Abschnitt 5.5.2 beschriebene Inhomogenität vermuten (Foto (c) in Abbildung 5.15).
- Wandeffekte konnten vernachlässigt werden. Das Verhältnis von Größtkorn zu Zylinderdurchmesser lag im ungünstigsten Fall bei ca. 1:50 und damit weit unter den in Abschnitt 3.5.4 angegebenen Grenzwerten ($< 1:10$ bei gleichförmigen Böden).
- Schwankungen der applizierten Druckluft oder des Flüssigkeitsspiegels (durch verspätetes Nachfüllen) traten nur in Größenordnungen von wenigen Millibar bzw. Zentimetern und über äußerst kurze Zeiträume im Verhältnis zur Gesamtversuchsdauer auf, so dass ein Einfluss ausgeschlossen ist.
- Die Temperatur der Polymerlösungen sowie die Raumtemperatur wurden regelmäßig gemessen und lagen während der Durchführung der Versuche stets bei $20\text{ °C} \pm 1\text{ K}$.

- Bei sehr geringen Eindringgeschwindigkeiten wäre eine Verfälschung der über die Masse des verdrängten Wassers bestimmten rechnerischen Eindringung aufgrund von Verdunstung aus Unterwasserbehälter und dem Auffangbehälter auf der Waage vorstellbar gewesen. Daher wurde in einem Vorversuch die Verdunstung über 24 h gemessen. Umgerechnet auf die Strömungsgeschwindigkeit einer Flüssigkeit in der Bodensäule ergab sich hieraus jedoch selbst bei ungünstigen Annahmen ein Wert $< 1 \text{ mm/h}$.

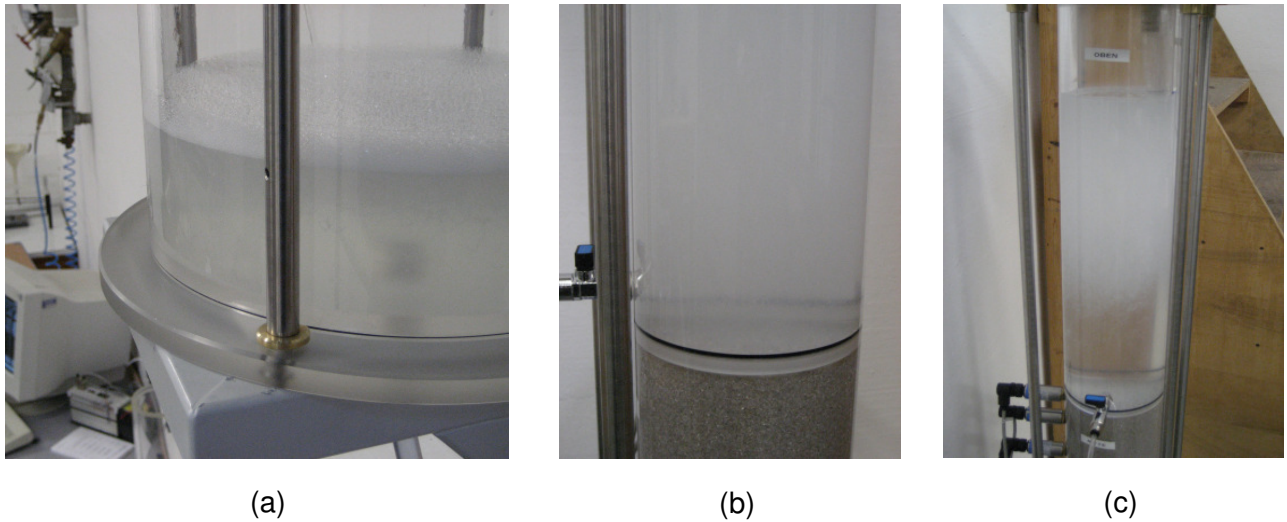


Abbildung 5.15: Polymerlösungen im Versuchsstand

Zusammenfassend war davon auszugehen, dass keiner der genannten Einflüsse eine maßgebliche Bedeutung haben würde, so dass u.a. größere Abweichungen zwischen Versuchsergebnissen und analytischen Gegenrechnungen mit großer Wahrscheinlichkeit als Indiz für Unzulänglichkeiten des theoretischen Modells angesehen werden konnten.

Bei der Versuchsdurchführung nach Typ B wird der Boden zunächst wie beim Typ A eingebaut. Hierbei wurde stets nur ein Zylindersegment verwendet. In diesem Fall wird der für den Einbau verwendete Einfüllaufsatz (siehe Foto (a) in Abbildung 5.14) nicht entfernt und sorgt für die Einspannung des Zylinders. Um ein Anheben der im Versuch von unten nach oben durchströmten Bodensäule zu verhindern, wird diese über den Einfüllaufsatz hinaus aufgefüllt und dann mit Gewichten beschwert. Die Polymerlösung wird bei diesem Versuchstyp in den Unterwasserbehälter eingefüllt, dessen Überlaufhöhe auf konstant 1,0 m über der Unterseite der Bodensäule eingestellt wird. Der Versuch wird durch Öffnen der Verbindung zwischen Unterwasser und Versuchszylinder gestartet. Die Eindringung wird anhand des Farbumschlags der sich mit Polymerlösung aufsättigenden Bodensäule optisch verfolgt und protokolliert. Da teilweise ein „Ausfransen“ der Front um max. $\pm 1,5 \text{ cm}$ zu beobachten war, wurde die Eindringung an jeweils drei Stellen gemessen und gemittelt.

5.6.2 Versuchsböden

Aus Gründen der Vergleichbarkeit und Reproduzierbarkeit wurde angestrebt, Versuchsböden einzusetzen, die in gleich bleibender Qualität zu beschaffen und mit möglichst geringen Schwankungen der Dichte trocken in den Versuchsstand einzubauen waren. Die Wahl fiel auf drei als Sackware beziehbare, eng gestufte Quarzsande (Dorsilit) unterschiedlicher Lieferkörnungen. In Tabelle 5.13 sind die verwendeten Sande mit ihren wesentlichen Materialkennwerten zusammengestellt. Die Körnungslinien der Versuchsböden sind in Abbildung 5.16 dargestellt.

Tabelle 5.13: Materialkennwerte Versuchsböden

Boden	Sand 1	Sand 2	Sand 3
Lieferkörnung	0,1 - 0,5 mm	0,6 - 1,2 mm	1,0 - 2,5 mm
Bodenart nach DIN 4022	mS, fs'	gS	gS, fg'
Korndichte ρ_s	2,63 g/cm ³	2,63 g/cm ³	2,63 g/cm ³
Dichte bei dichtester Lagerung max ρ_d	1,74 g/cm ³	1,70 g/cm ³	1,72 g/cm ³
Dichte bei lockerster Lagerung min ρ_d	1,37 g/cm ³	1,41 g/cm ³	1,45 g/cm ³
Einbau-Trockendichte $\rho_{d, SOLL}$	1,60 g/cm ³	1,60 g/cm ³	1,60 g/cm ³
Einbau-Lagerungsdichte D_{SOLL}	0,62 (dicht)	0,66 (dicht)	0,56 (dicht)
Einbau-Porenanteil n_{SOLL}	0,39	0,39	0,39
Durchlässigkeitsbeiwert k	$2,1 \cdot 10^{-4}$ m/s	$3,5 \cdot 10^{-3}$ m/s	$1,1 \cdot 10^{-2}$ m/s

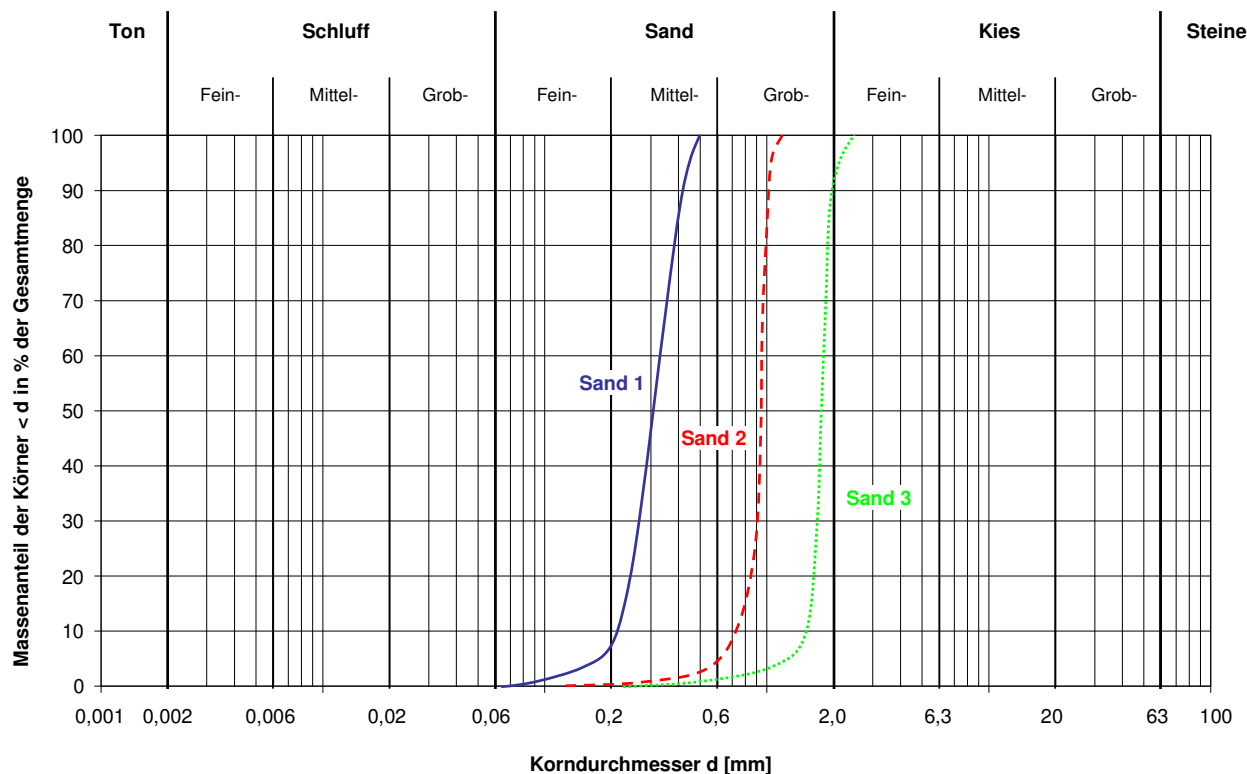


Abbildung 5.16: Körnungslinien der Versuchsböden

5.6.3 Versuchsübersicht

Tabelle 5.14: Versuchsübersicht 1D-Strömungsversuche Typ A

Versuch	Polymer	Konzentration	Boden	Potentialdifferenz	$\rho_{d, \text{SOLL}}^*$	n_{SOLL}^*
A1	PAA	K1	Sand 2	2 m	1,60 g/cm ³	0,39
A2		K2				
A3						
A4						
A5	K3					
A6	CMC	K1				
A7		K2				
A8						
A9		K3				
A10	K1					
A11	XAN	K2				
A12						
A13						
A14						
A15	VYP	K3				
A16		K1				
A17		K2				
A18						
A19						
A20	K3					
A21	PAA	K2	Sand 2	4 m		
A22	CMC			1 m		
A23	XAN					
A24	VYP					
A25	PAA					
A26	CMC					
A27	XAN					
A28	VYP					
A29	PAA	K2	Sand 1	2 m		
A30	CMC		Sand 3			
A31	XAN					
A32	VYP					
A33	PAA					
A34	CMC					
A35	XAN					
A36	VYP					

* Der Sollwert der Einbaudichte wurde in allen Versuchen auf $\pm 0,01 \text{ g/cm}^3$ erreicht. Die Abweichung vom Soll-Porenanteil betrug damit maximal $\pm 0,005$.

Es wurden insgesamt 36 Versuche vom Typ A (wassergesättigter Boden) durchgeführt. In diesen wurden die Polymerkonzentration, der zu durchströmende Boden und die Potentialdifferenz zum Unterwasser (durch vorgegebenen Luftüberdruck) variiert. Eine Übersicht der Versuchsparameter enthält Tabelle 5.14. Die Grauhinterlegung einzelner Zellen in Tabelle 5.14 dient ausschließlich der Verdeutlichung der Systematik bei der Variation der Versuchsbedingungen.

Die angegebene Potentialdifferenz zum Unterwasser ergibt sich für den Versuchstyp A jeweils als Summe aus der eingestellten Druckhöhe infolge Druckluftbeaufschlagung und der Spiegelhöhe der Polymerlösung im Versuchszylinder, die konstant auf 40 cm über der Bodensäule gehalten wurde.

Vom Versuchstyp B (trockener Boden, Eindringung von unten nach oben) wurden 4 Versuche ausgeführt (Tabelle 5.15). Bei diesen Versuchen liegt das Differenzpotential zwischen der Sättigungsfront und dem Unterwasser bei 1,0 m abzüglich der Eindringlänge und ggf. zuzüglich eines an der Front herrschenden Saugpotentials (vgl. Abschnitt 3.5.3).

Tabelle 5.15: Versuchsübersicht 1D-Strömungsversuche Typ B

Versuch	Polymer	Konzentration	Boden	Potentialdifferenz	$\rho_{d, \text{SOLL}}^*$	n_{SOLL}^*
B1	PAA	K3	Sand 2	1 m - Eindringlänge (+ Saugpotential)	1,60 g/cm ³	0,39
B2	CMC	K2				
B3	XAN					
B4	VYP					

* Der Sollwert der Einbaudichte wurde in allen Versuchen auf $\pm 0,01 \text{ g/cm}^3$ erreicht. Die Abweichung vom Soll-Porenanteil betrug damit maximal $\pm 0,005$.

In der Vorbereitung auf die Feldversuche wurden 6 ergänzende Versuche vom Typ A ausgeführt, bei denen repräsentatives Bodenmaterial aus der Baugrunderkundung des Versuchsfeldes verwendet wurde. Diese Versuche wurden thematisch den Feldversuchen zugeordnet und werden daher in Kapitel 6 mit dargestellt.

5.6.4 Versuchsergebnisse Typ A

5.6.4.1 Versuche unter Standardbedingungen

Wiederholungsversuche

Als Standardbedingungen wurden der Einbau von Sand 2, das Aufbringen einer Potentialdifferenz von 2 m sowie der Einsatz der Polymerlösungen in der Konzentration K2 (vgl. Abschnitt 5.5.1) definiert. Unter diesen Bedingungen wurden je Produkt drei Wiederholungsversuche ausgeführt (A2 – A4, A7 – A9, A12 – A14, A17 – A19 in Tabelle 5.14), um Aussagen bezüglich der Reproduzierbarkeit der Ergebnisse treffen zu können. Die zeitlichen Verläufe der Eindringung in die Bodensäule sind in Abbildung 5.17 dargestellt. (In diesem und in den weiteren Diagrammen sind die Eindring-

verläufe aus Darstellungsgründen meist verkürzt gegenüber der tatsächlichen Versuchsdauer, vgl. Abschnitt 5.6.1 angegeben.)

Es fällt auf, dass die Kurvenverläufe der Wiederholungsversuche bei den Produkten PAA, CMC und XAN jeweils nur geringfügig von einander abweichen, während die Streuung der Versuchsergebnisse bei VYP deutlich stärker ausfällt. Zur Verdeutlichung wurden exemplarisch für jedes Produkt die Eindringlängen nach 150 min betrachtet und die prozentuale Abweichung der Einzelversuche vom Mittelwert ermittelt. Dies ergab Abweichungen von 2,4 % bei PAA, 2,2 % bei CMC, 3,3 % bei XAN und 25,0 % bei VYP.

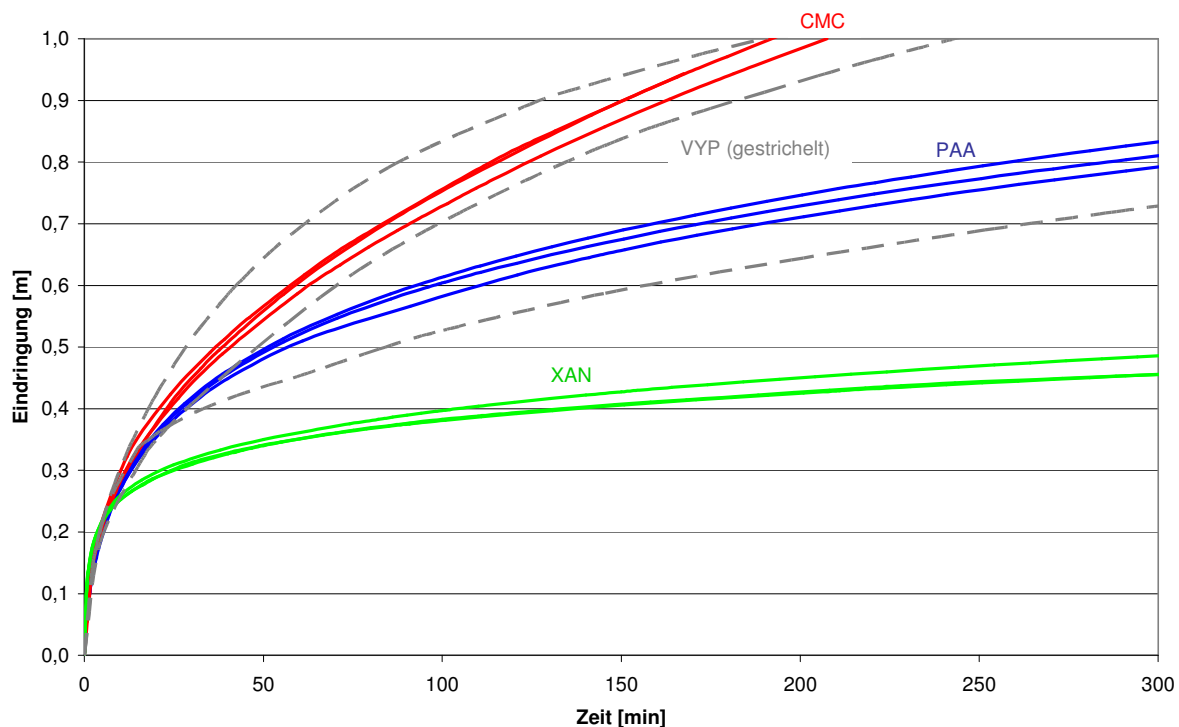


Abbildung 5.17: Verlauf der Eindringung unter Standardbedingungen

Anhand der Wiederholungsversuche kann festgehalten werden, dass sich mit der verwendeten Versuchstechnik in Kombination mit dem eng gestuften Quarzsand gut reproduzierbare Ergebnisse gewinnen lassen. Die Einflüsse des Bodeneinbaus sowie geringfügiger Schwankungen des vorgegebenen Differenzpotentials sind vermutlich vernachlässigbar. Die Ergebnisstreuung im Fall von VYP ist auf die Schwankung der Flüssigkeitseigenschaften zurückzuführen. Dies bestätigt die Ergebnisse der rheologischen Reihenuntersuchungen (Abschnitt 5.5.2).

Polymermembran

Durch die Versuche sollten auch Kenntnisse über die mögliche Bildung einer Polymermembran (vgl. Abschnitt 3.5.1) gewonnen werden. Hierzu wurden mit den integrierten Drucksensoren (vgl. Abschnitt 5.6.1) die Drücke in den Messquerschnitten kontinuierlich gemessen und für die Auswertung in Potentiale umgerechnet. Eine Veränderung der Durchlässigkeit durch Partikelfiltration kann

te im Laborversuch ausgeschlossen werden, da die in die Bodensäule eindringenden Polymerlösungen verfahrensbedingt klar waren. Auch die in Abschnitt 5.6.1 beschriebene Durchlässigkeitsreduktion durch Polymeradsorption konnte bei den verwendeten Sanden ausgeschlossen werden, so dass eine Verringerung der Durchlässigkeit im Nahbereich der Bodenoberseite (messbar über einen erhöhten Potentialabbau in diesem Abschnitt) als Indiz für eine Polymermembran gesehen werden konnte. Abbildung 5.18 zeigt die Potentialverläufe bei einer Eindringlänge von 0,40 m. Diese Eindringlänge wurde – wie Abbildung 5.17 zu entnehmen – in den einzelnen Versuchen nach unterschiedlichen Versuchsdauern erreicht. Da die Messwerte nur eine geringe Streuung aufwiesen, wurden bei den Produkten PAA, CMC und XAN aus Gründen der Lesbarkeit gemittelte Werte der drei Einzelversuche dargestellt, während für VYP die Einzelergebnisse angegeben sind.

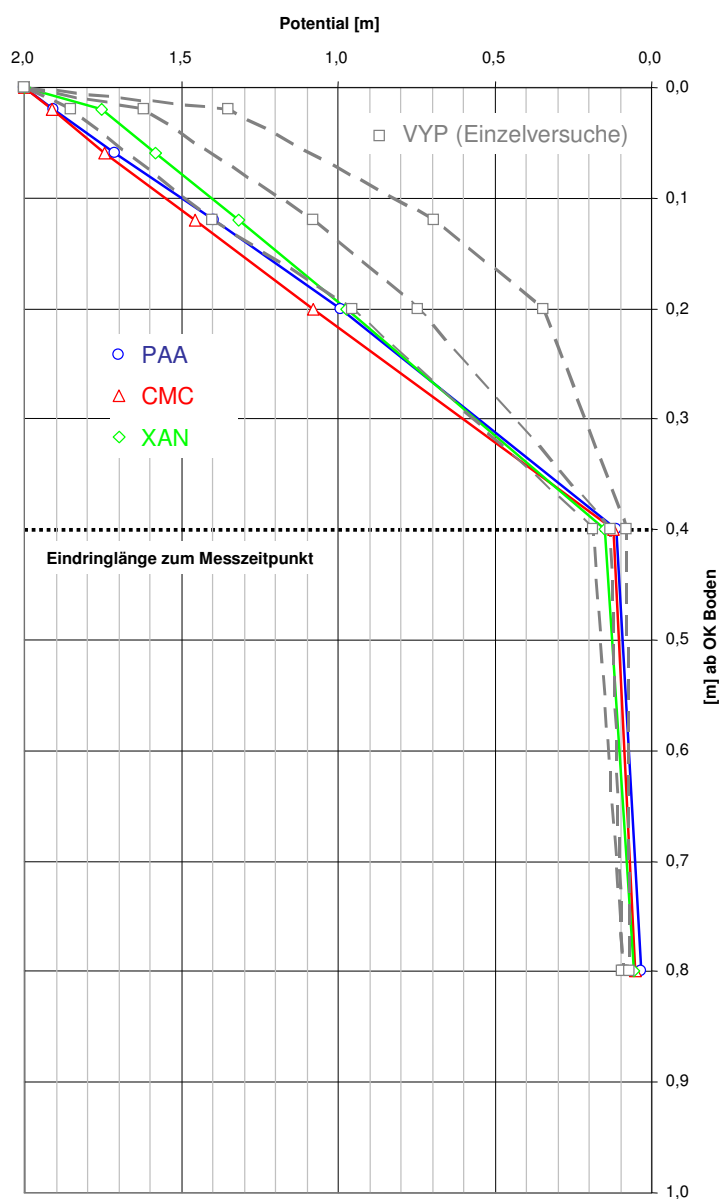


Abbildung 5.18: Potentialverläufe unter Standardbedingungen bei 0,4 m Eindringung

Während PAA und CMC über die Eindringlänge der Polymerlösung einen nahezu linearen Potentialabbau zeigen (also keinen Membraneffekt) und XAN lediglich eine leicht nichtlineare Tendenz aufweist, ist bei VYP in zwei Einzelversuchen ein signifikant nichtlinearer Potentialabbau zu erkennen. Allerdings weichen die Ergebnisse deutlich voneinander ab, und in einem dritten Einzelversuch war der Potentialabbau sogar nahezu linear. Der Versuch mit der geringsten Eindringlänge (Abbildung 5.17) zeigte den deutlichsten Membraneffekt, während der nahezu lineare Potentialabbau bei dem Versuch mit der größten Eindringlänge auftrat.



(a)



(b)

Abbildung 5.19: Visuelle Untersuchung nach Polymermembran (VYP)

Es wurde versucht, eine Membran nach Abschluss der Versuche (insbesondere mit VYP) nachzuweisen (Abbildung 5.19). Hierbei zeigte sich kein dünner Polymerfilm, sondern ein mehrere Zentimeter unter die Bodenoberkante reichender, jedoch nicht klar abzugrenzender Bereich offenbar sehr hoch konzentrierter Polymerlösung. Eine zunächst geplante Untersuchung der Polymermembran mit einem Rasterelektronenmikroskop wurde nach abstimmenen Gesprächen mit einem Prüflabor verworfen, weil unklar war, wie entsprechende Proben zu gewinnen wären, und weil aufgrund der Größenunterschiede zwischen Polymermolekülen und Sandkörnern der Erfolg einer solchen Untersuchung fraglich war.

Auffällig an den Potentialverläufen ist weiterhin, dass das aufgebrachte Differenzpotential über die Eindringlänge nicht vollständig abgebaut wird, sondern dass an dem Drucksensor 0,40 m unter der Bezugshöhe jeweils noch ein Restpotential von ca. 0,10 m bis 0,15 m vorliegt. Der beim Versuchstart erforderliche Druckausgleich innerhalb der wassergesättigten Bodensäule nach dem Öffnen der Schlauchverbindung zum Unterwasser erfolgt aufgrund der für Wasser hohen Durchlässigkeit des Bodens jedoch innerhalb sehr kurzer Zeit (siehe auch Diskussion möglicher Fehlerquellen in Abschnitt 5.6.1).

Der zu erwartende Potentialabbau innerhalb des wassergesättigten Teils der Bodensäule kann rechnerisch ermittelt werden. In dem Versuch mit dem schnellsten Eindringverlauf (oberste Kurve für VYP aus Abbildung 5.17) lag die Filtergeschwindigkeit bei Erreichen der Eindringlänge von

0,40 m bei weniger als 0,2 mm/s. Damit ergibt sich nach Darcy eine Potentialdifferenz von ca. 0,02 m (ca. 1 % bezogen auf die insgesamt applizierte Potentialdifferenz von 2,0 m) für den 0,60 m hohen Teil der Bodensäule, in dem reines Wasser strömt. Für die weiteren Versuche ist dieser Wert noch kleiner. Damit ist dieser Einfluss im Hinblick auf die bei diesem Versuch erzielbare Genauigkeit nicht von Bedeutung, erklärt gleichzeitig aber auch nicht den deutlich höher liegenden Messwert. Bei der Eindringlänge von 0,10 m ergab sich für den in diesem Fall 0,90 m hohen wassergesättigten Teil der Bodensäule eine Potentialdifferenz von 0,10 m, allerdings wurde diese Eindringlänge bereits nach ca. 1 min erreicht, so dass der zeitliche Verlauf der Eindringung insgesamt nur minimal beeinflusst wird.)

Der Potentialverlust im Verbindungsschlauch zum Unterwasser (18 mm Innendurchmesser, Länge ca. 1 m) wurde ebenfalls überprüft, ist jedoch verschwindend gering. Die Messgenauigkeit der Drucksensoren lässt Abweichungen von wenigen Millibar ebenfalls zu (1 mbar Druck entspricht 0,01 m Potential).

Als weitere Ursache für das Vorliegen des Restpotentials kommt eine unscharfe Eindringfront in Frage, also ein Bereich vor und hinter der anhand der verdrängten Wassermenge berechneten Polymerfront, in dem weder unverdünnte Polymerlösung noch reines Wasser strömt. Dagegen spricht allerdings, dass in den Versuchen stets eine relativ scharfe Front zu beobachten war, wenn diese nach Durchlaufen des Versuchszylinders und des angeschlossenen Schlauchs in den Unterwasserbehälter eintrat.

Gegenrechnungen

Eine zentrale Frage der Forschung war, wie gut sich das Eindringverhalten im Versuch durch die in Kapitel 3 vorgestellten theoretischen Modelle vorhersagen ließ. Nachfolgend werden daher Gegenrechnungen zu den Versuchsergebnissen vorgestellt, in denen die rheologischen Modellparameter verwendet werden, die zuvor (siehe Abschnitt 5.5.3) durch Regression anhand der im Viskosimeter bestimmten Messwerte abgeleitet worden waren. Da eine genaue Übereinstimmung dieser Gegenrechnungen mit den Versuchsergebnissen kaum zu erwarten war, wurden außerdem „In-situ-Parameter“ für das Ostwald-de Waele-Modell gesucht, mit denen sich eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen dem im Versuch bestimmten Eindringverlauf und der jeweiligen Gegenrechnung erzielen ließ.

Abbildung 5.20 (PAA), Abbildung 5.21 (CMC), Abbildung 5.22 (XAN) und Abbildung 5.23 (VYP) zeigen die gemessenen Kurven der Eindringung. Weiterhin sind die für ein Newton-Fluid und ein Ostwald-de Waele-Fluid anhand der in Abschnitt 5.5.3 bestimmten rheologischen Parameter rückgerechneten Eindringkurven sowie die durch Einsetzen von In-situ-Parametern für ein Newton-Fluid und ein Ostwald-de Waele-Fluid angepassten Kurvenverläufe (Regressionskurven) dargestellt.

Die Eindringlängen l für Ostwald-de Waele-Fluide wurden anhand von Gleichung (3.40) ermittelt, die sich für newtonsche Fluide mit $m = 1$ in vereinfachter Form ebenso anwenden lässt.

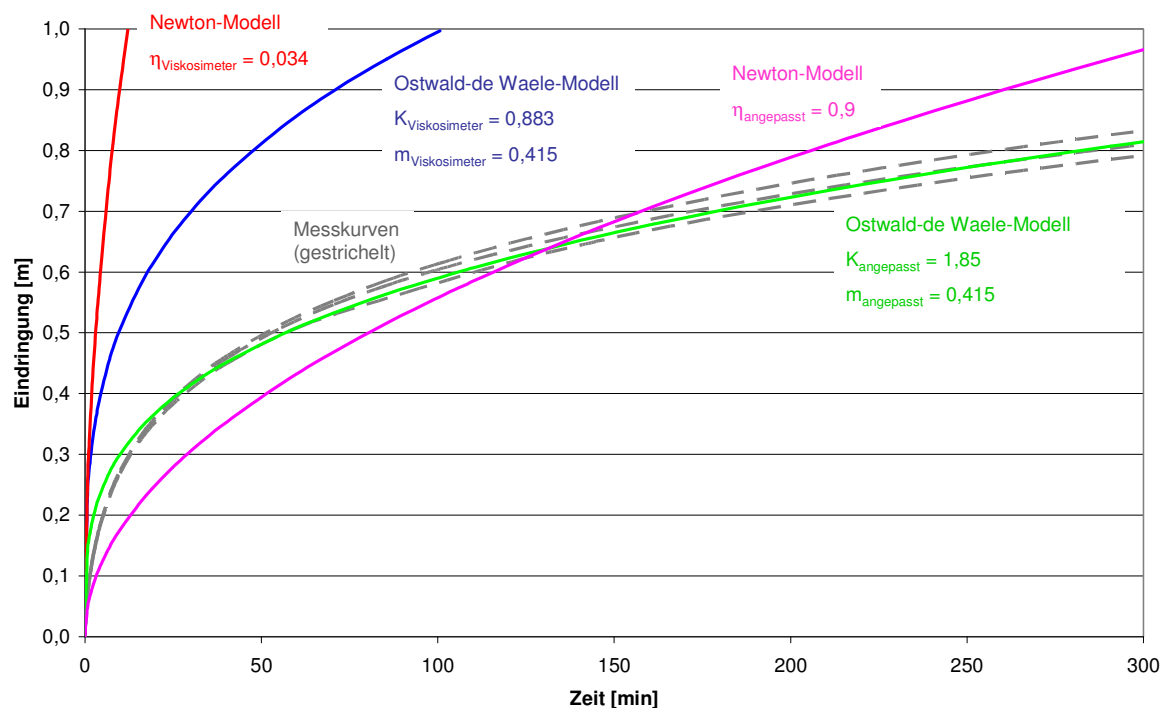


Abbildung 5.20: Verlauf der Eindringung bei PAA (mit Gegenrechnung und Kurvenanpassung)

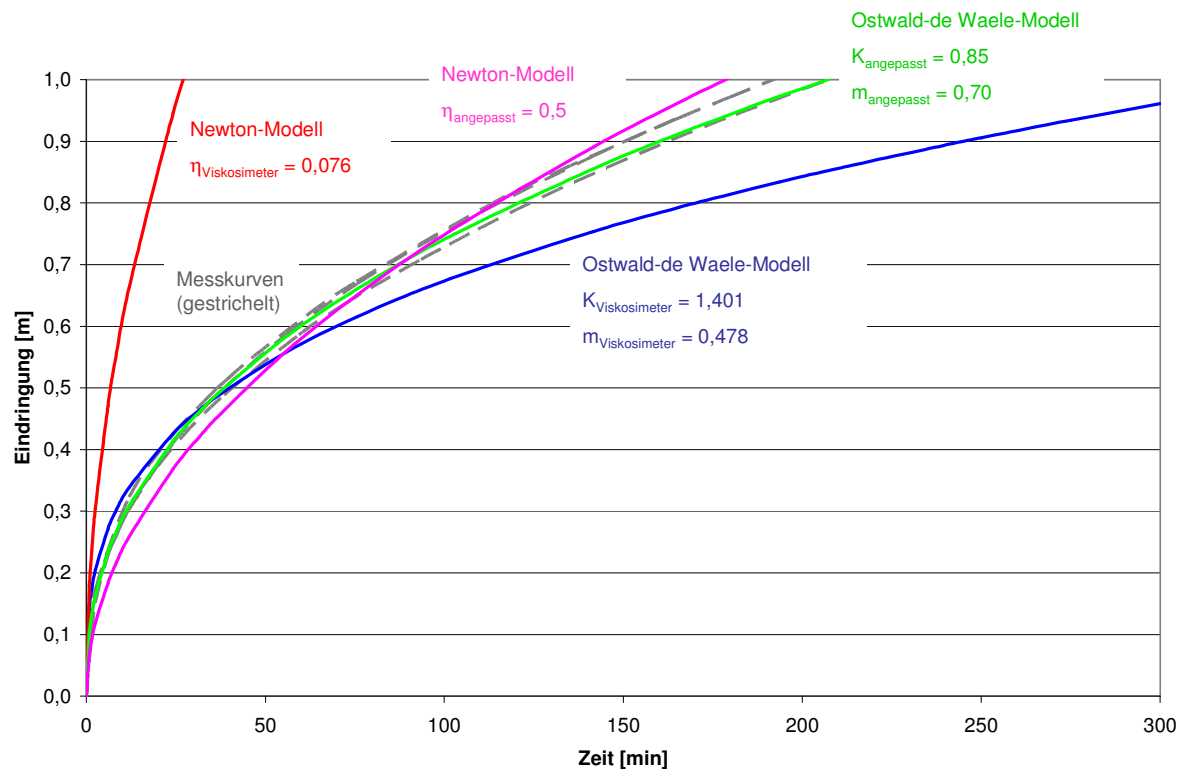


Abbildung 5.21: Verlauf der Eindringung bei CMC (mit Gegenrechnung und Kurvenanpassung)

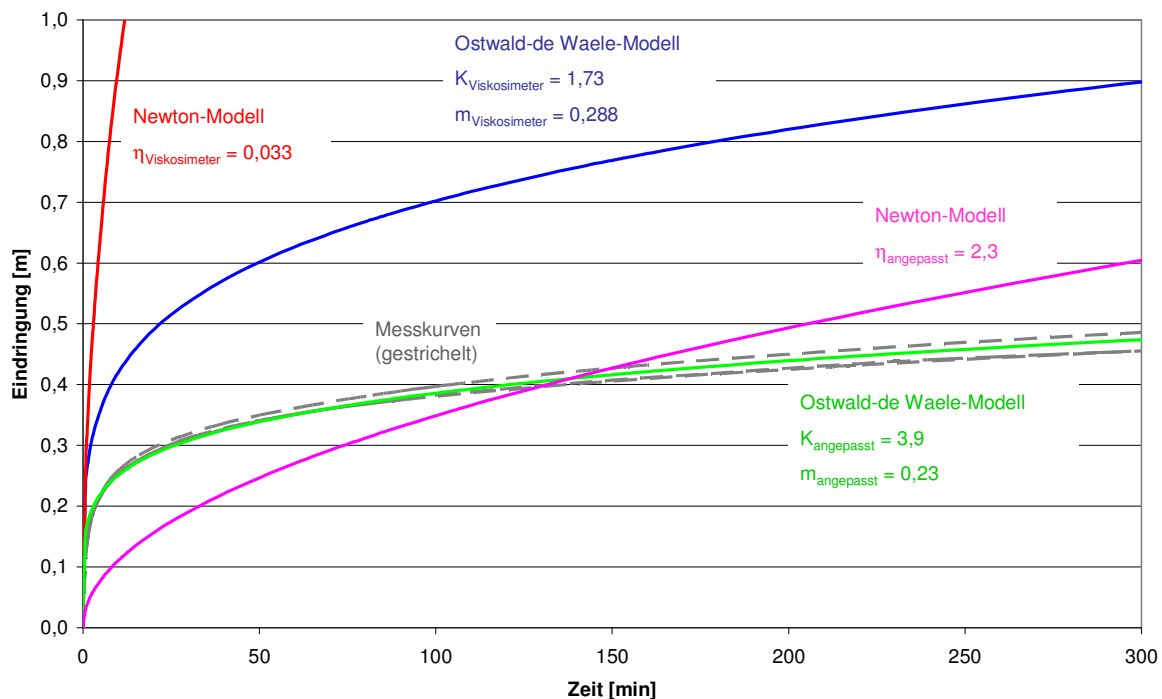


Abbildung 5.22: Verlauf der Eindringung bei XAN (mit Gegenrechnung und Kurvenanpassung)

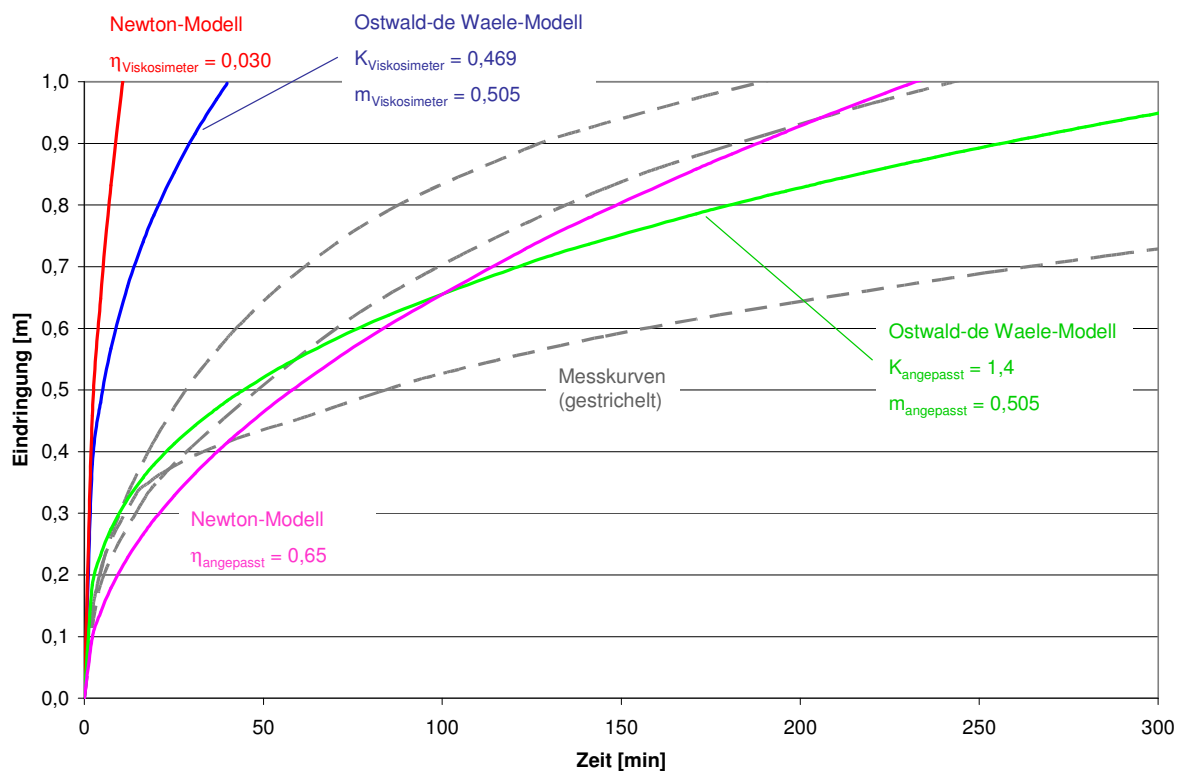


Abbildung 5.23: Verlauf der Eindringung bei VYP (mit Gegenrechnung und Kurvenanpassung)

Für alle vier Polymerlösungen gilt, dass die anhand des Newton-Modells prognostizierten Eindringlängen viel zu groß sind. Dies ist kaum verwunderlich, weil die Viskosität in einem Scherratenbereich bestimmt wurde, der für die Strömung im Eindringversuch nicht repräsentativ ist.

Die versuchten Kurvenanpassungen für fiktive Newton-Fluide zeigen jedoch darüber hinaus, dass sich überhaupt keine Werte für die Viskosität finden lassen, mit denen sich die starke Krümmung der Eindringkurven im Versuch nachbilden lassen. Die anhand des Ostwald-de Waele-Modells prognostizierten Verläufe der Eindringung kommen dem im Versuch beobachteten Verlauf zwar näher, liegen jedoch für PAA, XAN und VYP deutlich über den gemessenen Kurven und im Fall von CMC etwas darunter (bei allerdings guter Übereinstimmung bis zu einer Eindringlänge von etwa 0,60 m). Hierfür kommen mehrere Ursachen in Frage:

- Die Parameter des Ostwald-de Waele-Modells wurden anhand von Messwerten angepasst, die bei vorgegebenen Scherraten in einem Intervall von 7 s^{-1} bis 381 s^{-1} bestimmt wurden (vgl. Abschnitt 5.5.3). Die tatsächlichen Scherraten im Porenraum (siehe hierzu nachfolgende Betrachtung) liegen jedoch teilweise deutlich niedriger, so dass in den Gegenrechnungen extrapolierte Werte eingesetzt werden müssen.
- Das Ostwald-de Waele-Modell ist für die Beschreibung des jeweils verwendeten Fluids nicht ausreichend. So könnte etwa im Fall von CMC eine Begrenzung der Viskosität bei kleinen Scherraten nach dem Ellis-Modell die höhere Eindringung im Versuch bewirkt haben, während im Fall von XAN eine geringe Fließgrenze nach dem Herschel-Bulkley-Modell für das stärkere Abklingen der Eindringung im Vergleich zur Gegenrechnung verantwortlich sein könnte (vgl. auch Abbildung 5.11 und zugehörige Anmerkungen). Bei PAA und VYP könnte die geringere Eindringung im Versuch auf visko-elastische Eigenschaften sowie die Fähigkeit des Polymers zur Membranbildung zurückzuführen sein.
- Das für die Gegenrechnungen gewählte Porenraummodell (Kapillarmodell mit einheitlichen geraden Röhren) kann den realen Porenraum im Versuchsboden in Bezug auf das Strömungsverhalten des jeweils betrachteten Fluids nicht gleichwertig abbilden (vgl. auch Erläuterungen in Abschnitt 3.4.2.2).

Anhand des Ostwald-de Waele-Modells mit entsprechend angepassten In-situ-Parametern lassen sich alle Eindringkurven relativ gut abbilden. (Für die Lösungen PAA und VYP können dabei die Exponenten m , welche die Krümmung der Eindringkurve bewirken, wie anhand der Viskosimetermessungen bestimmt übernommen werden.) Dies könnte dahingehend interpretiert werden, dass das Ostwald-de Waele-Modell für die Polymerlösungen zumindest als Näherung grundsätzlich verwendbar ist, in den Viskosimeteruntersuchungen aufgrund fehlender Messungen im Bereich kleiner Scherraten jedoch nicht ausreichend repräsentative Modellparameter abgeleitet wurden.

Die tatsächlichen Scherraten im Porenraum sind unbekannt, jedoch können die scheinbaren Scherraten, die in Abschnitt 3.4.2 erläutert wurden, als Anhaltswert betrachtet werden. Diese sind für die durchgeführten Versuche unter Standardbedingungen in Abhängigkeit von der Eindringlänge in Abbildung 5.24 dargestellt.

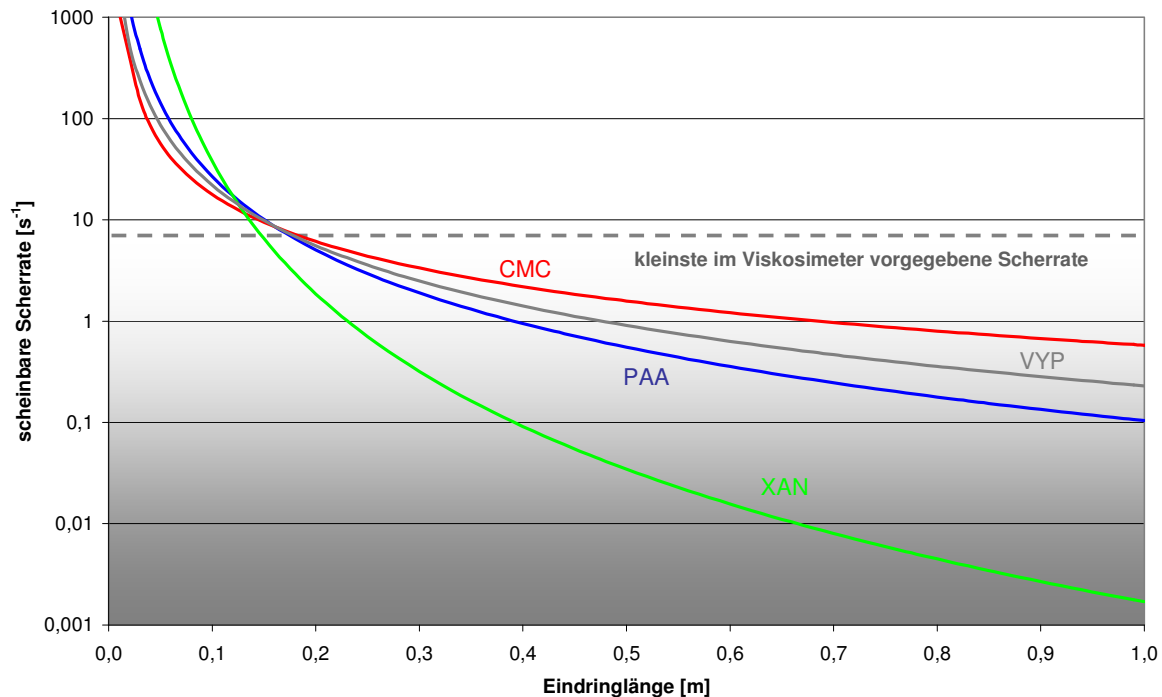


Abbildung 5.24: Scheinbare Scherraten in den Versuchen unter Standardbedingungen

5.6.4.2 Variation der Versuchsbedingungen

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Versuche vorgestellt, in denen die Polymerkonzentration, die vorgegebene Potentialdifferenz oder der Versuchsboden variiert wurden (siehe Tabelle 5.14).

Variation der Polymerkonzentration

Für die 1D-Strömungsversuche unter Standardbedingungen wurden die Polymerlösungen jeweils in der Konzentration K2 eingesetzt. Durch ergänzende Versuche mit den Konzentrationen K1 und K3 sollte untersucht werden, welchen Einfluss die Konzentration der Polymerlösungen auf den Eindringverlauf und den Potentialverlauf über die Eindringlänge hat. Außerdem war von Interesse, ob sich die zuvor bei den Gegenrechnungen festgestellten Abweichungen konzentrationsabhängig evtl. verstärken oder abschwächen würden. Da bereits zuvor gezeigt wurde, dass das Newton-Modell für die Beschreibung der verwendeten Polymerlösungen ungeeignet ist, wird dieses Modell hier (und auch bei den weiteren Variationen) nicht mehr betrachtet.

Abbildung 5.25 (PAA), Abbildung 5.26 (CMC), Abbildung 5.27 (XAN) und Abbildung 5.28 (VYP) zeigen jeweils für die Konzentrationen K1, K2 (je drei Versuche) und K3 die gemessenen Kurven der Eindringung, die für ein Ostwald-de Waele-Fluid anhand der in Abschnitt 5.5.3 bestimmten rheologischen Parameter berechneten Eindringkurven sowie die durch Einsetzen von In-situ-Parametern für ein Ostwald-de Waele-Fluid angepassten Kurvenverläufe.

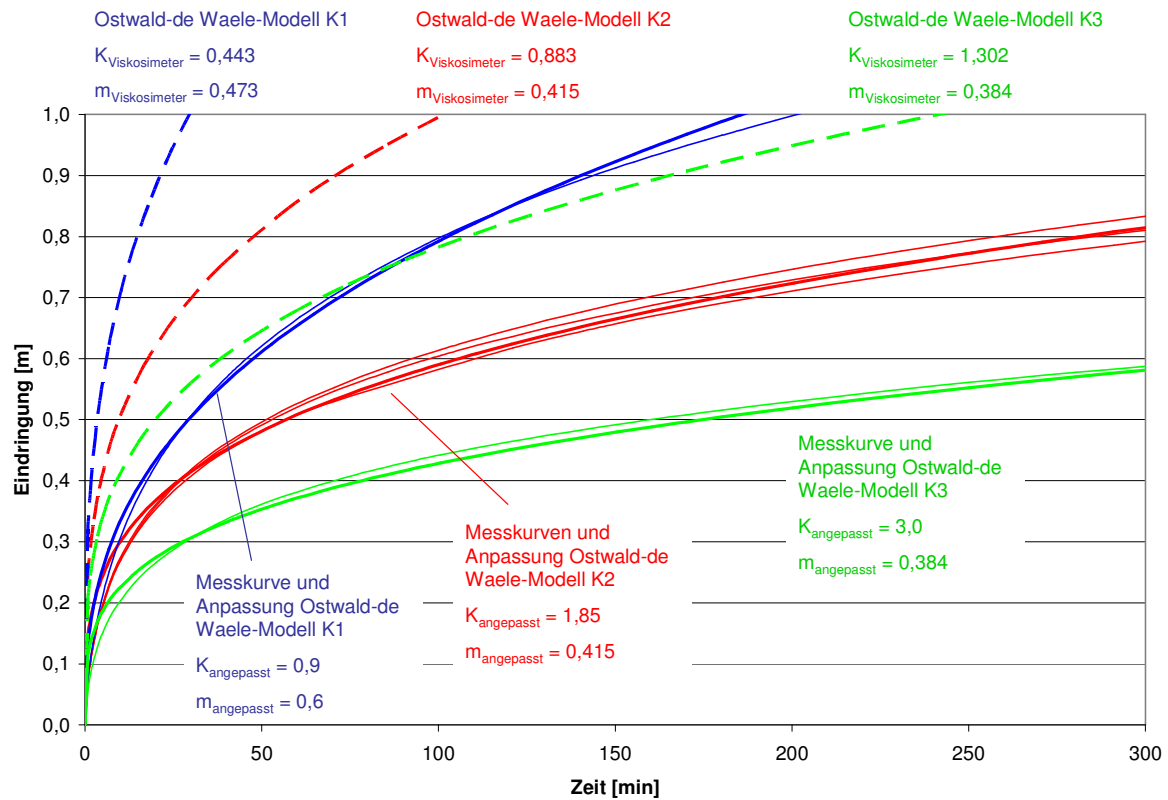


Abbildung 5.25: Verlauf der Eindringung bei PAA, Variation der Konzentration

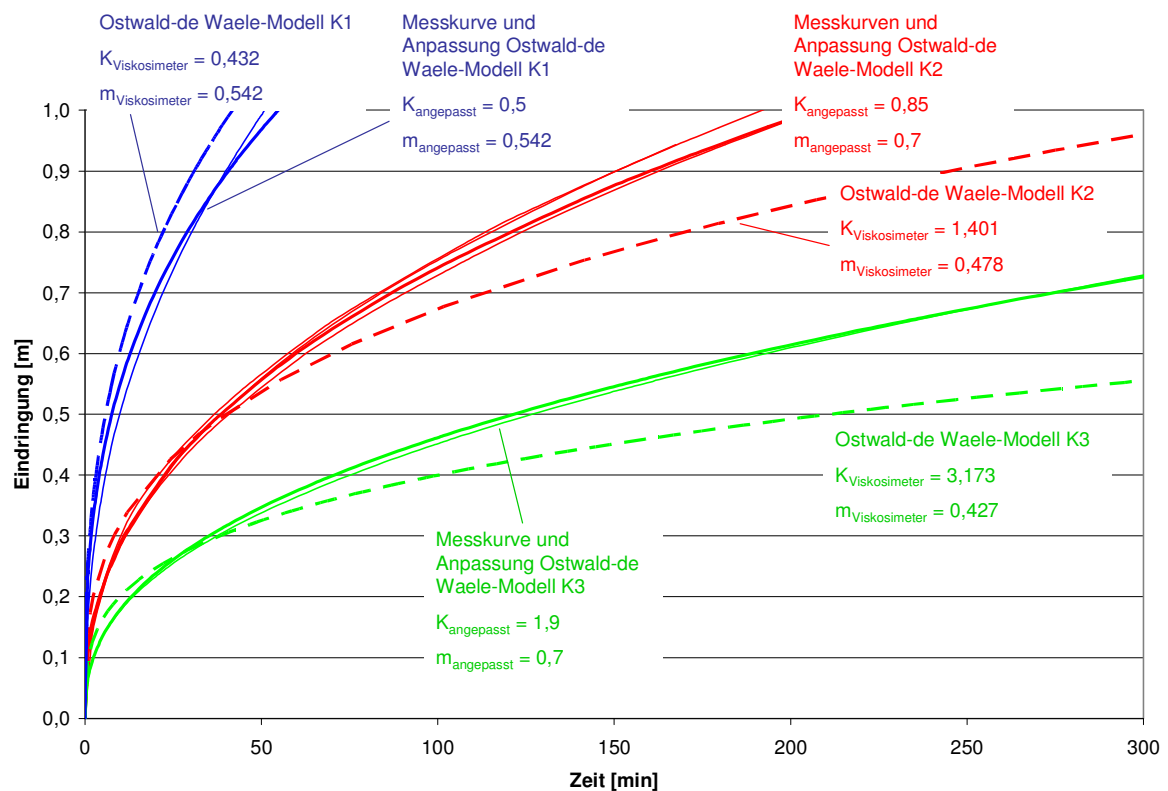


Abbildung 5.26: Verlauf der Eindringung bei CMC, Variation der Konzentration

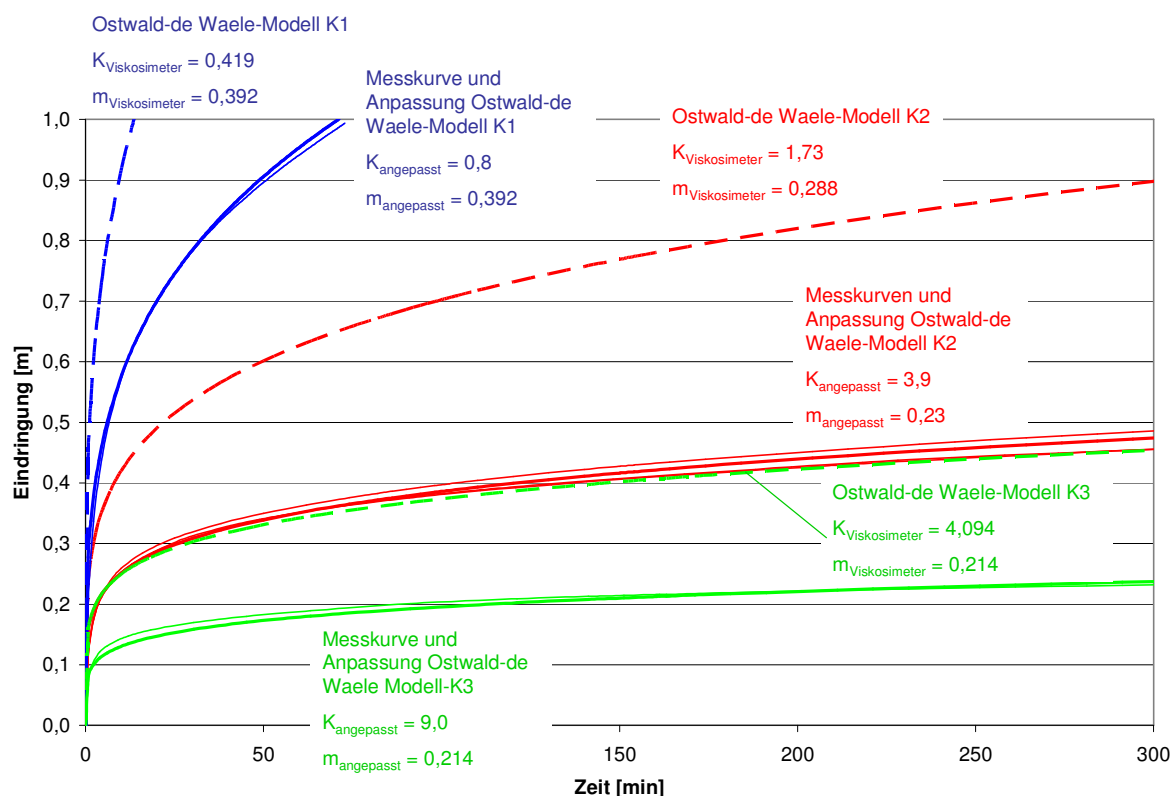


Abbildung 5.27: Verlauf der Eindringung bei XAN, Variation der Konzentration

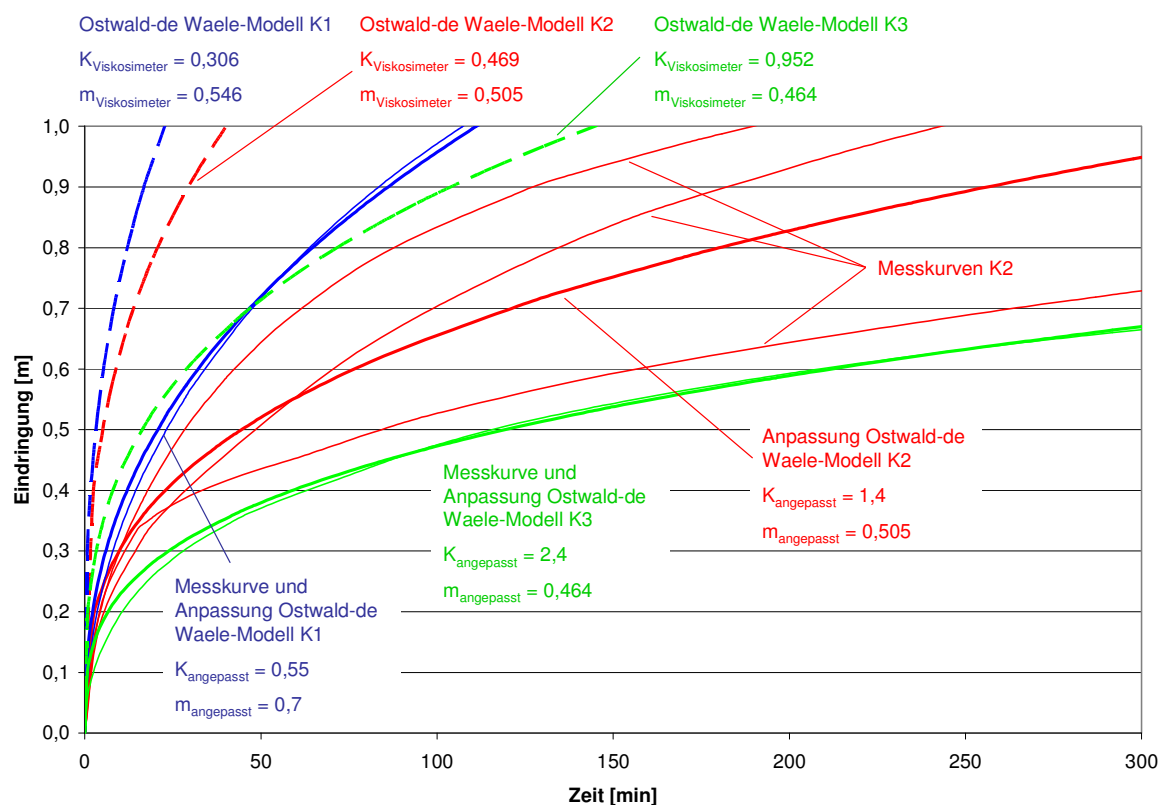


Abbildung 5.28: Verlauf der Eindringung bei VYP, Variation der Konzentration

Die mit Polymerlösungen der Konzentrationen K1 und K3 bestimmten Eindringkurven bestätigen die Ergebnisse unter Standardbedingungen. Während bei den Polymeren PAA, XAN und VYP die Eindringung nach Berechnung mit den im Viskosimeter bestimmten Modellparametern jeweils in einer vergleichbaren Größenordnung überschätzt wurde wie schon zuvor in den Versuchen mit der Konzentration K2, weisen bei dem Polymer CMC Versuche und Gegenrechnungen verhältnismäßig gute Übereinstimmungen auf: In der Konzentration K3 unterschreitet die berechnete Kurve die Messkurve in ähnlicher Weise wie in der Konzentration K2. Die für die Konzentration K1 berechnete Kurve überschreitet die Messkurve nur geringfügig.

Eine Auswertung der Potentialverläufe bestätigte für die Polymere PAA, CMC und XAN den unter Standardbedingungen beobachteten linearen Potentialabbau über die Eindringlänge. Bei VYP lagen die Verläufe innerhalb der Streuweite der Einzelversuche unter Standardbedingungen (vgl. Abbildung 5.18). Für die Konzentration K3 war die Nichtlinearität etwas ausgeprägter als für die Konzentration K1. Auf eine grafische Darstellung für die Konzentrationen K1 und K3 wird an dieser Stelle verzichtet. Es ließ sich anhand der Ergebnisse aller fünf Versuche mit VYP (A16 – A20) keine klare Abhängigkeit zwischen Konzentration und Ausprägung des Membraneffektes feststellen.

Variation der Potentialdifferenz

Die Versuche unter Standardbedingungen wurden mit einer Potentialdifferenz von 2 m durchgeführt. Durch ergänzende Versuche mit Potentialdifferenzen von 4 m bzw. 1 m sollte untersucht werden, welchen Einfluss die aufgezwungene Potentialdifferenz auf den Eindringverlauf und den Potentialverlauf über die Eindringlänge hat. Insbesondere sollte überprüft werden, ob die Verwendung der zuvor unter Standardbedingungen durch Kurvenanpassung gewonnenen rheologischen In-situ-Parameter in der Gegenrechnung auch bei veränderter Potentialdifferenz zu einer akzeptablen Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen führen würde, sich diese Parameter also übertragen lassen.

Abbildung 5.29 (PAA), Abbildung 5.30 (CMC), Abbildung 5.31 (XAN) und Abbildung 5.32 (VYP) zeigen jeweils für die Potentialdifferenzen von 4 m, 2 m (= Standardbedingungen, je drei Versuche) und 1 m die gemessenen Kurven der Eindringung sowie die für ein Ostwald-de Waele-Fluid anhand der in Abschnitt 5.5.3 bestimmten rheologischen Parameter und der unter Standardbedingungen bestimmten rheologischen In-situ-Parameter berechneten Eindringkurven. (Auf eine erneute Anpassung der In-situ-Parameter anhand der für die variierten Potentialdifferenzen erhaltenen Eindringkurven wurde verzichtet.)

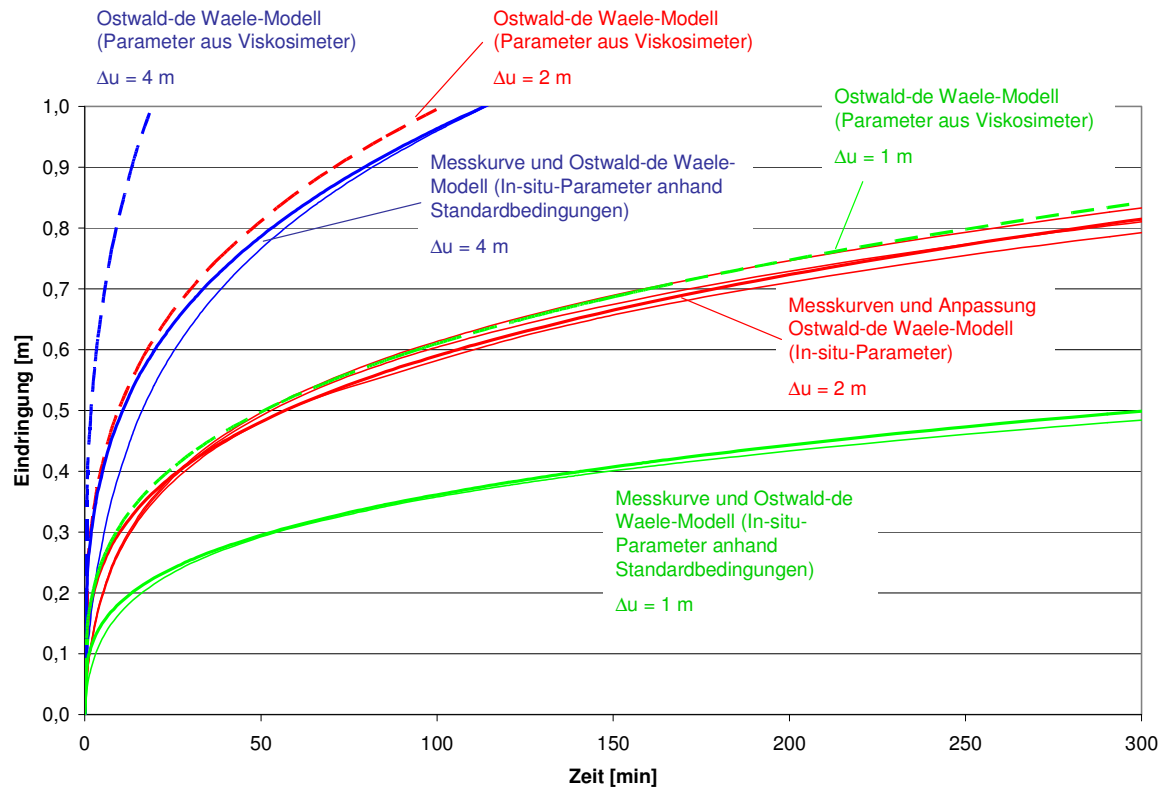


Abbildung 5.29: Verlauf der Eindringung bei PAA, Variation der Potentialdifferenz

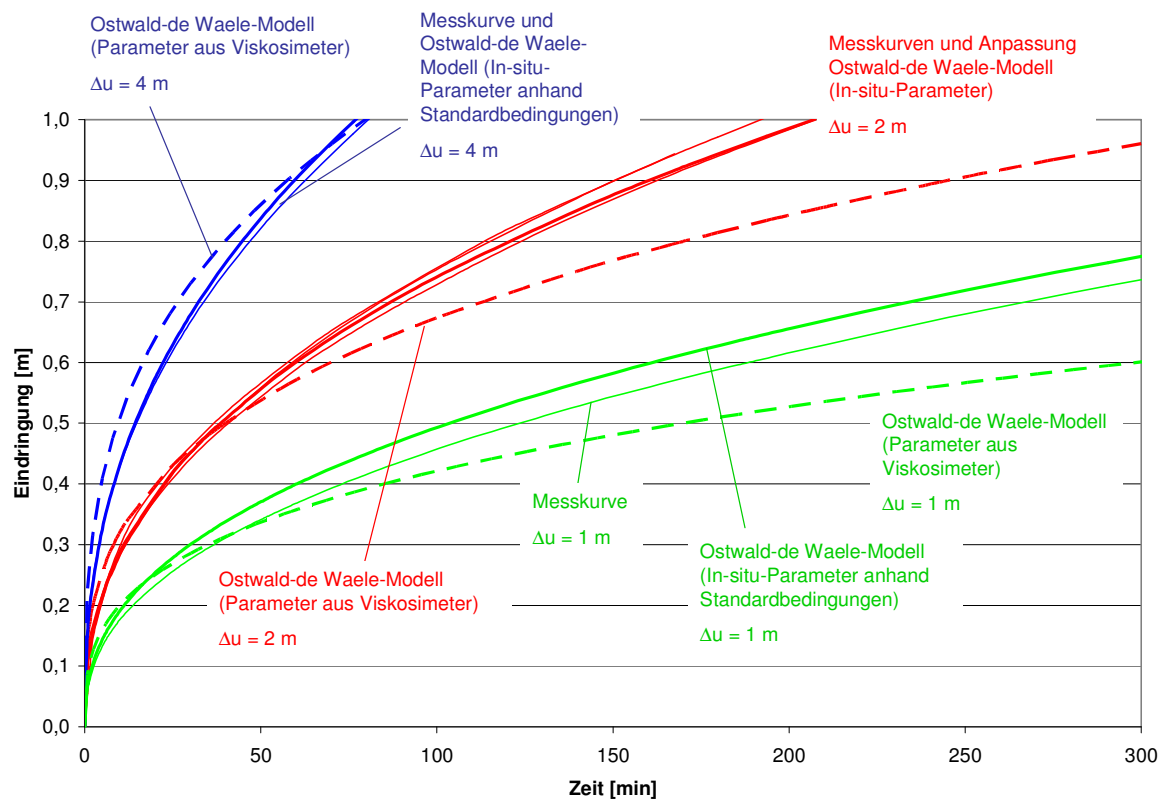


Abbildung 5.30: Verlauf der Eindringung bei CMC, Variation der Potentialdifferenz

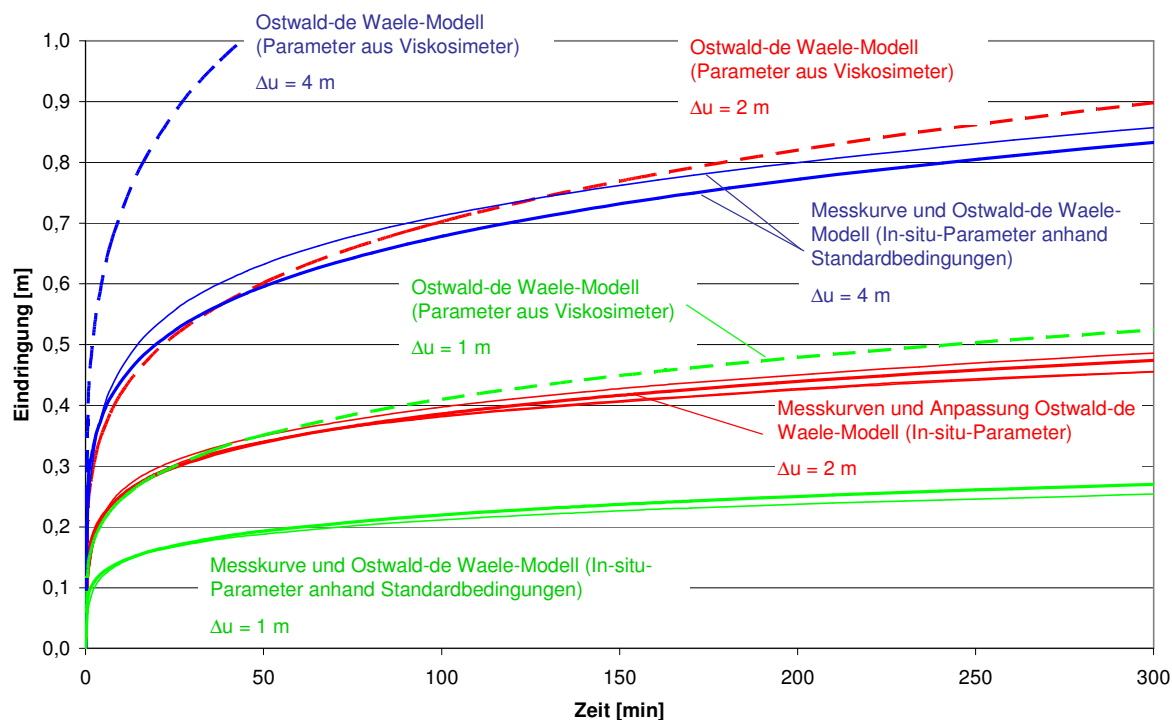


Abbildung 5.31: Verlauf der Eindringung bei XAN, Variation der Potentialdifferenz

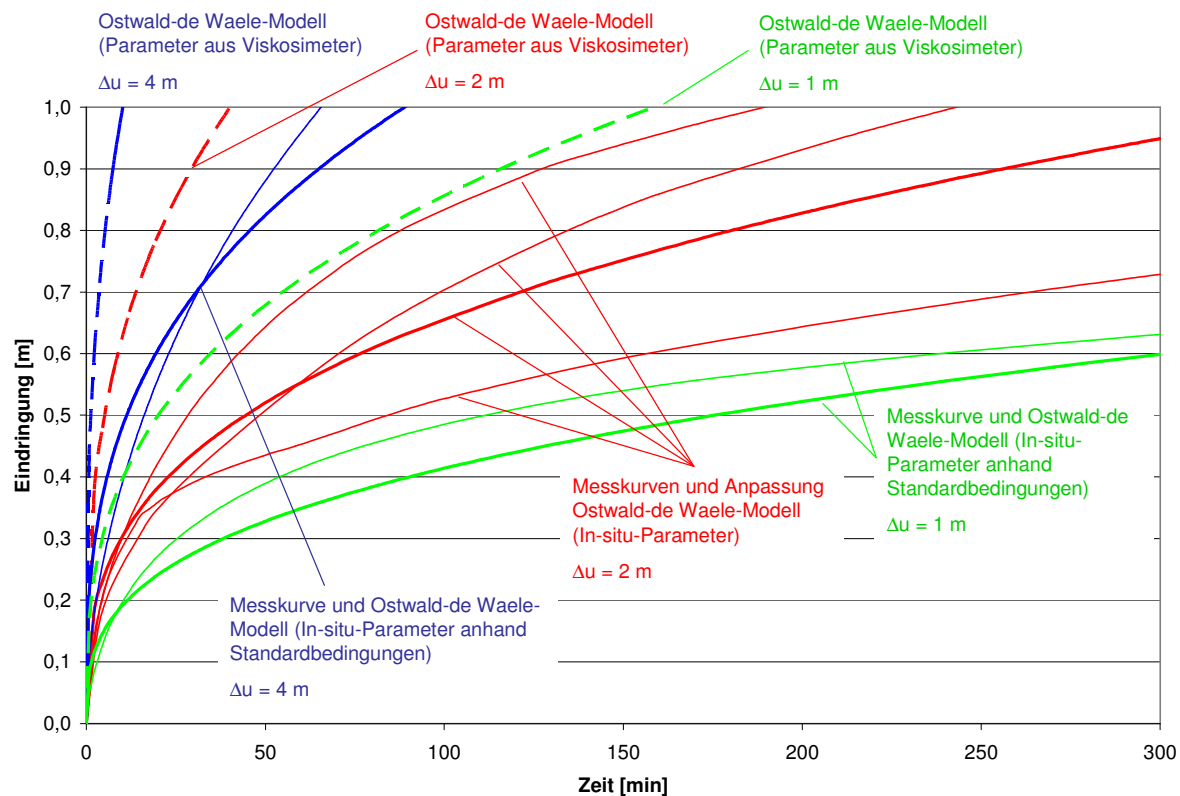


Abbildung 5.32: Verlauf der Eindringung bei VYP, Variation der Potentialdifferenz

Ein Vergleich der gemessenen Eindringkurven mit den anhand der im Viskosimeter bestimmten Modellparameter berechneten Eindringkurven bestätigt erneut die unter Standardbedingungen festgestellten Tendenzen. Für CMC ergab sich wieder die beste Übereinstimmung.

Eine sehr gute Übereinstimmung kann erreicht werden, wenn für die Modellparameter des Ostwald-de Waele-Modells die unter Standardbedingungen angepassten In-situ-Parameter eingesetzt werden.

In Abbildung 5.33 sind die bei Eindringlängen von 0,40 m gemessenen Potentialverläufe für Potentialdifferenzen von 4,0 m und 1,0 m (zusätzlich zu den bereits aus Abbildung 5.18 bekannten Verläufen unter Standardbedingungen) angegeben. Aus Darstellungsgründen enthält die Abbildung nur die obere Hälfte der Bodensäule. Der unter Standardbedingungen bei VYP teilweise festgestellte nichtlineare Verlauf kann dabei nicht bestätigt werden. Es zeigt sich allenfalls eine leichte Tendenz zu einem nichtlinearen Verlauf. Jedoch zeigt auch XAN – wie schon unter Standardbedingungen – eine leichte Tendenz zum nichtlinearen Potentialabbau. (Bei XAN wurde bei 1,0 m Potentialdifferenz die Eindringlänge von 0,40 m nicht erreicht. Daher fehlt dieser Verlauf in der Abbildung.) Bei PAA und CMC ist der Potentialverlauf vollkommen linear.

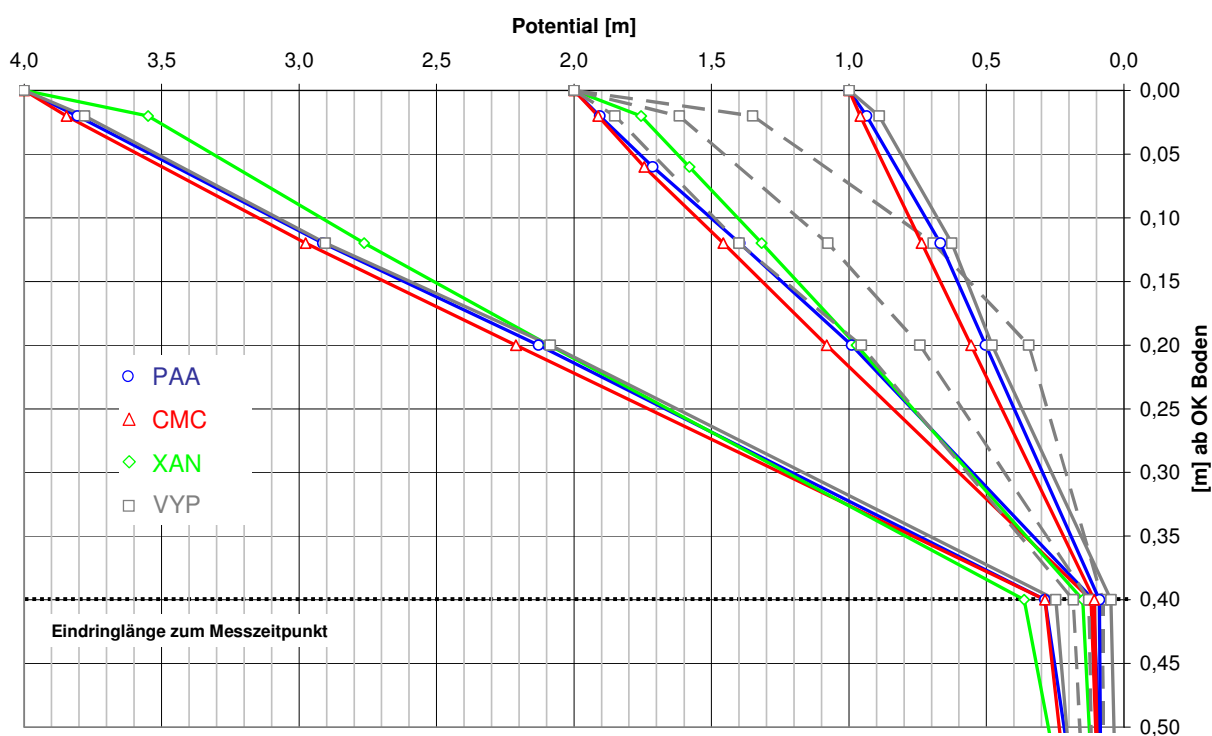


Abbildung 5.33: Potentialverläufe bei Variation der Potentialdifferenz (0,4 m Eindringung)

Variation des Bodens

Die Versuche unter Standardbedingungen wurden mit dem als Sand 2 bezeichneten Versuchsboden durchgeführt. Durch ergänzende Versuche mit Sand 1 bzw. Sand 3 sollte untersucht werden, welchen Einfluss der Versuchsboden auf den Eindringverlauf und den Potentialverlauf über die Eindringlänge hat. Wie schon bei der Variation der Potentialdifferenz sollte dabei auch überprüft werden, ob die Verwendung der zuvor unter Standardbedingungen durch Kurvenanpassung gewonnenen rheologischen In-situ-Parameter in der Gegenrechnung zu einer akzeptablen Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen führen würde.

Abbildung 5.34 (PAA), Abbildung 5.35 (CMC), Abbildung 5.36 (XAN) und Abbildung 5.37 (VYP) zeigen jeweils für die drei verschiedenen Sande die gemessenen Kurven der Eindringung sowie die für ein Ostwald-de Waele-Fluid anhand der in Abschnitt 5.5.3 bestimmten rheologischen Parameter und anhand der unter Standardbedingungen bestimmten rheologischen In-situ-Parameter berechneten Eindringkurven.

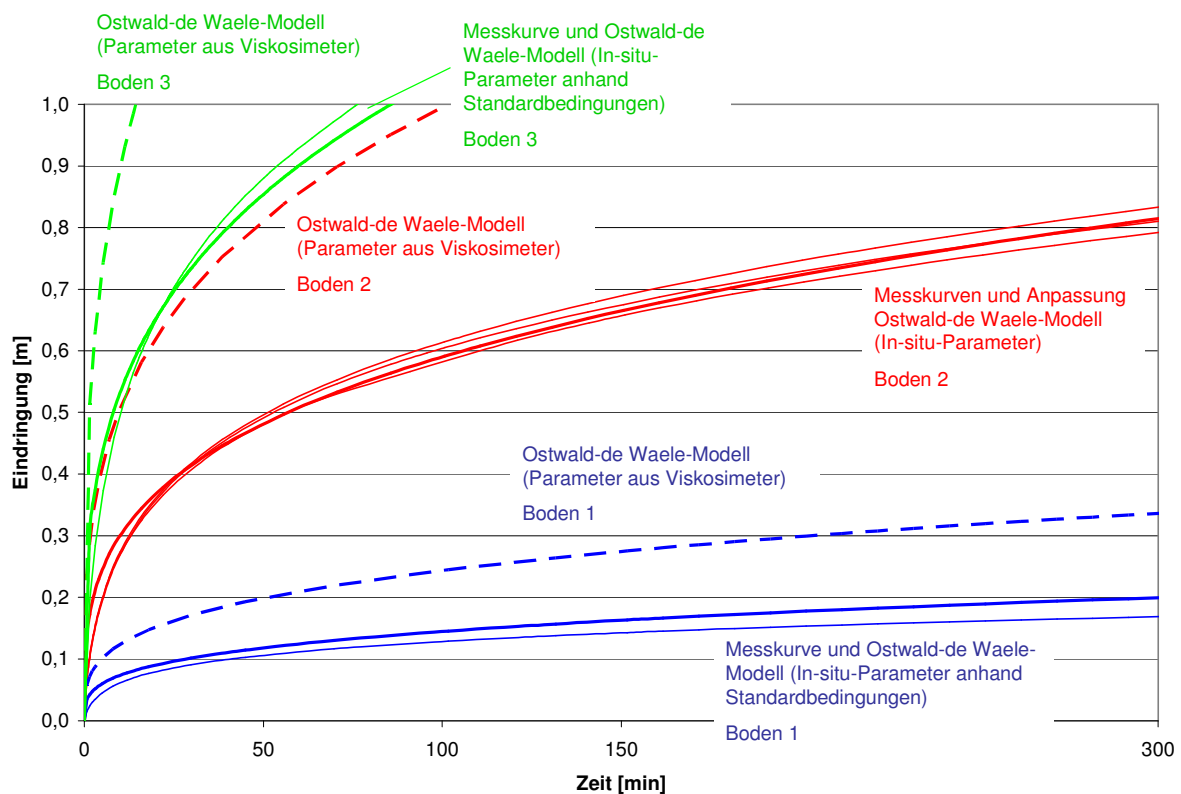


Abbildung 5.34: Verlauf der Eindringung bei PAA, Variation des Bodens

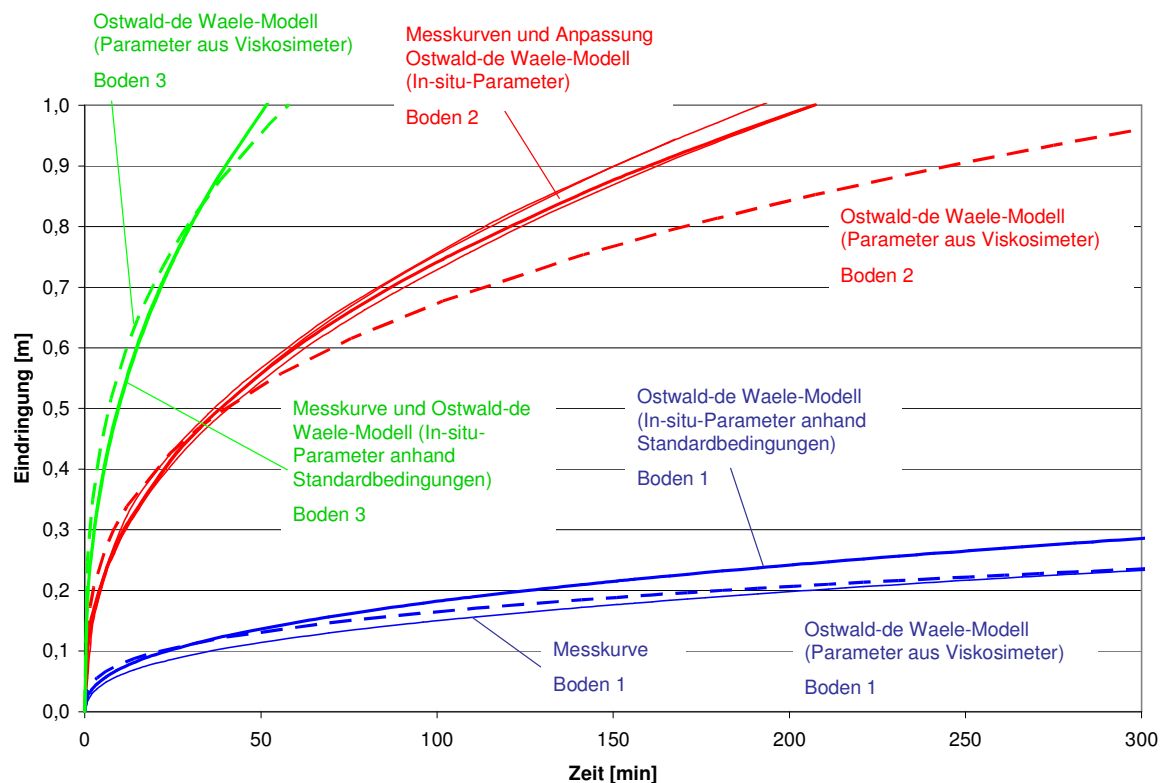


Abbildung 5.35: Verlauf der Eindringung bei CMC, Variation des Bodens

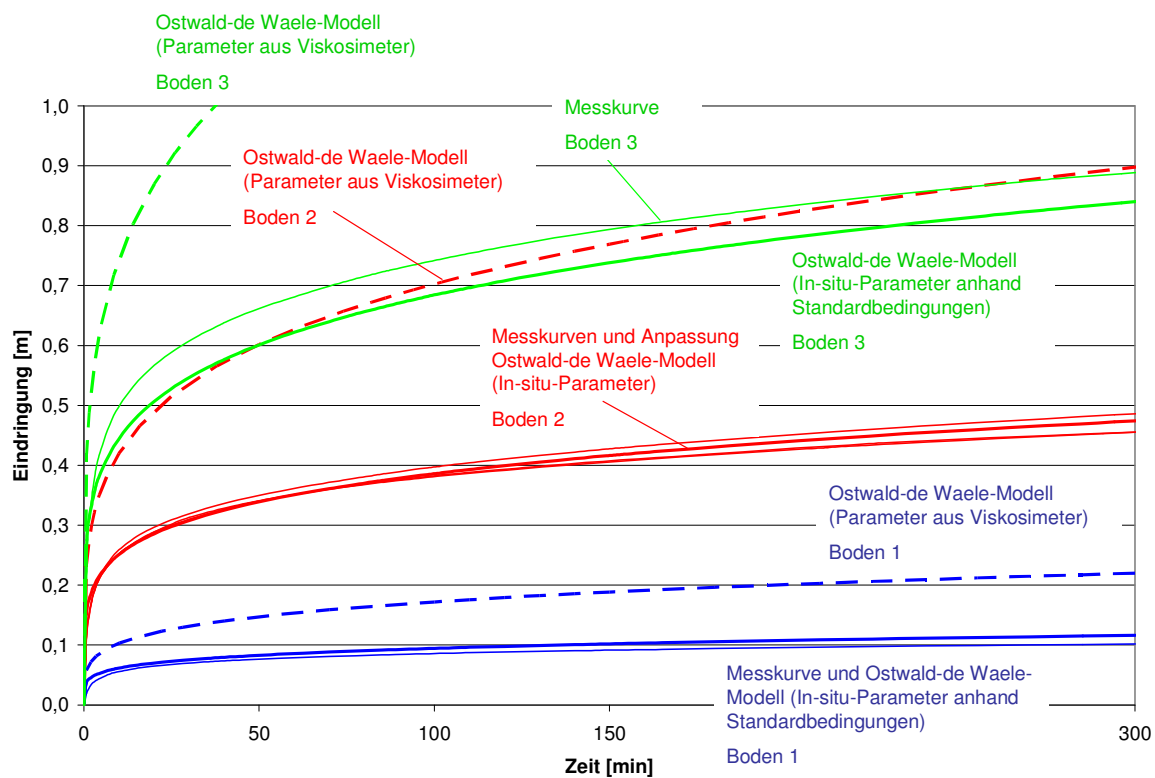


Abbildung 5.36: Verlauf der Eindringung bei XAN, Variation des Bodens

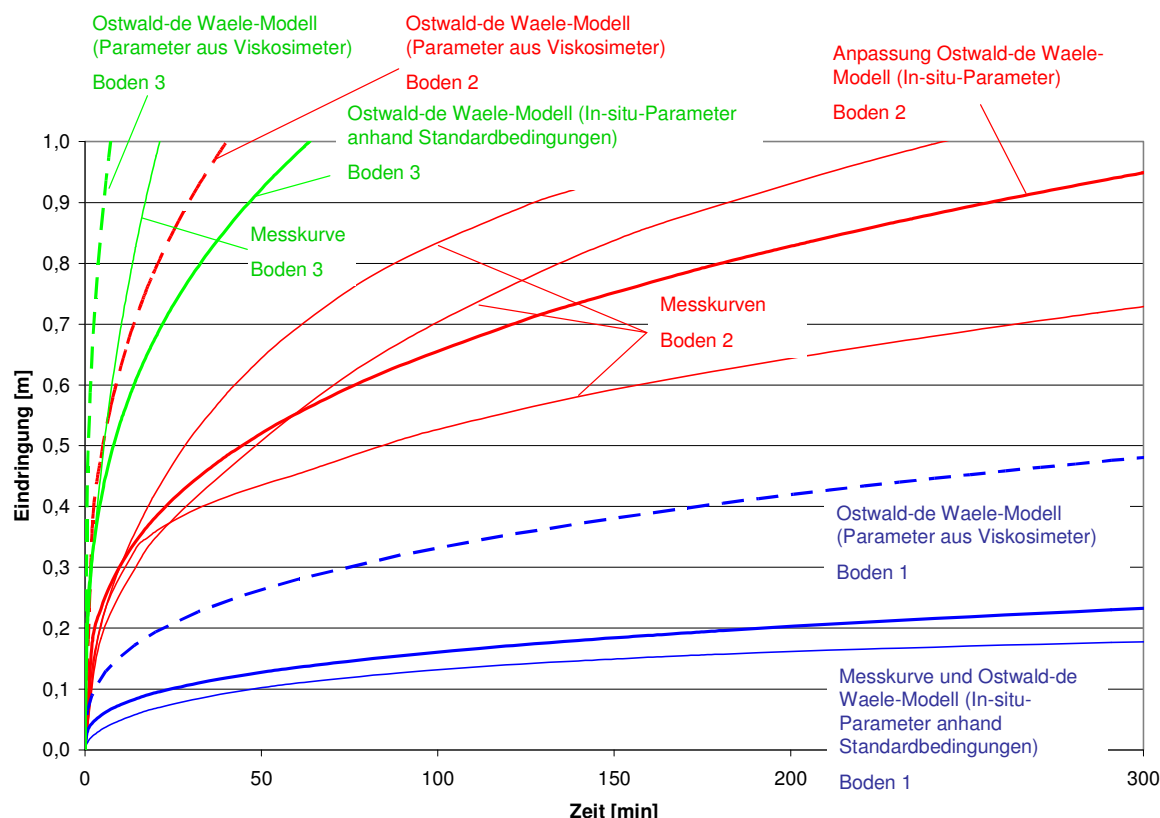


Abbildung 5.37: Verlauf der Eindringung bei VYP, Variation des Bodens

Die Gegenrechnungen mit den im Viskosimeter bestimmten Parametern bestätigen erneut die Ergebnisse unter Standardbedingungen. Eine deutlich bessere Übereinstimmung kann auch hier erreicht werden, wenn für die Modellparameter des Ostwald-de Waele-Modells die unter Standardbedingungen angepassten In-situ-Parameter eingesetzt werden. Die Übertragbarkeit der In-situ-Parameter auf andere Böden ist allerdings etwas schlechter als die Übertragbarkeit auf andere Potentialgradienten. Dies ist aufgrund der diskutierten Unzulänglichkeit des verwendeten Porenraummodells nicht verwunderlich.

Eine Auswertung der Potentialverläufe ergab keine neuen Erkenntnisse. Die Vermutung, dass für VYP bei Verwendung des feineren Bodens (Sand 1) der Membraneffekt besonders ausgeprägt sein könnte, bestätigte sich nicht. Es zeigte sich zwar eine eindeutige Tendenz für einen nichtlinearen Potentialabbau. Diese war aber weniger stark ausgeprägt als zuvor bei zwei von drei Versuchen unter Standardbedingungen.

5.6.5 Versuchsergebnisse Typ B

Mit den 4 Versuchen vom Typ B sollte festgestellt werden, ob ein grundsätzlicher Unterschied zwischen der Eindringgeschwindigkeit in wassergesättigten bzw. trockenen Boden zu beobachten ist. Wie in Abschnitt 3.5.3 erläutert, wäre in Abhängigkeit von einem ausgeprägten negativen Potential u_i infolge von Saugspannungen vor der Eindringfront mit einer schnelleren Eindringung zu rechnen.

Im Idealfall war erwartet worden, dass sich durch Gegenrechnungen mit den unter Standardbedingungen im Versuchstyp A gewonnenen In-situ-Parametern Aussagen zur Größenordnung dieses Saugpotentials treffen ließen.

Außerdem sollte durch die Versuche überprüft werden, ob es im Bereich der Polymerfront zu einer maßgeblichen Reduktion der Polymerkonzentration infolge von Adsorption kommen würde. Dazu wurde in die Gewindebohrung des Drucksensors 30 cm über der Unterseite der Bodensäule (d.h. nach 30 cm Fließstrecke im bei diesem Versuchstyp von unten nach oben durchströmten Versuchszylinder) ein Entnahmestutzen geschraubt, über den während der Versuche jeweils zwei Proben der bis dorthin geströmten Polymerlösung entnommen wurden. Über den TOC wurde wie in Abschnitt 5.3 beschrieben die Konzentration der Proben bestimmt. Die jeweils erste Probe sollte dabei direkt an der Polymerfront entnommen werden. Allerdings war aufgrund der kleinen Entnahmeöffnung die Front bereits um einige Zentimeter fortgeschritten, bevor eine ausreichende Probenmenge gewonnen werden konnte. Die jeweils zweite Probe wurde entnommen, nachdem die Polymerfront weitere ca. 15 cm vorangeschritten war. Die Ergebnisse der Konzentrationsbestimmungen sind in Tabelle 5.16 zusammengestellt:

Tabelle 5.16: Konzentrationsbestimmungen an der Polymerfront bei Versuchen vom Typ B

Versuch	Polymer	eingesetzte Konzentration [g/l]	bestimmte Konzentration 1. Probe [g/l]	bestimmte Konzentration 2. Probe [g/l]
B1	PAA	4	3,7	3,6
B2	CMC	4	3,2	3,6
B3	XAN	4	3,8	3,5
B4	VYP	3	2,4	2,4

Die bestimmten Konzentrationen liegen bei allen Versuchen zwischen 5 % und 20 % unter der für den jeweiligen Polymertyp verwendeten Ausgangskonzentration, was auf eine Konzentrationsreduktion der Lösungen durch Adsorption hindeutet. Bei den Versuchen B1 und B3 wurde für die jeweils zweite Probe eine geringere Konzentration bestimmt als für die erste Probe. Dies ist nicht erklärbar, da die Adsorption im Versuchsverlauf abnehmen sollte. Zu beachten ist, dass die Zuverlässigkeit dieser Untersuchungen aufgrund der Bestimmungsgenauigkeit für den TOC und der daraus abgeleiteten Umrechnung eingeschränkt ist (vgl. Abschnitt 5.3).

Abbildung 5.38 zeigt für die vier verschiedenen Polymertypen die gemessenen Kurven der Eindringung. Die Gegenrechnungen wurden erneut mit den unter Standardbedingungen bestimmten rheologischen In-situ-Parametern vorgenommen, mit denen beim Versuchstyp A bei der Variation der Potentialdifferenz sehr gute Übereinstimmungen mit den Messkurven erreicht worden waren (siehe Abschnitt 5.6.4). Bei den Gegenrechnungen war zu beachten, dass beim Versuchstyp B die Potentialdifferenz variabel ist. Die dargestellten Kurvenverläufe wurden hier in tabellarischer Form durch schrittweises Erhöhen der Eindringlänge und Berechnung der für den jeweiligen Schritt erforderlichen Zeitdifferenz ermittelt. Bei den dargestellten berechneten Eindringverläufen wurde kein Saugpotential an der Front angesetzt.

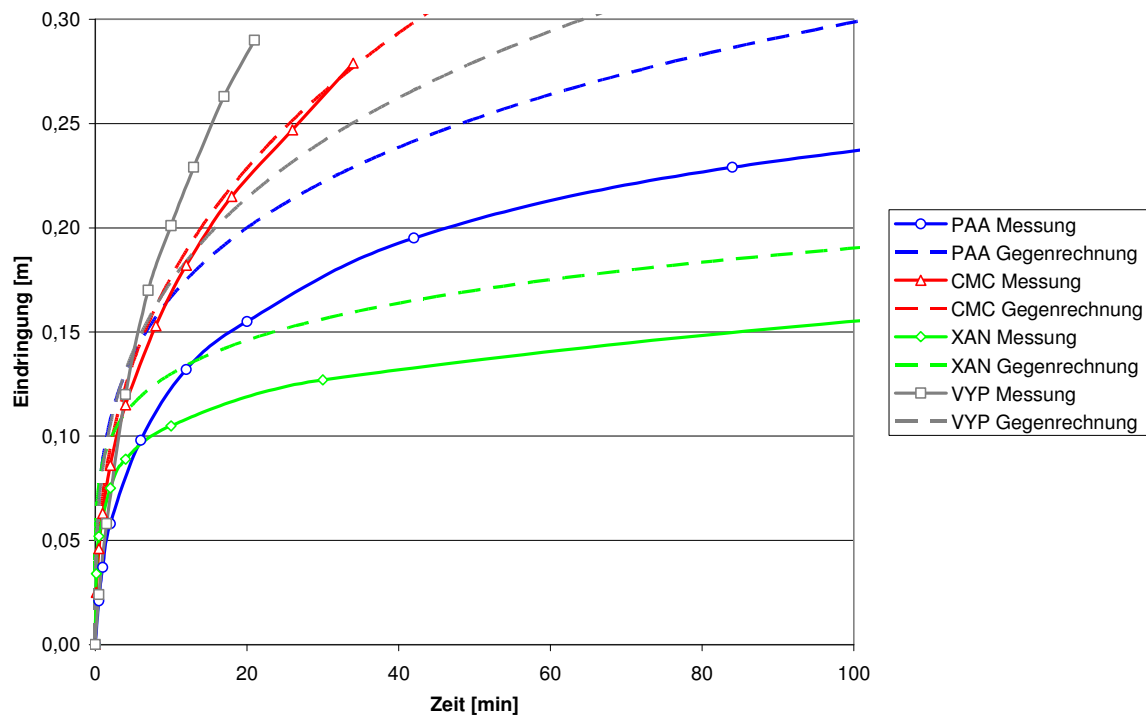


Abbildung 5.38: Verläufe der Eindringung in trockenen Boden

Die gemessenen Eindringkurven zeigen ein uneinheitliches Bild. Während der Verlauf für CMC mit der berechneten Kurve übereinstimmt, ist die Eindringung bei PAA und XAN geringer als in der Gegenrechnung. Dies ist mit dem in Abschnitt 3.5.3 dargestellten Modell für die Eindringung in trockenen Boden nicht erklärbar und lässt eher vermuten, dass im Bereich der Eindringung nur eine unvollständige Sättigung und damit eine reduzierte Durchlässigkeit vorlagen. Dies konnte mit der gewählten Versuchstechnik nicht überprüft werden (keine Bestimmung der Masse oder des Volumens der eingedrungenen Polymerlösung möglich). Bei VYP liegt die Eindringkurve oberhalb der rechnerischen Kurve, was für ein Saugpotential vor der Front eines näherungsweise voll gesättigten Eindringbereichs sprechen könnte. (Die gegengerechnete Eindringkurve würde hier unter Annahme eines Saugpotentials von ca. -0,3 m im Bereich der Messkurve verlaufen. Allerdings wäre die berechnete Kurve – genau wie die dargestellte, ohne Ansatz einer Saugspannung berechnete Kurve – deutlich stärker gekrümmt als die gemessene Kurve.) Da bei VYP in den Versuchen vom Typ A stärkere Streuungen der Versuchsergebnisse festgestellt wurden, kann das Ergebnis des Versuchs B4 auch aufgrund der widersprüchlichen Ergebnisse der weiteren Versuche vom Typ B kaum als Bestätigung des theoretischen Modells nach Abschnitt 3.5.3 angesehen werden.

Eine endgültige Klärung der Frage, wie das Eindringverhalten in trockenen Boden von dem in wassergesättigten Boden abweicht, ist auf der Basis der Versuchsergebnisse nicht möglich. Feststellen lässt sich zumindest, dass die Eindringung bei den verwendeten Randbedingungen offenbar nicht schneller erfolgt als im wassergesättigten Boden.

Es wurde noch versucht, mit dem Versuchstyp B, jedoch ohne Vorgabe eines Differenzpotentials die kapillaren Steighöhen der Polymerlösungen im Sand 2 direkt zu messen. Hierbei wurden kapillare Anstiege in Größenordnungen von etwa 10 - 20 cm festgestellt, die allerdings (infolge der sehr

hohen Viskositäten) auch nach mehreren Tagen noch nicht abgeklungen waren. Diese Messmethode schien daher wenig geeignet. Eine Alternative, die jedoch nicht mehr zur Anwendung kam, ist die direkte Messung der Oberflächenspannung der Polymerlösungen (z.B. nach der Ring-Methode nach DIN EN 14210, 2003). Nach den Ausführungen in Abschnitt 3.5.3 ist anzunehmen, dass die kapillaren Steighöhen der Polymerlösungen kleiner oder gleich denen von Wasser sind, sofern die Oberflächenspannung der Polymerlösungen die von Wasser nicht überschreitet. Ist dies der Fall, kann davon ausgegangen werden, dass das Saugpotential (bei einem hydrostatischen Potential im Bohrloch oder Schlitz im Meterbereich) nur in solchen Böden relevant wird, in denen aufgrund der geringen Durchlässigkeiten ein rasches Abfließen von Stützflüssigkeit ohnehin nicht zu befürchten ist, so dass weitere Untersuchungen mangels praktischer Relevanz unterbleiben könnten.

5.7 Versuche am Modellschlitz

5.7.1 Versuchsstand und Versuchsdurchführung

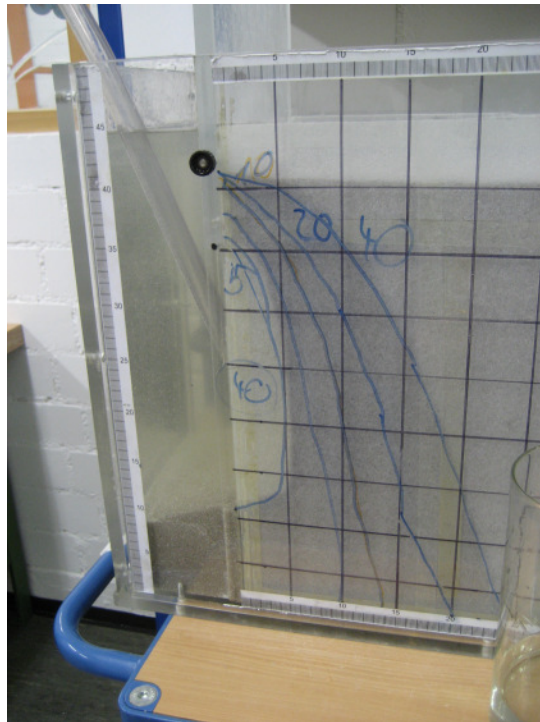
Als Ergänzung zu den 1D-Strömungsversuchen wurden 10 Versuche an einem Modellschlitz durchgeführt. Der Versuchsstand (vgl. Foto (a) in Abbildung 5.39) ist ein Plexiglaskasten, bei dem durch eine herausnehmbare Trennwand die Hauptkammer, in welche trockener Boden eingebaut wird, von einer kleineren Kammer (dem Modellschlitz) abgetrennt ist, in welche die Stützflüssigkeit eingefüllt wird. Nach dem Ziehen der Trennwand dringt die Stützflüssigkeit in den Boden ein. Danach können je nach Boden und Stützflüssigkeit ab einer gewissen Eindringlänge ein Einzelkorn- oder Gleitflächenversagen (vgl. Abschnitt 1.2) an der freistehenden Wand beobachtet werden (Foto (b) in Abbildung 5.39).

Solche Versuche zur direkten Untersuchung der Standsicherheit flüssigkeitsgestützter Bodenschlitze wurden bereits von WEIß (1967) und MÖBIUS / GÜNTHER (1973) durchgeführt. Zur Visualisierung des Versagensmechanismus kann der Boden schichtweise eingefärbt werden oder evtl. auch eine bildbasierte Verformungsmessung mit der PIV-Methode (Particle Image Velocimetry) eingesetzt werden (HAUSER / WALZ, 2004). Bei den hier durchgeführten Versuchen wurde auf eine derartige Visualisierung verzichtet.

Bei der Versuchsvorbereitung wird zunächst bei eingesetzter Trennwand in 0,05 m mächtigen Schichten der Versuchsboden bis zu einer Gesamthöhe von 0,40 m eingebaut. Die erforderliche Masse je Schicht wird dazu abgewogen und die Schicht verdichtet, wobei für die verwendeten Sande (vgl. Abschnitt 5.6.2) wie bei den 1D-Strömungsversuchen eine Trockendichte von $1,60 \text{ g/cm}^3 \pm 0,01 \text{ g/cm}^3$ vorgegeben wurde. Der Versuchskasten war zuvor mit einer PE-Folie ausgekleidet worden, die ein Anpressen der äußeren Kornlage an die Wand ermöglichen sollte, da dort in Vorversuchen mit Kiesböden starke Umläufigkeiten beobachtet worden waren. Die Folie wurde auch in den nachfolgend dargestellten Versuchen verwendet, obwohl ein ausgeprägter Wandeffekt für die Sande nicht zu befürchten war.



(a)



(b)

Abbildung 5.39: Fotos Versuchsstand Modellschlitz

Die 24 h zuvor angemischte Polymerlösung wird bis zur vorgesehenen Füllhöhe von 0,45 m in den Schlitz eingefüllt. Durch vorsichtiges, aber rasches Ziehen der Trennwand wird dann der Versuch gestartet. Die Unterkante der Trennwand wird auf einer Höhe von 0,35 m und damit 0,05 m unter der Bodenoberkante bzw. 0,10 m unter dem Füllstand der Stützflüssigkeit fixiert. Aufgrund der hohen Eindringgeschwindigkeit zu Versuchsbeginn und des durch das Ziehen der Trennwand entstehenden und zusätzlich mit Stützflüssigkeit zu füllenden Volumens wird vorgehaltene Polymerlösung zunächst direkt in den Schlitz nachgefüllt, um die Füllhöhe konstant zu halten. Im weiteren Versuchsverlauf kann das Nachfüllen über einen Schlauch zu einem Vorratsbecken vorgenommen werden, welches über dem Versuchskasten angeordnet ist (Foto (a) in Abbildung 5.39).

Während des Versuchs werden der Verlauf der Eindringung, der durch den Farbumschlag bei der Sättigung des Bodens gut erkennbar ist, sowie ggf. beobachtete Versagensmechanismen protokolliert.

5.7.2 Versuchsübersicht und Versuchsergebnisse

Eine Übersicht der am Modellschlitz durchgeführten Versuche mit den jeweiligen Versuchsparametern enthält Tabelle 5.17. Die Versuchsparameter wurden hier anders als bei den sonstigen Laborversuchen nicht nach einem starren Schema vorgegeben, sondern unter Berücksichtigung der zuvor durchgeführten Versuche relativ frei gewählt.

Tabelle 5.17: Versuchsübersicht Modellschlitz

Versuch	Polymer	Boden	Konzentration
M1	PAA	Sand 2	4 g/l (K3)
M2	PAA	Sand 3	4 g/l (K3)
M3	CMC	Sand 2	4 g/l (K2)
M4	CMC	Sand 2	6 g/l (K3)
M5	CMC	Sand 3	0,5 g/l (< K1)
M6	CMC	Sand 3	2 g/l (K1)
M7	CMC	Sand 3	4 g/l (K2)
M8	XAN	Sand 2	4 g/l (K2)
M9	XAN	Sand 3	4 g/l (K2)
M10	VYP	Sand 2	3 g/l (K2)

Mit der gewählten Versuchsdurchführung konnte sehr anschaulich die Eignung einer Polymerlösung zur Stützung eines bestimmten Bodens untersucht werden. Ungünstig war, dass die bei Betrachtungen zu einem Gleitflächenversagen (vgl. Abschnitt 1.2) zu berücksichtigenden Reibungskräfte an den Seiten eines möglichen Bruchkörpers (Kontakt Korn – Folie) und die Kraft zwischen Trennwand und Bruchkörper im oberen Wandbereich unbekannt waren. (Wird die Trennwand jedoch – wie in Vorversuchen getestet – bis zur Bodenoberkante gezogen, läuft die Polymerlösung infolge des zwingend erforderlichen Überdrucks im Schlitz widerstandslos an der Bodenoberseite entlang und dringt dann auch von oben in den Boden ein.) Eine Untersuchung im Hinblick auf ein Einzelkornversagen mit entsprechenden Gegenrechnungen war hingegen möglich, weil dieser Versagensmechanismus von den zuvor genannten Kräften nicht beeinflusst wird.

Unter der Annahme einer rein horizontalen Strömung (Dupuit-Annahme, vgl. Abschnitte 3.4.1 und 4.3.3) kann der Potentialgradient in jedem Punkt der zu stützenden Wand über die Eindringlänge der Stützflüssigkeit in der entsprechenden Wandhöhe ermittelt werden. Dieser Potentialgradient geht in den Nachweis des Einzelkornversagens ein, über den sich im Umkehrschluss die so genannte Bruchlänge l_B ermitteln lässt. Diese Bruchlänge bezeichnet die Eindringlänge, bei deren Überschreitung es in der jeweiligen Tiefe zu einem Herauslösen von Einzelkörnern aus der Wand kommt:

$$l_B = \frac{\Delta u \cdot \gamma_F \cdot \tan \varphi}{\gamma''} = \frac{(\text{Füllhöhe im Schlitz} - \text{betrachtete Schlitzhöhe}) \cdot \gamma_F \cdot \tan \varphi}{(1-n) \cdot (\gamma_S - \gamma_F)} \quad (5.2)$$

mit:

γ'' : Wichte des Bodens unter Auftrieb der Stützflüssigkeit ($\approx$ Wichte des Bodens unter Auftrieb von Wasser γ' , da $\gamma_F \approx 10 \text{ kN/m}^3$, vgl. Abschnitt 5.6.1)

γ_S : Kornwichte des Bodens

φ : Reibungswinkel des Bodens

Für einen Reibungswinkel von 35° ergibt sich damit eine für alle Versuche gleich bleibende rechnerische Bruchlänge, welche linear von 0,07 m auf Höhe der Unterkante der gezogenen Trennwand bis auf 0,32 m am Boden des Modellschlitzes ansteigt. Diese rechnerische Bruchlänge ist in den Diagrammen der Eindringung (Abbildung 5.40 ff.) jeweils als strichpunktierte Linie mit eingezeichnet.

Zum Vergleich mit den gemessenen Eindringverläufen sind in den Diagrammen für die jeweils betrachtete Versuchsdauer außerdem rechnerische Eindringlängen als gestrichelte Linien angegeben (Bezeichnung z.B. 10 min Modell). Diese wurden nach dem Ostwald-de Waele-Modell unter Verwendung der In-situ-Parameter ermittelt, die in den entsprechenden 1D-Strömungsversuchen mit der gleichen Polymerlösung (Produkt und Konzentration) bestimmt worden waren.

Durch die Annahme ausschließlich horizontaler Strömungen bei der analytischen Berechnung der Eindringlängen ergibt sich rechnerisch keine Eindringung in den Bereich oberhalb der in der Abbildung angedeuteten Trennwandunterkante.

Nachfolgend werden zunächst die bei den einzelnen Versuchen gemachten Beobachtungen aufgeführt:

Versuch M1

Abbildung 5.40 zeigt für den Versuch M1 (PAA, 4 g/l, Sand 2) den zeitlichen Verlauf der Eindringung sowie die anhand des Ostwald-de Waele-Modells berechnete Eindringung.

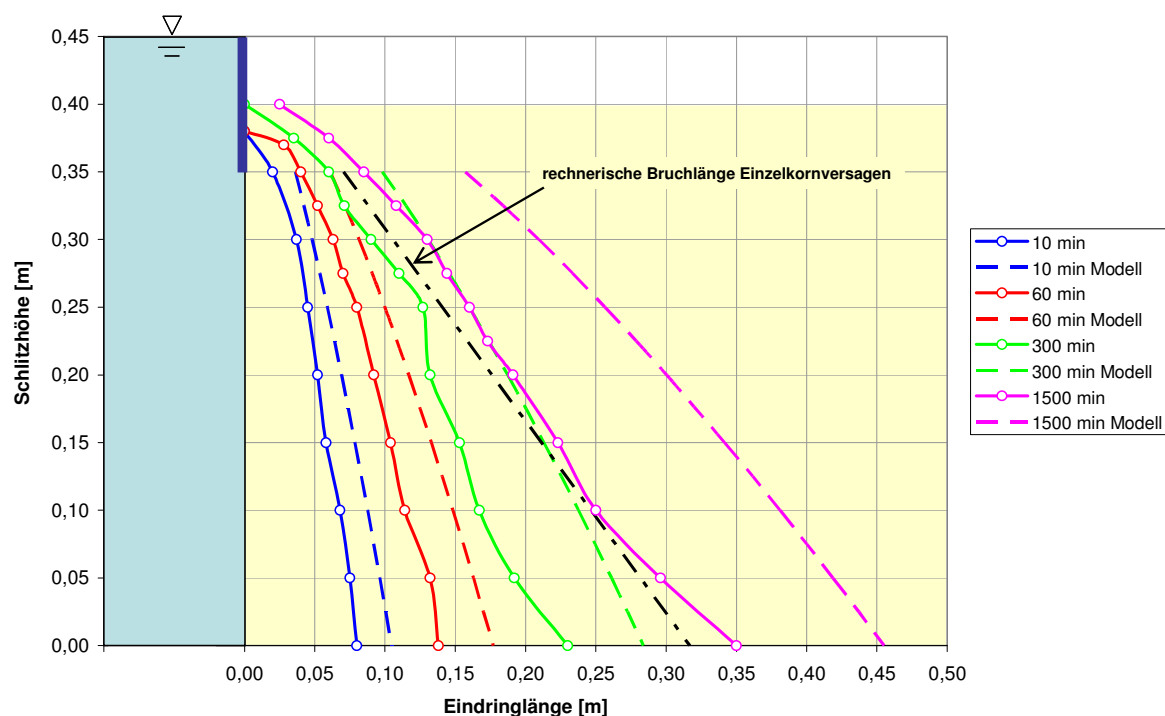


Abbildung 5.40: Verlauf der Eindringung, Versuch M1

Bei diesem Versuch war bis zum letztmaligen Protokollieren der Eindringfigur nach 1500 min (25 h) kein Nachfall von Körnern beobachtet worden, obwohl die rechnerische Bruchlänge zu diesem Zeitpunkt bereits in einem großen Wandbereich überschritten war (allerdings nur um ca. 2 cm). Auch nach einem weiteren Tag war die flüssigkeitsgestützte Wand noch unversehrt. In dieser Zeit hatte sich die Front fast nicht verschoben. Ein Versagen trat nach ca. 3 – 4 Tagen ein. Die beobachteten Eindringlängen waren stets etwas geringer als die prognostizierten.

Versuch M2

Abbildung 5.41 zeigt für den Versuch M2 (PAA, 4 g/l, Sand 3) den zeitlichen Verlauf der Eindringung sowie die anhand des Ostwald-de Waele-Modells berechnete Eindringung.

Nach ca. 20 min lösten sich im oberen Wandbereich einzelne Bodenkörner, wodurch in diesem Wandteil eine Vertiefung von wenigen Millimetern entstand. Zu diesem Zeitpunkt war die rechnerische Bruchlänge in diesem Wandbereich nahezu erreicht. Das Herauslösen von Einzelkörnern endete nach einigen Minuten zunächst, und es wurde über mehrere Stunden hinweg kein Nachfall mehr festgestellt. Am folgenden Morgen (Messung nach 1200 min) war der Schlitz eingestürzt.

Die verhältnismäßig große Eindringlänge in Bodennähe des Versuchskastens könnte evtl. durch kleine Leckagen in der PE-Folie mit verursacht worden sein. (Die Versuche M2 und M10, bei dem ein ähnlicher Verlauf festgestellt wurde, waren der vorletzte bzw. letzte der durchgeführten Versuche.)

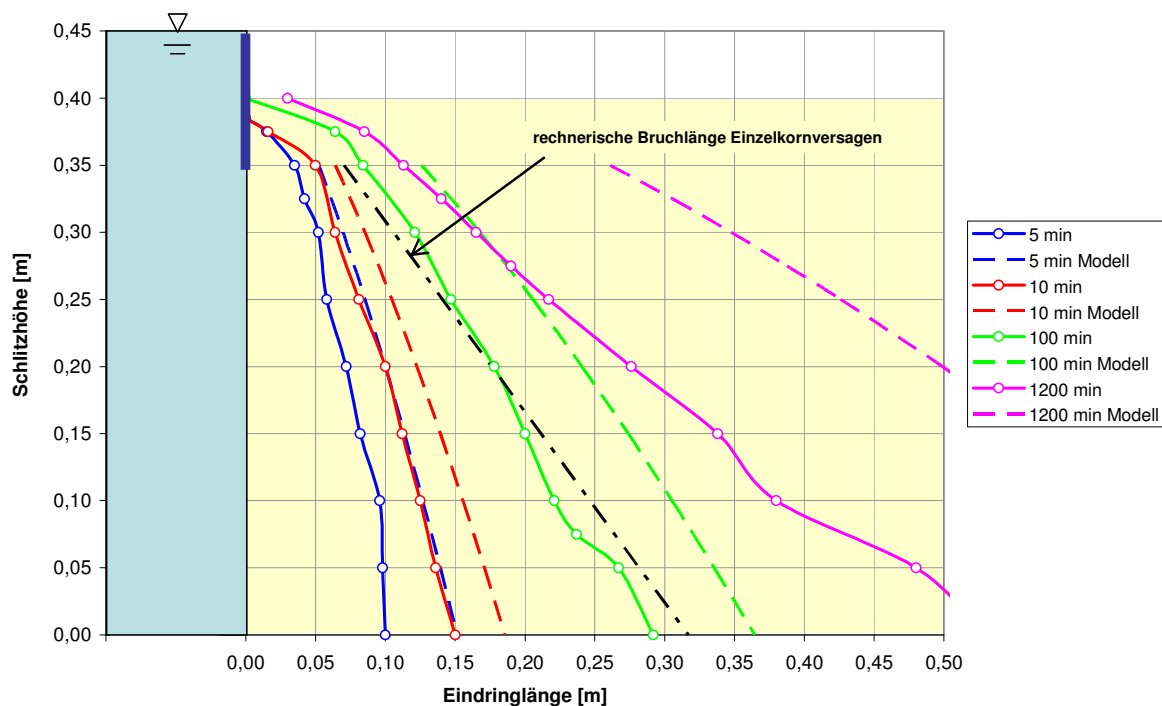


Abbildung 5.41: Verlauf der Eindringung, Versuch M2

Versuch M3

Abbildung 5.42 zeigt für den Versuch M3 (CMC, 4 g/l, Sand 2) den zeitlichen Verlauf der Eindringung sowie die anhand des Ostwald-de Waele-Modells berechnete Eindringung.

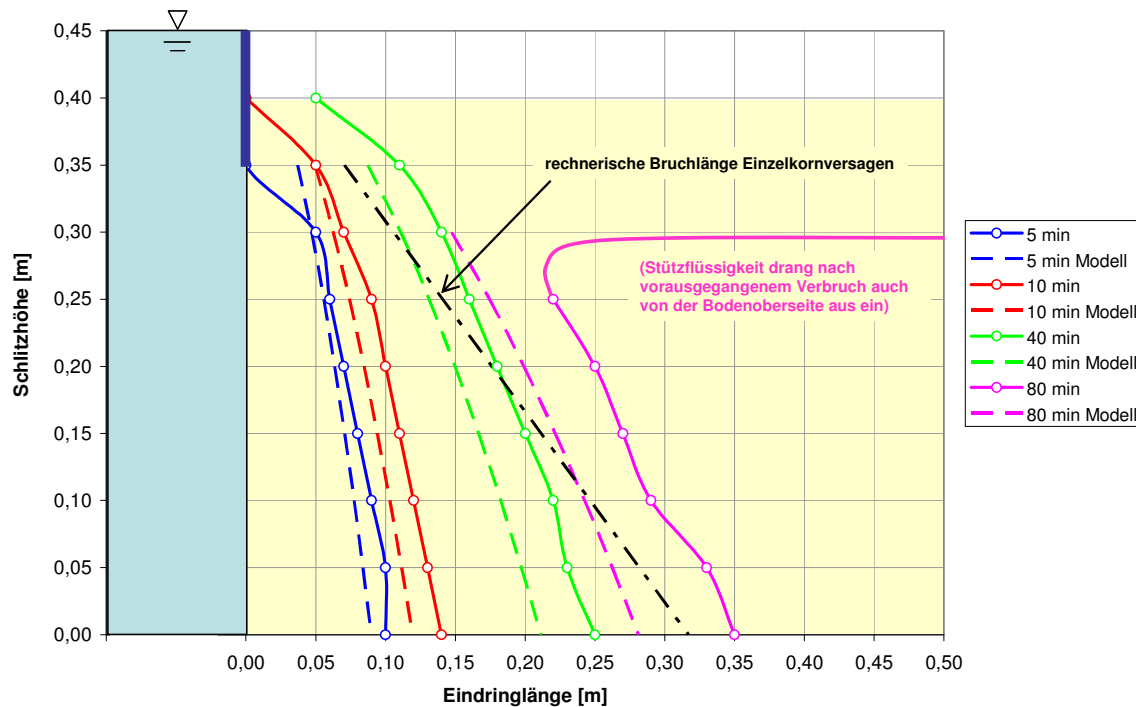


Abbildung 5.42: Verlauf der Eindringung, Versuch M3

Bei diesem Versuch lösten sich nach 17 min die ersten Bodenkörner mittig aus dem oberen Wandbereich (Foto (a) in Abbildung 5.48). Dies erfolgte etwa bei Erreichen der rechnerischen Bruchlänge in diesem Wandbereich. In den folgenden 8 min setzte sich der Vorgang kontinuierlich fort, bis nach insgesamt 25 min zunächst kein weiterer Nachfall mehr zu beobachten war. Zu diesem Zeitpunkt war aber bereits eine ca. 5 cm tiefe Aushöhlung entstanden (Foto (b) in Abbildung 5.39), die sich von ca. 0,10 m bis 0,35 m Schlitzhöhe erstreckte. Darunter wurde die Wand durch die auf den Schlitzboden abgesunkenen Körner gestützt, darüber durch die Unterkante der Trennwand. Nach 47 min brach der darüber liegende, gewölbeartige Bodenkörper nach und es stellte sich eine ca. 75° steile Böschung ein. Diese Böschung war auch noch standsicher, nachdem der Versuch beendet, die Stützflüssigkeit abgesaugt und der Boden vollständig getrocknet war.

Versuch M4

Abbildung 5.43 zeigt für den Versuch M4 (CMC, 6 g/l, Sand 2) den zeitlichen Verlauf der Eindringung sowie die anhand des Ostwald-de Waele-Modells berechnete Eindringung.

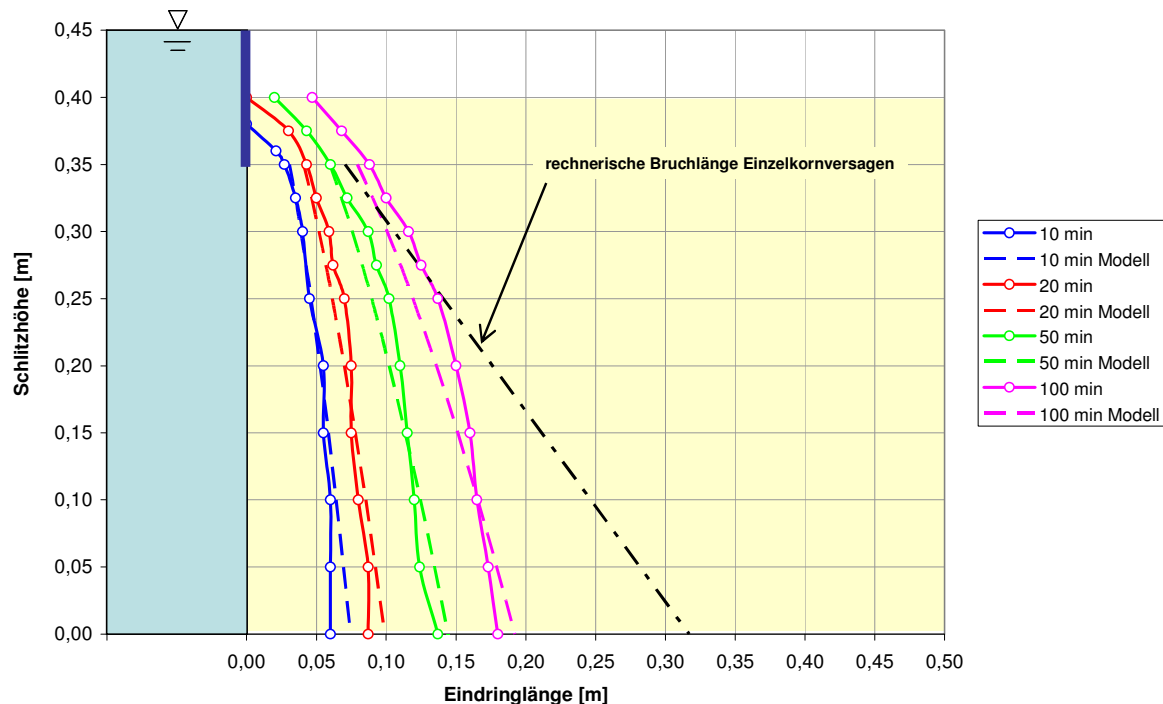


Abbildung 5.43: Verlauf der Eindrängung, Versuch M4

Ab der 19. Minute rieselten die ersten Körner aus der Wand, obwohl die rechnerische Bruchlänge noch nicht erreicht war. Zwischen der 34. Minute und der 44. Minute brachen größere Teile des Bodens im oberen Wandbereich nach, bis sich vorübergehend wieder ein stabiler Zustand einstellte. Ab der 100. Minute setzte erneut ein stetiges Herausbrechen von Sandkörnern ein. Nach ca. 150 min wurde der Versuch gestoppt, da die Polymerflüssigkeit schon auf der Oberseite des Bodens entlang lief.

Versuch M5

Bei diesem Versuch (CMC, 0,5 g/l, Sand 3) drang die Polymerlösung so schnell in den Boden ein, dass ein Protokollieren des Verlaufs nicht möglich war. Bereits unmittelbar nach Versuchsbeginn lösten sich sehr viele Einzelkörner, bis sich nach wenigen Minuten eine stabile Böschung eingestellt hatte. Die Stützflüssigkeit war zu diesem Zeitpunkt bereits über 0,5 m weit in den Boden eingedrungen.

Versuch M6

Auch bei diesem Versuch (CMC, 2 g/l, Sand 3) drang die Polymerflüssigkeit sehr schnell in den Boden ein, wenn auch etwas langsamer als im Versuch M5. Bereits von Anfang an lösten sich Körner aus der Wand, bis sich nach ca. 15 min eine stabile Böschung eingestellt hatte.

Versuch M7

Abbildung 5.44 zeigt für den Versuch M7 (CMC, 4 g/l, Sand 3) den zeitlichen Verlauf der Eindringung sowie die anhand des Ostwald-de Waele-Modells berechnete Eindringung.

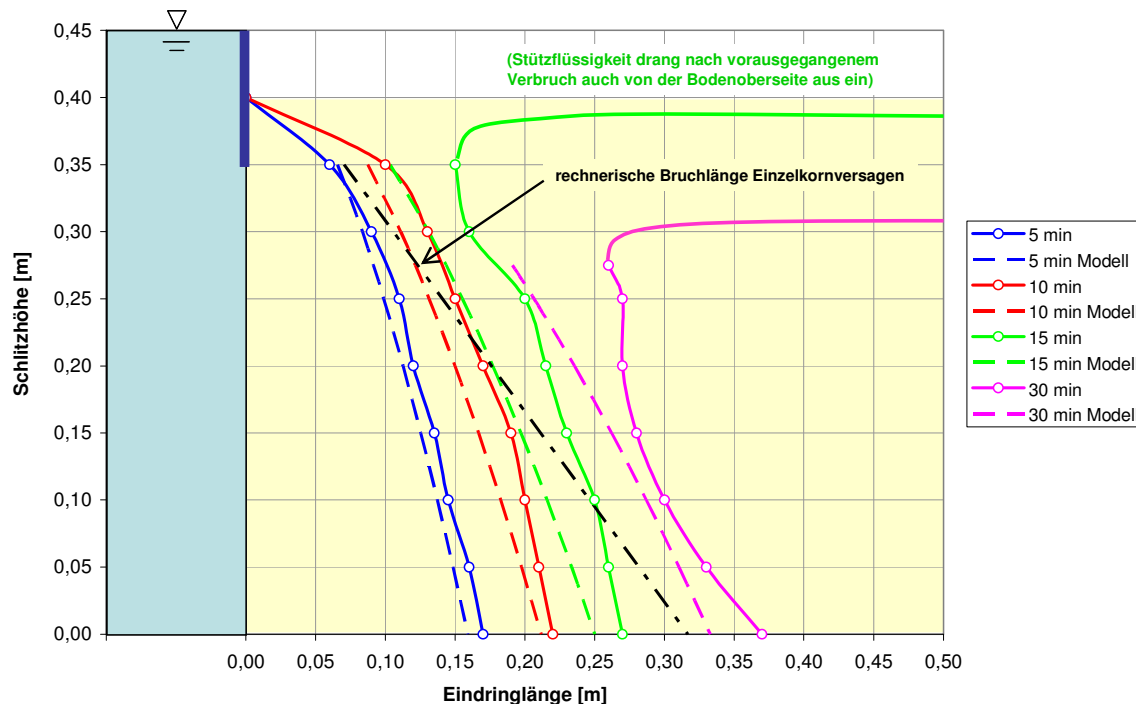


Abbildung 5.44: Verlauf der Eindringung, Versuch M7

Die Polymerflüssigkeit drang rasch in den Boden ein. Bereits nach 7 min lösten sich viele Einzelkörner aus dem oberen Wandbereich. Dies entsprach etwa dem Erreichen der rechnerischen Bruchlänge in diesem Wandbereich. Nach weiteren 4 min brach der darüber liegende Boden nach.

Versuch M8

Abbildung 5.45 zeigt für den Versuch M8 (XAN, 4 g/l, Sand 2) den zeitlichen Verlauf der Eindringung sowie die anhand des Ostwald-de Waele-Modells berechnete Eindringung.

Bis zum Abbruch des Versuchs war kein Nachfall von Boden zu beobachten. (Aufgrund der Trübung der Polymerlösung konnte bei den Versuchen M8 und M9 mit XAN der Schlitz nur bedingt eingesehen werden. Der Versuchskasten war aber so aufgestellt, dass auf den Schlitzboden abgesunkene Körner von unten zu beobachten gewesen wären.) Nach dem Ablassen der Flüssigkeit und dem vollständigen Ziehen der Trennwand blieb die Wand über einen Tag lang senkrecht stehen (Foto (b) in Abbildung 5.48). Ein möglicher Einsturz nach vollständigem Austrocknen der Wand durch den Verlust scheinbarer Kohäsion wurde nicht mehr abgewartet.

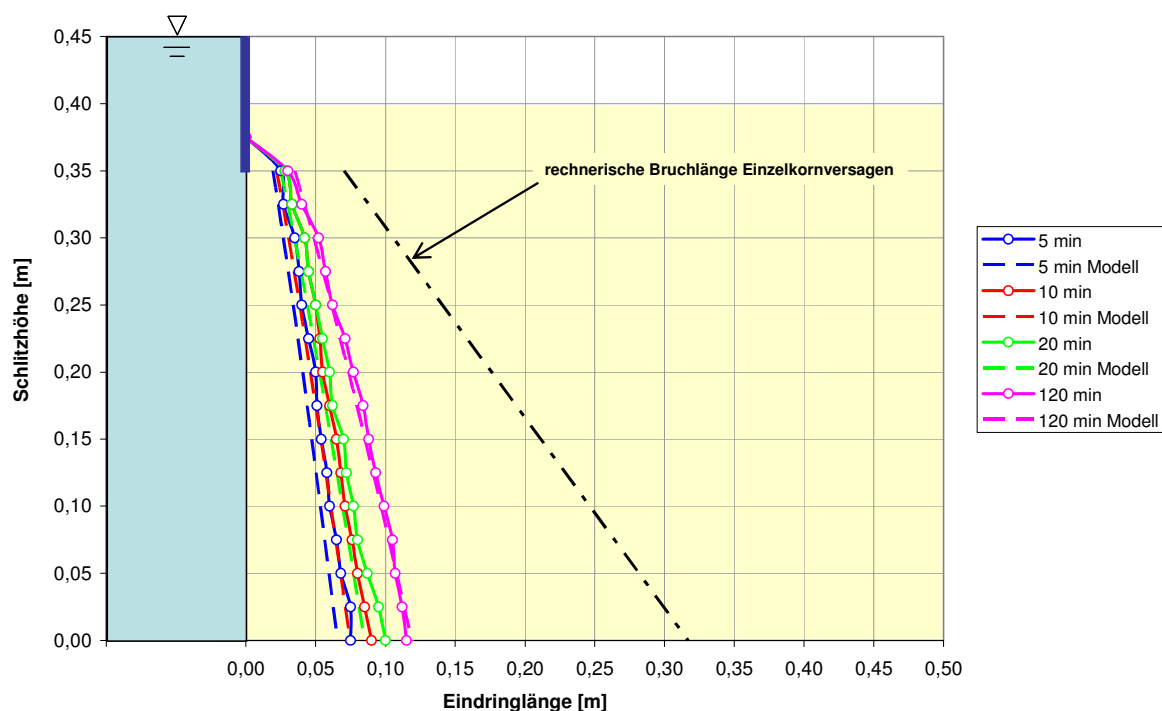


Abbildung 5.45: Verlauf der Eindringung, Versuch M8

Versuch M9

Abbildung 5.46 zeigt für den Versuch M9 (XAN, 4 g/l, Sand 3) den zeitlichen Verlauf der Eindringung sowie die anhand des Ostwald-de Waele-Modells berechnete Eindringung.

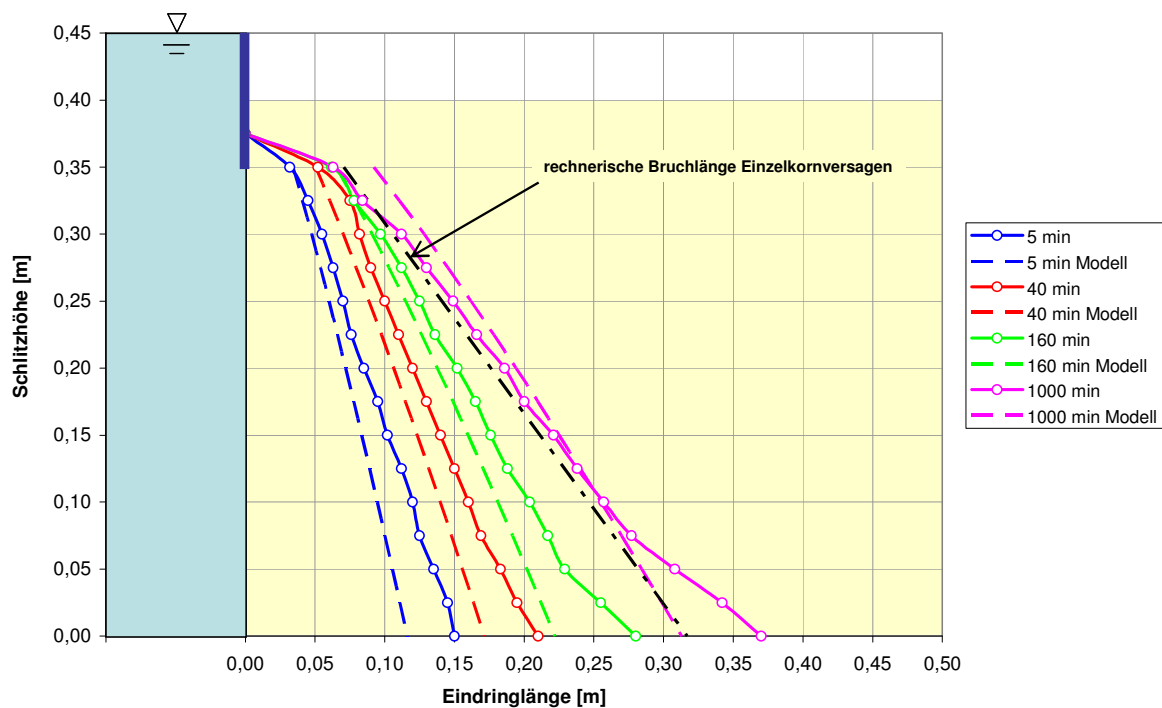


Abbildung 5.46: Verlauf der Eindringung, Versuch M9

Bis 160 min nach Versuchsbeginn war kein Nachfall zu sehen. Nach 1000 min waren lediglich wenige Körner auf dem Boden des Glaskastens sichtbar, und der Flüssigkeitsspiegel war über Nacht von 0,45 m auf 0,42 m abgesunken. Wie in Versuch M8 blieb der Bodenkörper nach Absaugen der Flüssigkeit und dem Ziehen der Trennwand senkrecht stehen. In diesem Fall wurde das vollständige Abtrocknen der Wand abgewartet. Dabei brach zwar ein Teil der Wand nach, es stellte sich aber eine sehr steile, teilweise überhängende Böschung ein (Foto (c) in Abbildung 5.48). Dieser Zustand war auf eine „Kohäsion“ durch die verklebende Wirkung der Polymerlösung zurückzuführen. Die Böschung ließ sich jedoch bei geringem Kraftaufwand mit dem Finger eindrücken.

Versuch M10

Abbildung 5.47 zeigt für den Versuch M10 (VYP, 3 g/l, Sand 2) den zeitlichen Verlauf der Eindringung sowie die anhand des Ostwald-de Waele-Modells berechnete Eindringung.

Nach ca. 100 min begannen einzelne Körner, aus der Wand zu rieseln. Die große Eindringlänge in Bodennähe des Versuchskastens wurde vermutlich durch Leckagen in der Trittschalldämmung verursacht (vgl. Versuch M2). Der Versuch wurde nach 270 min schließlich abgebrochen, weil die Randbedingungen nicht mehr regulär waren. Ein massiver Nachfall von Bodenpartikeln war bis zu diesem Zeitpunkt nicht aufgetreten. Es lösten sich aber kontinuierlich einzelne Körner aus der Wand.

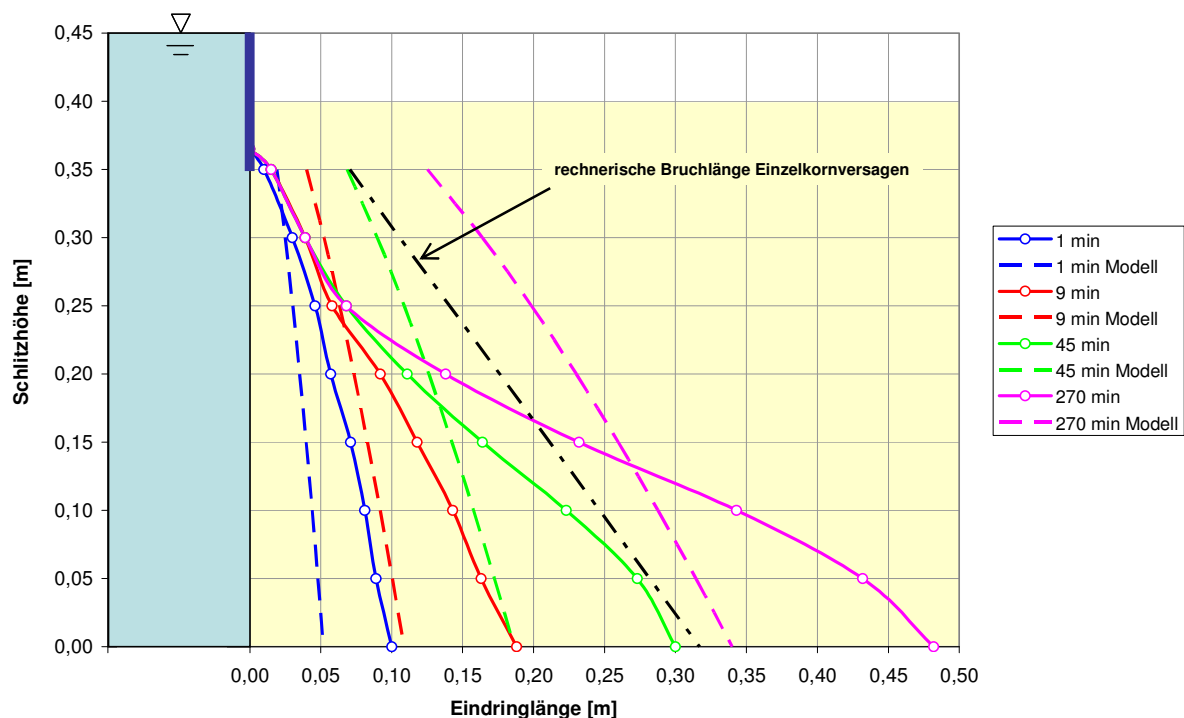


Abbildung 5.47: Verlauf der Eindringung, Versuch M10

Abbildung 5.48 zeigt für die Versuche M3 (Foto (a)), M8 (Foto (b)) und M9 (Foto (c)) einige charakteristische Beobachtungen während bzw. nach der Versuchsdurchführung (vgl. auch Beobachtungen zu den einzelnen Versuchen).

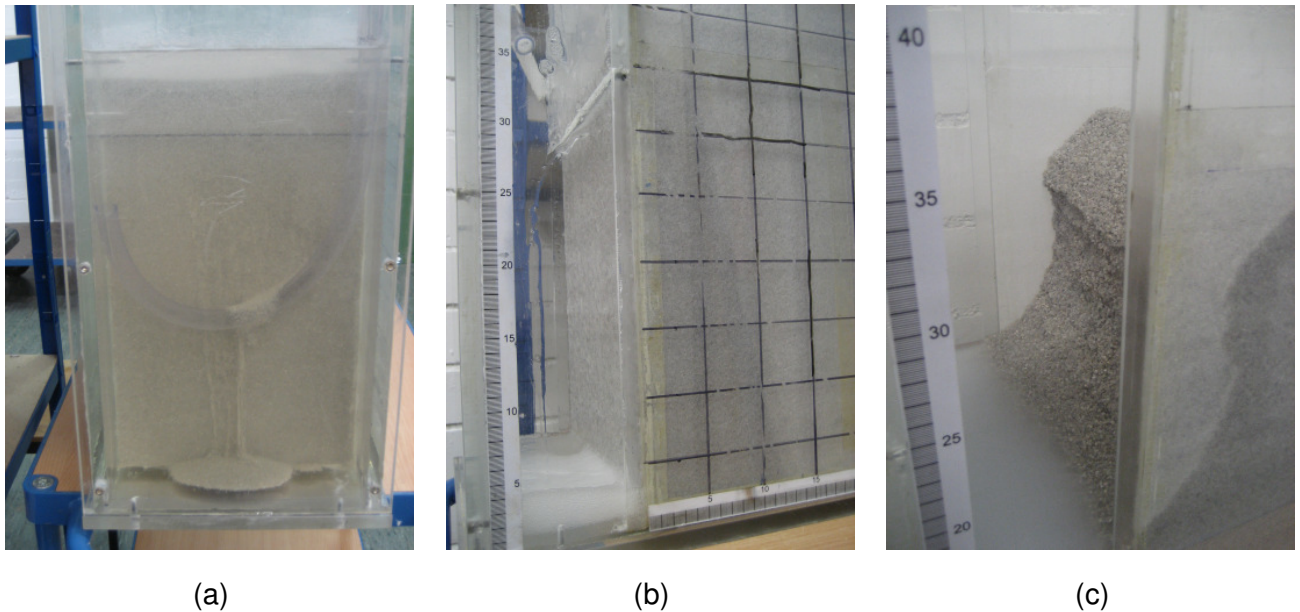


Abbildung 5.48: Modellschlitz, Beobachtungen während und nach ausgewählten Versuchen

In den Versuchen, in denen ein Versagen der Wand beobachtet wurde, war dies stets durch ein Herauslösen von Einzelkörnern (Foto (a) in Abbildung 5.48) bedingt. Ein erster Nachfall wurde dabei stets im oberen Wandbereich festgestellt, wo in den meisten Fällen in etwa zu diesem Zeitpunkt auch die rechnerische Bruchlänge erreicht wurde. Nur in einem Fall (siehe Versuch M3) versagte ein größerer Bruchkörper, der aber zuvor durch Einzelkornnachfall unterhöhlt worden war. In den Fällen, in denen während der Versuchsdauer kein Versagen eingetreten war, blieb die Wand auch nach der Entnahme der Stützflüssigkeit aus dem Schlitz unversehrt (Foto (b) in Abbildung 5.48). Während dieser Zustand zumindest teilweise durch die so genannte scheinbare Kohäsion durch Kapillarkräfte im teilgesättigten Zustand zu erklären ist, wurde in einem Fall (Foto (c) in Abbildung 5.48) das vollständige Abtrocknen einer übersteilen Böschung abgewartet. Da der Versuchssand selbst keine Kohäsion aufwies, deutete dies auf eine verklebende Wirkung der Polymerlösung hin, was durch eine manuelle Untersuchung bestätigt werden konnte.

Die Übereinstimmung zwischen den gemessenen und den auf der Grundlage der In-situ-Parameter aus 1D-Strömungsversuchen berechneten Eindringungen war bei allen mit CMC oder XAN durchgeführten Versuchen (M3, M4, M7, M8 und M9) relativ gut. In den mit PAA durchgeführten Versuchen M1 und M2 war die tatsächliche Eindringung geringer als die rechnerisch ermittelte. Der mit VYP durchgeführte Versuch ist aufgrund der Versuchsbedingungen schwer zu bewerten.

Mit den Versuchen ließ sich die Abhängigkeit der Stützung von der Eindringung anschaulich zeigen. Sofern ausschließlich das Strömungsverhalten der Polymerlösungen untersucht werden soll, ist der 1D-Versuch aber genauer, vielseitiger und auch weniger aufwändig.

6 Feldversuche

6.1 Zielsetzung und Versuchskonzept

Ein wesentliches Ziel des Forschungsvorhabens bestand darin, das Verfahren der Polymerstützung in Feldversuchen unter Baustellenbedingungen zu testen. Dabei sollte insbesondere überprüft werden, wie gut sich der Verbrauch an Stützflüssigkeit und die von der Eindringlänge der Stützflüssigkeit in den Boden abhängige Standsicherheit der Bohrlöcher auf der Grundlage der in den vorangegangenen Kapiteln zusammengetragenen Erkenntnisse prognostizieren lassen würde. Darüber hinaus sollten verschiedene baupraktische Fragestellungen untersucht werden wie z.B. das Anmischen der Polymerlösungen unter Baustellenbedingungen, der Einsatz einer kurzen Bohrschnecke im Vergleich zu einem Bohreimer, Kalibermessungen in einem mit Polymerlösung gefüllten Bohrloch, das Betonieren im Kontraktorverfahren bei Polymerstützung oder die Beschaffenheit der Pfahlmantelflächen im Endzustand.

Ein weiteres Ziel der Feldversuche war die Klärung, ob sich verfahrensbedingt signifikante Unterschiede in der Tragfähigkeit der Pfähle (polymergestützt hergestellte Pfähle untereinander und im Vergleich zu einem bentonitgestützt hergestellten Pfahl) erwarten ließen. BROWN (2002) ermittelte aus Probelastungen an polymergestützt hergestellten Pfählen in schluffigen Böden höhere Mantelreibungswerte als für vergleichend bentonitgestützt hergestellte Pfähle. Das Freilegen der Pfähle zeigte, dass ein ehemals vorhandener Polymerfilm an der Bohrlochwand zerstört worden war und Beton in die Randbereiche des Bohrlochs eindringen und für eine starke Verzahnung sorgen konnte. Aussagen zu tendenziell besseren Tragfähigkeiten polymergestützt hergestellter Pfähle im Vergleich zu bentonitgestützt hergestellten Pfählen in grobkörnigen Böden finden sich u.a. bei O'NEILL / HASSAN (1994), MEYERS (1996) und BROWN ET AL. (2002).

Die Frage nach Unterschieden in der Tragfähigkeit zwischen allgemein flüssigkeitsgestützt hergestellten (in der Vergangenheit normalerweise gleichbedeutend mit Bentonitstützung) und verrohrt hergestellten Pfählen wird seit Jahrzehnten diskutiert. So kam BRIEKE (1984) nach Betrachtung diverser Projektbeispiele zu dem Schluss, dass suspensionsgestützte (bentonitgestützte) Pfähle eher eine höhere Mantelreibung und geringere Bodenentspannungen zeigen als verrohrt hergestellte Pfähle. Nach SEITZ (1989) trägt der suspensionsgestützte Pfahl im Normalfall ebenso viel, nach Ansicht mancher Verfasser sogar mehr, als ein vergleichbarer verrohrt hergestellter Pfahl. Im Rahmen der hier durchgeführten Feldversuche wurde auf einen Vergleich mit verrohrt hergestellten Pfählen verzichtet.

Schließlich sollten durch die Feldversuche noch wichtige Daten zur Beurteilung der Umweltverträglichkeit des Verfahrens gewonnen werden. Diese Untersuchungen werden im aktuellen Kapitel jedoch ausgeklammert und stattdessen in Kapitel 8 mit dargestellt, in dem Umweltaspekte im Zusammenhang mit dem Einsatz polymerer Stützflüssigkeiten zusammenfassend behandelt werden.

Im Zuge der Feldversuche wurden 6 Bohrlöcher flüssigkeitsgestützt (5 x polymergestützt, 1 x bentonitgestützt) ausgehoben und betoniert. Die Pfahllänge betrug 10 m, der planmäßige Pfahldurchmesser sollte bei ca. 600 mm liegen. Das Anmischen der Stützflüssigkeiten erfolgte vor Ort. Es wurden dabei verschiedene Polymerprodukte und -konzentrationen untersucht. Die Pfähle waren in zwei Reihen zu je drei Pfählen angeordnet, so dass bei den Pfahlprobelbelastungen, die nach dem Aushärten der Pfähle durchgeführt wurden, die jeweils mittleren Pfähle auf Druck belastet werden konnten, während die äußeren Pfähle über eine Traverse als Reaktionspfähle genutzt wurden (vgl. Abbildung 6.1). Nach Abschluss der Pfahlprobelbelastungen wurden die Pfähle oberflächennah freigelegt und untersucht.

Es wurde bewusst angestrebt, die Versuche in einem verhältnismäßig stark durchlässigen Baugrund (hier: quartärer Kies) herzustellen, in dem die Anwendbarkeit des Verfahrens nach vorherrschender Meinung eher skeptisch beurteilt würde. Ein geeignetes Versuchsfeld wurde von der Flughafen München GmbH auf einem Außengelände des Münchener Flughafens zur Verfügung gestellt. Vor Beginn der Feldversuche wurden eine Baugrunduntersuchung sowie ergänzende Untersuchungen im Labor und Modellrechnungen durchgeführt, auf die in Abschnitt 6.2 eingegangen wird. Ausführungen zur wasserrechtlichen Genehmigung für die Durchführung der Feldversuche finden sich in Kapitel 8.

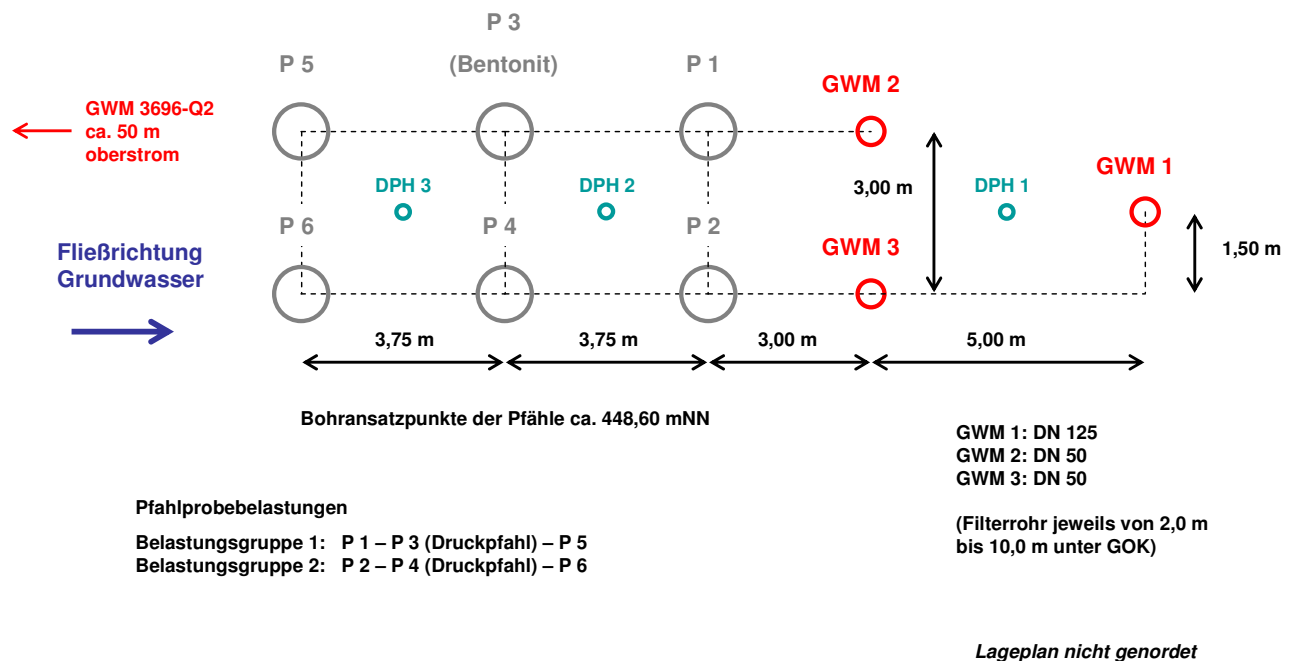


Abbildung 6.1: Lageplan Feldversuche

Die Feldversuche wurden auch durch Fotos dokumentiert, von denen eine Auswahl im Anhang abgebildet ist.

6.2 Voruntersuchungen

6.2.1 Baugrunderkundung

Aus örtlicher Erfahrung war bekannt, dass am Flughafen München in der geologischen Abfolge der quartären fluviatilen Aufschotterungen über dem Tertiär aufgrund der Nähe zur Isar in Übereinstimmung mit der geologischen Karte Freising Süd, M 1:25.000 (BAYERISCHES GEOLOGISCHES LANDESAMT, 1959) im Quartär insgesamt zwei Stufen differenziert werden können. Es handelt sich dabei um die Altstadt- und die Pulling-Stufe. Zuoberst liegen die mitteldicht bis dicht gelagerten Kiese der Pulling-Stufe, darunter erfolgt der Übergang in die Kiese der Altstadt-Stufe, die dicht bis zumeist sehr dicht gelagert sind. Unter den Kiesen der Altstadt-Stufe folgen die Schichten des Tertiärs.

Das Grundwasser strömt im Bereich des Versuchsfeldes mit einem Gefälle von ca. 0,15 % nach Nord-Ost, was der Orientierung der beiden Pfahlreihen entspricht (vgl. Abbildung 6.1). Der als Zentralwasserstand bezeichnete Wasserstand, der in einem Beobachtungszeitraum zeitlich zu gleichen Teilen unter- und überschritten wird, beträgt hier ca. 446,30 mNN (ca. 2,1 m unter GOK) und wird nach örtlicher Erfahrung im Hochwasserfall um bis zu 1,0 m überschritten und im Niedrigwasserfall um bis zu 0,5 m unterschritten.

Die quartären Kiese sind im Allgemeinen durchlässig bis stark durchlässig. Der Durchlässigkeitsbeiwert weist abhängig von der Körnung jedoch starke Schwankungen zwischen $k = 1 \cdot 10^{-1}$ m/s in den feinkornfreien und sandarmen Kiesen (Rollkiese) bis zu etwa $k = 1 \cdot 10^{-5}$ m/s in feinkornreichen Zwischenlagen auf. Im Mittel kann von einer Durchlässigkeit von $k = 5 \cdot 10^{-3}$ m/s ausgegangen werden.

Im Vorfeld der Feldversuche wurden durch ein zertifiziertes Unternehmen die drei Grundwassermessstellen GWM 1, GWM 2 und GWM 3 hergestellt (siehe Lageplan in Abbildung 6.1). Die Messstelle GWM 1 (DN 125) wurde zunächst als 15 m tiefe Erkundungsbohrung abgeteuft, dann im unteren Abschnitt wieder verfüllt und im Bereich zwischen 2 m und 10 m unter GOK mit einem Filterrohr ausgebaut. Die Messstellen GWM 2 und GWM 3 (jeweils DN 50) wurden 10 m tief abgeteuft und ebenfalls zwischen 2 m und 10 m unter GOK ausgebaut. Die Grundwassermessstellen dienten neben der Erkundung des Baugrunds und der Feststellung der Grundwasserhöhen während der Pfahlherstellung insbesondere auch der Beweissicherung im Hinblick auf eine potentielle Grundwasserbeeinflussung durch die Pfahlherstellung (siehe Kapitel 8).

Das Bohrprofil der Grundwassermessstelle GWM 1 zeigt Abbildung 6.2. Dargestellt sind weiterhin die Entnahmetiefen der anschließend im Labor untersuchten Proben (Entnahme erfolgte aus den Kernkisten) sowie die Ergebnisse von zwei Bohrlochrammsondierungen (SPT). In Ergänzung zu den Bohrungen wurden vom Zentrum Geotechnik drei schwere Rammsondierungen (DPH) ausgeführt. Dabei wurde abweichend von DIN EN ISO 22476-2 (2005) eine Spitze mit 10 cm^2 Querschnittsfläche verwendet (= DPL-Spitze), um die quartären Böden noch durchhörern zu können. Verglichen mit der genormten DPH-Spitze (15 cm^2) indizieren gleiche Schlagzahlen somit höhere Lagerungsdichten. Die Schlagzahldiagramme sind in Abbildung 6.3 zusammengefasst. Die im Bohrprofil angegebenen Lagerungsdichten wurden aus den Ergebnissen der Bohrlochrammsondierungen, der Rammsondierungen (DPH) sowie örtlicher Erfahrung abgeleitet.

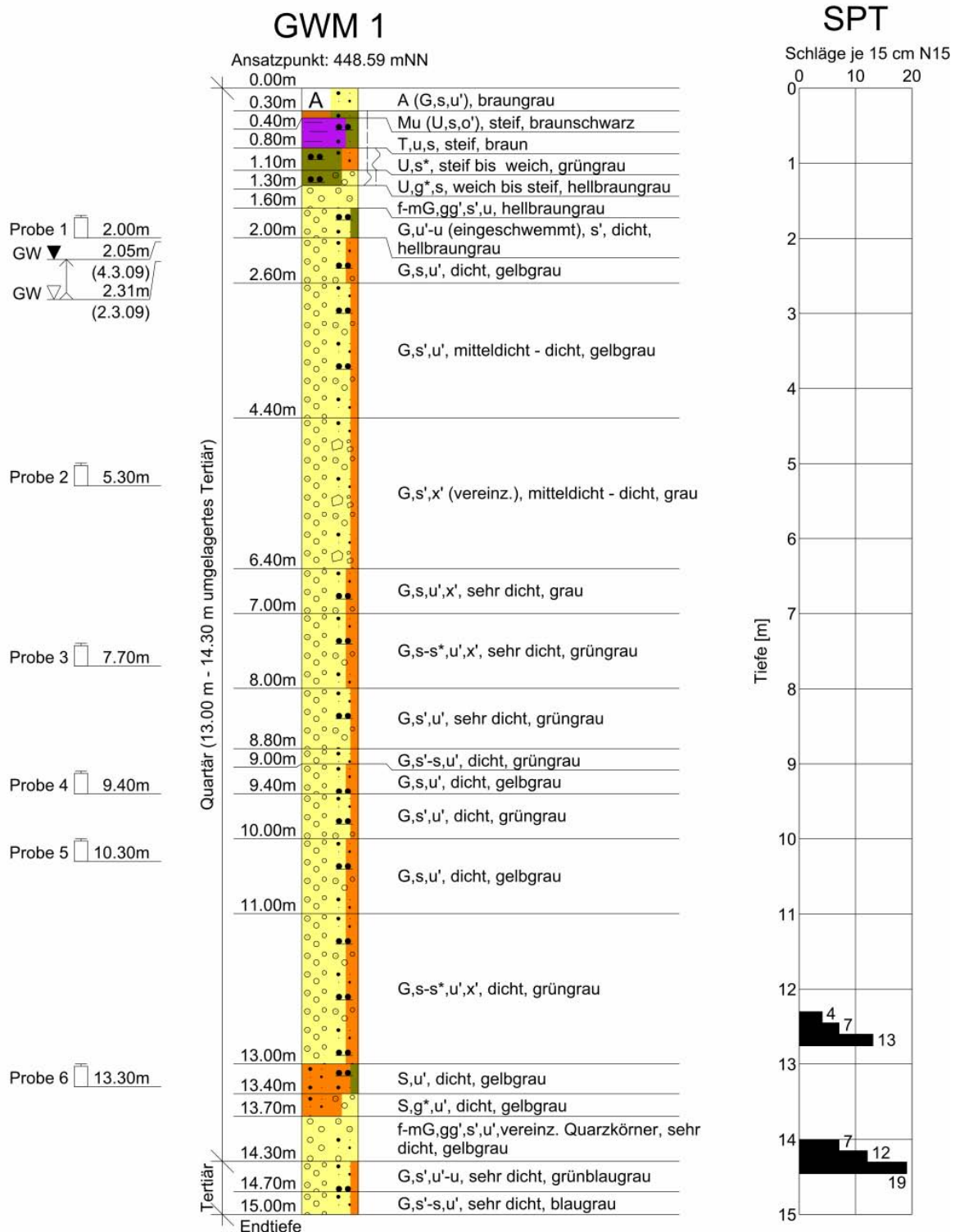


Abbildung 6.2: Bohrprofil GWM 1

Anhand des Bohrprofils lässt sich folgender Baugrundaufbau nachvollziehen: Unter einer 0,3 m mächtigen kiesigen Anschüttung folgen bis in eine Tiefe von 1,3 m zunächst eine bindige Zwischenschicht und darunter bis in eine Tiefe von 13,0 m unter Gelände die natürlich anstehenden, meist schwach sandigen oder sandigen, schwach schluffigen Kiese.

Insbesondere im Bereich zwischen 4,4 m und 6,4 m unter Gelände wurden die Kiese u.a. auch nahezu ohne Feinkornanteil als Rollkiese erbohrt. Diese Rollkiese sind erfahrungsgemäß nicht gleichmäßig über den gesamten Bereich der Kiesfraktion sondern als Einkornkiese der Feinkies-, Mittelskies- und Grobkiesfraktion ausgebildet, wobei die Schichtmächtigkeit und Fraktion auf kleinem Raum wechseln kann. Darunter folgt ein stark sandiger, schwach schluffiger Kies, welcher die Basis der Pulling-Stufe anzeigt. Diese Schicht geht in die gut abgestuften, sehr dicht gelagerten, überwiegend schwach schluffigen, sandigen bis stark sandigen Kiese der Altstadt-Stufe über.

Zwischen 13,0 m und 14,3 m unter Gelände wurden ins Quartär umgelagerte tertiäre Sande bzw. Kiese erbohrt, welche formal dem Quartär zugeordnet werden. Unter dem Quartär folgen die tertiären Schichten, die als nichtbindiges Tertiär bis zur erbohrten Tiefe bei 15 m als schwach sandige bis sandige, schwach schluffige bis schluffige Kiese anstehen. Eine Grundwasser trennende, bindige tertiäre Schicht lag bis zur erkundeten Tiefe nicht vor.

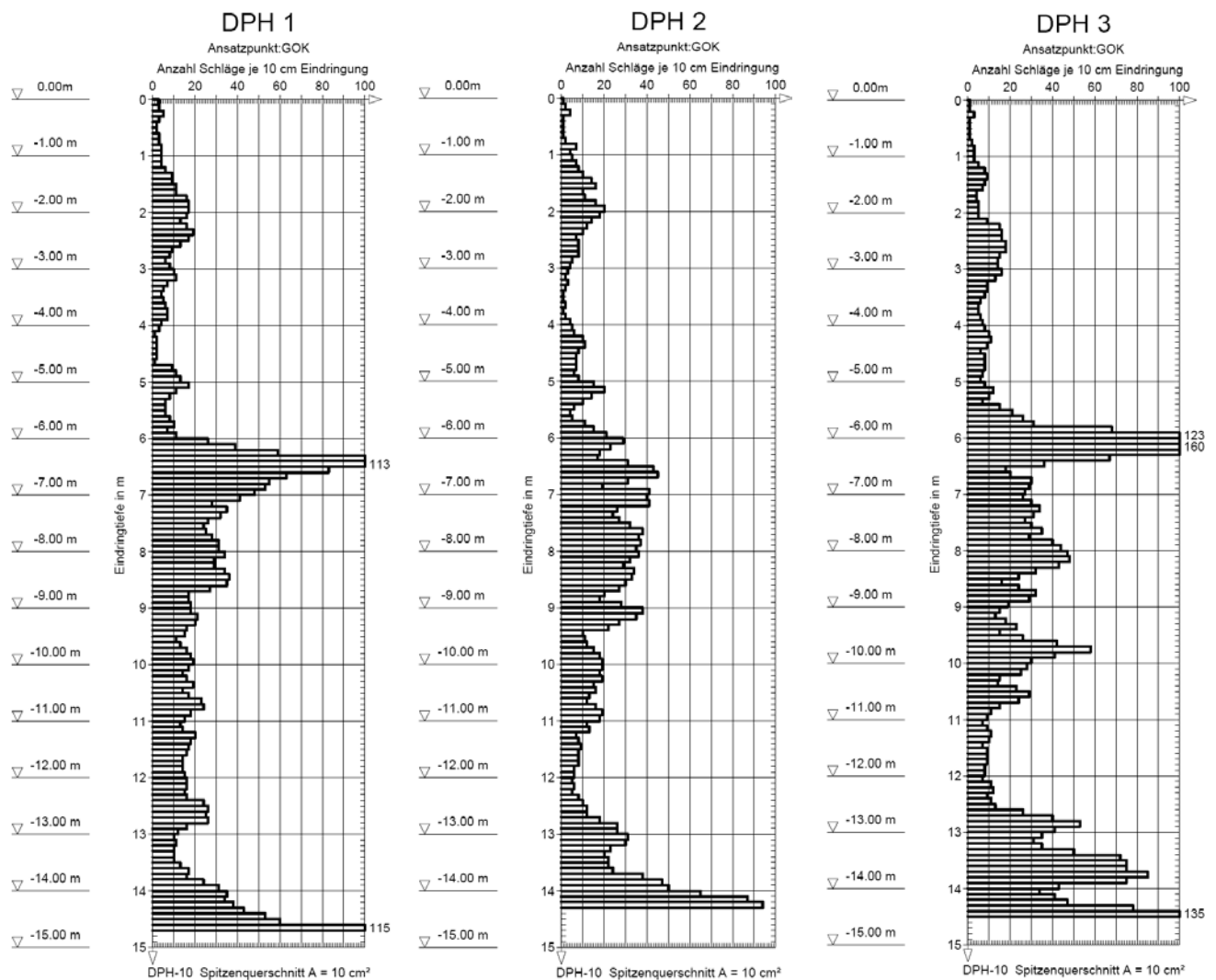


Abbildung 6.3: Schwere Rammsondierungen DPH 1, DPH 2 und DPH 3

Fotoaufnahmen der Kernkisten aus GWM 1 sind in Abbildung 6.4 zusammengestellt.

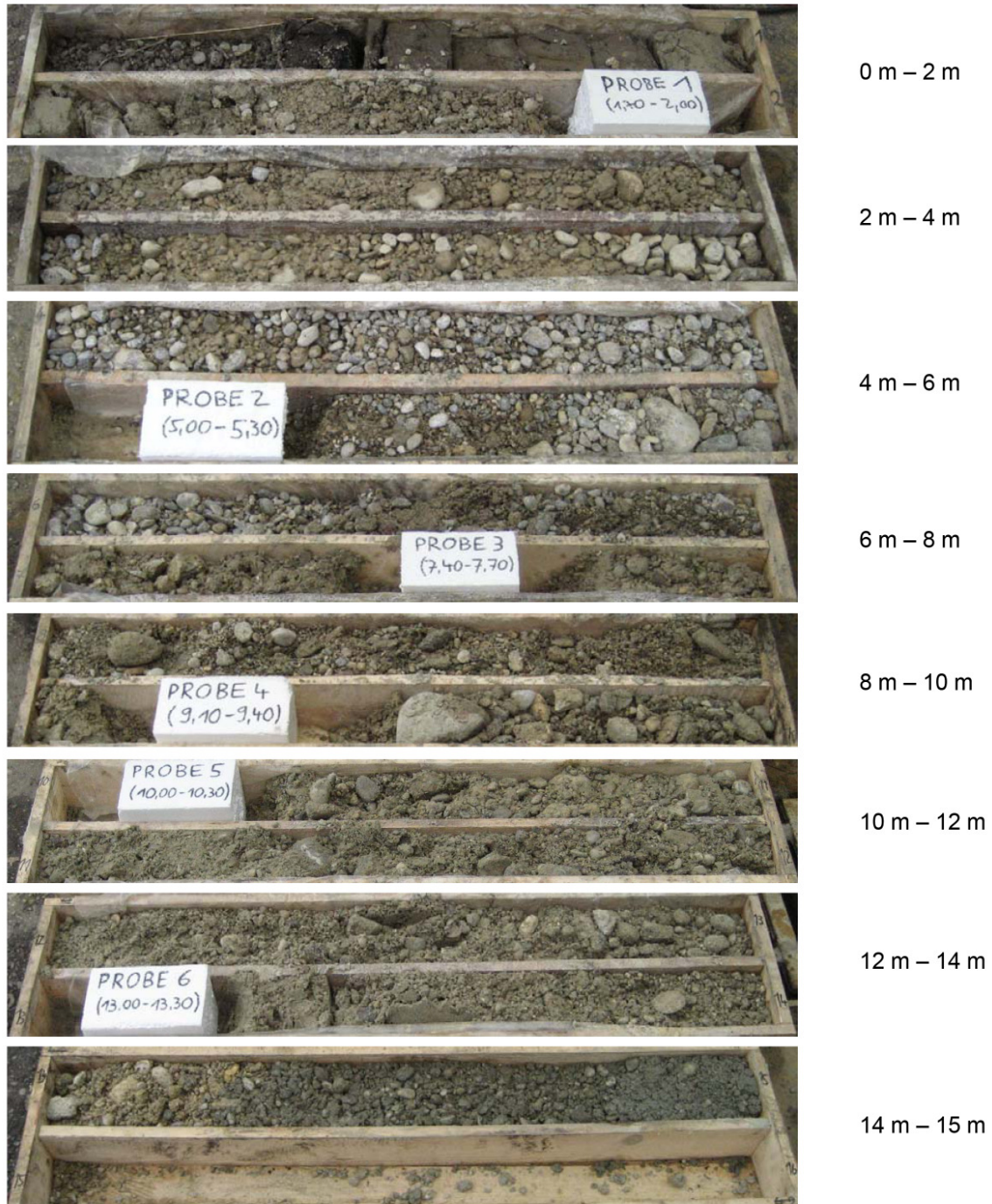


Abbildung 6.4: Kernkisten GWM 1

In Tabelle 6.1 sind die untersuchten Proben mit ihren Entnahmetiefen und der Bezeichnung der Bodenarten nach DIN 4022 (1987) aufgeführt.

Tabelle 6.1: Proben aus GWM 1

Probe	Entnahmetiefe	Bodenart nach DIN 4022
1	1,7 m – 2,0 m	G, u', s'
2	5,0 m – 5,3 m	G, s'
3	7,4 m – 7,7 m	G, s*, x', u'
4	9,1 m – 9,4 m	G, s, u'
5	10,0 m – 10,3 m	G, s, u'
6	13,0 m – 13,3 m	S, u'

Die Korngrößenverteilungen der sechs aus den Kernkisten entnommenen Proben (vgl. Abbildung 6.2 und Abbildung 6.4) wurden bestimmt. Die Körnungslinien sind in Abbildung 6.5 dargestellt.

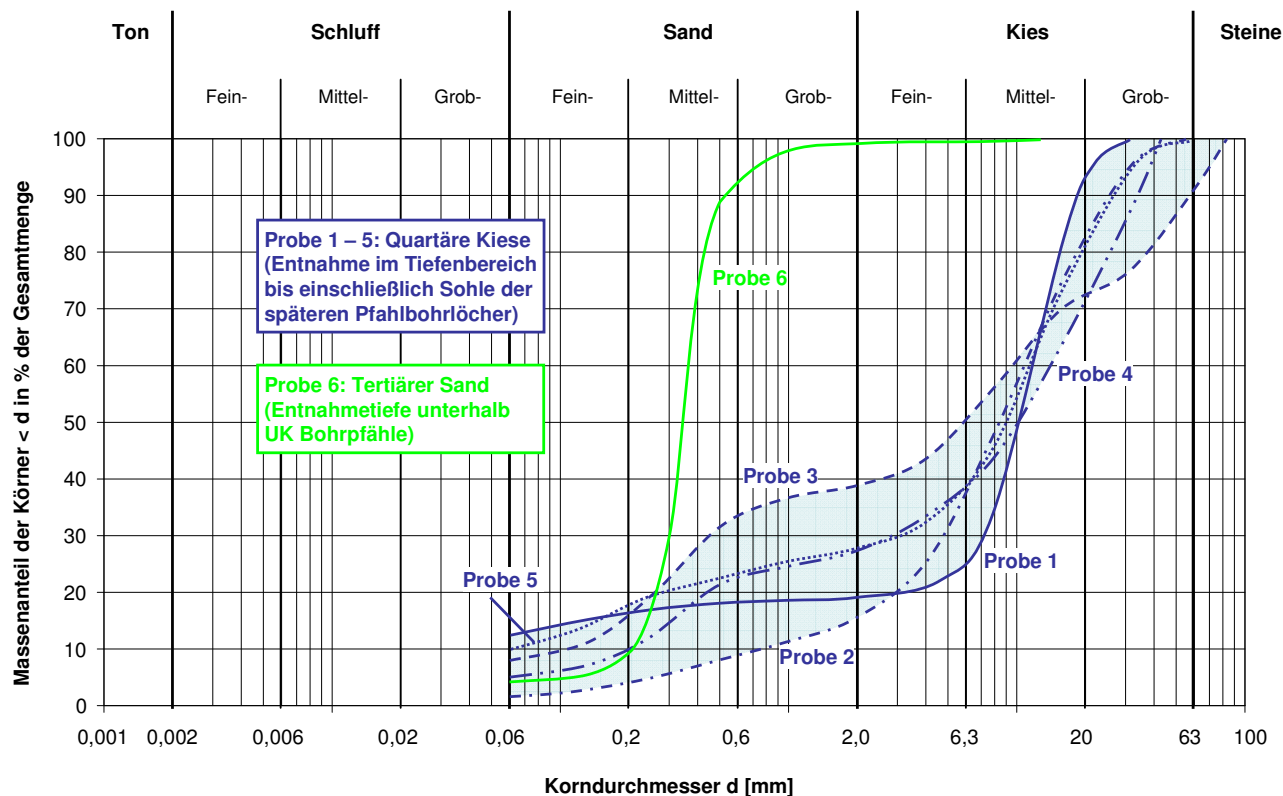


Abbildung 6.5: Körnungslinien der Proben 1 – 6 aus GWM 1

Die für die Proben ermittelten Bodenarten decken sich mit der Ansprache der Bohrung GWM 1. Für die Bohrlochstützung im Zuge der Feldversuche war insbesondere der Tiefenbereich von 4,4 m bis 6,4 m zu beachten (vgl. Abbildung 6.2), in dem die höchsten Stützflüssigkeitsverluste zu erwarten waren und die Gefahr lokal begrenzter Nachbrüche am größten war.

6.2.2 Ergänzende Laborversuche mit Bodenmaterial aus den Aufschlüssen

Als Grundlage für Eindringprognosen und Standsicherheitsbetrachtungen zu den im Zuge der Feldversuche auszuführenden Bohrlöchern wurden in Analogie zu den in Kapitel 5 dargestellten Versuchen noch ergänzende 1D-Strömungsversuche durchgeführt, mit denen insbesondere rheologische In-situ-Parameter für die zu erwartenden Randbedingungen bestimmt werden sollten. Eine Übersicht dieser ergänzenden Versuche enthält Tabelle 6.2.

Tabelle 6.2: Übersicht ergänzende 1D-Strömungsversuche für Feldversuche

Versuch	F1	F2	F3	F4	F5	F6
Produkt	PAA	PAA	CMC	CMC	XAN	XAN
Konzentration	4 g/l	6 g/l	4 g/l	6 g/l	4 g/l	6 g/l
Trockendichte $\rho_{d, \text{EINBAU}}$	2,01 g/cm ³	2,01 g/cm ³	2,02 g/cm ³	2,03 g/cm ³	2,01 g/cm ³	2,02 g/cm ³
Porenanteil n_{EINBAU}	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
Durchlässigkeitsbeiwert k_{EINBAU}	$5,8 \cdot 10^{-4}$ m/s	$5,4 \cdot 10^{-4}$ m/s	$7,0 \cdot 10^{-4}$ m/s	$4,7 \cdot 10^{-4}$ m/s	$1,6 \cdot 10^{-3}$ m/s	$4,8 \cdot 10^{-4}$ m/s

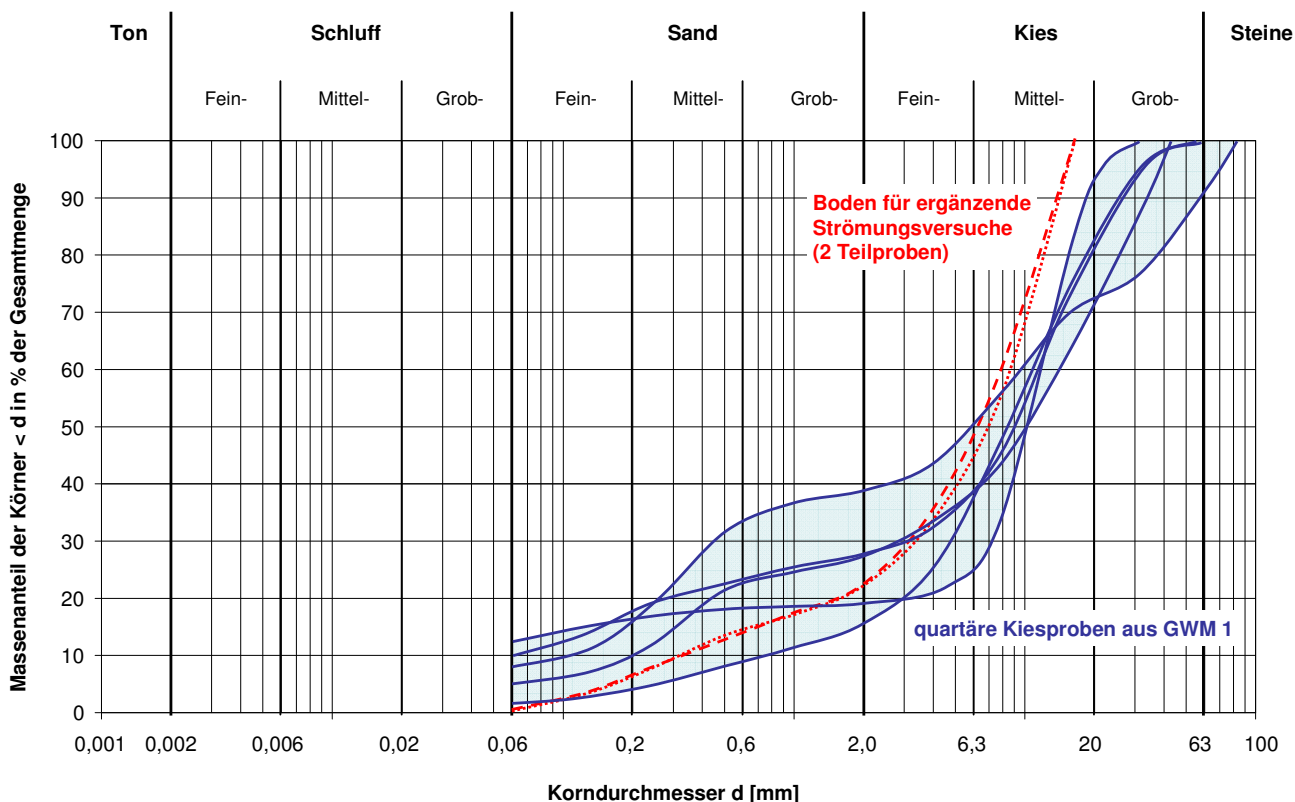


Abbildung 6.6: Körnungslinien des Bodens für ergänzende 1D-Strömungsversuche

Für die Versuche wurde Bohrgut aus den Bohrungen GWM 1 – 3 verwendet. Dabei wurde Material aus Tiefen zwischen ca. 4 m und ca. 7 m ausgewählt, welches die größten Durchlässigkeiten erwarten ließ. Von dem angelieferten Material wurden durch Nasssiebung die Korndurchmesser $< 0,063$ mm und > 16 mm abgetrennt. Anschließend wurde das Restmaterial im Ofen getrocknet und homogenisiert. Nach DIN 4022 (1987) war der so vorbereitete Versuchsboden als sandiger Feinmittelkies (fmG, s) anzusprechen. Durch die Beschränkung des Größtkorns auf 16 mm wurde das Kriterium zur Vermeidung von Wandeffekten eingehalten (Größtkorn zu Probendurchmesser $< 1:5$ für ungleichförmigen Boden, nach DIN 18130-1, 1998, vgl. Abschnitt 3.5.4). Die Körnungslinien zweier Teilproben des Bodens sind in Abbildung 6.6 dargestellt. Zum Vergleich sind die Körnungslinien der quartären Kiese aus GWM 1 (Proben 1 - 5, vgl. Abbildung 6.5) mit angegeben.

Trotz der Vorbereitung des Bodenmaterials und der relativ moderaten Streuung der Einbau-Trockendichten wurde angenommen, dass die Durchlässigkeiten der eingebauten Bodensäulen in einem nicht mehr zu vernachlässigenden Maß streuen könnten. Daher wurde für jeden einzelnen Versuch nach der Wassersättigung der Bodensäule im Versuchsstand zunächst jeweils ein Durchlässigkeitsversuch mit Wasser bei hydraulischen Gradienten i von 0,5 und 0,25 in Anlehnung an DIN 18130-1 (1998) durchgeführt. Die so erhaltenen Durchlässigkeitsbeiwerte sind in Tabelle 6.2 mit angegeben. Die vermutete Streuung bestätigte sich. Der größte bestimmte Durchlässigkeitsbeiwert (Versuch F5) war in etwa um den Faktor 3,4 größer als der kleinste bestimmte Wert (Versuch F4). Ein Zusammenhang mit der Einbaudichte war nicht zu erkennen, da bei beiden Versuchen der Boden mit einer Trockendichte von $2,01 \text{ g/cm}^3$ eingebaut worden war. Es ist daher anzunehmen, dass das Bodenmaterial trotz der Vorbehandlung nicht so homogen eingebaut werden konnte, wie dies etwa mit den enggestuften Sanden möglich war. Hinsichtlich der späteren Anpassung der rheologischen Parameter entstand hierdurch jedoch kein Nachteil, da die für jeden einzelnen Versuch vorab ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte nach Tabelle 6.2 zugrunde gelegt wurden.

Im Anschluss an die Durchlässigkeitsversuche wurde abgewartet, bis sich der mit dem Unterwasserstand kommunizierende Wasserstand im Versuchszylinder bis auf Höhe der Bodenoberkante gesenkt hatte. Danach wurde die Schlauchverbindung zum Unterwasser geschlossen und der eigentliche Versuch mit dem Befüllen des Versuchszylinders mit Polymerlösung wie in Abschnitt 5.6.1 beschrieben fortgesetzt.

Da in den Laborversuchen (Abschnitt 5.6.4) sehr gleichmäßige Eindringkurven gemessen wurden, die eine Extrapolation auf längere Versuchsdauern erlaubt hätten, wurden die ergänzenden Strömungsversuche jeweils nur über Versuchsdauern von 120 min bzw. bis zur vollständigen Sättigung der Bodensäule durchgeführt. Auf diese Weise konnten mehrere Versuche an einem Tag ausgeführt werden.

Abweichend von den in Kapitel 5 beschriebenen Versuchen sollte in den ergänzenden 1D-Strömungsversuchen als Anmischwasser für die Polymerlösungen möglichst ein Wasser verwendet werden, welches dem im Rahmen der Feldversuche verwendeten Wasser glich. Eine seitens der Flughafen München GmbH zur Verfügung gestellte Analyse vom 11.03.2008 des während der Feldversuche verwendeten Wassers weist eine Gesamthärte von $13,6 \text{ °dH}$ und eine Leitfähigkeit bei 20 °C von $> 500 \text{ µS/cm}$ (genauer Wert nicht angegeben) aus. Diese Werte liegen in derselben Größenordnung wie die des im Labor verwendeten Leitungswassers (vgl. Abschnitt 5.5.1) und lassen eine allenfalls geringfügig schlechtere Eignung als Anmischwasser für die verwendeten Poly-

mere erwarten. Aus organisatorischen Gründen wurde für die Laborversuche Leitungswasser aus dem Labor verwendet. Aufgrund der geringen Unterschiede in der Wasserqualität darf aber angenommen werden, dass Abweichungen in den rheologischen Messwerten zwischen im Labor bzw. vor Ort angemischten Polymerlösungen in erster Linie auf das Mischverfahren (Labormischer bzw. Mischanlage) zurückzuführen sind und nur in geringem Maß auf das jeweilige Anmischwasser.

Abbildung 6.7, Abbildung 6.8 und Abbildung 6.9 zeigen die gemessenen Verläufe der Eindringung sowie die anhand des Ostwald-de Waele-Modell angepassten Kurven zur Bestimmung der In-situ-Parameter K und m .

Die Werte der anhand der Versuche ermittelten In-situ-Parameter weichen gegenüber den in Kapitel 5 bei gleichen Konzentrationen bestimmten Werten (mit entionisiertem Wasser als Anmischwasser und Versuchssanden) teilweise stärker ab, als dies nur durch die Verwendung von Leitungswasser als Anmischwassers erklärt werden könnte (vgl. Abbildung 5.8 in Abschnitt 5.5.2 bzgl. Einfluss des Anmischwassers). Auch mit den in situ bestimmten Ostwald-de Waele-Parametern kann das komplexe Strömungsverhalten also nur näherungsweise beschrieben werden. Am wahrscheinlichsten ist ein Einfluss des Porenraummodells, da sich der hier verwendete Boden nicht nur hinsichtlich der Durchlässigkeit, sondern z.B. auch der Ungleichförmigkeit von den in Kapitel 5 verwendeten Versuchssanden unterscheidet. Bei den eng gestuften Sanden war die Übertragung der rheologischen In-situ-Parameter auf einen anderen Boden noch relativ gut gelungen war (vgl. Abschnitt 5.6.4.2). Auch dort hatte sich aber gezeigt, dass beispielsweise eine Übertragung auf andere Potentialgradienten besser möglich war, als eine Übertragung auf einen anderen Versuchssand.

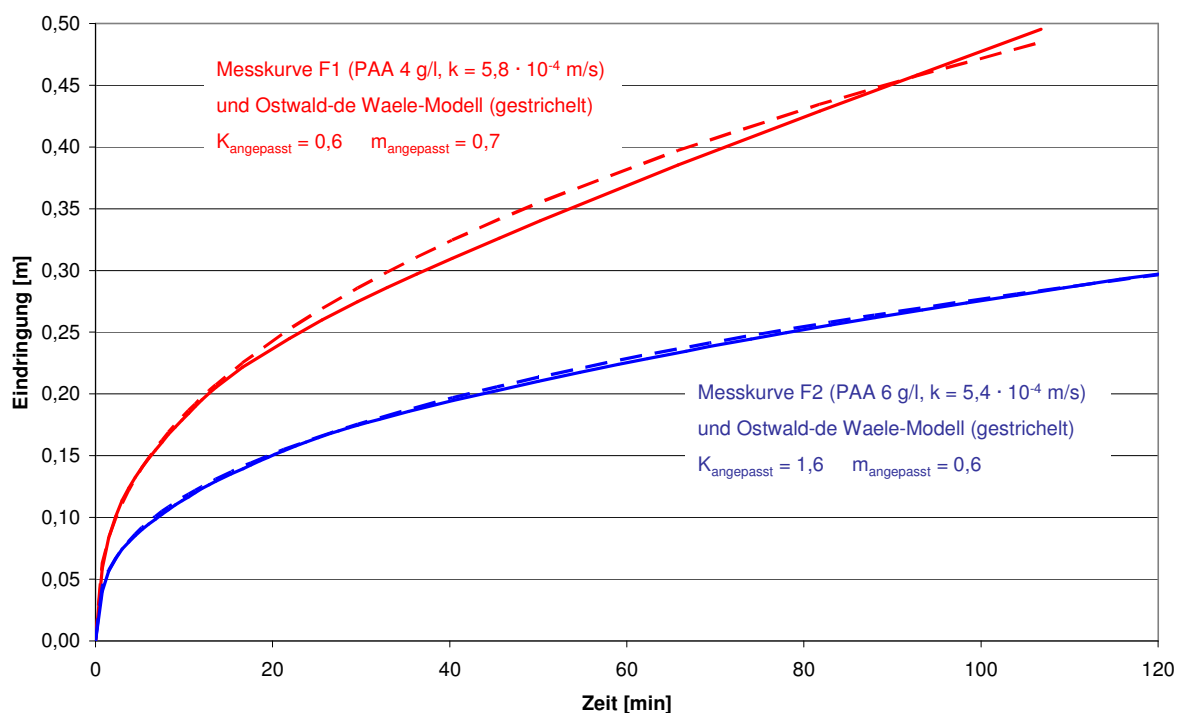


Abbildung 6.7: Verlauf der Eindringung bei PAA und Kurvenanpassung (In-situ-Parameter)

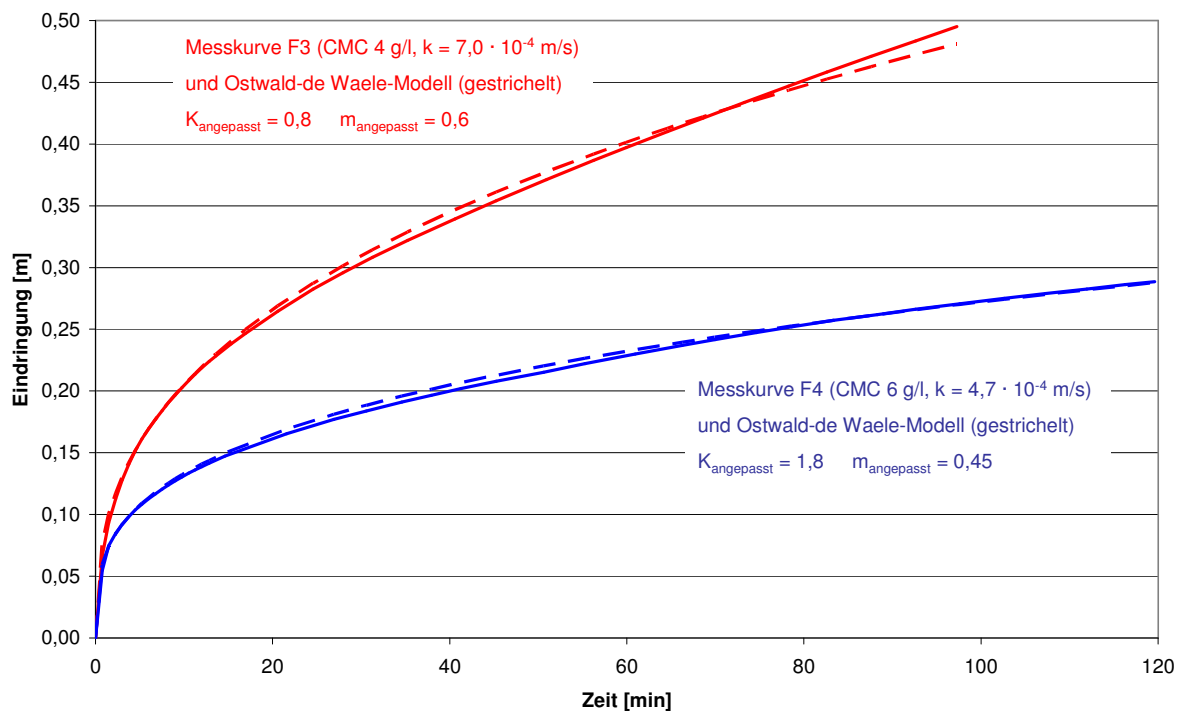


Abbildung 6.8: Verlauf der Eindringung bei CMC und Kurvenanpassung (In-situ-Parameter)

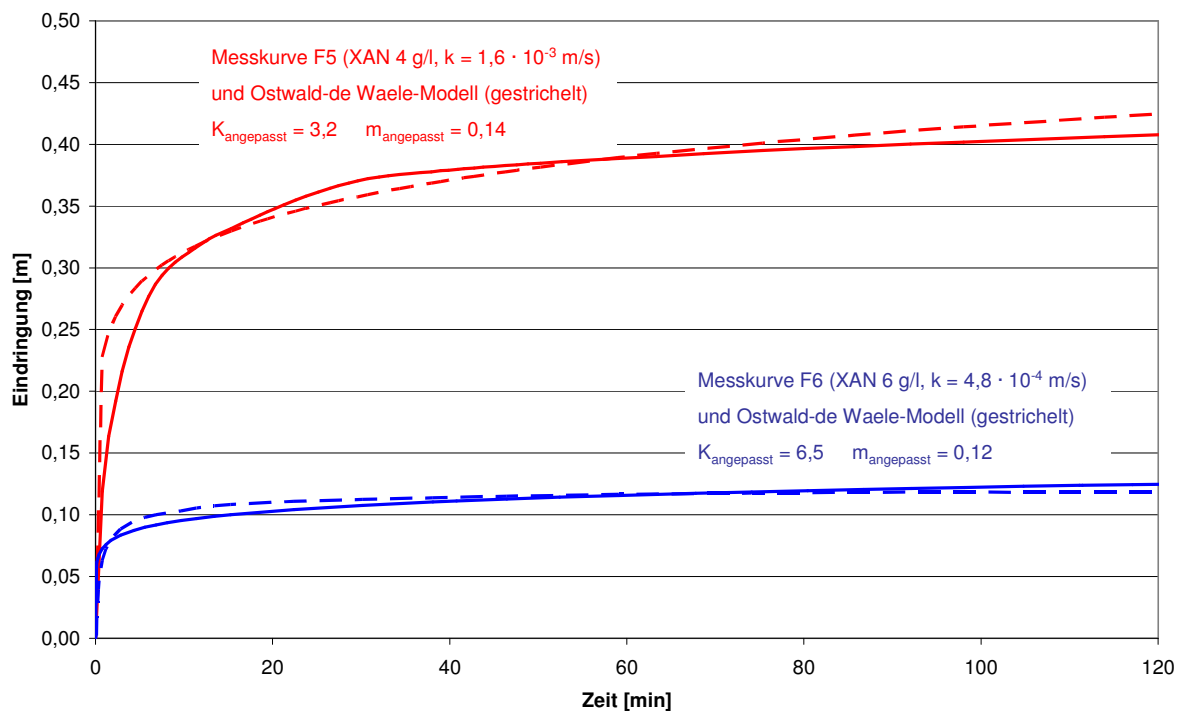


Abbildung 6.9: Verlauf der Eindringung bei XAN und Kurvenanpassung (In-situ-Parameter)

Abbildung 6.10 zeigt die Abhängigkeit der ermittelten In-situ-Parameter von der Polymerkonzentration. Die dargestellten Datenpunkte wurden durch Kurvenanpassungen für die durchgeführten Strömungsversuche ermittelt (Abbildung 6.7, Abbildung 6.8 und Abbildung 6.9). Für eine Konzentration von 0 g/l wurden die entsprechenden Werte für reines Wasser angesetzt. Über die im Diagramm angegebenen Regressionsfunktionen lassen sich (zumindest näherungsweise) auch Ostwald-de Waele-Parameter für andere als die untersuchten Konzentrationen ableiten.

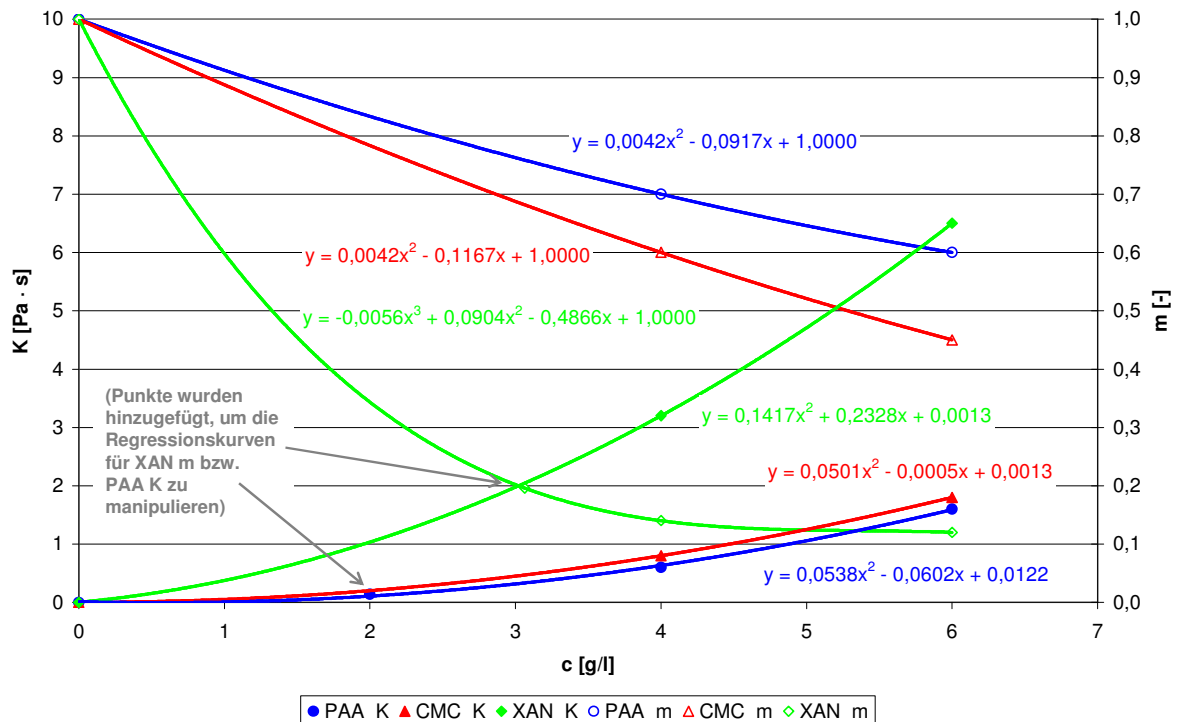


Abbildung 6.10: In-situ-Parameter in Abhängigkeit von der Polymerkonzentration

Tabelle 6.3: Marsh-Zeiten Labor (Leitungswasser)

Produkt	Konzentration	t_M [s]	$t_{M,1500}$ [s]
PAA	2 g/l	96	162
PAA	4 g/l	276	> 600
PAA	6 g/l	540	> 600
PAA	8 g/l	(nicht bestimmt)	
CMC	2 g/l	40	67
CMC	4 g/l	62	116
CMC	6 g/l	121	278
CMC	8 g/l	331	> 600
XAN	2 g/l	40	68
XAN	4 g/l	58	107
XAN	6 g/l	99	218
XAN	8 g/l	170	> 600

Um einen Vergleich von Marsh-Zeiten der mit der Mischanlage vor Ort angemischten Polymerlösungen vornehmen zu können, wurden im Labor noch die Marsh-Zeiten an mit Leitungswasser angemischten Polymerlösungen verschiedener Konzentrationen bestimmt (Tabelle 6.3). In Abbildung 6.11 sind die gemessenen Marsh-Zeiten grafisch dargestellt und Regressionsfunktionen für die einzelnen Produkte angegeben.

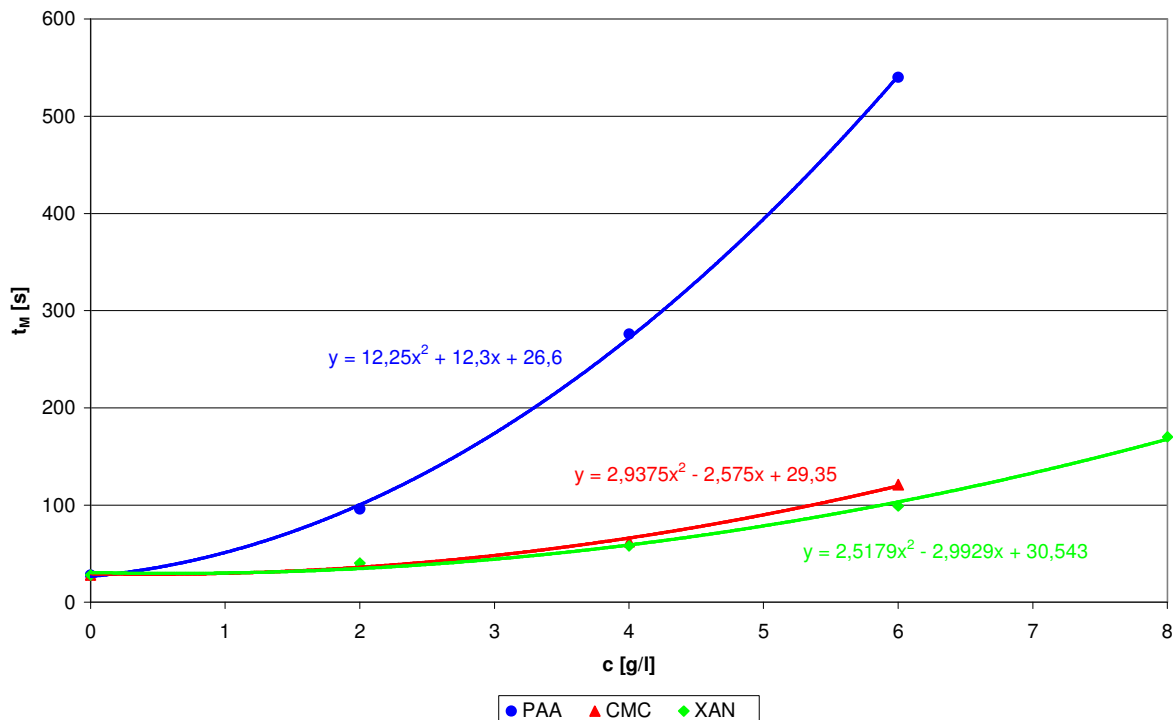


Abbildung 6.11: Marsh-Zeiten t_M in Abhängigkeit von der Polymerkonzentration

6.2.3 Prognosemodell

Vor Beginn der Versuche sollten mit einer Modellrechnung die tiefen- und zeitabhängigen Eindringlängen für das zuerst auszuführende Bohrloch prognostiziert werden und daraus auch der Stützflüssigkeitsverbrauch abgeleitet sowie die Standsicherheit überprüft werden. Die Modellrechnung wurde für eine PAA-Lösung mit 6 g/l durchgeführt, die für die Herstellung von Pfahl P 1 vorgesehen war. Für die weiteren Pfähle sollte erst vor Ort und aufbauend auf den jeweils zuvor gewonnenen Erkenntnissen und den Ergebnissen der Voruntersuchungen nach Abschnitt 6.2.2 die Einsatzkonzentration festgelegt werden. (Gemäß den wasserrechtlichen Auflagen durften die Produkte PAA, CMC und XAN in Konzentrationen von bis zu 8 g/l eingesetzt werden.)

Die Differenzhöhe zwischen Stützflüssigkeits- und Grundwasserstand wurde gemäß einer zeitnah durchgeführten Lichtlot-Messung in den benachbarten Grundwassermessstellen und der vorgesehen Versuchseinrichtung über dem Bohrloch (siehe hierzu Abschnitt 6.3.1) zu im Mittel 2,25 m angenommen. Der Bohrl Lochdurchmesser wurde in der Berechnung mit 600 mm angesetzt.

Um die Vergleichbarkeit der Stützflüssigkeitsverluste in den einzelnen Bohrlöchern untereinander sowie mit entsprechenden Gegenrechnungen zu ermöglichen, sollte ein einheitlicher Bohrfortschritt vorgegeben werden. Es war geplant, die Bohrlöcher innerhalb von 4 h abzuteufen und danach bis zum Betonieren noch weitere 2 h offen stehen zu lassen. Die tatsächlich mögliche Bohrleistung des Bohrgerätes sollte damit deutlich unterschritten werden, um höhere und damit besser messbare Stützflüssigkeitsverluste zuzulassen. Für die Berechnung des Eindringverlaufs der Stützflüssigkeit wurde vereinfachend angenommen, dass die jeweils innerhalb einer Stunde zu erbohrende Tiefe innerhalb sehr kurzer Zeit erreicht wird und dann die restliche Zeit abgewartet wird, ehe das Bohren wieder fortgesetzt wird. Daraus ergibt sich der in Abbildung 6.14 dargestellte, idealisierte Verlauf des Bohrfortschritts.

Allgemeine Parameter

K	1,6
m	0,6
GW unter GOK [m]	2,00
Δu (unterhalb GW) [m]	2,25
Porenanteil n [-]	0,24
[min] seit Bohrbeginn	360

← aus 1D-Strömungsversuch F2

← hier exemplarisch

einschließlich des zum 1,2-fachen
Auffüllen des Bohrlochs (mit
Aushubverlust) erforderlichen
Stützflüssigkeitsvolumens je Schicht
(ab UK Verrohrung insgesamt ca. 2,9 m³)

Prognose Stützflüssigkeitsverlust

Schicht Nr.	Tiefe unter GOK [m]	Δu [m]	k [m/s]	Radius Bohrloch [m]	Bohrtiefe erreicht in [min] seit Bohrbeginn	Zeit seit Beginn Eindringung [min]	Eindringung [m] (berechnet mittels numerischer Integration)	Verlust in Schicht [m³]
1	1,4	1,65	5E-04	0,30	0	360	0,35	
	2,0	2,25			0	360	0,42	0,38
2	2,0	2,25	5E-04		0	360	0,42	
	2,5				0	360	0,42	0,33
3	2,5		1E-03		0	360	0,57	
	5,0				60	300	0,54	2,06
4	5,0		1E-03		60	300	0,54	
	7,5				120	240	0,50	1,95
5	7,5		1E-04		120	240	0,17	
	10,0				180	180	0,16	1,09
SUMME								5,80

nicht als Verluste gerechnet, aber bei Abschätzung der erforderlichen Stützflüssigkeitsmenge zu beachten:

Flüssigkeitsvolumen im Oberbecken (Füllstand 0,2 m) 0,73

Flüssigkeitsvolumen innerhalb der Ansatzverrohrung 0,38

Abbildung 6.12: Tabellarische Ermittlung der Eindringlängen und Verlustmengen

Der Baugrund wurde für das Prognosemodell in mehrere Schichten unterteilt (beginnend ab Unterkante der Ansatzverrohrung bei 1,4 m unter GOK, vgl. Abschnitt 6.3.1), deren Ober- und Untergrenzen sich nach dem angenommenen Bohrfortschritt sowie dem Grundwasserstand richteten und denen Durchlässigkeitsbeiwerte zugeordnet wurden, welche anhand der Ergebnisse der Baugrunderkundung und örtlicher Erfahrung festgelegt wurden (siehe Abbildung 6.12). Als Durchlässigkeitsbeiwerte der einzelnen Schichten wurden eher konservative (hier: hohe) Werte gewählt, da

einerseits ein Standsicherheitsversagen des Bohrlochs im Feldversuch möglichst vermieden und andererseits anhand der Prognose des Stützflüssigkeitsverlusts auch die erforderliche Leistung der Mischanlage festgelegt werden sollte. (Um die später zu entsorgenden Mengen zu minimieren, war generell vorgesehen, nur eine geringe Puffermenge an Stützflüssigkeit vorzuhalten, so dass eine entsprechende hohe Mischleistung wichtig war, um die Verluste in den Baugrund kompensieren zu können.)

Die Berechnung erfolgte wie in Abbildung 6.12 exemplarisch dargestellt tabellarisch für Zeiten ab Bohrbeginn von 60 min, 120 min, 180 min, 240 min, 300 min und 360 min, für welche die Eindringlängen auf Höhe der Schichtgrenzen durch numerische Integration von Gleichung (3.47) bestimmt wurden.

Die zeitliche Entwicklung der diskretisierten Eindringlängen ist in Abbildung 6.13 dargestellt. Bei der Planung der benötigten Menge an Stützflüssigkeit ist zu dem eigentlichen Stützflüssigkeitsverlust in den Baugrund noch die Flüssigkeitsmenge hinzuzurechnen, die erforderlich ist, um mit dem Bohrfortschritt das Bohrloch selbst aufzufüllen. Weiterhin enthält das Bohrgut noch einen nicht zu vernachlässigenden Anteil an Stützflüssigkeit, auch dann, wenn – wie im Rahmen der Feldversuche praktiziert – das Abfließen der Stützflüssigkeit vom Bohrwerkzeug über einen längeren Zeitraum abgewartet wird. Dieser wurde zu ca. $0,2 \text{ m}^3$ Stützflüssigkeit je m^3 Bohrlochvolumen geschätzt (Annahmen: Trockendichte Boden in situ 13 kN/m^3 und Polymerflüssigkeitsgehalt des Bohrguts im Bohrer bzw. auf der Bohrschnecke 15 %), so dass das ausgehobene Bohrlochvolumen gewissermaßen 1,2-fach aufgefüllt werden musste. Das Volumen zum Auffüllen des Bohrlochs ab Unterkante der Verrohrung sowie das mit dem Aushub verlorene Volumen wurde den Verlusten zugeordnet und ist in den entsprechenden Angaben stets mit enthalten.

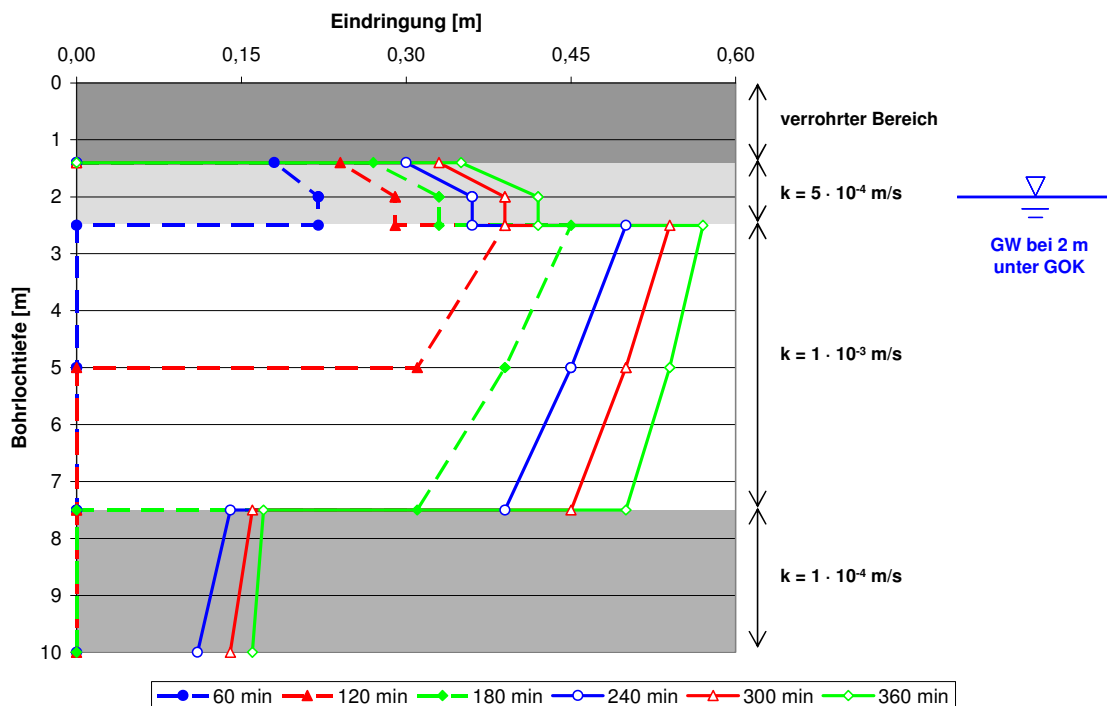


Abbildung 6.13: Prognose der Eindringlängen für Pfahl P 1 (Zeitangaben ab Bohrbeginn)

Das Volumen, das vor dem eigentlichen Versuchsbeginn erforderlich war, um zunächst die Ansatzverrohrung und das Oberbecken (erläutert in Abschnitt 6.3.1) bis zur Sollhöhe aufzufüllen, wurde nicht in die Verluste eingerechnet, war aber bei der Planung zu berücksichtigen.

Der entsprechend dieser Vorgaben prognostizierte Verlust an Stützflüssigkeit ist in Abbildung 6.14 als Summenkurve aufgetragen.

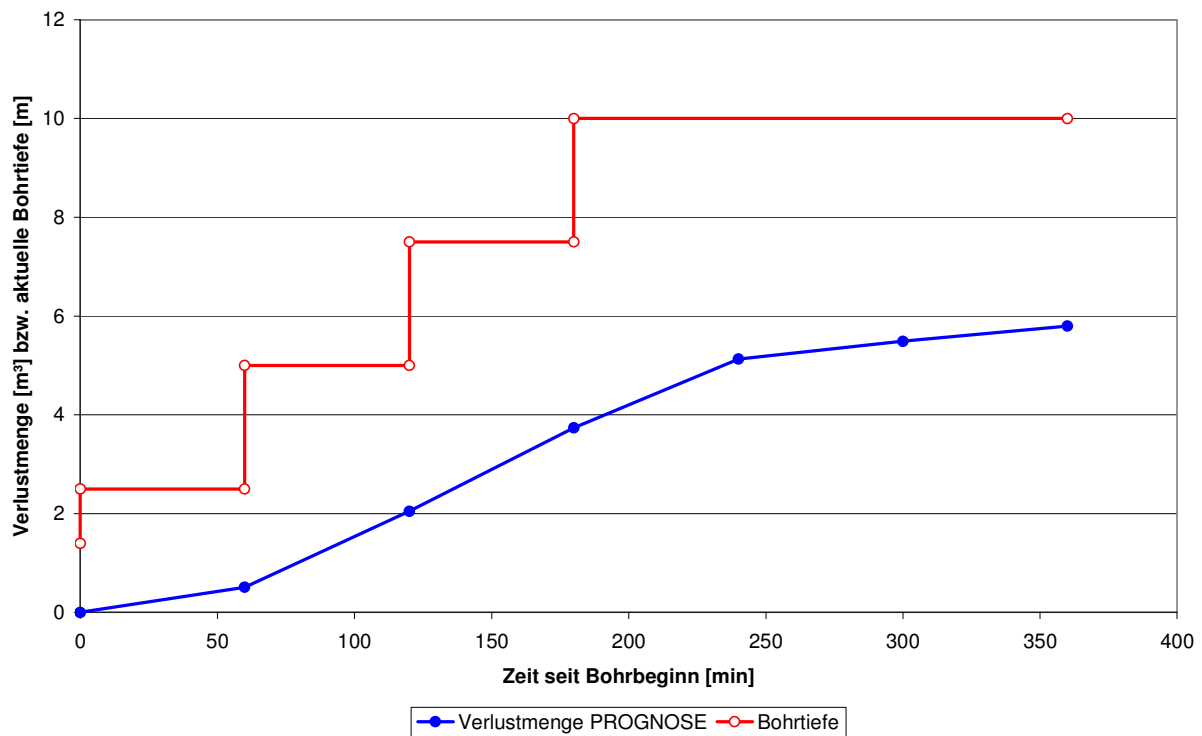


Abbildung 6.14: Prognose des Stützflüssigkeitsverlusts für Pfahl P 1

In Bezug auf die Bohrlochstandsicherheit wurde wegen des geringen Bohrlochdurchmessers und des daraus resultierenden geringen räumlichen Erddrucks ein Gleitflächenversagen nicht untersucht und stattdessen der Nachweis des Abgleitens von Einzelkörnern oder Korngruppen nach DIN 4126 (1986) als maßgebend angesehen. Der Nachweis wurde hier abweichend von einem realen Anwendungsfall mit charakteristischen Werten und ohne Ansatz von Teilsicherheitsbeiwerten geführt. Der Reibungswinkel φ wurde aufgrund der hohen Lagerungsdichte des Baugrunds zu $37,5^\circ$ angenommen.

Die rechnerische Bruchlänge für das Einzelkornversagen kann wie in Abschnitt 5.7.2 beschrieben anhand von Gleichung (5.2) ermittelt werden. Diese rechnerische Bruchlänge wurde so unterhalb des Grundwasserspiegels (d.h. $\Delta u = 2,25$ m) zu 1,33 m bestimmt. Für den im Bereich zwischen 2,5 m und 7,5 m unter GOK angenommenen Durchlässigkeitsbeiwert von $1 \cdot 10^{-3}$ m/s war dies entsprechend der in Abbildung 6.13 angegebenen Prognose eingehalten. Allerdings war bekannt (vgl. Abschnitt 6.2.1), dass die Schichtung auf kleinem Raum wechselhaft sein konnte und z.B. mit Rollkieslagen geringer Mächtigkeit zu rechnen war. Für einen Durchlässigkeitsbeiwert von $1 \cdot 10^{-2}$ m/s

hätte die rechnerische Eindringlänge nach 6 h bereits 1,63 m betragen und somit die zulässige Eindringlänge überschritten. In einem solchen Fall wäre jedoch nur ein lokal begrenztes Ausfließen dieser Zwischenlage und kein Versagen eines größeren Bohrlochbereichs zu erwarten gewesen, so dass dieser Umstand vor dem Hintergrund, dass es sich um Versuchspfähle handelte, akzeptiert wurde.

6.3 Pfahlherstellung

6.3.1 Baustelleneinrichtung

Als Mischanlage wurde eine Wiegemischanlage mit einem Fassungsvermögen von 900 l verwendet. Bei einer geplanten Mischdauer von 5 min und Chargen von 600 l hätten so im Bedarfsfall bis zu 6 m³/h angemischt werden können. Die Polymerzugabe in die Mischanlage erfolgte von Hand durch eine Öffnung im Deckel des Mischbehälters. Die erforderlichen Mengen je Charge wurden zuvor in einem geschlossenen Container auf einer Laborwaage abgewogen. Die angemischten Chargen wurden in einen Hochbehälter mit ca. 4 m³ Fassungsvermögen gepumpt, in dem stets eine ausreichende Puffermenge an Stützflüssigkeit vorgehalten werden sollte, um die zu erwartenden Verluste auszugleichen. In dem Hochbehälter wurde die Stützflüssigkeit durch ein Rührpaddel bei mäßiger Drehzahl kontinuierlich nachgemischt bzw. homogenisiert.

Die Bohrlöcher wurden mit einem Drehbohrgerät (BG 22 H) ausgeführt. Als Bohrwerkzeuge wurden sowohl ein Bohreimer als auch eine kurze Bohrschnecke vorgehalten. Der Durchmesser beider Werkzeuge betrug 520 mm. Es wurde angenommen, dass sich der planmäßige Bohrlochdurchmesser von 600 mm infolge der Auf- und Abwärtsbewegung des Bohrwerkzeugs einstellen würde.

Aus Gründen der Arbeitssicherheit und wegen der Verkehrslast des Bohrgeräts wurde eine Ansatzverrohrung vorgesehen, die jedoch lediglich bis 1,4 m unter GOK reichte, um für die Versuche eine möglichst lange unverrohrte Strecke zu behalten. Die Ansatzverrohrung hatte einen Innendurchmesser von 540 mm und wurde an der Oberseite an eine Stahlwanne (nachfolgend als Oberbecken bezeichnet) mit einer rechteckigen Grundfläche von 3,67 m² gekuppelt. Das Oberbecken hatte in erster Linie die Funktion, Spiegelschwankungen der Stützflüssigkeit durch das Ein- und Ausfahren des Bohrgestänges zu minimieren. Darüber hinaus sollten durch eine lange Abtropfphase des Bohrwerkzeugs über dem Becken die nicht quantifizierbaren Flüssigkeitsverluste mit dem Bohrgut gering gehalten werden. Die Unterseite des auf Stahlträgern montierten Oberbeckens lag 0,15 m über GOK, d.h. die Gesamtlänge der Ansatzverrohrung betrug 1,55 m.

Das Oberbecken konnte über eine Schlauchleitung mit Schieber im Freifall aus dem Hochbehälter befüllt werden. Anhand einer Messskala auf der Innenseite des Oberbeckens konnte beim Nachfüllen die Spiegeldifferenz protokolliert und daraus die jeweils zugegebene Flüssigkeitsmenge ermittelt werden.

Für die im Zuge des Betonierens verdrängten und aus dem Oberbecken abgepumpten Polymerlösungen stand ein Container mit einem Fassungsvermögen von 20 m³ bereit. Der Containerinhalt sollte jeweils durch einen Saugwagen abtransportiert werden. Auf die Entsorgung wird noch in Kapitel 8 eingegangen.

Im Rahmen der Versuche sollte ein Bohrloch vergleichsweise mit einer Bentonitsuspension gestützt werden. Für das Anmischen der Bentonitsuspension sollte dieselbe Mischanlage verwendet werden wie für das Anmischen der Polymerlösungen. Da angenommen wurde, dass mit dieser Mischanlage kein optimales Dispergieren des Bentonits erreicht werden würde, sollte dies durch eine längere Quellzeit zumindest teilweise kompensiert werden. Hierzu wurde ein weiterer 20 m³-Container bereitgehalten, in den die bereits 3 Tage vor der Pfahlherstellung angemischte Bentonitsuspension gepumpt wurde. Der Container hatte auf jeder Kopfseite einen Anschlussstutzen für eine Schlauchleitung, so dass ein Umwälzen der Suspension möglich war. Im Container war zudem eine Tauchwand angeordnet. Unterstützend wurde die Bentonitsuspension noch durch Einblasen von Kompressorluft durchmischt.

6.3.2 Versuchsablauf

Tabelle 6.4 gibt eine Übersicht der hergestellten Versuchspfähle mit den jeweils eingesetzten Stützflüssigkeiten. Die Konzentrationen wurden erst kurzfristig festgelegt, um die bei den zuvor hergestellten Pfählen gewonnenen Erkenntnisse berücksichtigen zu können.

Mit dem chargenweisen Anmischen der jeweils vorgesehenen Polymerlösung wurde ca. 1 h vor Bohrbeginn begonnen, so dass bei Bohrbeginn bereits mehrere Kubikmeter an Stützflüssigkeit im Hochbehälter bereitstanden. Es wurden alle angemischten Chargen sowie zweimal während des Bohrvorgangs auch der Inhalt des Hochbehälters beprobt und die Marsh-Zeiten der Proben bestimmt.

Tabelle 6.4: Übersicht Herstellung Versuchspfähle

Bezeichnung	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
Herstelldatum	MO, 30.03.	DI, 31.03.	MO, 06.04.	MI, 01.04.	DI, 07.04.	DO, 02.04.
Pfahltyp	Zugpfahl	Zugpfahl	Druckpfahl	Druckpfahl	Zugpfahl	Zugpfahl
Produkt	PAA	PAA	Bentonit (Tixoton)	XAN	CMC	XAN
Konzentration	6 g/l	2 g/l	50 g/l	2 g/l	4 g/l	4 g/l
Grundwasser	ca. 2,0 m unter GOK					

Vor Beginn des flüssigkeitsgestützten Bohrens wurde trocken bis in 1,4 m Tiefe vorgebohrt und die Ansatzverrohrung mit dem Oberbecken eingesetzt. In einem Fall wurde dabei beobachtet, dass im Sohlbereich etwas Boden nachgefallen war (also etwa in Höhe der Unterkante der Verrohrung und damit unterhalb der bindigen Zwischenschicht, vgl. Bohrprofil in Abbildung 6.2). Es ist nicht auszuschließen, dass dies bei mehreren Bohrlöchern aufgetreten ist, was die beim Freilegen der Pfähle (Abschnitt 6.5) festgestellten Aufweitungen in diesem Bereich teilweise mit erklären könnte.

Der eigentliche Versuch wurde mit dem Befüllen der Ansatzverrohrung und des Oberbeckens bis zur Sollhöhe gestartet. Der Bohrfortschritt wurde für die Herstellung von Pfahl P 1 wie im Prognosemodell gewählt (d.h. 4 h Bohren, 2 h Ruhezeit, vgl. Abschnitt 6.2.3). Aus organisatorischen Gründen wurde für alle weiteren Pfähle die für das Bohren vorgesehene Zeit halbiert. Die Ruhezeit

nach dem Erreichen der Endtiefe wurde auch bei den Pfählen P 2 – P 6 zu 2 h gewählt. Der Stützflüssigkeitsstand im Oberbecken wurde zwischen 0,1 m und 0,3 m, im Mittel etwa auf 0,2 m und damit ca. 2,25 m über dem Grundwasserstand gehalten und beim Nachfüllen von Stützflüssigkeit jeweils die Spiegeldifferenz protokolliert.

Der Geräteführer war angewiesen, das Bohrwerkzeug äußerst langsam zu ziehen und auch zu senken, um eine Verfälschung der Druckverhältnisse durch den so genannten Kolbeneffekt möglichst auszuschließen. Untersuchungen zu dieser Thematik finden sich u.a. bei ERNST (2001) und HARTUNG (1994). Speziell bei verrohrten Bohrungen kann an der Sohle eines Bohrlochs ein hydraulischer Grundbruch auftreten, wenn bei geringer Durchflussfläche zwischen Bohrwerkzeug und Verrohrung und zu hoher Ziehgeschwindigkeit des Bohrgestänges ein starker Druckabfall unterhalb des Bohrwerkzeugs verursacht wird. (In der Praxis erhalten die Bohrwerkzeuge aus diesem Grund vielfach eine zusätzliche Durchströmöffnung.) Im Fall der Bohrlochstützung mit Polymerlösungen ist die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs geringer. Einerseits strömt die Stützflüssigkeit hier nicht in einem Spalt zwischen Bohrwerkzeug und Verrohrung, sondern zwischen Bohrwerkzeug und Bohrlochwand nach. Falls dieser Spalt sehr eng ist, wird der angrenzende Boden aufgrund der hohen Fließgeschwindigkeit der Ausgleichströmung zwangsläufig etwas erodiert, wodurch sich der Bohrlochdurchmesser um ein gewisses Maß weiter ausbildet als der Durchmesser des Bohrwerkzeugs. Andererseits weist der Boden in der Bohrlochumgebung durch die eingedrungene Polymerlösung viskose Eigenschaften auf, so dass ein schlagartiges Versagen während eines kurzzeitigen Druckabfalls zusätzlich behindert wird.

Während des Bohrens wurden über die Messung der nachgefüllten Mengen an Stützflüssigkeit hinaus noch weitere Untersuchungen durchgeführt. So wurden aus dem Bohrloch Proben der Stützflüssigkeit genommen und untersucht sowie Absinktests im Oberbecken durchgeführt. Außerdem wurden Kaliberbestimmungen mit einer Ultraschall-Sonde Typ KODEN (KODEN ELECTRONICS CO., LTD., 2006) vorgenommen. Auf die einzelnen Messungen und allgemeine Beobachtungen wird im nachfolgenden Abschnitt eingegangen.

Nach der zweistündigen Standzeit wurde der Bewehrungskorb in das Bohrloch eingestellt. (Im Fall der für die Pfahlprobelastungen als Druckpfähle vorgesehenen Pfähle P 3 und P 4 wurde zunächst eine geringe Betonmenge in das dafür etwas tiefer abgeteufte Bohrloch gegeben, um ein Auflager für die Pfahlfußdosen, siehe Abschnitt 6.4.1, zu schaffen.) Anschließend wurde das Bohrloch im Kontraktorverfahren betoniert und die dabei verdrängte Menge an Stützflüssigkeit in den hierfür vorgesehen Container abgepumpt. In den Frischbeton der Pfähle P 1, P 2, P 5 und P 6 (Zugpfähle in den Pfahlprobelastungen) wurden nach dem Betonieren noch GEWI-Stäbe eingestellt, die bei den Pfahlprobelastungen für die Kraftübertragung zwischen Pfahl und Traverse sorgen sollten.

6.3.3 Messungen und Beobachtungen

Anmischen der Stützflüssigkeiten

Tabelle 6.5 gibt eine Übersicht über die insgesamt angemischten Mengen an Stützflüssigkeit. Diese beinhalten jedoch auch die nicht verwendeten Puffermengen und liegen daher über dem tatsächlichen Verbrauch, auf den später eingegangen wird.

Tabelle 6.5: Zusammenfassung Mischanlage

Datum	Pfahl	Produkt und Konzentration	Chargen gemischt	Polymer (Bentonit) je Charge [g]	Wasser je Charge [l]	Polymer (Bentonit) gesamt [kg]	Wasser gesamt [m³]
30.03.	P1	PAA 6 g/l	14	3.600	600	50,4	8,4
31.03.	P2	PAA 2 g/l	18	1.200	600	21,6	10,8
01.04.	P4	XAN 2 g/l	14	1.200	600	16,8	8,4
02.04.	P6	XAN 4 g/l	10	2.400	600	24,0	6,0
03.04. *	P3	Tixoton 50 g/l (Bentonit)	30	25.000	500	750,0	15,0
07.04.	P5	CMC 4 g/l	11	2.400	600	26,4	6,6

* Anmischen erfolgte am 03.04. um eine längere Quellzeit zu ermöglichen, Pfahlherstellung am 06.04.

Die Mischzeit betrug bei allen Chargen 5 min. Hierzu zählte auch die Zugabe des Polymers in den Mischbehälter, was ca. 30 s Zeit in Anspruch nahm. Von jeder angemischten Charge (bzw. jeder fünften Charge im Fall von Bentonit bei Pfahl P 3) wurde eine Probe genommen und die Marsh-Zeit t_M bestimmt, bevor die Charge aus der Mischanlage in den Hochbehälter gepumpt wurde. Tabelle 6.6 enthält eine Übersicht der ermittelten Marsh-Zeiten. Die Marsh-Zeit $t_{M,1500}$ für 1500 ml wurde im Rahmen der Feldversuche nicht bestimmt.

Tabelle 6.6: Marsh-Zeiten der angemischten Chargen

Pfahl	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
Produkt	PAA	PAA	Bentonit	XAN	CMC	XAN
Konzentration [g/l]	6	2	50	2	4	4
Maximalwert t_M [s]	288	67	33	41	55	52
Minimalwert t_M [s]	190	60	32	37	49	48
Mittelwert t_M [s]	225 *	63	32	38	52	50
Variationskoeffizient [%]	13,7 *	3,9	1,6	2,9	3,7	2,6

* Es wurden zwei Werte nicht berücksichtigt, die deutlich nach oben abwichen. Es ist möglich, dass der Auslauf des Trichters durch Bodenpartikel oder verklumptes Polymer verstopft war.

Für die Bentonitsuspension (Pfahl P 3) wurden außer der Marsh-Zeit jeweils auch die Fließgrenze τ_F mit der Kugelharfe und die Suspensionsdichte ρ_F mit der Spülungswaage bestimmt. Die Fließgrenze betrug bei allen beprobten Chargen 8 N/m^2 (Kugel 1 schwimmend, Kugel 2 eingetaucht), die Suspensionsdichte $1,03 \text{ g/cm}^3$. Nach einstündigem Umwälzen im Vorratscontainer und Einblasen von Kompressorluft (vgl. Abschnitt 6.3.1) war die Fließgrenze zunächst auf 12 N/m^2 angestiegen (Kugel 2/3 bei unveränderter Dichte), die Marsh-Zeit wurde zu 37 s bestimmt.

Bei einem Vergleich der Werte der Tabelle 6.6 mit den im Rahmen der Voruntersuchungen bestimmten Laborwerten (Tabelle 6.3) fällt auf, dass die im Labor erreichten Marsh-Zeiten beim Anmischen vor Ort in allen Fällen unterschritten wurden. Am deutlichsten ist der Unterschied bei den mit PAA hergestellten Lösungen. Die geringste Abweichung wurde bei XAN 2 g/l mit 38 s zu 40 s festgestellt. Die Temperatur der vor Ort untersuchten Proben lag aufgrund des verwendeten An-

mischwassers in etwa bei 10 °C, so dass temperaturbedingt eher eine Zunahme der Marsh-Zeiten gegenüber den bei 20 °C temperierten Laborproben zu erwarten gewesen wäre (vgl. Abschnitt 5.5.2). Als Ursachen kommen insbesondere ein nicht vollständiges Auflösen der Polymere oder eine mechanische Schädigung der Polymerketten durch zu hohe Scherraten in der Mischanlage in Frage, möglicherweise auch eine Kombination beider Ursachen. Ein unvollständiges Auflösen konnte dem Augenschein nach bestätigt werden, da zumeist Verklumpungen (auch „Fischaugen“ genannt) zu sehen waren. Diese traten allerdings eher vereinzelt auf, so dass ein allzu großer Einfluss nicht zu vermuten war.

Neben der Beprobung der Chargen direkt aus der Mischanlage wurde je Bohrloch auch zweimal eine Probe aus dem Hochbehälter entnommen und die Marsh-Zeit gemessen. (Ausnahme: Bei der Herstellung von Pfahl P 3 wurde die Bentonitsuspension aus dem Vorratscontainer entnommen und der Hochbehälter nicht verwendet.) Der Inhalt des Hochbehälters bestand dabei stets aus mehreren Chargen, die zudem durch das kontinuierliche Rühren bei geringer Drehzahl homogenisiert und – sofern beispielsweise in der Mischanlage einzelne Verklumpungen aufgetreten waren – ggf. auch zusätzlich gelöst wurden. Es war daher zu erwarten, dass die gemessenen Werte, deren Mittelwerte in Tabelle 6.7 dargestellt sind, mindestens denen direkt nach dem Anmischen entsprachen bzw. auch darüber liegen würden.

Tabelle 6.7: Marsh-Zeiten von Proben aus dem Hochbehälter und abgeleitete Modellparameter

Pfahl	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
Produkt	PAA	PAA	Bentonit (Hochbehälter nicht verwendet)	XAN	CMC	XAN
Konzentration [g/l]	6	2		2	4	4
Mittelwert t_M [s]	220	67		40	59	53
effektive Konzentration [g/l]	3,50	1,38		2 *	3,64	3,31
K effektiv [Pa · s]	0,46	0,032		1,03	0,66	2,32
m effektiv [-]	0,73	0,88		0,34	0,63	0,18

* Der im Feld bestimmte Mittelwert der Marsh-Zeit entsprach exakt dem Laborwert für die Konzentration von 2 g/l, so dass dieser Wert auch für die effektive Konzentration angesetzt wird (statt eines aus der Regressionsfunktion abgeleiteten Werts).

Die Marsh-Zeiten der aus dem Hochbehälter entnommenen Proben lagen jeweils über denen der direkt aus der Mischanlage entnommenen Proben (am deutlichsten bei CMC, 4 g/l, Pfahl P 5). Die einzige Ausnahme war die Polymerlösung PAA, 6 g/l bei Pfahl P 1, bei der im Mittel geringere Marsh-Zeiten bestimmt wurden. Allerdings war der Unterschied nicht erheblich (220 s zu 225 s) und die Streuung der rheologischen Messwerte bei dieser Lösung ohnehin am ausgeprägtesten (vgl. Tabelle 6.6). Die Bentonitsuspension (Pfahl P 3) wurde direkt aus dem Vorratscontainer entnommen, in den sie 3 Tage zuvor gepumpt worden war (Anmischen freitags, Pfahlerstellung montags). Unmittelbar vor Bohrbeginn wurde eine Probe untersucht und wies eine Fließgrenze τ_F von 16 N/m² (Kugel 3/4, Dichte 1,03 g/cm³) und eine Marsh-Zeit t_M von 39 s auf.

Für die nachfolgend vorgestellten Gegenrechnungen des Stützflüssigkeitsverbrauchs anhand des Ostwald-de Waele-Modells wurden die Modellparameter K und m benötigt. Hierzu wurden anhand der in Tabelle 6.7 angegebenen gemessenen Marsh-Zeiten und der in Abbildung 6.11 angegebenen Regressionsfunktionen für die Abhängigkeit von Polymerkonzentration und Marsh-Zeit im La-

bor „effektive“ Konzentrationen errechnet. Als solche wurden die Konzentrationen definiert, die beim Anmischen unter Laborbedingungen die gemessenen Marsh-Zeiten ergeben hätten. Anhand dieser effektiven Konzentrationen wurden dann mit den in Abbildung 6.10 angegebenen Regressionsfunktionen für die Abhängigkeit von Polymerkonzentration und In-situ-Parametern des Ostwald-de Waele-Modells entsprechend der ergänzenden 1D-Strömungsversuche die Eingangswerte $K_{effektiv}$ und $m_{effektiv}$ für die Gegenrechnungen abgeleitet. Dieses Vorgehen ist physikalisch begründbar, wenn die geringeren Konzentrationen im Feld auf einen beeinträchtigten Lösungsvorgang (einschließlich eventueller Verklumpungen) in der Mischanlage zurückzuführen sind, wodurch die effektiven Konzentrationen geringer sind, als dies jeweils der zugegebenen Menge an Polymer entspricht. Für den Fall, dass die Verschlechterung der rheologischen Eigenschaften zumindest teilweise auf eine Schädigung der Polymerketten durch hohe Scherraten in der Mischanlage zurückzuführen wäre (was nicht ausgeschlossen werden kann), stellt das Vorgehen einen rein empirischen Ansatz dar.

Beprobung der Stützflüssigkeiten aus dem Bohrloch

Die Stützflüssigkeiten wurden auch während des Bohrvorgangs kontrolliert. Hierzu wurden unmittelbar nach Erreichen der halben Endtiefe (5,0 m), der Endtiefe (10,0 m) sowie am Ende der zweistündigen Standzeit zwischen Bohren und Betonieren jeweils Proben der Stützflüssigkeit aus dem Bohrloch entnommen. Die Entnahme erfolgte jeweils etwa auf der halben aktuellen Bohrtiefe, d.h. bei 2,5 m bzw. 5,0 m. An den entnommenen Proben wurden die Marsh-Zeit, der Sandgehalt (volumetrischer Anteil der Körner mit einem Durchmesser $> 75 \mu m$) nach API (2003) sowie der Massenanteil an Feststoffen in der Stützflüssigkeit insgesamt bestimmt (siehe Tabelle 6.8). Zur Bestimmung des Feststoffanteils wurden die Proben im Ofen bei $200^\circ C$ getrocknet. Die so ermittelten Feststoffgehalte enthalten neben den Massenanteilen suspendierter Bodenpartikel auch noch die Massenanteile der Polymere selbst. Diese betrugen je nach Ausgangskonzentration zwischen max. 0,2 % und max. 0,6 % (evtl. auch weniger, falls aufgrund der hohen Temperaturen ein Massenverlust durch Übergang in die gasförmige Phase stattgefunden haben sollte).

Tabelle 6.8: Untersuchung von Stützflüssigkeitsproben aus dem Bohrloch

Pfahl		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
Produkt		PAA	PAA	Bentonit	XAN	CMC	XAN
Konzentration [g/l]		6	2	50	2	4	4
5,0 m Bohrtiefe	t_M [s]	208	66	38	40	58	50
	Sandgehalt [Volumen-%]	0,8	0,3	1,0	2,5	1,2	1,0
	Feststoffgehalt [Massen-%]	1,5	0,7	--	1,7	3,4	2,0
10,0 m Bohrtiefe	t_M [s]	192	67	39	39	63	50
	Sandgehalt [Volumen-%]	1,6	0,4	1,0	n.b. *	1,5	0,8
	Feststoffgehalt [Massen-%]	2,6	0,3	--	1,4	3,5	1,9
vor Betonieren	t_M [s]	188	68	39	n.b. *	61	52
	Sandgehalt [Volumen-%]	0,5	0	1,2	$< 0,1$	0	0,2
	Feststoffgehalt [Massen-%]	1,1	0,2	--	0,3	0,4	0,7

* Werte wurden nicht bestimmt

An der Bentonitsuspension für die Herstellung von Pfahl P 3 wurde bei allen Proben eine Fließgrenze von 16 N/m^2 (Kugel 3/4 bei einer Dichte von $1,06 \text{ g/cm}^3$ in den ersten beiden Messungen und $1,05 \text{ g/cm}^3$ vor dem Betonieren) bestimmt. Die Ermittlung eines Feststoffgehalts war in diesem Fall nicht sinnvoll.

Die Messergebnisse zeigen während des Bohrvorgangs generell erhöhte Sand- bzw. Feststoffgehalte, die nach der Ruhezeit wieder deutlich abnehmen. Interessant ist, dass der Sandgehalt der Bentonitsuspension geringer ist, als bei einigen Messungen an Polymerlösungen. Der Sandgehalt in der Bentonitsuspension ging allerdings anders als bei den Polymerlösungen nach der Ruhezeit nicht zurück. Die Marsh-Zeiten der Proben waren aufgrund der eingeschlossenen, auch optisch gut erkennbaren suspendierten Bodenpartikel tendenziell höher erwartet worden als für die aus dem Hochbehälter entnommenen Proben. Die bestimmten Marsh-Zeiten lagen aber in einer gleichen Größenordnung. Teilweise waren die Marsh-Zeiten der aus dem Bohrloch entnommenen Proben sogar geringfügig niedriger. Es ist vorstellbar, dass dies auf eine leichte Konzentrationsabnahme der Stützflüssigkeit im Bohrloch als Folge einer Vermischung mit Grundwasser an der Bohrlochsohle zurückzuführen ist. Außerhalb des vom Bohrwerkzeugs frisch aufgeschlossenen Bereichs im Bohrlochtiefsten kann eine solche Vermischung jedoch ausgeschlossen werden, da selbst bei hohen Grundwasserfließgeschwindigkeiten die Strömung infolge des Überdrucks im Bohrloch stets von diesem weg orientiert ist.

Die Temperaturen der Stützflüssigkeiten im Bohrloch wurden stichprobenhaft gemessen und lagen zwischen minimal 6 °C und maximal 11 °C , in den meisten Fällen zwischen 8 °C und 10 °C . Die Temperatur des Grundwassers betrug ebenfalls ca. 10 °C , vgl. Grundwasseranalysen in Abschnitt 8.2.3. Ein Temperatenausgleich zwischen Grundwasser und Stützflüssigkeit war deshalb zu vernachlässigen. Kontrollmessungen an Proben aus dem Hochbehälter zeigten vergleichbare Temperaturen wie bei den aus dem Bohrloch genommenen Proben. Die Vergleichbarkeit mit den im Labor eingesetzten Polymerlösungen war über die Ermittlung der zuvor erläuterten effektiven Konzentrationen gegeben, in deren Bestimmung der Temperatureinfluss bereits mit einging. Der Einfluss der Temperaturschwankungen im Feld auf die Vergleichbarkeit der Versuche untereinander wurde gegenüber anderen Einflüssen als unbedeutend angesehen.

Stützflüssigkeitsverbrauch

Abbildung 6.15 bis Abbildung 6.20 zeigen die gemessenen sowie die anhand des Ostwald-de Waele-Modells mit In-situ-Parametern (Parameter abgeleitet anhand der effektiven Konzentrationen) gegengerechneten Stützflüssigkeitsverluste. Außerdem sind jeweils die tatsächliche und die für die Berechnung idealisierte Entwicklung der Bohrtiefe dargestellt.

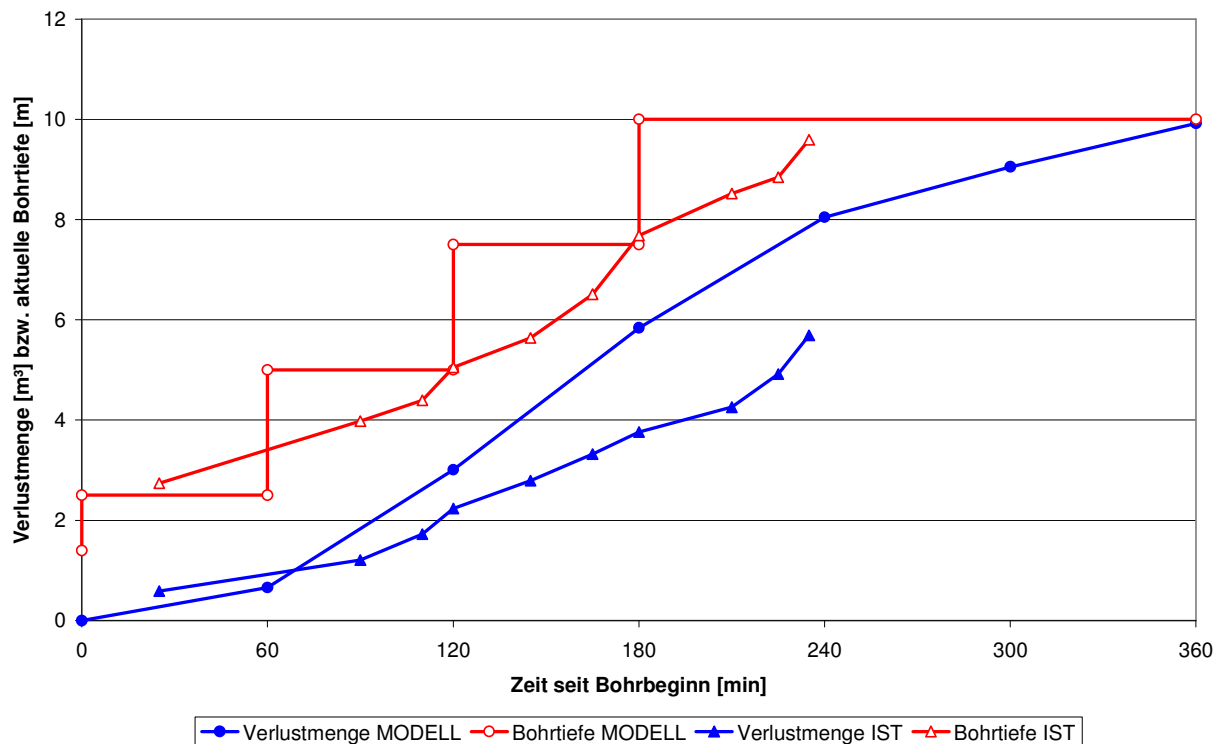


Abbildung 6.15: Messung und Gegenrechnung des Stützflüssigkeitsverlusts für Pfahl P 1

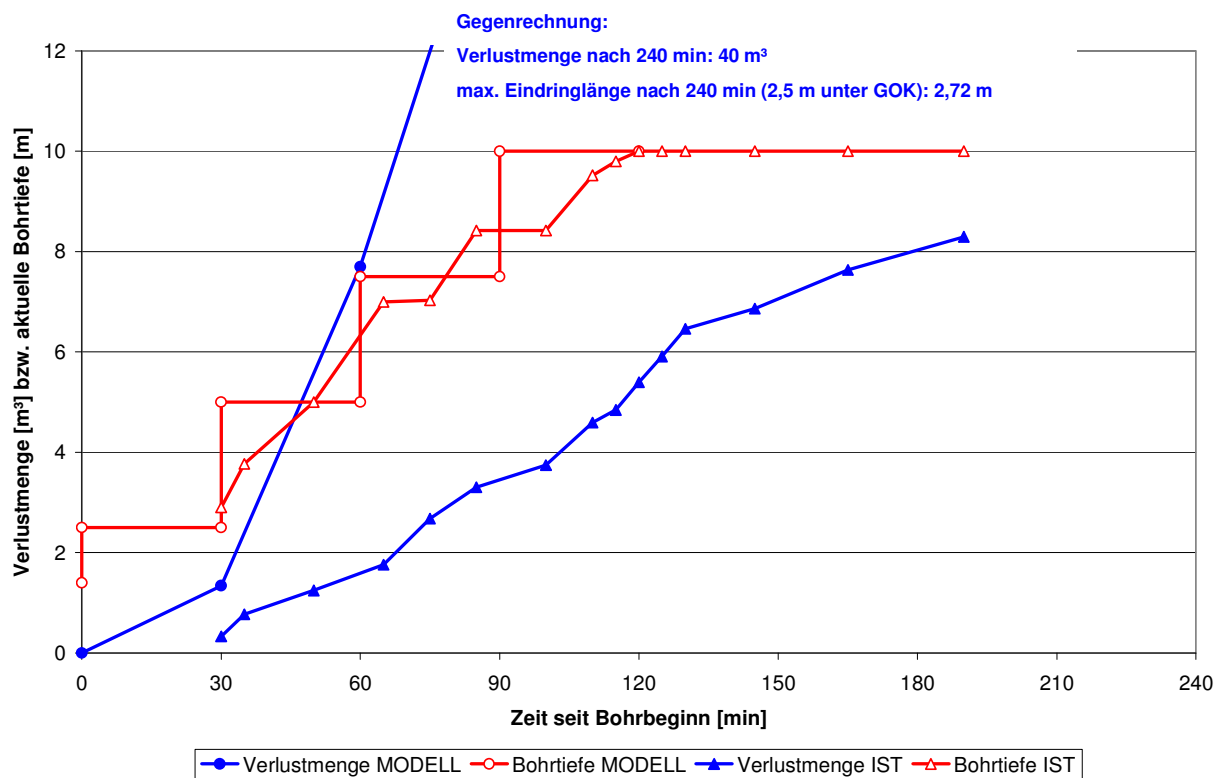


Abbildung 6.16: Messung und Gegenrechnung des Stützflüssigkeitsverlusts für Pfahl P 2

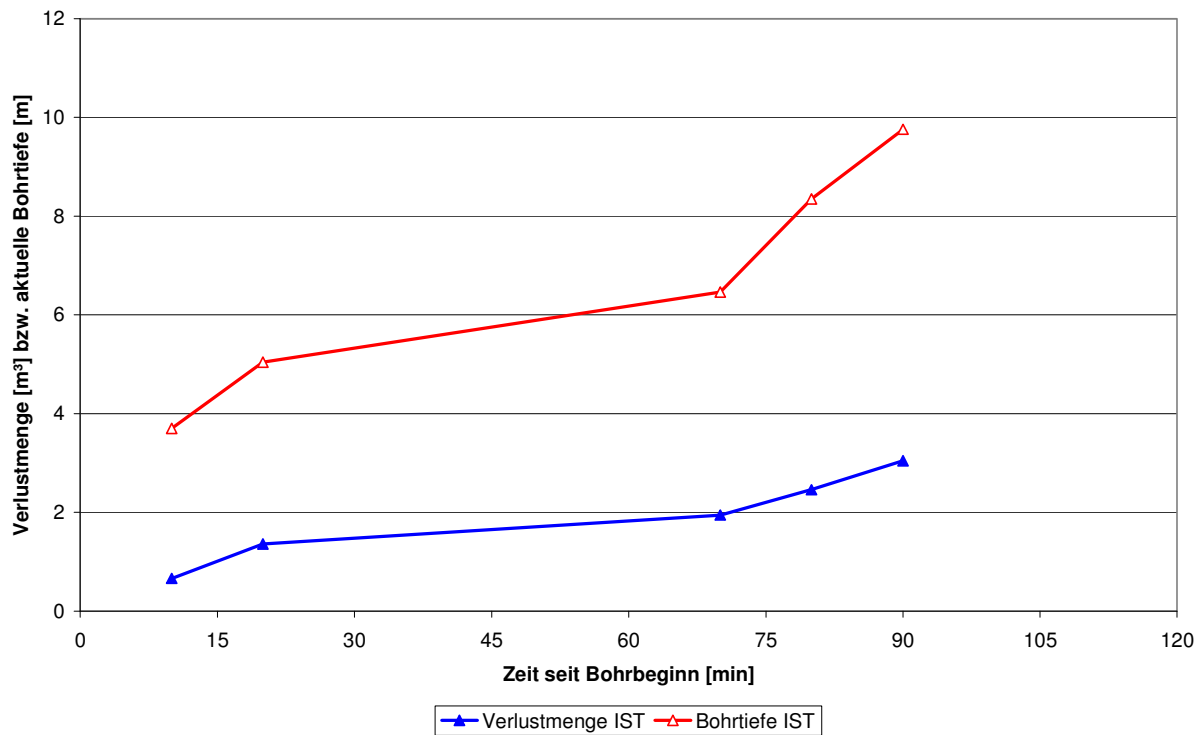


Abbildung 6.17: Messung des Stützflüssigkeitsverlusts für Pfahl P 3 (Bentonit)

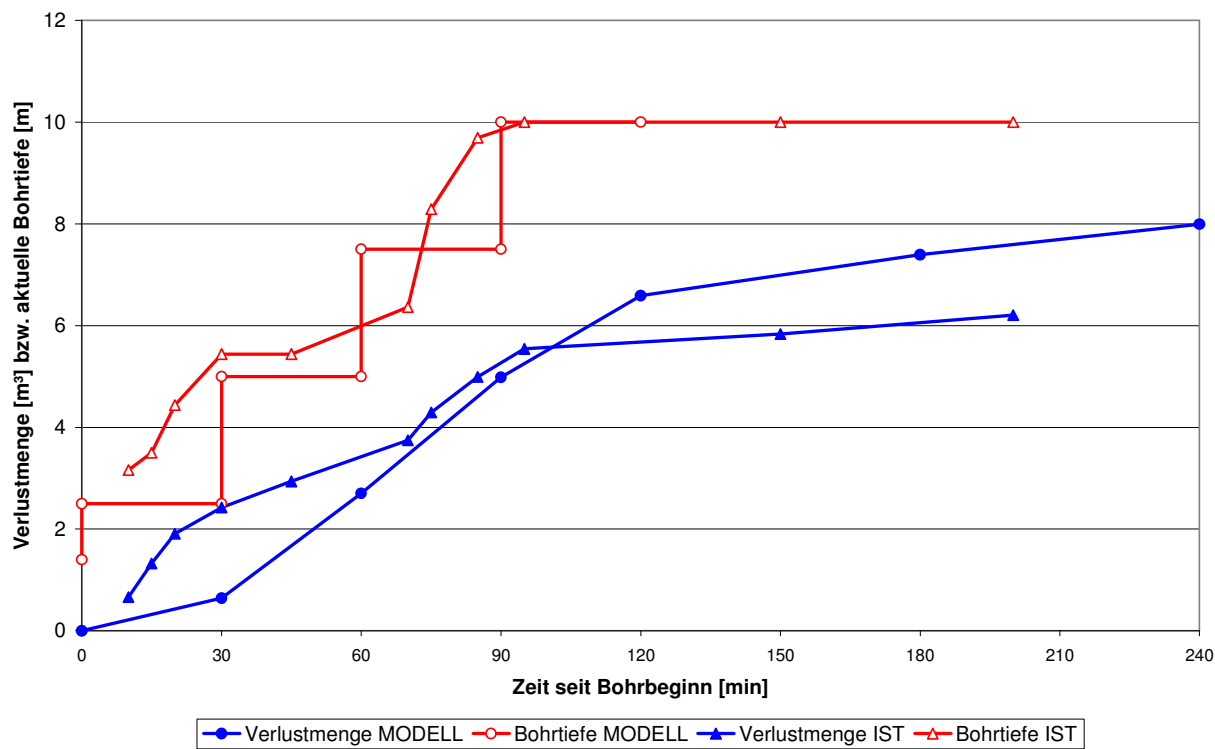


Abbildung 6.18: Messung und Gegenrechnung des Stützflüssigkeitsverlusts für Pfahl P 4

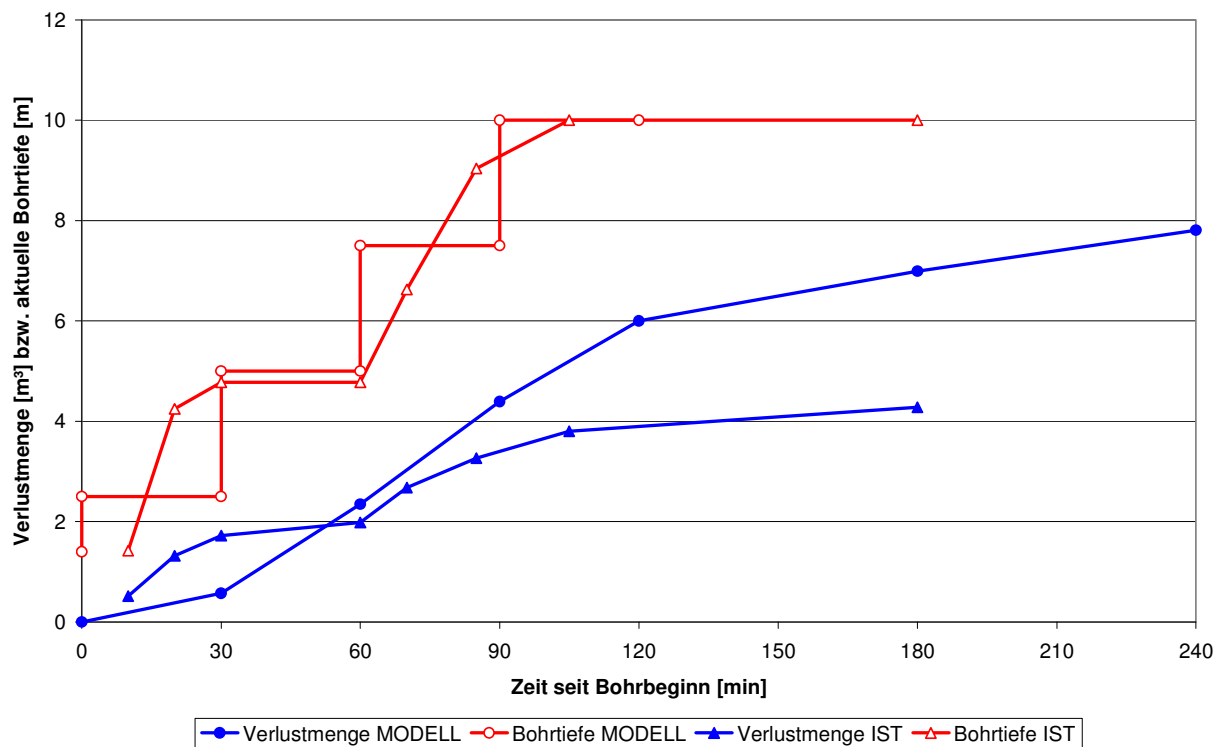


Abbildung 6.19: Messung und Gegenrechnung des Stützflüssigkeitsverlusts für Pfahl P 5

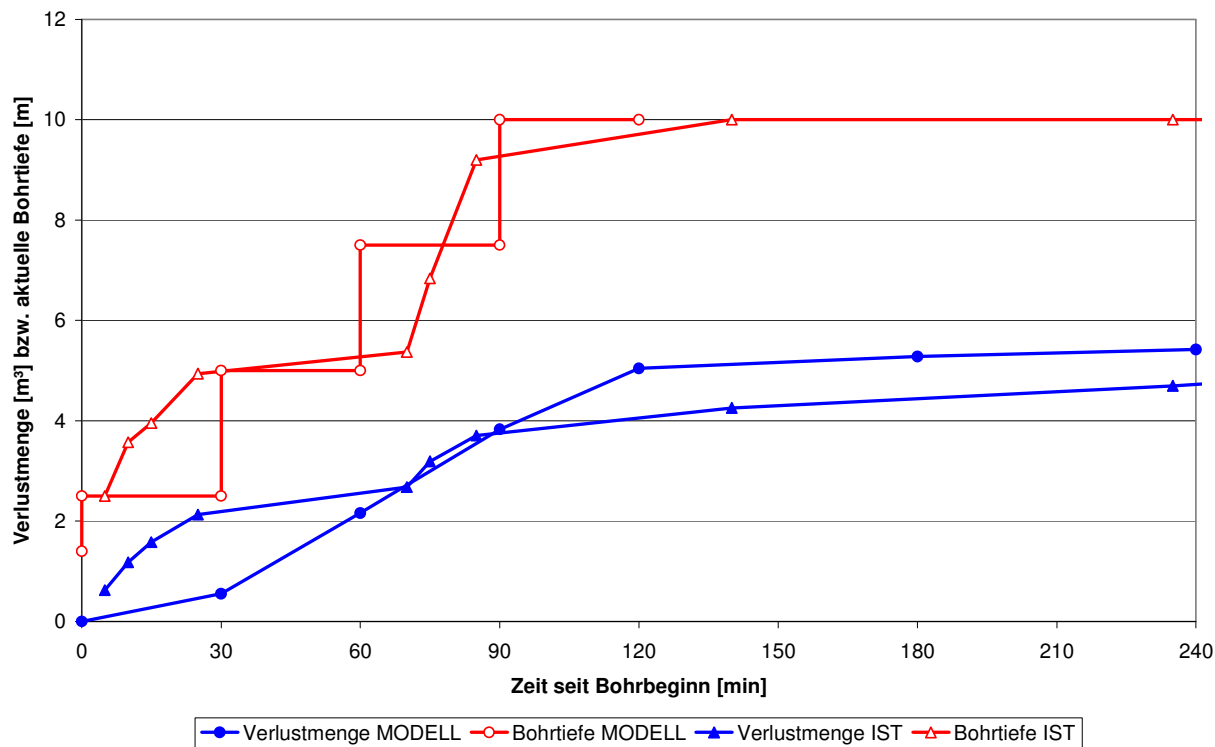


Abbildung 6.20: Messung und Gegenrechnung des Stützflüssigkeitsverlusts für Pfahl P 6

Die berechneten Stützflüssigkeitsverluste liegen abgesehen von Versuch P 6 in der gleichen Größenordnung wie die gemessenen Verluste. Auffällig ist jedoch, dass die gemessenen Flüssigkeitsverluste mit zunehmender Versuchsdauer geringer sind als die berechneten. Dies wird besonders deutlich, wenn nur das jeweils in den Baugrund eingedrungene Flüssigkeitsvolumen betrachtet wird, vom Gesamtverlust an Stützflüssigkeit also die Anteile abgezogen werden, mit denen lediglich das Bohrloch aufgefüllt wird bzw. die dem Bohrgut anhaften. Diese Anteile summieren sich bis zur Endtiefe auf ca. $2,9 \text{ m}^3$ auf und sind in den angegebenen Verlustmengen (Messung und Gegenrechnung) stets mit enthalten.

Die Abweichungen können einerseits darauf zurückzuführen sein, dass die Durchlässigkeit des Baugrunds etwas geringer ist als in den Gegenrechnungen angesetzt. Einen wesentlichen Anteil an der Reduktion des Stützflüssigkeitsverlustes hat jedoch vermutlich auch der in Abschnitt 3.5.1 thematisierte Einfluss der Filtration, d.h. des Einströmens von Schwebpartikeln, welche infolge des Bohrvorgangs in die Flüssigkeit eingetragen worden waren, in die Bohrlochumgebung. Der Baugrund bot hierzu ausreichend Material im Sand- und Schluffkornbereich an, das wie zuvor beschrieben auch in den Stützflüssigkeiten festgestellt wurde und problemlos in die Porenkanäle der Kiese eindringen konnte, bis es an Engstellen zurückgehalten wurde. Es ist anzunehmen, dass die Durchlässigkeit in der Bohrlochumgebung dadurch deutlich reduziert wurde. (In den im Labor durchgeführten 1D-Strömungsversuchen waren die Polymerlösungen stets klar, so dass keine Filtration auftrat.)

Absinktests

Nach Erreichen der halben Endtiefe (5,0 m), der Endtiefe (10,0 m) sowie am Ende der zweistündigen Standzeit zwischen Bohren und Betonieren wurde im Oberbecken das allmähliche Absinken der Stützflüssigkeit beobachtet und protokolliert, um eine Verlustrate zu ermitteln, die nicht vom Bohrbetrieb beeinflusst war und ausschließlich aus dem Eindringen der Stützflüssigkeit in die Bohrlochumgebung resultierte. Insbesondere dienten die Absinktests der Abschätzung des bis zum Betonieren jeweils noch benötigten Stützflüssigkeitsvolumens mit dem Ziel, stets ein ausreichendes Puffervolumen im Hochbehälter vorzuhalten, gleichzeitig aber das später zu entsorgende Restvolumen zu minimieren. Die Ergebnisse der Absinktests sind in Tabelle 6.9 dargestellt.

Tabelle 6.9: Absinktests im Oberbecken

Pfahl	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
Produkt	PAA	PAA	Bentonit	XAN	CMC	XAN
Konzentration [g/l]	6	2	50	2	4	4
Verlust [m^3/h] bei 5,0 m Bohrtiefe	1,1	0,7	0,4	1,3	0,6	0,4
Verlust [m^3/h] bei 10,0 m Bohrtiefe	0,4	4,0	0	1,1	0,2	0,2
Verlust [m^3/h] vor Betonieren	0,1	1,5	0	0,4	0,2	0,2

Die Absinktests vor dem Betonieren zeigen bei P 2, P 4 und P 6 eine gute Übereinstimmung mit den Verlustmessungen. Bei P 1 und P 5 enthalten die Verlustmessungen keine zwei Messwerte nach Erreichen der Endtiefe. Die Verlustmessungen zeigen daher infolge des Auffüllens des Bohrlochvolumens und der Verluste am Aushub höhere Verluste als die Absinktests.

Bohrwerkzeuge

Standardmäßig wurde für das Bohren ein Bohreimer verwendet. Bei den Bohrungen für die Pfähle P 1 und P 2 wurde zusätzlich das Bohren mit einer kurzen Bohrschnecke untersucht. Hierbei zeigte sich (siehe auch Foto im Anhang), dass aufgrund der verklebenden Wirkung der Polymerlösung auch feinkornarme Kiese gut auf der Schnecke liegen blieben. Allerdings verstärkte sich bei Verwendung der Schnecke tendenziell der Nachfall im Bohrloch (feststellbar durch eine geringere Bohrlochtiefe beim erneuten Absenken des Bohrwerkzeugs bis zur Sohle nach einem vorangegangenen Hub). Bei den Pfählen P 3 bis P 6 wurde ausschließlich der Bohreimer eingesetzt.

Kalibermessungen

Das Kaliber der flüssigkeitsgestützt hergestellten Bohrlöcher wurde während der Ruhezeit vor dem Betonieren mit einer KODEN-Ultraschall-Sonde bestimmt (KODEN ELECTRONICS CO., LTD., 2006). Hierdurch sollte insbesondere festgestellt werden, ob bei einem Bohrloch lokale oder auch größere Nachbrüche aufgetreten waren und in welcher Größenordnung sich der Bohrlochdurchmesser im Mittel eingestellt hatte.

Mit dem KODEN-Gerät wird das Bohrloch in zwei senkrecht zueinander stehenden Ebenen ausgemessen. Die aufgezeichneten Messsignale erfordern eine Interpretation. Die Auswertung wurde daher zusammen mit einem Messtechniker von Bilfinger Berger vorgenommen, der über eine langjährige Erfahrung mit dem Gerät verfügt. Abbildung 6.21, Abbildung 6.22 und Abbildung 6.23 zeigen die anhand der Messergebnisse konstruierten Verläufe der Bohrlochwandungen (in jeweils zwei Messebenen) für alle sechs Bohrlöcher.

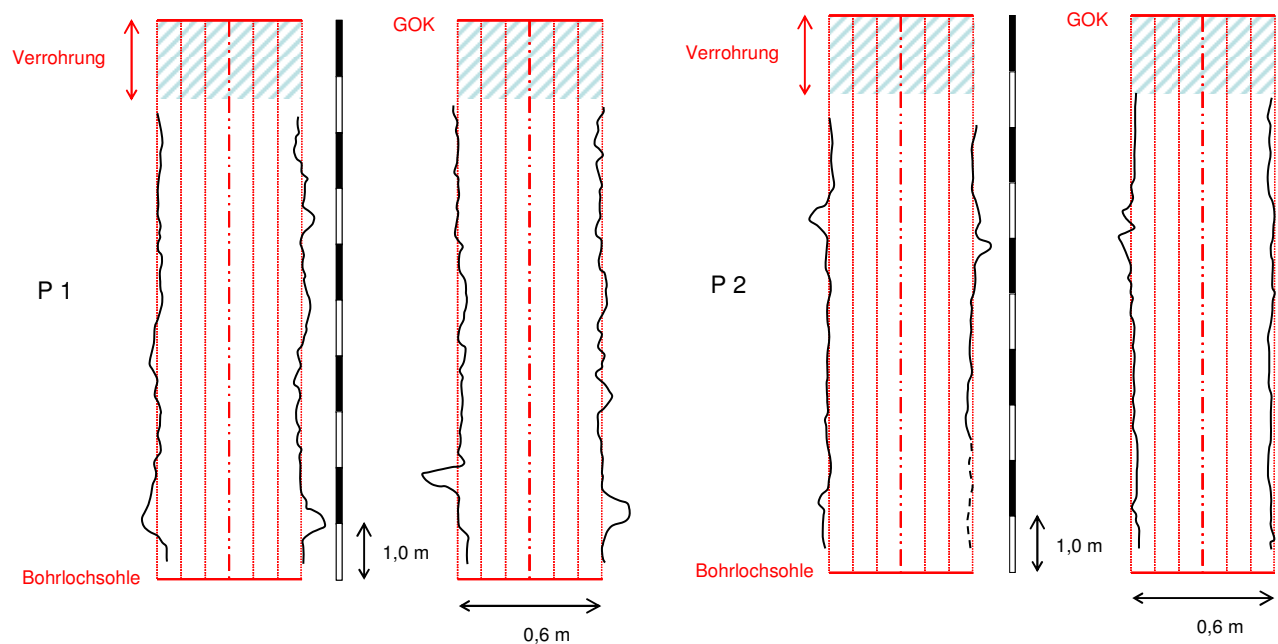


Abbildung 6.21: KODEN-Messungen Pfähle P 1 und P 2 (PAA 6 g/l bzw. 2 g/l)

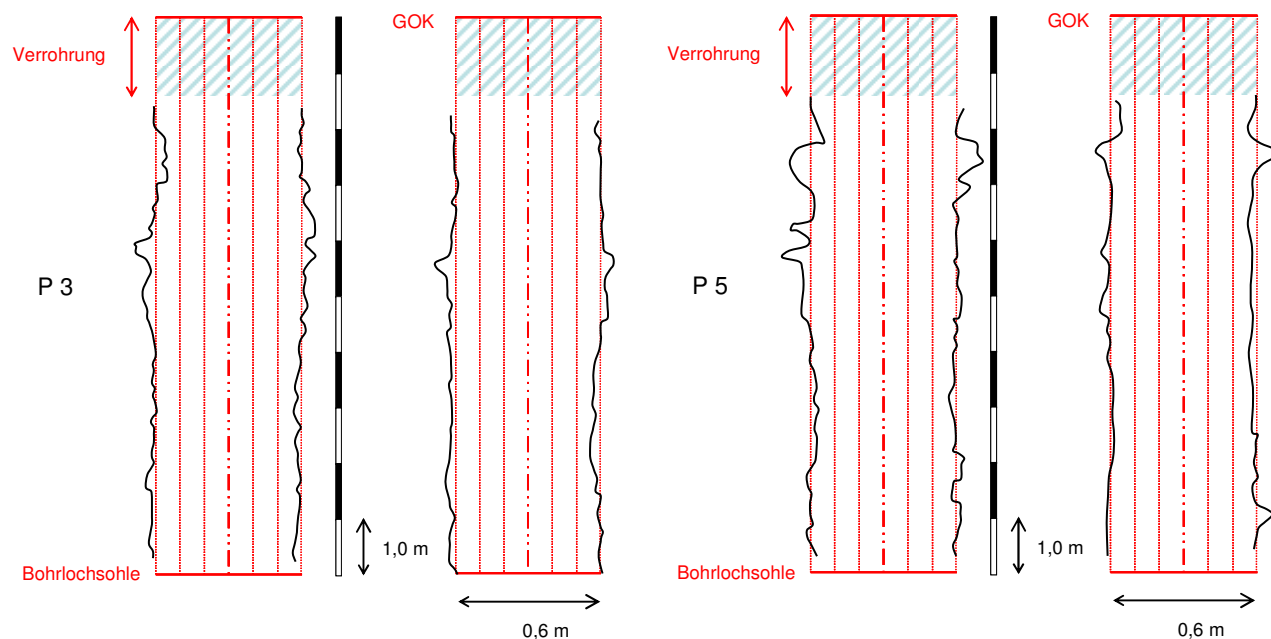


Abbildung 6.22: KODEN-Messungen Pfähle P 3 und P 5 (Bentonit 50 g/l bzw. CMC 4 g/l)

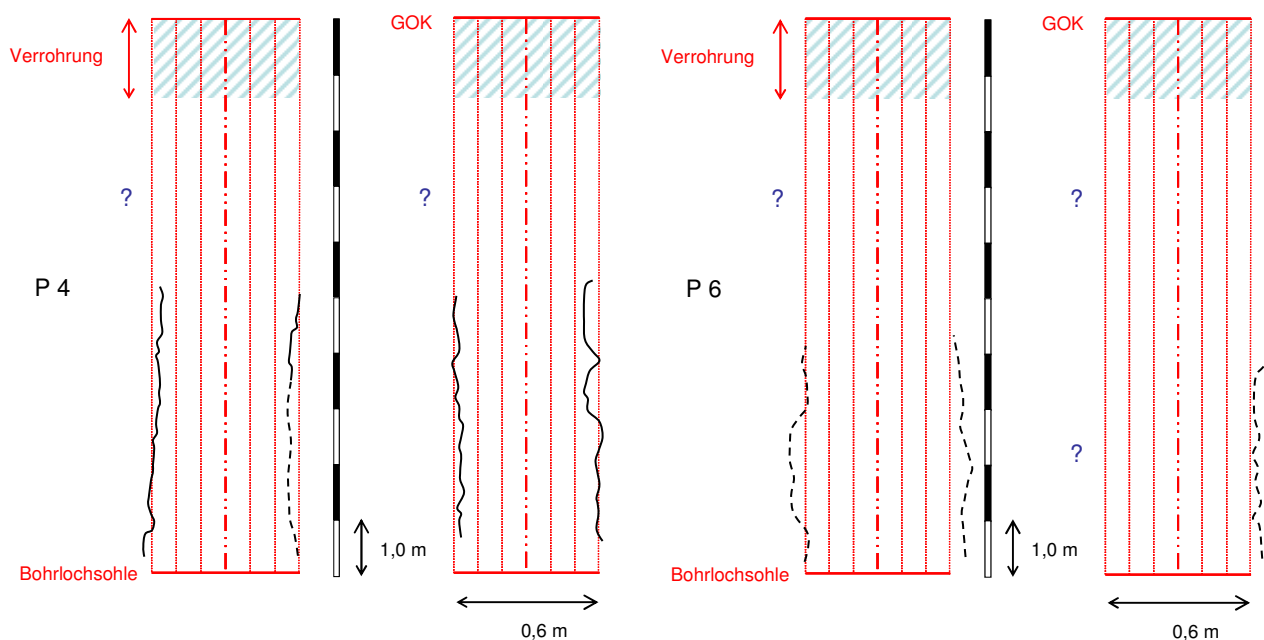


Abbildung 6.23: KODEN-Messungen Pfähle P 4 und P 6 (XAN 2g/l bzw. 4 g/l)

Der Bohrlachdurchmesser lag im Mittel bei etwa 0,60 m, wobei die mit der Sonde gemessenen Distanzen (Radien) meist zwischen 0,25 m und 0,35 m variierten. Bei einzelnen Nachbrüchen zeigten sich Bohrlachradien von bis zu ca. 0,45 m. Eine bevorzugte Tiefenlage bzw. Bodenschicht für diese Nachbrüche war nicht zu erkennen.

Bei den mit Xanthanlösung gestützten Bohrlöchern (P 4 und P 6) konnte in der oberen Bohrlochhälfte kein Signal gemessen werden. Es wird vermutet, dass dies auf die große Anzahl eingeschlossener Luftblasen zurückzuführen ist, die bei diesem Polymer bereits im Rahmen der Laborversuche festgestellt worden waren.

Betonieren

Beim Betonieren der Pfähle wurde das ins Bohrloch eingebrachte Betonvolumen über die Differenz aus bestellter Betonmenge (jeweils 4 m^3) und Restmenge im Lieferfahrzeug grob abgeschätzt. Dies ergab jeweils etwa $3,5 \text{ m}^3$ bei einer Bohrloch Kubatur von ca. $2,8 \text{ m}^3$ für angenommene Pfahldurchmesser von im Mittel ca. $0,60 \text{ m}$ (vgl. KODEN-Messungen). Auch unter Berücksichtigung geringer Überbetonmengen (Betonieren über die planmäßige Pfahlkopfhöhe hinaus) lagen die sich aus dem geschätzten Betonverbrauch ergebenden Bohrlochdurchmesser (ca. $0,65 \text{ m}$ für angenommene $3,3 \text{ m}^3$ Beton) eindeutig über den durch die KODEN-Messungen ermittelten Durchmessern. Es war daher anzunehmen, dass Beton in die Bohrlochumgebung eingedrungen sein musste. Dies konnte im Rahmen der Pfahlfreilegung (Abschnitt 6.5) bestätigt werden.

Das Betonieren des zuerst hergestellten Pfahls P 1 bereitete einige Schwierigkeiten. Bei einem ersten Versuch nach dem planmäßigen Abwarten der Ruhezeit steifte der Beton rasch an. Das Kontraktorrohr konnte zwar noch angehoben, aber nicht mehr in die zu diesem Zeitpunkt ca. 2 m hohe Frischbetonsäule abgesenkt werden. Der Bewehrungskorb wurde daraufhin einschließlich des darin versteiften Betons geborgen und für eine erneute Verwendung gereinigt (siehe auch Fotos im Anhang).

Das Bohrloch wurde dann über Nacht polymergestützt offen stehen gelassen. Innerhalb von 12 h wurde dabei anhand des Flüssigkeitsstandes im Oberbecken ein Verlust von ca. $1,3 \text{ m}^3$ festgestellt. Der Flüssigkeitsstand im Oberbecken lag dabei im Mittel etwa bei $2,55 \text{ m}$ ($0,3 \text{ m}$ höher als während der Versuche), da ein zu weites Absinken des Spiegels über Nacht vermieden werden sollte.

Anschließend wurde ein zweiter Betonierversuch begonnen. Hierbei waren keine Änderungen hinsichtlich des Vorgehens gegenüber dem ersten Versuch vorgenommen worden. Bei diesem Versuch traten erneut die zuvor geschilderten Probleme auf, so dass das Betonieren wieder abgebrochen und der Bewehrungskorb geborgen werden musste.

Daraufhin wurde beschlossen, vor einem dritten Versuch die Stützflüssigkeit im Bohrloch gegen Wasser auszutauschen. Aus dem wassergefüllten Bohrloch wurden in einem Zeitraum von über einer Stunde keine merklichen Verluste beobachtet. Dies ist keineswegs verwunderlich, da bei mit Polymerlösung gefülltem Porenraum in der Bohrlochumgebung die Viskosität der im Bohrloch befindlichen Flüssigkeit keine Rolle mehr spielt. Weiterhin wurde für den dritten Betonierversuch das Größtkorn des Betons von 16 mm auf 8 mm reduziert, um das Steigen des Betons im Bohrloch zu erleichtern. Auf diese Weise konnte der Pfahl schließlich erfolgreich betoniert werden.

Über die genauen Ursachen für die zwei Fehlversuche beim Betonieren kann nur spekuliert werden. Ein vorzeitiges Ansteifen des Betons durch Kontakt mit der Polymerlösung ist vorstellbar und wurde in einem einfachen Anschauungsversuch vor Ort, bei dem Frischbeton in einen mit der Polymerlösung gefüllten Eimer gegeben wurde, dem Grunde nach bestätigt. Allerdings ist zu beden-

ken, dass beim Betonieren im Kontraktorverfahren eigentlich nur die Front der aufsteigenden Frischbetonsäule mit der Stützflüssigkeit in Kontakt kommen sollte, so dass eine Beeinflussung des nachfolgenden Betons nicht unbedingt zu erwarten ist. Möglicherweise haben in diesem Zusammenhang die relativ beengten geometrischen Verhältnisse (Bohrlochdurchmesser ca. 600 mm, Innendurchmesser Bewehrungskorb 480 mm, Außendurchmesser Kontraktorrohr 300 mm) und bzw. oder die Tatsache, dass bei den Fehlversuchen eine sehr hohe Betonsäule im Kontraktorrohr eingestellt wurde eine Rolle gespielt. Es ist auch nicht klar, ob das Ansteifen durch ein Entmischen des Betons (evtl. hervorgerufen durch die hohe Viskosität der Polymerlösung) oder durch chemische Wechselwirkungen verursacht wurde.

Anhand der begrenzten Beobachtungen auf eine generelle Nichteignung von PAA für das Betonieren zu schließen, wäre sicher nicht richtig, u.a. weil Polyacrylamide verschiedener Hersteller insbesondere in den USA seit über 20 Jahren als Stützflüssigkeiten bei der Bohrpfahlherstellung zur Anwendung gelangen. Vor einer Verwendung von PAA oder generell von Produkten, über deren Einfluss auf den Betoniervorgang keine Informationen vorliegen, sind aber entsprechende Voruntersuchungen durch ein Baustoffinstitut ratsam.

ATA / O'NEILL (2000) haben in Laborversuchen die Wechselwirkung zwischen anionischer Polyacrylamidlösung (vergleichbar mit PAA) und Zementmörtel untersucht. Dabei wurde der Zementmörtel in PVC-Schalungen gefüllt, die entweder leer oder mit Polymerlösung gefüllt waren, welche beim Befüllen vom Zementmörtel verdrängt wurde. Anschließend wurde der Zementmörtel entweder unter Wasser oder unter Polymerlösung gelagert, so dass sich durch Kombination der Versuchsbedingungen insgesamt vier verschiedene Probentypen ergaben. Dabei zeigte sich, dass die Proben, bei denen der Zementmörtel in mit Polymerlösung gefüllte Schalungen gegeben worden war, geringere Dichten und deutlich geringere Druckfestigkeiten aufwiesen. Die Autoren weisen jedoch darauf hin, dass bei dieser Art der Versuchsdurchführung eine Durchmischung des Zementmörtels mit Polymerlösung und ein Einschluss von Polymerlösung in die Probe auftraten, welche in der Praxis bei sachgerechter Durchführung des Betonierens im Kontraktorverfahren nur für einen eng begrenzten Bereich an der Kontaktfläche zwischen verdrängter Stützflüssigkeit und aufsteigender Frischbetonsäule zu erwarten sind. Interessanterweise wies von den beiden jeweils in leere Schalungen gefüllten Zementmörtelproben die Probe, die anschließend unter Polymerlösung gelagert wurde, eine leicht höhere Druckfestigkeit auf. In der Polymerlösung wurde nach zweiwöchiger Aushärtung der Probe ein signifikant erhöhter Gehalt an divalenten Calcium-Ionen nachgewiesen. Diese waren aus den Zementmörtelproben herausgelöst worden, deren Oberflächen deutlich rauer waren als bei den unter Wasser ausgehärteten Proben. Die Autoren weisen darauf hin, dass die Polymerlösung in der Praxis nicht zu lange dem Frischbeton ausgesetzt sein sollte, da durch die freigesetzten Ca^{++} -Ionen auch die rheologischen Eigenschaften der Polymerlösung beeinträchtigt werden, so dass ggf. Auswirkungen auf die Standsicherheit des noch nicht betonierten Abschnitts des Bohrlochs bzw. Schlitzes zu beachten ist. Dies sollte normalerweise aber kein Problem darstellen, wenn in einem Zug betoniert wird.

Aufgrund der Schwierigkeiten beim Betonieren von Pfahl P 1 sowie der geringen Verluste an Stützflüssigkeiten wurden bei den weiteren Bohrlöchern geringere Polymerkonzentrationen vorgesehen. Zudem wurde bei den Pfählen P 2, P 4 und P 6 (jeweils Zugpfähle für die Pfahlprobelastungen) das Größtkorn auf 8 mm reduziert.

In Tabelle 6.10 sind die variablen Parameter der einzelnen Betonmischungen aufgeführt. Für alle Betone galt: Festigkeitsklasse C25/30, Konsistenzklasse F5 (Ausbreitmaß 560 - 620 mm), Expositionsclassen XC4/XF1/XA1 und Zement CEM II A-M (S-LL) 32,5 R mit Flugasche als Zusatzstoff.

Tabelle 6.10: Betonmischungen

Datum	30.03.09	31.03.09	31.03.09	31.03.09	01.04.09	02.04.09	06.04.09	07.04.09
Pfahl	P 1 1. Betonieren	P 1 2. Betonieren	P 1 3. Betonieren	P 2	P 4	P 6	P 3	P 5
Größtkorn	16 mm	16 mm	8 mm	8 mm	8 mm	8 mm	16 mm	16 mm
Zusatzmittel	BV/FM	BV/FM	--	BV/FM	BV/FM	BV/FM	BV/FM	BV/FM

Alle weiteren Pfähle (d.h. auch P 2 mit PAA 2 g/l) wurden erfolgreich und ohne einen vorherigen Austausch der Stützflüssigkeit oder sonstige Maßnahmen betoniert. Bei der im Rahmen der späteren Pfahlfreilegung entdeckten Fehlstelle zwischen Pfahlschaft und Pfahlkopf bei Pfahl P 4 (vgl. Abschnitt 6.5) kann die Polymerlösung als Ursache ausgeschlossen werden.

6.4 Pfahlprobelbelastungen

6.4.1 Versuchseinrichtung und Versuchsablauf

Das Tragverhalten der Versuchspfähle wurde durch statische Pfahlprobelbelastungen untersucht. Bei der Planung und Durchführung wurden die Empfehlungen der EA-PFÄHLE (2007) beachtet. Aufgrund des großen zeitlichen Abstands zwischen Pfahlherstellung (letzter Pfahl 07.04.2009, Pfahlkopfweiterungen ca. 2 Wochen später) und Pfahlprobelbelastungen (1. Versuch am 22.06.2009) war eine ausreichende Festigkeitsentwicklung des Pfahlbetons sicher gewährleistet. Die Pfahlkopfweiterungen waren durch Ausbetonieren von Schachtringen mit einem Durchmesser von 1000 mm hergestellt worden und dienten für die Zugpfähle als temporäre Auflagerfläche für die Traverse und für die Druckpfähle zur Krafteinleitung.

Es wurden über die Traversenkonstruktion jeweils drei in einer Reihe angeordnete Pfähle gleichzeitig belastet (P 1 – P 3 – P 5 bzw. P 2 – P 4 – P 6), wobei die äußeren Pfähle als Reaktionspfähle auf Zug beansprucht wurden. Die jeweils mittig angeordneten Pfähle wurden mit vier konzentrisch angeordneten Hydraulikpressen gegen die Traverse auf Druck beansprucht. Zwischen den einzelnen Pressen und der Traverse waren Kraftmessdosen vom Typ Huggenberger mit einer zulässigen Maximallast von je 2 MN angeordnet. Die angezeigte Kraft konnte dabei über den am Hydraulikaggregat eingestellten Druck kontrolliert werden. Unterhalb der Pressen wurde die Last über ein 100 mm starkes Stahlblech auf den erweiterten Pfahlkopf aufgebracht. Die Anlegesetzungen zwischen Stahlblech und Pfahlkopf wurden über einen zusätzlichen Wegaufnehmer bestimmt und die Pfahlssetzungen nachträglich entsprechend korrigiert.

Der Spitzendruck in den Pfählen P 3 und P 4 wurde über Druckmessgeber (Durchmesser 500 mm) der Firma Glötzl gemessen, die zuvor an die Bewehrungskörbe montiert worden waren. Durch einen Moosgummiüberstand von umlaufend 100 mm wurde eine Reduktion des messbaren Spitzendrucks durch umgelaufenen Beton verhindert.

Die in die Zugpfähle eingeleitete Kraft konnte nicht separat gemessen werden. Für einen als ideal gelenkig angenommenen Anschluss der GEWI-Stäbe an die Traverse (siehe auch Fotos im Anhang) ergab sich aufgrund der Geometrie eine gleichmäßige Aufteilung der Druckkraft des mittleren Pfahls auf beide Reaktionspfähle. Eine geringe Biegesteifigkeit der Anschlüsse konnte jedoch bei unterschiedlichem Tragverhalten der Zugpfähle eine zumindest geringfügige Veränderung dieser Aufteilung bewirken, so dass eine leichte Verfälschung der abgeleiteten Last-Hebungskurven der Zugpfähle nicht ausgeschlossen werden kann.

Die Setzungen bzw. Hebungen aller Pfähle wurden in jeweils drei über den Umfang verteilten Punkten mit elektrischen Wegaufnehmern gemessen, die auf von den Pfahlverformungen unabhängig gelagerten Messbrücken montiert waren. Die Höhenlage der Widerlager der Messbrücken wurde versuchsbegleitend überprüft.

Die Vorgabe der Belastungsstufen (vgl. Abbildung 6.24) erfolgte in Anlehnung an die EA-PFÄHLE (2007). Längere Zeitintervalle für die Laststufen bzw. -wechsel waren aufgrund der Durchlässigkeit des Baugrunds nicht erforderlich. Die Grenzlast für die Druckpfähle wurde basierend auf örtlicher Erfahrung zunächst zu 4 MN angenommen. Diese Last sollte in 8 Stufen mit einer zwischengeschalteten Entlastungsphase nach dem Erreichen der halben Grenzlast aufgebracht werden. Die Versuchseinrichtung erlaubte darüber hinaus eine Steigerung der Last auf bis zu 5 MN. Da bei beiden Pfahlprobelastungen bei einer Last von 4 MN noch kein Versagen aufgetreten war, wurden jeweils noch zwei weitere Laststufen bis zur Maximallast von 5 MN angehängt.

6.4.2 Messergebnisse

Die gemessenen Last-Verschiebungskurven sind in Abbildung 6.25 (Druckpfähle) und Abbildung 6.27 (Zugpfähle) dargestellt. Die nach den Empfehlungen der EA-PFÄHLE (2007) ermittelten Verläufe der Kriechmaße k_s sind in Abbildung 6.26 (Druckpfähle) und Abbildung 6.28 (Zugpfähle) angegeben.

In den Last-Setzungs- bzw. Last-Hebungsdiagrammen sind zum Vergleich die entsprechenden Kurven für eine Bemessung anhand von Erfahrungswerten nach Anhang B aus DIN 1054 (2005) mit dargestellt. Die Kurven wurden ohne Ansatz von Teilsicherheiten (charakteristische Werte) und für die maximal ansetzbaren Werte für Mantelreibung und Spitzendruck (d.h. unter Annahme eines mittleren Spitzenwiderstands q_c der Drucksonde $\geq 25 \text{ MN/m}^2$, welcher in dem betrachteten Baugrund erfahrungsgemäß jedoch deutlich überschritten wird) konstruiert.

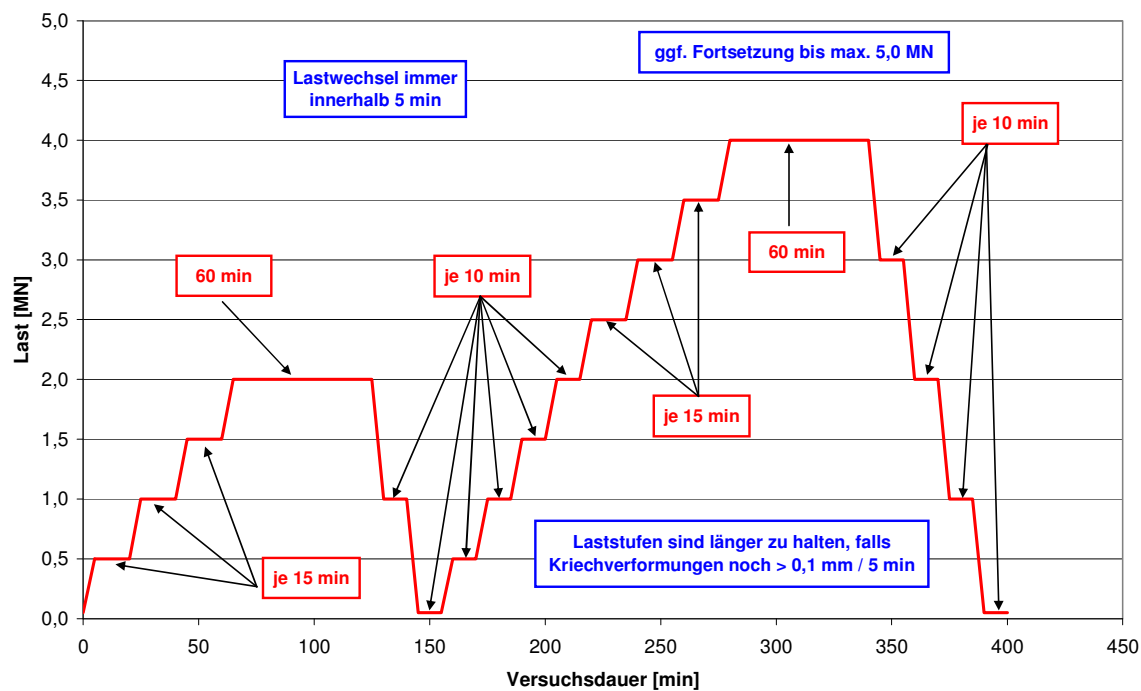


Abbildung 6.24: Vorgabe Belastungsstufen

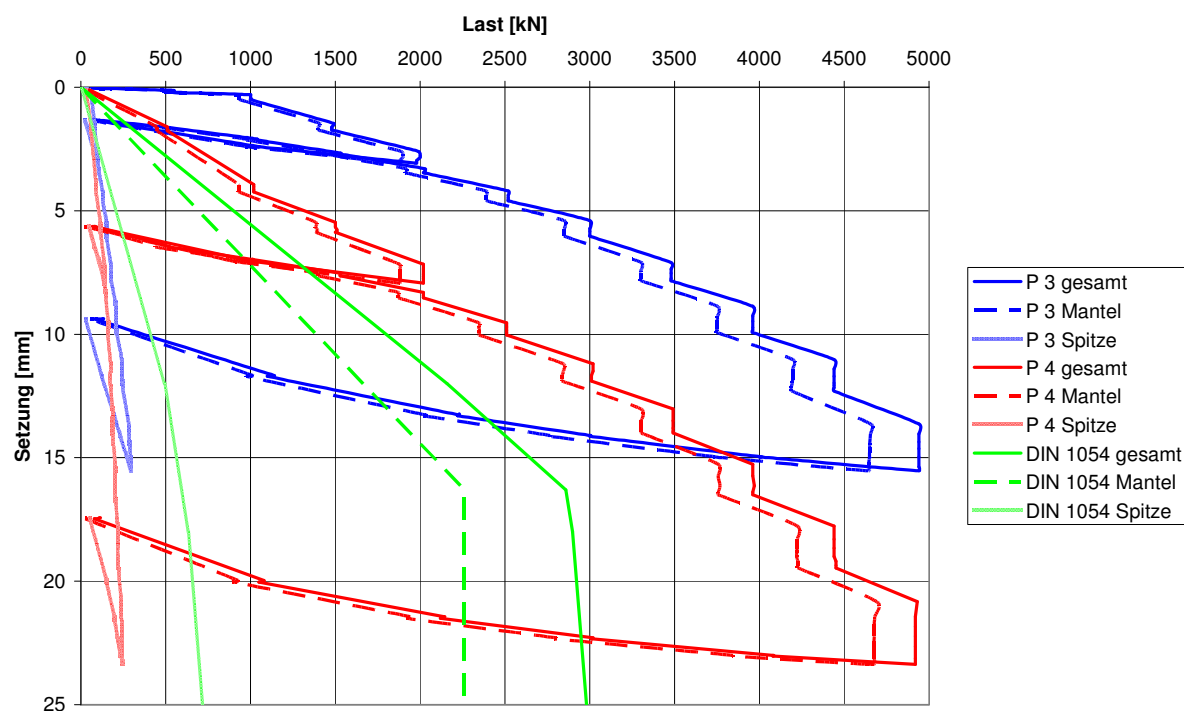


Abbildung 6.25: Last-Setzungskurven der Druckpfähle P 3 (Bentonit) und P 4

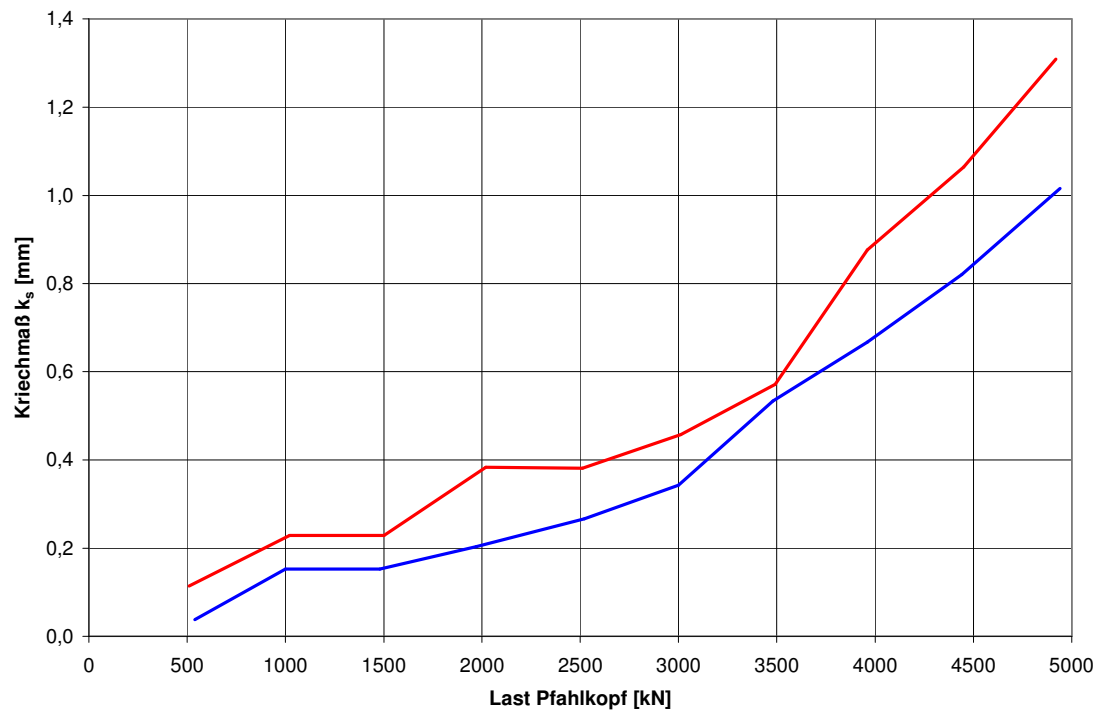


Abbildung 6.26: Kriechmaße k_s der Druckpfähle P 3 (Bentonit) und P 4

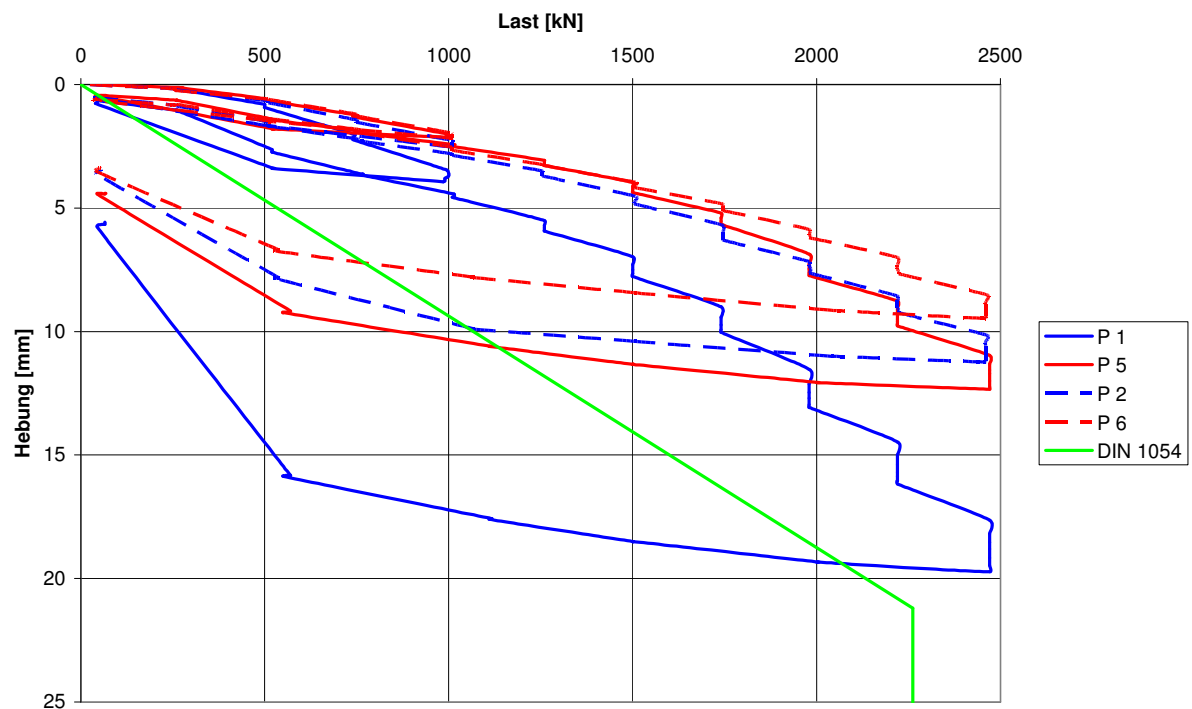


Abbildung 6.27: Last-Hebungskurven der Zugpfähle P 1 und P 5 sowie P 2 und P 6

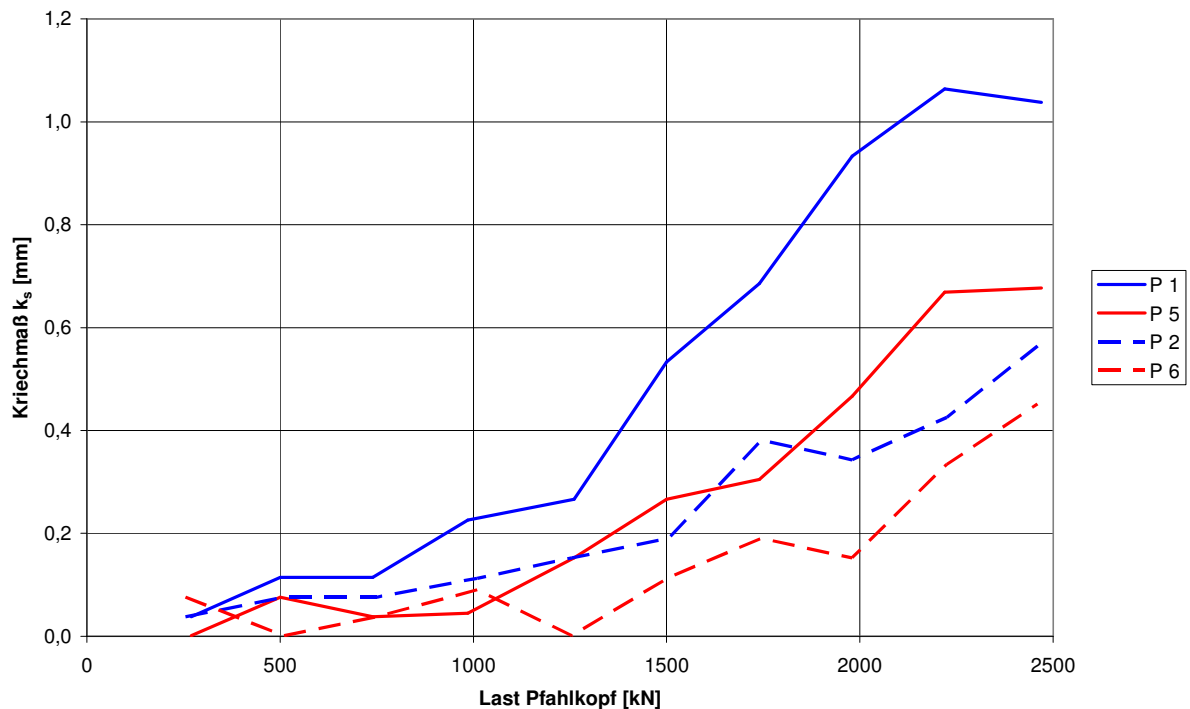


Abbildung 6.28: Kriechmaße k_s der Zugpfähle P 1 und P 5 sowie P 2 und P 6

Alle Pfähle zeigten deutlich höhere Tragfähigkeiten als in Vergleichsrechnungen mit charakteristischen Erfahrungswerten nach DIN 1054 (2005) ermittelt. Dies konnte in den dicht bis sehr dicht gelagerten quartären Kiesen erwartet werden, zeigt aber dennoch, dass alle Pfähle ohne Einschränkungen als Gründungspfähle hätten akzeptiert werden können. Zudem haben die Pfähle bei der Maximallast von 5 MN (2,5 MN für Zugpfähle) noch in keinem Fall die Grenze ihrer Tragfähigkeit erreicht: Die Kurvenverläufe zeigen eine fortgesetzte Lastzunahme bei weiteren Verschiebungen an, die Verschiebungen liegen weit unter dem 0,1-fachen Pfahldurchmesser (ca. 60 mm) und auch ein Kriechmaß k_s von 2 mm, welches nach EA-PFÄHLE (2007) in Anlehnung an Ankerprüfungen als Versagenskriterium definiert werden kann, wurde nicht erreicht. Die geringen Spitzen-druckwerte zeigen ebenfalls an, dass noch nennenswerte Reserven der Tragfähigkeit vorlagen.

Die höheren Setzungen von P 4 gegenüber P 3 sind vermutlich eher eine Folge der Fehlstelle im Beton zwischen Pfahlkopferweiterung und Pfahlschaft (vgl. Abschnitt 6.5 zum Freilegen der Pfähle). Dafür spricht auch, dass etwa die Hälfte der bei Maximallast ca. 8 mm Setzungsdifferenz zwischen diesen beiden Pfählen bereits bei einer Beanspruchung von 1000 kN aufgetreten waren.

Die stärksten Hebungen zeigte der Zugpfahl P 1. In diesem Fall ist ein Einfluss der Herstellbedingungen (dreimaliges Betonieren dieses Pfahls) anzunehmen. Die weiteren Zugpfähle zeigten untereinander nur geringfügige Unterschiede im Tragverhalten, so dass kein Einfluss der jeweils verwendeten Stützflüssigkeit abzuleiten war.

6.5 Freilegen der Pfähle

Etwa drei Monate nach der Herstellung der Pfähle wurden diese oberflächennah freigelegt, um die Beschaffenheit der Pfahlmäntel und der Bohrlochumgebung zu untersuchen und soweit möglich auch die Messungen mit dem KODEN-Gerät zu überprüfen. Der Grundwasserstand lag in dieser Phase allerdings ca. 1,25 m unter GOK (d.h. ca. 0,75 m höher als im Zeitraum der Pfahlherstellung), so dass aufgrund der Durchlässigkeit des Baugrunds die Schurfgrube um die Pfähle lediglich bis etwa 2,0 m unter GOK ausgeführt werden konnte. Von dem unverrohrten Pfahlbereich waren daher nur ca. 0,6 m zugänglich. Der Grundwasserstand wurde durch eine offene Wasserhaltung mittels Tauchpumpe abgesenkt.

Die Schurfgrube wurde mit einem Minibagger ausgehoben und dabei die unmittelbare Pfahlumgebung zunächst nicht abgetragen. Nach einer visuellen Begutachtung der Bodenschichten im Mantelbereich wurden die Pfähle dann mit einem Wasserstrahl (durch Wasserentnahme aus der Schurfgrube selbst) abgespritzt und anschließend mit Handschaufel und Geologenhammer loses Bodenmaterial abgeschlagen, soweit dies ohne größeren Kraftaufwand möglich war.

Die für die einzelnen Pfähle getroffenen Feststellungen werden nachfolgend beschrieben. Abbildung 6.29 bis Abbildung 6.34 zeigen Fotos der freigelegten Pfähle. Die auf den Pfählen mit Sprühfarbe markierten Ringe liegen in Abständen von 0,5 m zueinander. Die Unterseite der Pfahlkopferweiterungen entspricht der vormaligen Geländeoberkante. Ergänzende Fotos finden sich in der Fotodokumentation zu den Feldversuchen im Anhang dieses Berichts.

Pfahl P 1



Abbildung 6.29: Fotos Pfahl P 1

Der Pfahl wies eine relativ gleichmäßige, raue Oberfläche mit vielen einzementierten Kieskörnern auf. Eine größere Auskeilung mit einem Überstand von ca. 0,10 m bis 0,15 m bei einer Umfangslänge von ca. 1,0 m und einer Höhe von ca. 0,20 m war knapp unterhalb des verrohrten Pfahlbereichs zu beobachten. Sehr vereinzelt war unter kleineren zementverkitteten Bodenbereichen noch Polymerlösung in hoher Konzentration zu finden.

Pfahl P 2

Im unteren freigelegten Pfahlabschnitt (ca. 1,6 m – 2,0 m unter GOK) ließ sich auf einer Seite des Pfahls ein größerer zementverkitteter Bodenbereich sehr leicht mit dem Hammer wegschlagen, da darunter eine Scholle von ca. 5 cm Mächtigkeit aus tonigem, dem Augenschein nach auch organischem Material lag, welche von der Zementsuspension nicht durchdrungen war. Der Solldurchmesser des Pfahls von 0,60 m wurde hierdurch aber nicht unterschritten. Die Beschaffenheit des Pfahlmantels war sonst vergleichbar mit der von Pfahl P 1. Reste der Polymerlösung waren bei Pfahl P 2 jedoch nicht zu erkennen.



Abbildung 6.30: Fotos Pfahl P 2

Pfahl P 3

Dieser bentonitgestützt hergestellte Pfahl wies eindeutig den gleichmäßigsten Verlauf aller Pfähle auf, zugleich aber auch den glattesten Pfahlmantel. Reste von Bentonitsuspension waren beim Freilegen bis in eine Entfernung von etwa 0,5 m zum Pfahlmantel vereinzelt noch anzutreffen. Auch bei diesem Pfahl war ein Eindringen der Zementsuspension in den umgebenden Boden feststellbar, allerdings etwas weniger ausgeprägt als bei den unter Polymerstützung hergestellten Pfählen.



Abbildung 6.31: Fotos Pfahl P 3

Pfahl P 4

Der Pfahl hatte eine Fehlstelle (klaffende Fuge) unterhalb der nachträglich aufbetonierten Pfahlkopfverlängerung. Außerdem war insbesondere im Bereich der oberen ca. 0,7 m des Pfahls oberflächlich teilweise eine schlechte Betonqualität festzustellen (nicht abgebundener Zement, der sehr leicht ausgekratzt werden konnte). Die Qualität wurde zur Pfahlmitte hin besser, in einem Fall (siehe Foto im Anhang) reichte der mangelhafte Beton jedoch bis zur Bewehrung, die mühelos freigelegt werden konnte. Unterhalb von 1,4 m unter GOK (= Unterkante der Verrohrung) wurde die größte Aufweitung aller 6 Pfähle mit einem Überstand von ca. 30 cm über eine Umfangslänge von ca. 0,5 m und eine Höhe von ca. 0,35 m angetroffen.

Pfahl P 5

Der Pfahl verlief gleichmäßig und wies eine gute Rauheit auf. Unterhalb des verrohrten Bereichs zeigte sich ein Überstand von ca. 0,10 m, der einheitlich über den gesamten Pfahlumfang vorlag. Die Betonqualität war bei diesem Pfahl durchweg gut (vergleichbar mit P 3).

Pfahl P 6

Insgesamt zeigte dieser Pfahl eine recht gleichmäßige Geometrie bei einzelnen Überständen von ca. 5 cm. Die Betonqualität war eindeutig besser als bei Pfahl P 4, obwohl Pfahl P 6 mit dem gleichen Polymer (XAN) in höherer Konzentration hergestellt wurde.



Abbildung 6.32: Fotos Pfahl P 4



Abbildung 6.33: Fotos Pfahl P 5



Abbildung 6.34: Fotos Pfahl P 6

Auffällig sind die bei nahezu allen Pfählen feststellbaren Aufweitungen unterhalb der Ansatzverrohrung. Diese sind vermutlich darauf zurückzuführen, dass vor dem Einsetzen der Ansatzverrohrung bis in 1,4 m Tiefe ohne Stützung vorgebohrt wurde (möglicherweise teilweise auch etwas tiefer), wodurch in mindestens einem Fall (siehe Foto im Anhang und Bohrprofil in Abbildung 6.2 mit nicht-bindigem Boden ab ca. 1,3 m unter GOK) ein begrenzter Nachfall auftrat. Weiterhin ist nicht auszuschließen, dass beim Zurückziehen des Bohrwerkzeugs in die Ansatzverrohrung ($\varnothing$ 540 mm) infolge der sprungartigen Querschnittsverringerung durch Erschütterungen oder hydraulische Wirkung ein etwas stärkerer Nachfall verursacht wurde.

Außer sehr vereinzelt und in unmittelbarer Pfahlnähe bei Pfahl P 1 (hergestellt mit PAA 6 g/l) konnte bei keinem der Pfähle mehr Polymerlösung beobachtet werden. Diese war offenbar im Zeitraum seit der Pfahlherstellung vollständig (bis auf einen möglicherweise am Korngerüst adsorbierten, aber visuell nicht feststellbaren Anteil) durch die Grundwasserströmung ausgetragen worden. Bei dem mit Bentonitsuspension hergestellten Pfahl P 3 waren wie beschrieben noch Bentonitrückstände in der näheren Pfahlumgebung erkennbar.

Die Umfänge der Pfähle, die sich nach dem zu Beginn dieses Abschnitts beschriebenen Abschlagen von geringfestem, aber bereits mit Zement verkittetem Bodenmaterial ergaben, wurden in verschiedenen Tiefenstufen gemessen und anhand dieser Werte unter Annahme eines kreisförmigen Pfahlquerschnitts die entsprechenden Durchmesser berechnet. (Die tatsächlichen Durchmesser sind wegen des unregelmäßigen Pfahlumfangs etwas kleiner.) Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.11 angegeben.

Tabelle 6.11: Umfangsmessungen an freigelegten Pfählen

Pfahltiefe unter GOK [m]		0,50	1,00	1,25	1,50	1,75
P 1	Umfang [m]	1,98	2,08	2,11	2,10	2,23
	rechn. Durchmesser [m]	0,63	0,66	0,67	0,67	0,71
P 2	Umfang [m]	2,04	2,08	2,04	1,94	1,96
	rechn. Durchmesser [m]	0,65	0,66	0,65	0,62	0,62
P 3	Umfang [m]	1,98	1,99	2,14	2,07	2,00
	rechn. Durchmesser [m]	0,63	0,63	0,68	0,66	0,64
P 4	Umfang [m]	2,03	2,10	2,13	2,66	2,43
	rechn. Durchmesser [m]	0,65	0,67	0,68	0,85	0,77
P 5	Umfang [m]	2,01	2,13	2,23	2,30	2,72
	rechn. Durchmesser [m]	0,64	0,68	0,71	0,73	0,87
P 6	Umfang [m]	2,06	2,10	2,11	2,04	2,13
	rechn. Durchmesser [m]	0,66	0,67	0,67	0,65	0,68

Die gegenüber den KODEN-Messungen größeren gemessenen Umfänge und die beim Freilegen mit Hammer und Schaufel festgestellte Festigkeitszunahme zum Pfahl hin, wobei der reine Beton aufgrund der Festigkeit des mit Zement vermischten Bodenbereichs teilweise gar nicht vollständig freigelegt werden konnte, bestätigen die Aussage von BROWN (2002), dass sich bei der Polymerstützung beim Betonieren eine Durchdringung der Bohrlochumgebung mit Zementsuspension und dadurch ein guter Verbund mit entsprechend hoher mobilisierbarer Mantelreibung ergibt.

7 Nachweis der Standsicherheit in der Praxis

7.1 Möglichkeiten der Nachweisführung

In Abschnitt 1.3 wurde erläutert, dass eine Berechnung der Eindringlänge von Polymerlösungen und der daraus abzuleitenden Standsicherheit nach DIN 4126 (1986) bzw. E DIN 4126 (2004) nicht möglich ist, da sich aufgrund der sehr geringen oder nicht vorhandenen Fließgrenze im dort betrachteten Endzustand rechnerisch unendlich große Eindringlängen ergeben.

Eine Anlehnung an das bewährte Konzept nach DIN 4126 mit rechnerischen Standsicherheitsnachweisen für das Versagen von Einzelkörnern bzw. das Versagen auf Gleitflächen ist dennoch möglich. Die den Nachweisen zugrunde liegende Polymereindringung muss dann aber in Abhängigkeit von einer projektspezifisch zu wählenden erforderlichen Standzeit berechnet oder auf andere Weise abgeschätzt werden. Konkret wird für eine Vordimensionierung folgendes Vorgehen vorgeschlagen:

Zunächst ist zu prüfen, welche Maximalkonzentration für das vorgesehene Produkt einzuhalten ist, um später eine einwandfreie Qualität des Betons und des Verbundes zwischen Beton und Bewehrung sicherzustellen. (In diesem Zusammenhang sei auch nochmals an die Fehlversuche beim Betonieren des Pfahls P 1 erinnert, vgl. Abschnitt 6.3.3.) Außerdem ist die baubetrieblich erforderliche Standzeit als Zeitdauer vom Bohrbeginn bis zum Ende des Betonierens für das Bohrloch bzw. den Schlitz festzulegen und eine Polymerkonzentration als Startwert für die Berechnung abzuschätzen.

Als nächstes ist die Eindringlänge der Stützflüssigkeit bis zum Ende der Standzeit zu ermitteln. Dies kann anhand des Ostwald-de Waele-Modells oder ggf. auch eines alternativen (besser zutreffenden) rheologischen Modells geschehen. Die Parameter des rheologischen Modells können in Abhängigkeit von der Polymerkonzentration entweder durch rheologische Messungen (Viskosimeter) bestimmt werden oder vorzugsweise anhand von 1D-Strömungsversuchen mit einem Versuchsboden, der für den vor Ort erwarteten Boden möglichst repräsentativ ist. Bei einer Bestimmung der Parameter mit dem Viskosimeter sollten die vorgegebenen Scherraten sich möglichst an den später in den Porenkanälen auftretenden Scherraten orientieren. Die in der Modellrechnung auftretenden scheinbaren Scherraten können nach Gleichung (3.49) bzw. (3.51) berechnet werden.

Zu beachten ist, dass die rheologischen Eigenschaften der Polymerlösungen noch von der Qualität des Anmischwassers sowie den Mischbedingungen auf der Baustelle abhängen. Sofern der Einfluss dieser Randbedingungen nicht bekannt ist, müssen Abschätzungen auf der sicheren Seite vorgenommen werden.

Neben den rheologischen Parametern der Stützflüssigkeit müssen für die Modellrechnung noch der Durchlässigkeitsbeiwert und der Porenanteil des Bodens bekannt sein. Wie in Kapitel 3 diskutiert erlauben diese Bodenkennwerte streng genommen noch keine eindeutige Festlegung des in der Modellrechnung verwendeten Porenraummodells. Allerdings dürfte in der Baupraxis die Wahl des

Porenraummodells (vgl. Abschnitt 3.4.2) gegenüber der Unsicherheit bei der genauen Festlegung des Durchlässigkeitsbeiwertes von untergeordneter Bedeutung sein.

Je nach Baugrund kann der Einfluss einer Partikelfiltration sowohl auf den zeitlichen Verlauf der Eindringung als auch für den Potentialverlauf entlang der Eindringstrecke von Bedeutung sein (vgl. Feldversuche). Allerdings ist dieser Einfluss schwer abzuschätzen, sofern keine Erfahrungen unter vergleichbaren Bedingungen vorliegen. Zudem ist zunächst eine gewisse Eindringung erforderlich, damit dieser Einfluss zum Tragen kommen kann. Auf der sicheren Seite liegend kann die Filtration stets vernachlässigt werden.

Von eher geringer Bedeutung für die betrachtete Anwendung sind nach den Ergebnissen dieser Arbeit zu urteilen die in Kapitel 3 mit aufgeführten Punkte teilgesättigte Verhältnisse, Adsorption und Viskoelastizität. Der Einfluss einer Polymermembran (vgl. Abschnitt 3.5.1) ist mit dem der Filtration vergleichbar, sollte aber nur berücksichtigt werden, wenn die Bildung einer solchen Membran durch ein Polymerprodukt in geeigneten Versuchen sichergestellt wurde (z.B. durch Messung eines eindeutig und reproduzierbar nichtlinearen Potentialverlaufs).

Anhand des Verlaufs der Eindringlänge über die Tiefe und des Potentialverlaufs innerhalb des Eindringbereichs können schließlich die Nachweise der Standsicherheit in Analogie zu DIN 4126 geführt werden. Ergänzende Anmerkungen hierzu enthalten die Abschnitte 7.2 und 7.3. Aus den tiefenabhängigen Eindringlängen lässt sich zudem die Verlustmenge an Stützflüssigkeit ableiten, welche auch für die Auslegung von Mischanlage und Vorratsbehälter bekannt sein muss. Wenn die Standsicherheit nicht nachgewiesen werden kann, sind die Verfahrensparameter (im wesentlichen Polymertyp und -konzentration, ggf. auch Standzeit oder Höhe des Stützflüssigkeitsspiegels) anzupassen und die Berechnung zu wiederholen.

Hinweise zum Einfluss der Ausführungsparameter finden sich in Abschnitt 7.5. Eine Verbesserung der Standsicherheit lässt sich zwar stets durch eine Erhöhung der Polymerkonzentration erreichen. Dies ist aber – insbesondere im Hinblick auf das Betonieren – nicht beliebig möglich, so dass in Abhängigkeit vom Baugrund und sonstigen Randbedingungen das Ergebnis einer Vordimensionierung auch die Nichtanwendbarkeit der Polymerstützung sein kann.

Die endgültige Festlegung der einzusetzenden Polymerkonzentration sollte nach Ausführung der ersten Bohrlöcher oder Schlitzte vor Ort erfolgen. Aufgrund aller Unsicherheiten in der Vordimensionierung, die zumeist konservative Abschätzungen erfordern, ist es nicht unwahrscheinlich, dass – wie bei den hier durchgeführten Feldversuchen festgestellt – bei der Ausführung die berechneten Eindringlängen unterschritten werden und die zu beobachtenden Verluste an Stützflüssigkeit entsprechend geringer ausfallen. In dem Fall darf die Konzentration der Polymerlösung schrittweise soweit reduziert werden, bis anhand der Verluste festzustellen ist, dass sich die Eindringlänge dem kritischen Wert nähert, der sich aus den bei der Vordimensionierung durchgeführten Standsicherheitsnachweisen ergeben hatte. (Die Verwendung deutlich zu hoher Konzentrationen ist nicht empfehlenswert: Abgesehen von möglichen negativen Auswirkungen auf das Betonieren wäre der Verbrauch an Polymer trotz der geringeren Eindringlängen vermutlich höher, weil insbesondere in der mit dem Bohrgut verlorenen Stützflüssigkeit mehr Polymer enthalten ist.)

Als Alternative zu einer rechnerischen Vordimensionierung kann auch die Ausführung eines Probebohrlochs oder -schlitzes vorgesehen werden. Diese können bei Bedarf auch betoniert werden

(ggf. unbewehrt), um so die einwandfreie Pfahlherstellung einschließlich Betoniervorgang mit der vorgesehenen Arbeitsweise im Vorfeld zu überprüfen. Auch bei der Durchführung von Probebohrlöchern oder Schlitzten ist eine überschlägige Berechnung im Vorfeld aber zu empfehlen, um die Versuchsparameter zu planen und den Versuch später auswerten zu können. Ohne eine solche Berechnung kann etwa das Sicherheitsniveau eigentlich nur über die beobachtete Zeit bis zum Versagen definiert werden (sofern ein Versagen überhaupt eintritt bzw. zugelassen werden kann).

Einige Hersteller geben Dosierungsempfehlungen für ihre Produkte in Abhängigkeit vom Baugrund, wobei die Einteilung nach Bodenarten zumeist eher grob vorgenommen wird. Eine solche Dimensionierung aufgrund von Erfahrungswerten ist jedoch nur bedingt möglich, weil die Einflüsse auf die Standsicherheit vielfältig sind (Porenraum und Scherfestigkeit des Baugrunds, Geometrie von Bohrloch oder Schlitz, äußere Lasten etc.), so dass eine Vergleichbarkeit mit vorangegangenen Projekten teilweise schwierig sein kann. Eine pauschale Vorgabe von Marsh-Zeiten für bestimmte Bodenarten, ohne dass diese auf ein konkretes Produkt bezogen sind, ist auf jeden Fall abzulehnen, da die untersuchten Produkte bei vergleichbaren Marsh-Zeiten ein teilweise stark unterschiedliches Eindring- bzw. Stützverhalten zeigten.

In US-amerikanischen Spezifikationen wie z.B. FHWA (1999) oder CALTRANS (2008) findet sich die Empfehlung oder Vorgabe, dass ein Vertreter des Polymerlieferanten zumindest in der ersten Phase des Projekts vor Ort sein sollte. Insbesondere bei Randbedingungen, mit denen wenig Erfahrung vorliegt, oder bei auftretenden Problemen ist ein solcher Ansprechpartner sicherlich von Vorteil. Für die Akzeptanz des Verfahrens der Polymerstützung wäre es jedoch förderlich, wenn der Umgang mit den marktüblichen Polymerprodukten und die generellen Zusammenhänge des Verfahrens so hinreichend untersucht und dokumentiert wären, dass eine qualifizierte ausführende Firma nicht notwendigerweise auf die fachliche Unterstützung durch den Polymerlieferanten angewiesen ist.

7.2 Verlauf des Potentialgradienten im radialsymmetrischen Fall

Im ebenen Fall eines unendlich langen Schlitzes ist bei Vernachlässigung von vertikalen Strömungsanteilen in einer betrachteten Schlitztiefe die Strömungsgeschwindigkeit eines inkompressiblen Fluids über die gesamte Eindringlänge aus Kontinuitätsgründen konstant. Daraus folgt unabhängig von den rheologischen Eigenschaften ein linearer Potentialabbau über diese Länge und somit ein konstanter Potentialgradient. Bei Bohrlochern (radialsymmetrischer Fall) und in vergleichbarer Form auch bei Schlitzten begrenzter Länge ergibt sich für Polymerlösungen – anders als für Bentonitsuspensionen – ein nichtlinearer Potentialabbau über die Eindringlänge, der sich günstig auf die Standsicherheit auswirkt. Dieser Sachverhalt wird nachfolgend erläutert.

Durch Einsetzen von Gleichung (3.46) in Gleichung (3.45), ergibt sich das Potential u eines in den Baugrund eindringenden Ostwald-de Waele-Fluids als Funktion von r ($r_{\text{Bohrloch}} \leq r \leq l_r$):

$$u(r) = u_{\text{Bohrloch}} - \frac{r^{1-m} - r_{\text{Bohrloch}}^{1-m}}{l_r^{1-m} - r_{\text{Bohrloch}}^{1-m}} \cdot \Delta u \quad (7.1)$$

Der Verlauf des Potentialgradienten bestimmt sich damit zu:

$$\frac{du}{dr} = \frac{m-1}{l_r^{1-m} - r_{\text{Bohrloch}}^{1-m}} \cdot \frac{\Delta u}{r^m} \quad (7.2)$$

Für $m = 1$ (newtonsches Fluid) ist obige Beziehung nicht definiert. Wenn in der vorangehenden Herleitung in Abschnitt 3.4.2.2 bereits in Gleichung (3.41) $m = 1$ gesetzt wird, lässt sich jedoch in analoger Vorgehensweise die Beziehung für ein newtonsches Fluid aufstellen:

$$u(r) = u_{\text{Bohrloch}} - \frac{\ln(r/r_{\text{Bohrloch}})}{\ln(l_r/r_{\text{Bohrloch}})} \cdot \Delta u \quad (7.3)$$

und

$$\frac{du}{dr} = - \frac{\Delta u}{\ln(l_r/r_{\text{Bohrloch}}) \cdot r} \quad (7.4)$$

Abbildung 7.1 zeigt exemplarisch die Potentialverläufe für zwei Ostwald-de Waele-Fluide mit den Modellparametern $m = 0,2$ und $m = 0,6$ sowie für ein newtonsches Fluid ($m = 1$) bei einem angenommenen Bohrradius von $r_{\text{Bohrloch}} = 0,3$ m, einer Eindringlänge von $l = 1,0$ m (Eindringlänge im Boden, nicht zu verwechseln mit l_r) und Potentialen von $u_{\text{Bohrloch}} = 1,0$ m und $u_{\text{GW}} = 0$ m (am Ende der Eindringlänge). Der dargestellte nichtlineare Potentialverlauf ist eine Konsequenz der mit zunehmender Entfernung zum Bohrloch abnehmenden Strömungsgeschwindigkeiten. Je ausgeprägter die Strukturviskosität ist, desto mehr wird dieser Effekt durch die bei abnehmender Strömungsgeschwindigkeit ansteigende Viskosität kompensiert.

Auf die statischen Nachweise wirkt sich der nichtlineare Potentialverlauf günstig aus: Für den Einzelkornnachweis steht im Bereich der Bohrradiuswand ein höherer Gradient zur Verfügung und beim Gleitflächennachweis verschiebt sich der Schwerpunkt der Gesamtstützkraft zum Bohrloch hin, wodurch die wirksame Stützkraft ansteigt. Im Fall des Einzelkornnachweises wäre noch ein Kriterium (etwa in Abhängigkeit von der Korngrößenverteilung) zu definieren, über welche Eindringlänge der Potentialgradient zu ermitteln ist.

Wird für den in Abbildung 7.1 betrachteten Fall eine Länge von $0,1$ m ab Bohrradiuswand als für den Einzelkornnachweis maßgebend betrachtet, so ergeben sich für $m = 1 / 0,6 / 0,2$ Potentialgradienten von $1,96 / 1,53 / 1,16$ gegenüber dem vereinfachend über die gesamte Eindringlänge gemittelten Wert von 1 und dementsprechend ein u.U. deutlich reduzierter Ausnutzungsgrad im Nachweis.

Wie Abbildung 7.2 zu entnehmen ist das Maß der Nichtlinearität auch vom Bohrradius abhängig. Für $r_{\text{Bohrloch}} \rightarrow \infty$ (entspricht dem ebenen Fall) wird der Verlauf schließlich linear. Die Berechnung wurde exemplarisch durchgeführt für ein Ostwald-de Waele-Fluid mit $m = 0,6$ und Potentialen von $u_{\text{Bohrloch}} = 1,0$ m und $u_{\text{GW}} = 0$ m.

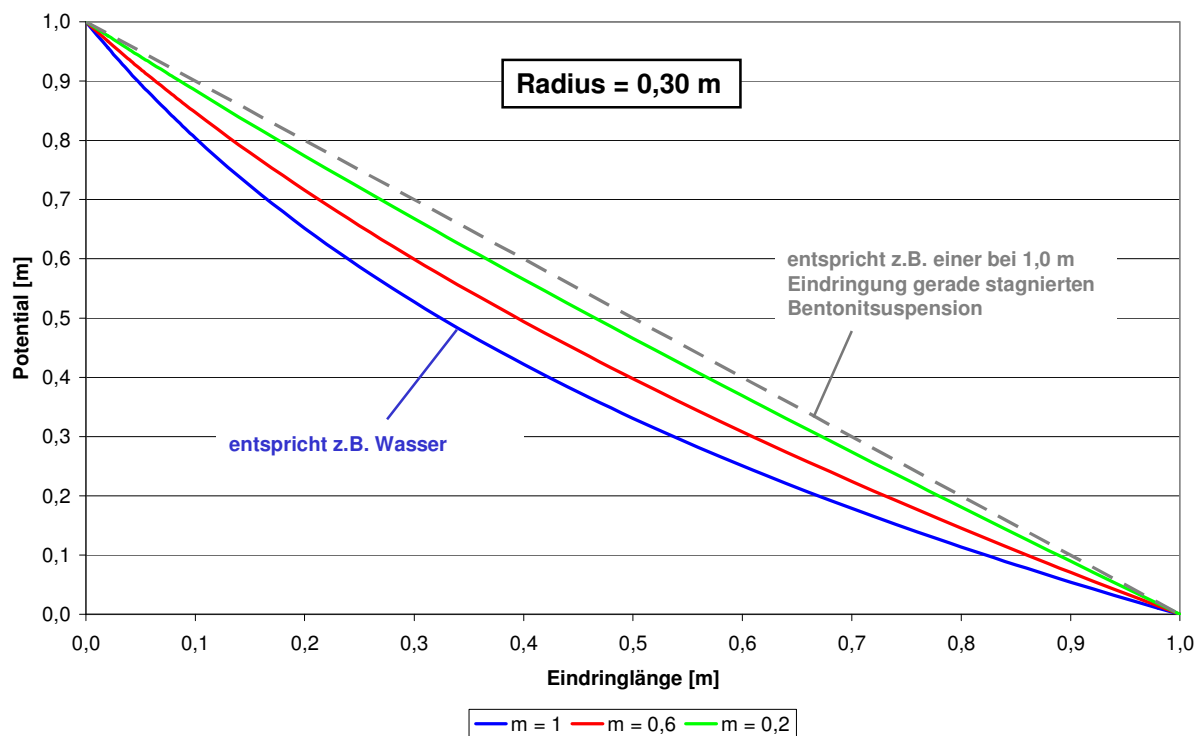


Abbildung 7.1: Einfluss des Exponenten m auf den Potentialverlauf bei Radialsymmetrie

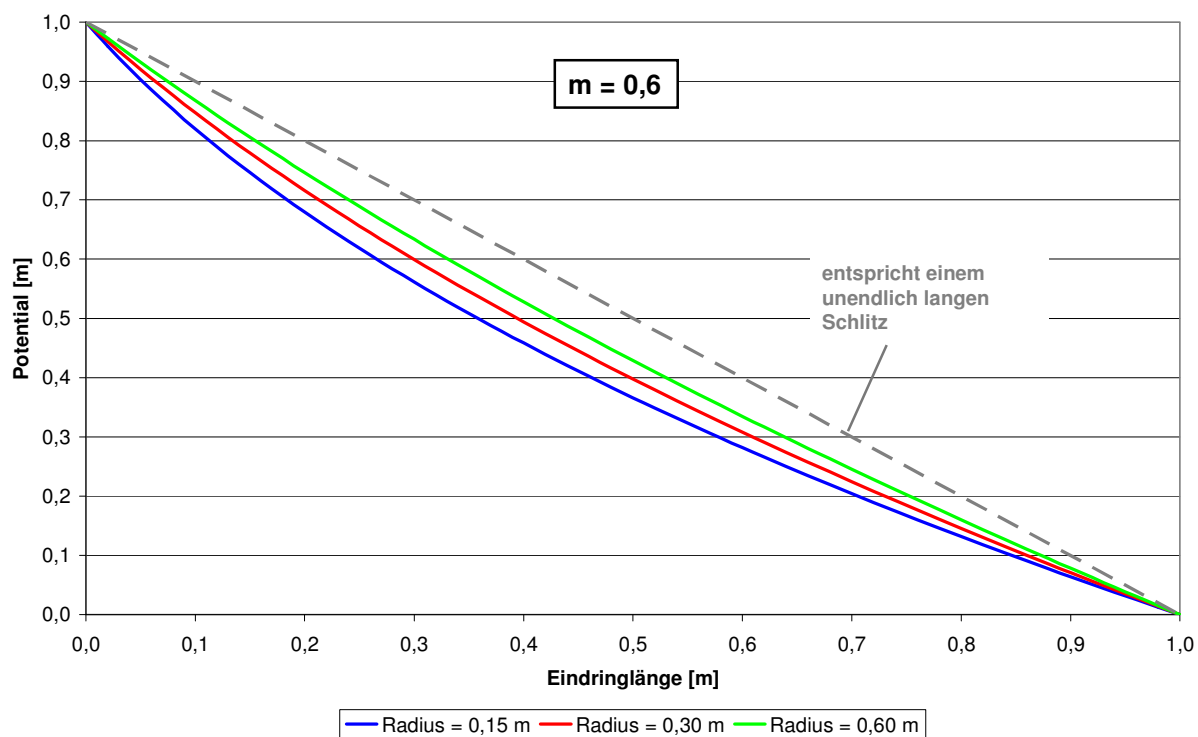


Abbildung 7.2: Einfluss des Bohrlochradius auf den Potentialverlauf

Abbildung 7.3: Ermittlung der wirksamen Strömungskraft beim Gleitflächennachweis

7.4 Verklebende Wirkung der Polymerlösungen

Nach Angaben verschiedener Hersteller bewirken die in den Boden eindringenden Polymerlösungen ein Verkleben der Bodenkörner, was bodenmechanisch möglicherweise durch eine zusätzliche Kohäsion beschrieben werden könnte. Eine in der Scherfuge des maßgebenden Bruchkörpers wirksame zusätzliche Kohäsion in nennenswerter Größe würde zu einer Reduktion des aufzunehmenden Erddrucks führen und dadurch die erforderliche hydraulische Stützkraft verringern. Beobachtungen im Rahmen der Versuche am Modellschlitz (vgl. Abschnitt 5.7) schienen die Existenz einer solchen „Klebkraft“ zu bestätigen. Quantitative Untersuchungen zu dieser Fragestellung konnten im Rahmen dieser Forschung nicht durchgeführt werden. Interessant wären etwa Triaxialversuche an polymergesättigten Sanden. Die Vorschubgeschwindigkeit müsste bei solchen Versuchen auch bei Verwendung relativ durchlässiger Versuchsböden aufgrund der hohen Viskosität der Polymerlösungen allerdings sehr klein gewählt werden, damit nicht viskose Kräfte maßgebend werden.

7.5 Einflussgrößen und Konsequenzen für die Wahl der Ausführungsparameter

Steuerbare Ausführungsparameter sind die Ostwald-de Waele-Parameter K und m der Polymerlösung, die Potentialdifferenz Δu zwischen dem Stützflüssigkeitsspiegel im Bohrloch oder Schlitz und dem Grundwasserspiegel sowie evtl. die Standzeit t (falls der Baubetrieb entsprechenden Spielraum lässt, z.B. durch höheren Bohrfortschritt oder Vermeidung von Standzeiten über Nacht). Bei Schlitzten lässt sich außerdem auch deren Länge verkürzen, was in erster Linie den aufzunehmenden aktiven Erddruck im Gleitflächennachweis reduziert (räumliche Wirkung).

Die Ostwald-de Waele-Parameter lassen sich durch die Wahl des Polymerproduktes und der Polymerkonzentration, jedoch im Allgemeinen nicht unabhängig voneinander beeinflussen.

Gleichung (3.40) für die zeitabhängige Eindringlänge $l(t)$, lässt sich unter Verwendung des Hilfswertes H , der jedoch noch von m abhängt, schreiben zu:

$$l(\Delta u, t, K, m) = H(m) \cdot \left(\frac{\Delta u}{K} \right)^{\frac{1}{m+1}} \cdot t^{\frac{m}{m+1}} \quad (7.6)$$

$$\Rightarrow i(\Delta u, t, K, m) = \frac{\Delta u}{l} = \frac{1}{H(m)} \cdot \left(\frac{\Delta u}{t} \right)^{\frac{m}{m+1}} \cdot K^{\frac{1}{m+1}}$$

Die Parameter K , Δu und t gehen mit dem Exponenten $1 / (m+1)$ bzw. $m / (m+1)$ in die Gleichung für die Eindringlänge l bzw. den Potentialgradienten i ein. Einige Werte für diese Exponenten sind in Tabelle 7.1 angegeben.

Tabelle 7.1: Werte der Exponenten für verschiedene Parameter m

m	$m / (m+1)$	$1 / (m+1)$
0,25	0,2	0,8
0,5	0,33	0,67
0,75	0,43	0,57
1	0,5	0,5

Es ist zu sehen, dass für die betrachteten Polymerlösungen mit $m < 1$ eine Erhöhung der Potentialdifferenz Δu über den zur Aufnahme des Erddrucks erforderlichen Stand hinaus – sofern in Abhängigkeit vom Grundwasserstand überhaupt möglich – wenig effektiv ist, da hierdurch bis zu einer vorgegebenen Standzeit insbesondere bei sehr strukturviskosen Stützflüssigkeiten die erwünschte Zunahme des Potentialgradienten in Relation zum Ausgangswert deutlich geringer ausfällt als die unerwünschte Erhöhung der Eindringlänge.

Eine Verkürzung der Standzeit bewirkt sowohl eine Verringerung der Eindringlänge als auch eine Erhöhung des Potentialgradienten. Während für sehr strukturviskose Fluide infolge der über die Zeit stärker abnehmenden Eindringgeschwindigkeit der Effekt gering bleibt, kann bei wenig strukturviskosen Fluiden eine verkürzte Standzeit nennenswerte Vorteile hinsichtlich der Standsicherheitsnachweise ergeben. Es ist allerdings sicherzustellen, dass ein Bohrloch oder Schlitz in der vorgesehenen Zeit gebohrt bzw. ausgehoben und der Pfahl oder das Schlitzwandelement betoniert werden kann.

Am wirkungsvollsten ist es, die Konzentration eines Produktes zu erhöhen (unter Beachtung der zulässigen Maximalkonzentration, vgl. Abschnitt 7.1). Hierdurch erhöht sich üblicherweise der Parameter K, während der Parameter m kleiner wird.

Allgemein gilt für das Eindringverhalten: Je kleiner der Parameter m ist, desto ausgeprägter schwächen sich die Zunahme der Eindringlänge und die Abnahme des hydraulischen Gradienten über die Zeit ab. (Bei einem niedrigen Wert für K kann die Eindringlänge eines ausgeprägt strukturviskosen Fluids allerdings zunächst erheblich ansteigen, bis die Eindringgeschwindigkeit merklich zurückgeht.) Ein plastisches „Fluid“ kann nahe seiner Fließgrenze als Extremfall eines strukturviskosen Fluids (mit $m \rightarrow 0$) aufgefasst werden, bei dem die Eindringung völlig stagniert. Ebenso kann ein Ostwald-de Waele-Fluid bei hinreichend kleinen Scherraten (d.h. nach Erreichen hinreichend weiter Eindringlängen) aus baupraktischer Sicht wie ein Fluid im stagnierten Zustand (d.h. quasi mit Fließgrenze) betrachtet werden, weil die minimale Zunahme der Eindringlänge über die Zeit vernachlässigbar wird.

Schließlich ist zu bemerken, dass grundsätzlich auch ein Fluid mit geringer Strukturviskosität (m nahe 1) – theoretisch sogar ein dilatantes Fluid ($m > 1$, vgl. Abbildung 3.2) – eine Stützung über einen relevanten Zeitraum gewährleisten kann, solange der Parameter K hinreichend hoch ist. Allerdings verhalten sich derartige Fluide auch bei höheren Scherraten (Mischen, Pumpen, Bewegung Bohrwerkzeug etc.) sehr „zäh“, so dass insbesondere in Böden hoher Durchlässigkeiten, in denen hochdosierte Polymerlösungen eingesetzt werden müssten, kleine Werte für m vorzuziehen sind.

8 Umweltaspekte

8.1 Allgemeine Betrachtungen zur Umweltverträglichkeit des Bauverfahrens

Neben der Klärung technischer Fragestellungen ist eine positive Beurteilung der Umweltverträglichkeit der Polymerstützung eine wesentliche Voraussetzung für die Anwendung des Verfahrens in der Praxis. Bei der Beurteilung sind alle Phasen des Bauablaufs zu betrachten.

Aufgrund der Vielfalt an Polymerprodukten kann eine konkrete Bewertung nur für einzelne Produkte oder Produktgruppen erfolgen. Im Rahmen des Forschungsauftrags waren produktspezifische Untersuchungen jedoch weder vorgesehen noch zulässig. Im Folgenden werden daher vorzugsweise verfahrensbedingte Zusammenhänge dargestellt. Ergänzende Untersuchungen an den für die Feldversuche vorgesehenen Produkten waren im Hinblick auf die wasserrechtliche Genehmigung zwar unumgänglich, wurden jedoch außerhalb des geförderten Forschungsprojekts durchgeführt.

Mit der Eindringung der Polymerlösungen in den Baugrund, der Verwertung des mit Polymerlösung vermischten Aushubs und der Entsorgung von nicht benötigten bzw. beim Betonieren aus dem Bohrloch abgepumpten Resten der Polymerlösungen lassen sich drei relevante Teilaspekte zur Umweltverträglichkeit abgrenzen, die in den weiteren Abschnitten dargestellt werden.

8.1.1 Eindringung der Polymerlösungen in den Baugrund

Eine Eindringung der Polymerlösungen in den das Bohrloch bzw. den Schlitz umgebenden Baugrund ist unvermeidbar, so dass eine daraus resultierende Beeinflussung des Grundwassers zu untersuchen ist. Hinweise für eine solche Untersuchung gibt das Merkblatt „Grundsätze zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser, Teil I“ (DIBT, 2009), welches insbesondere als Grundlage bei der Erteilung allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassungen dient und auch Bauhilfsstoffe einschließt.

Auf dieses Merkblatt wird in Abschnitt 8.2.1 noch näher eingegangen. Während im Merkblatt ausschließlich Schadstoffkonzentrationen im angrenzenden Grundwasser betrachtet werden, war im Hinblick auf die Feldversuche auch die „Schadstoff“-Gesamtmenge (= die Masse an Polymer, die mit der Stützflüssigkeit in den Baugrund eindringt) von Interesse. Die maximalen Eindringlängen der Stützflüssigkeiten lassen sich mit den in diesem Bericht dargestellten Beziehungen in Abhängigkeit von der eingesetzten Polymerkonzentration und den Baugrund- und Grundwasserverhältnissen auf der sicheren Seite liegend ermitteln, so dass die in den Baugrund eindringenden Polymermengen abgeschätzt werden können. Ein möglichst geringer Verlust ist dabei auch unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten anzustreben.

Für den Brunnenbau werden im Merkblatt „Verwendung von Spülmittelzusätzen in Bohrspülungen bei Bohrarbeiten im Grundwasser“ (DVWG, 1998) einige zugelassene Produkte genannt, darunter auch Polyacrylamid und Carboxymethylcellulose. Dort wird allerdings ein nachträgliches Klarspülen

der Bohrlochumgebung durch Bepumpen des Brunnens vorausgesetzt. Dieses Vorgehen lässt sich nicht auf die Herstellung von Bohrpfählen oder Schlitzwänden übertragen, bei der die hydraulische Stützung bis zum Betonieren aufrechterhalten werden muss.

8.1.2 Verwertung des mit Polymerlösung vermischten Aushubs

Das aus dem Bohrloch oder Schlitz entnommene Bodenmaterial ist mit Polymerlösung vermischt. Hinsichtlich der Weiterverwendung des Aushubs sind die Vorgaben der LAGA-Mitteilung 20 „Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Reststoffen / Abfällen – Technische Regeln“ (LAGA, 1997) zu beachten, in der allerdings der im Hinblick auf die Polymerlösungen relevante Parameter TOC (gesamter organischer Kohlenstoff, vgl. auch Abschnitt 5.3) keine Berücksichtigung findet. (Anmerkung: 2003 erschien eine Neufassung von Teil I, Allgemeiner Teil der Mitteilung, 2004 auch eine Neufassung von Teil II, Technische Regeln für die Verwertung, 1. Bodenmaterial und sonstige mineralische Abfälle, dessen Anwendung jedoch in den Ländern unterschiedlich gehandhabt wird, nähere Informationen hierzu finden sich unter www.laga-online.de.)

Der Massenanteil der Polymerlösungen am Aushub kann über den Stützflüssigkeitsgehalt (analog Wassergehalt) überschlägig ermittelt werden: So ergibt sich etwa bei einem Stützflüssigkeitsgehalt im Aushub von $w_{\text{Stützflüssigkeit}} = 15 \%$ und einer Polymerkonzentration der Stützflüssigkeit von $c = 4 \text{ g/l}$ ein Massenanteil der Polymere am Aushub von $0,6 \text{ g je kg Trockenmasse}$. Für ein aus diesem Material nach DIN 38414-4 (1984) durch Zugabe von 1 l entionisiertem Wasser zu 100 g Trockenmasse hergestelltes Eluat folgt hieraus unter Vernachlässigung einer dauerhaft am Feststoff adsorbieren Polymermasse ein Polymergehalt von maximal 60 mg/l . Mit den in Abschnitt 5.3, Tabelle 5.3 abgeleiteten Umrechnungsfaktoren lassen sich daraus TOC-Gehalte im Eluat abschätzen.

8.1.3 Entsorgung von Restpolymerlösungen

Restpolymerlösungen fallen als nicht benötigte Puffermenge an Stützflüssigkeit und als beim Betonieren aus dem Bohrloch abgepumpte Stützflüssigkeit an und sind umweltverträglich zu entsorgen. Bei einem realen Bauprojekt kann die Polymerlösung für Folgebohrlöcher bzw. -schlitze weiterverwendet werden, so dass die letztlich zu entsorgende Menge bezogen auf die Projektgröße verhältnismäßig klein ist.

Grundsätzlich möglich ist eine Entsorgung der Restpolymerlösungen als Sonderabfall über entsprechende Annahmestellen. Da die hiermit verbundenen hohen Kosten jedoch möglicherweise die Wirtschaftlichkeit des gesamten Verfahrens in Frage stellen können, sollte im Zuge der Feldversuche auch überprüft werden, ob andere Lösungen wie die Einleitung in eine Kläranlage oder einen Abwassersammelkanal zulässig und umweltverträglich möglich sind. Auf diesen Punkt wird noch in Abschnitt 8.2.3 eingegangen.

Seitens US-amerikanischer Herstellerfirmen (KB INTERNATIONAL LLC, 2002; PDSCO, 2005) wird teilweise empfohlen, die Polymerlösungen durch Zugabe von Calcium- oder Natriumhypochlorit oder anderer firmenspezifischer Mittel in situ abzubauen. Dieses Verfahren konnte nicht überprüft werden. Vor einer Anwendung müssten jedoch sowohl die Umweltverträglichkeit aller Abbauprodukte hinsichtlich des vorgesehenen Entsorgungswegs nachgewiesen werden, als auch der Nach-

weis erbracht werden, dass mit der geplanten Vorgehensweise ein vollständiger Abbau der Ausgangsprodukte sichergestellt ist.

8.2 Behandlung der Umweltthematik im Zusammenhang mit den Feldversuchen

8.2.1 Vorabstimmung

Die Behandlung der Umweltthematik sollte in Abstimmung mit zuständigen Fachbehörden erfolgen. Zunächst wurden diesbezüglich das Wasserwirtschaftsamt (WWA) München und das Bayerische Landesamt für Umwelt (LfU) kontaktiert. In Vorgesprächen mit diesen Behörden wurde besprochen, dass eine Klärung der Fragestellungen mit einer übergeordneten Instanz zweckmäßig sei und daher eine Abstimmung mit dem Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) in Berlin angestrebt werden sollte.

In einem Besprechungstermin am DIBt vom 09.04.2008 wurde das Forschungsvorhaben vorgestellt und die Fragestellungen zur Umweltverträglichkeit grundsätzlich erörtert. Seitens des DIBt wurde dabei klargestellt, dass konkrete Stellungnahmen zu einzelnen Produkten oder Versuchsergebnissen nur im Rahmen der Beantragung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung abgegeben werden können. Die Beantragung einer Zulassung war jedoch nicht vorgesehen. Stattdessen wurde angestrebt, die im Hinblick auf die geplanten Feldversuche (Kapitel 6) für eine Zustimmung im Einzelfall durchzuführenden Untersuchungen in allgemeiner, produktunabhängiger Form festzuhalten. Das mit dem DIBt abgestimmte Untersuchungskonzept sah vor, dass die für die Anwendung vorgesehenen Polymerprodukte auf der Grundlage des Merkblatts „Grundsätze zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser, Teil I“ (DIBt, 2009) zu untersuchen und zu bewerten seien.

Dieses Merkblatt beinhaltet ein zweistufiges Bewertungskonzept. In der ersten Stufe wird die jeweilige Reinsubstanz hinsichtlich der enthaltenen Inhaltsstoffe bewertet. Es gelten Ausschlusskriterien für bestimmte Stoffe. Sofern diese nicht zum Tragen kommen, ist die zweite Stufe des Bewertungskonzeptes durchzuführen. Diese kann entfallen, wenn es Nachweise über alle Inhaltsstoffe des zu bewertenden Bauproduktes gibt, die belegen, dass bei seinem Einsatz keine Gefahren für Boden und Grundwasser bestehen. Das Bauprodukt erfüllt dann die Anforderungen des Merkblattes.

Die zweite Stufe des Bewertungskonzeptes sieht zunächst die Herstellung praxisnaher Eluate vor. Polymere Stützflüssigkeiten verdrängen in ihrem Eindringbereich das anstehende Grundwasser nahezu vollständig, auch wenn aufgrund von Diffusions- und Dispersionsvorgängen i.d.R. keine völlig scharfe Front zu erwarten ist (vgl. Abschnitt 3.5.2). Als „Ort der Beurteilung“ ist dem Merkblatt zufolge das Kontaktgrundwasser zu betrachten. Da die in den Boden eingedrungene Polymerflüssigkeit allerdings nicht aushärtet, wurde vom DIBt vorgegeben, dass als „Eluat“ die Polymerlösung selbst in der maximalen Anwendungskonzentration zu untersuchen sei. Dies ist eine sehr strikte Festlegung, da sich die in den Baugrund eingedrungene Polymerlösung unverdünnt aufgrund der hohen Viskosität nur äußerst langsam fortbewegt, so dass bereits in geringer Entfernung zur maximalen Eindringlänge (Eindringlänge bis zum Ende der Bohrlochstützung) eine erheblich geringere

Konzentration vorliegt. Diese Thematik wird im Zusammenhang mit dem Wasserrechtsverfahren (Abschnitt 8.2.2) und bei der Bewertung der Grundwasserbeweissicherung zu den Feldversuchen nochmals aufgegriffen (Abschnitt 8.2.3).

Die Untersuchungen am Eluat nach Stufe 2 des Merkblatts sind in drei Schritte unterteilt. Im ersten Schritt sind allgemeine Parameter (pH-Wert, elektrische Leitfähigkeit, Geruch, Färbung / Trübung und Neigung zur Schaumbildung) zu ermitteln und zu bewerten. Im zweiten Schritt der Stufe 2 werden stoffliche Parameter bestimmt und auf der Basis von Geringfügigkeitsschwellenwerten nach LAWA (2004) bewertet. Die zu untersuchenden Parameter müssen auf der Basis der Kenntnisse über die chemische Zusammensetzung des zu bewertenden Produktes festgelegt werden. Sofern nicht für alle zu erfassenden Stoffe Geringfügigkeitsschwellen vorliegen und die Geringfügigkeit der ökotoxikologischen Wirkungen nicht belegt ist oder Stoffe nur über den Summenparameter TOC erfasst werden können, ist im 3. Schritt der Stufe 2 durch biologische Tests nachzuweisen, dass keine relevanten ökotoxikologischen Wirkungen auftreten. Im vorliegenden Anwendungsfall waren durchzuführen:

- Leuchtbakterien-Luminiszenz-Hemmtest (DIN EN ISO 11348-1 bis -3)
- Daphnien-Test (DIN 38412-30)
- Algen-Test (DIN 38412-33)
- Biologische Abbaubarkeit (OECD 301 B)

Auf die Durchführung ergänzender Untersuchungen zur mutagenen oder fischtoxischen Wirkungen durfte in Abstimmung mit dem DIBt verzichtet werden, da die chemische Zusammensetzung der für die Feldversuche vorgesehen Produkte (PAA, CMC und XAN) diesbezüglich keine Hinweise lieferten.

8.2.2 Wasserrechtsverfahren

Die erforderlichen Untersuchungen gemäß dem zuvor erläuterten Untersuchungskonzept wurden für die Produkte, welche im Rahmen der Feldversuche eingesetzt werden sollten, durch die Süd-Chemie AG veranlasst, soweit entsprechende Ergebnisse nicht bereits verfügbar waren.

Der Wasserrechtsantrag für die Feldversuche wurde am 02.03.2009 durch die Flughafen München GmbH namens und im Auftrag der TU München, Zentrum Geotechnik beim zuständigen Landratsamt Freising eingereicht. Im Erläuterungsbericht zum Antrag wurden insbesondere folgende Punkte behandelt:

- Beschreibung des Vorhabens
- Zusammenstellung aller erforderlichen Untersuchungsergebnisse gemäß dem mit dem DIBt abgestimmten Untersuchungskonzept
- Abschätzung der maximal zu erwartenden Mengen an in den Baugrund eindringender Stützflüssigkeit
- Beschreibung eines qualitativen Modells für den Weitertransport der in den Baugrund eingedungenen Polymerlösungen nach Pfahlherstellung
- Darstellung der vorgesehenen Grundwasserbeweissicherung

Die aufgeführten Punkte werden nachfolgend erläutert. (Hinsichtlich der Beschreibung des Vorhabens sei auf Kapitel 6 verwiesen.)

Die Ergebnisse der vorab durchgeführten Untersuchungen bzw. der bereits vorliegenden Analysen der Polymerprodukte ließen bis einschließlich Stufe 2, 2. Schritt des Bewertungskonzepts nach DIBT (2009) eine positive Bewertung der Verträglichkeit für Boden und Grundwasser zu. Detailliertere Betrachtungen erforderten die Ergebnisse der ökotoxikologischen Tests (Stufe 2, 3. Schritt, siehe Tabelle 8.1):

Tabelle 8.1: Ergebnisse der ökotoxikologischen Tests (erforderliche Verdünnungsstufen)

Produkt	Ausgangskonzentration	Leuchtbakterien-Lumineszenz	Daphnien	Algen
PAA	1 g/l	$G_L = 2$	$G_D = 2$	$G_A = 1$
CMC	1 g/l	$G_L = 2$	$G_D = 2$	$G_A = 1$
XAN	1 g/l	$G_L = 2$	$G_D = 2$	$G_A = 1$

Die ökotoxikologischen Tests wurden am Hygiene-Institut des Ruhrgebiets, Gelsenkirchen durchgeführt. In diesen Tests werden jeweils ausgehend von der unverdünnten Ausgangskonzentration durch Zugabe von Wasser Verdünnungsstufen hergestellt, bis für eine untersuchte Verdünnungsstufe ein testspezifisches Kriterium eingehalten wird. Aufgrund der hohen Viskositäten der Polymerlösungen war es nicht möglich – wie im Untersuchungskonzept vorgesehen – als Ausgangskonzentrationen die für die Feldversuche in der Vorplanung maximal vorgesehenen Einsatzkonzentrationen von 8 g/l zu untersuchen. Stattdessen wurden jeweils Ausgangskonzentrationen von 1 g/l untersucht.

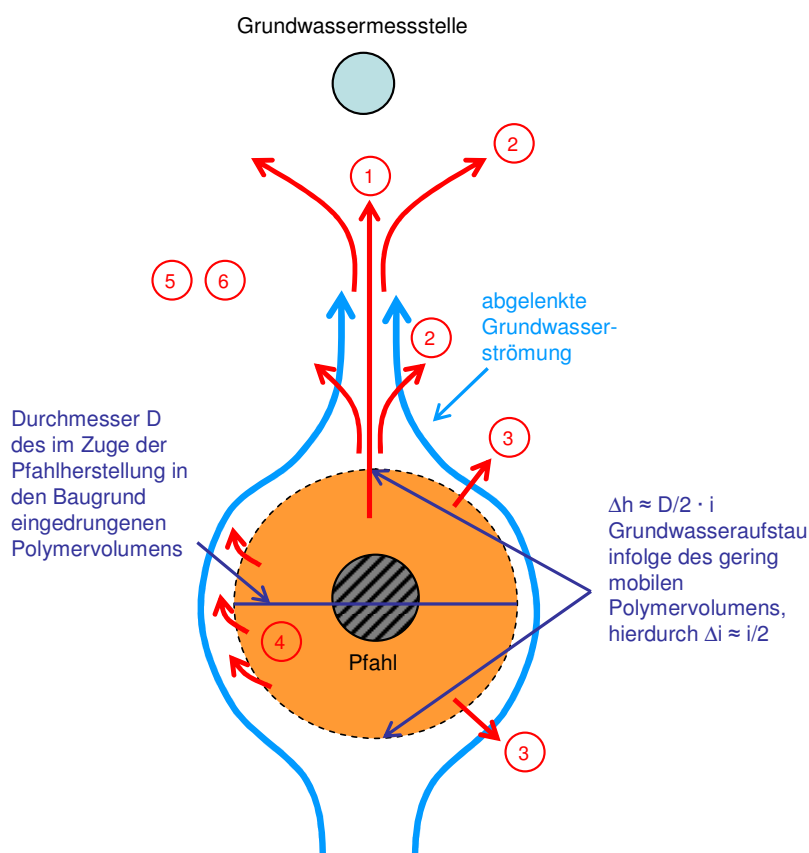
Nach den Kriterien des DIBT-Merkblattes sind Verdünnungsstufen $G_L \leq 8$ (d.h. 1 Anteil „Eluat“ / Polymerlösung und 7 Anteile Wasser), $G_D \leq 4$ und $G_A \leq 4$ einzuhalten. Anhand der Ergebnisse in Tabelle 8.1 ließ sich feststellen, dass diese Verdünnungsstufen für die untersuchten Polymerlösungen nur bis zu Ausgangskonzentrationen von 2 g/l eingehalten werden (bei Umrechnung auf äquivalente Verdünnungsstufen). Maßgebend ist bei allen drei Produkten der Daphnien-Test, bei dem eine untersuchte Verdünnungsstufe als unbedenklich angesehen wird, wenn weniger als 10 % der Daphnien in der Testflüssigkeit schwimmunfähig sind. In diesem Fall liegt die Vermutung nahe, dass die Schwimmunfähigkeit möglicherweise in erster Linie durch die hohe Viskosität und weniger durch eine toxische Wirkung im eigentlichen Sinne eintritt.

Eine Beschränkung der Konzentrationen auf 2 g/l hätte für die Feldversuche jedoch bedeutet, dass auf der Basis der vorhandenen Erkenntnisse zum Eindring- und Stützverhalten der Polymerlösungen eine ausreichende Stützwirkung und damit die Herstellbarkeit der Pfähle nicht gesichert gewesen wären. Im Wasserrechtsantrag wurden daher Einsatzkonzentrationen von bis zu 8 g/l beantragt, d.h. eine Überschreitung der nach Untersuchungskonzept formal zulässigen Konzentration um das Vierfache.

Zur Begründung wurden die geringen Mengen an potentiell in den Baugrund eindringender Polymerlösung, die geringe Mobilität der Polymerlösungen im unverdünnten Zustand und das geplante Beweissicherungsprogramm Grundwasser aufgeführt. Auf diese Punkte wird nachfolgend näher eingegangen.

Aufgrund der Unsicherheiten, die eine Berechnung der Stützflüssigkeitsverluste ohne Vorliegen einer Baugrunderkundung beinhaltet hätte, wurde ein „worst case“-Szenario betrachtet. Unter der Annahme, dass die Eindringlänge über die gesamte Bohrlochtiefe das statisch zulässige Maß erreicht, und unter Ansatz ungünstiger Werte für Scherfestigkeit und Porenanteil wurden ca. 67 m³ Verlust je Bohrloch ermittelt. (Zum Zeitpunkt der Antragstellung war noch die Ausführung 15 m langer Pfähle geplant. Die Pfahllänge wurde jedoch auf 10 m reduziert, um aus Gründen des Grundwasserschutzes eine Einbindung in tertiäre Bodenschichten zu vermeiden). Bei einer maximalen Einsatzkonzentration der Polymerlösungen von 8 g/l hätte dies im ungünstigsten Fall eine Polymerfracht von ca. 536 kg je Bohrloch bedeutet. Im Wasserrechtsantrag wurde darauf verwiesen, dass die tatsächlich eindringende Polymerfracht mit hoher Wahrscheinlichkeit viel geringer sei. (Tatsächlich wurden im Rahmen der Feldversuche für alle polymergestützt hergestellten Bohrlöcher zusammen nur 40,2 m³ Polymerlösung angemischt, vgl. Tabelle 6.5 in Kapitel 6. Von diesem Volumen wurden nochmals ca. 25 m³ an Puffermenge und beim Betonieren abgepumpter Stützflüssigkeit in einer Kläranlage entsorgt, so dass insgesamt nur ca. 15 m³ an Polymerlösung in den Baugrund eindringen bzw. dem Aushub anhafteten.)

Da das während des Herstellungsvorgangs eines Pfahls in den Baugrund eingedrungene Polymer volumen nicht aushärtet, unterliegt es nach dem Betonieren verschiedenen Transportmechanismen, welche in Abbildung 8.1 schematisch dargestellt sind. Bezüglich der theoretischen Hintergründe sei auf die Ausführungen im Theorieteil (Kapitel 3) dieses Berichts verwiesen.



1. Advektiver Transport des während der Bohrlochstützung in die Pfahlumgebung eingedrungenen Polymervolumens infolge des natürlichen (bzw. durch Aufstau um ca. 50 % erhöhten) Grundwassergefälles
2. Dispersion infolge der tatsächlichen Fließwege im Kornerüst
3. Molekulare Diffusion infolge der Polymerkonzentrationsdifferenz zum umgebenden Grundwasser
4. Abtrag des Polymervolumens durch Vermischung mit vorbeiströmendem Grundwasser
5. Adsorption des sich advektiv fortbewegenden Polymervolumens am Kornerüst
6. Reduktion des Polymervolumens durch biologischen Abbau (XAN)

Abbildung 8.1: Qualitatives Transportmodell für die Polymerlösungen nach Pfahlherstellung

Die Advektion, durch welche ggf. unverdünnte Polymerlösung transportiert werden könnte, wird nach dem Wegfall des Überdrucks aus dem Bohrloch nur noch durch das natürliche Grundwassergefälle aufrechterhalten. Da das den Pfahl umgebende Polymervolumen für die Grundwasserströmung ein Hindernis darstellt, kann mit einem leichten Aufstau gerechnet werden, dessen Maß für Pfähle üblicherweise als Produkt aus halbem Pfahldurchmesser und hydraulischem Gradient abgeschätzt wird. Aus diesem Aufstau lässt sich – unabhängig vom Pfahldurchmesser bzw. in diesem Fall vom Umfang des den Pfahl umgebenden Polymervolumens – eine Zunahme des hydraulischen Gradienten um den Faktor 1,5 ableiten.

Während das Grundwasser bei einem angenommenen Durchlässigkeitsbeiwert k des Baugrunds von $1 \cdot 10^{-3}$ m/s und einem natürlichen hydraulischen Gradienten i von ca. 0,15 % eine Fließgeschwindigkeit (Filtergeschwindigkeit) von etwa 0,13 m/d aufweist, ergibt sich z.B. für eine PAA-Lösung mit 2 g/l auch bei Berücksichtigung eines Grundwasseraufstaus nur eine äußerst geringe Fließgeschwindigkeit in der Größenordnung von $\ll 1$ cm pro Jahr (mit In-situ-Parametern K und m aus Laborversuch nach Abbildung 5.25). Für höhere Polymerkonzentrationen oder bei geringerer Durchlässigkeit des Baugrunds ist dieser Wert noch wesentlich kleiner.

Ein relevanter advektiver Transport der unverdünnten Stützflüssigkeit war daher ausgeschlossen. Stattdessen war zu vermuten, dass infolge der hohen Wasserlöslichkeit der Polymere insbesondere der 4. Transportmechanismus (Vermischung mit vorbeiströmendem Grundwasser) eine hohe Bedeutung haben würde. Im DIBt-Merkblatt wird darauf hingewiesen, dass die Reduktion einer Schadstoffkonzentration durch Verdünnung entlang der Fließstrecke grundsätzlich für die Bewertung unerheblich ist. Allerdings kann der hier betrachtete Fall sinngemäß auch als Auslaugung eines quasi-immobilen Bauproduktes angesehen werden. In einer Veröffentlichung des DIBt (PROCHNAU-JOHN / STRATHMANN, 2008) wird für die Prüfung von Silikatgelen zur Erteilung allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassungen ein Säulenversuch mit umgekehrter Fließrichtung als geeignetes Eluationsverfahren festgelegt. Bei diesem Versuch wird eine mit Silikatgel injizierte Sandsäule unmittelbar nach dem Erstarren des Silikatgels von unten nach oben mit Wasser durchströmt und das austretende Wasser fraktionsweise beprobt. Eine Untersuchung am reinen Silikatgel wird nicht beschrieben. In vergleichbarer Herangehensweise wäre es vorstellbar, die „Eluate“ polymerer Stützflüssigkeiten (fiktiv) wenige Dezimeter hinter der maximalen Eindringfront zu entnehmen. Es ist anzunehmen, dass dies einer deutlichen Verdünnung gegenüber der reinen Polymerlösung gleichkommen würde, welche vom DIBt als zu untersuchendes „Eluat“ vorgegeben wurde (vgl. Abschnitt 8.2.1). Zur Klärung dieser Fragestellung sollte eine Grundwasserbeweissicherung mit beitragen, die aus folgenden Maßnahmen bestand:

- detaillierte Erfassung der Stützflüssigkeitsverluste je Bohrloch (Flüssigkeitsvolumen und Konzentration)
- Grundwasserbeprobungen in 3 Grundwassermessstellen im unmittelbaren Abstrombereich der Pfähle sowie einer Referenzmessstelle oberstrom
- oberflächennahes Freilegen der Pfähle bis unter den verrohrten Bereich und Untersuchung auf möglicherweise verbliebene Polymerlösung in diesem Bereich

Die Erfassung der Stützflüssigkeitsverluste ist in Kapitel 6 (Feldversuche) ausführlich beschrieben. Es wurde für jedes Bohrloch der Verbrauch an Stützflüssigkeit durch Differenzablesung der Stütz-

flüssigkeitsstände im Oberbecken beim Nachfüllen protokolliert. Als Kontrolle diente das je Pfahl angemischte Volumen an Stützflüssigkeit abzüglich des beim Betonieren aus dem Bohrloch abgepumpten Volumens sowie des Restflüssigkeitsvolumens im Hochbehälter und den Schläuchen. Beim Anmischen wurde darüber hinaus durch entsprechende Arbeitsanweisungen und die Kontrollmessung der Marsh-Zeit an jeder einzelnen Charge eine konstante Polymerkonzentration sichergestellt.

Im Zuge der Baugrunderkundung wurden in einem Abstand von 3 m und in der Flucht zu den in Grundwasserfließrichtung ausgerichteten Pfahlreihen P 1 – P 3 – P 5 bzw. P 2 – P 4 – P 6 die Grundwassermessstellen GWM 2 und GWM 3 sowie in Fließrichtung 5 m hinter diesen beiden Messstellen und in der Mittellinie zwischen beiden Pfahlreihen die Messstelle GWM 1 erstellt. Außerdem stand ca. 50 m oberstrom die bestehende Messstelle 3696-Q2 als Referenz zur Verfügung. Einen Lageplan zu den Feldversuchen enthält Abbildung 6.1. Der Mindestabstand von 3,0 m zu den äußeren Bohrpfählen wurde gewählt, um einen Einfluss auf die Standsicherheit der späteren Pfahlbohrlöcher oder die Pfahlprobelbelastungen sicher auszuschließen. Zudem sollten die Messstellen nicht im direkten Eindringbereich der Stützflüssigkeiten liegen.

Mit dem Wasserrechtsantrag wurde ein Probenahme- und Untersuchungsprogramm vorgeschlagen, mit dem eine mögliche Grundwasserbeeinflussung räumlich und zeitlich dokumentiert werden sollte. Dieses Programm wurde im Zuge der Genehmigung durch das WWA München noch modifiziert und schließlich Bestandteil der wasserrechtlichen Auflagen. Es ist zusammen mit den Untersuchungsergebnissen im folgenden Abschnitt 8.2.3 aufgeführt.

Da ein direkter Nachweis der einzelnen Polymerprodukte in Grundwasserproben sehr aufwändig und teuer gewesen wäre, wurde auf die im Rahmen des Laborprogramms ermittelten Abhängigkeiten zwischen Polymerkonzentration und TOC-Gehalt zurückgegriffen, die für die vorgesehenen Produkte in einer ähnlichen Größenordnung lagen (siehe Tabelle 5.3 in Kapitel 5). Eine Differenzierung nach einzelnen Polymertypen war bei diesem Vorgehen nicht möglich.

Der Bescheid des Landratsamtes Freising über die beschränkte Erlaubnis nach § 7 Abs. 1 WHG i. V. m. Art. 17 Abs. 1 Satz 1 BayWG wurde am 24.03.2009 erlassen. In den Auflagen zum Bescheid wurde insbesondere ein Programm zur Grundwasserbeweissicherung gefordert, welches sich inhaltlich mit dem bereits in der Planungsphase der Feldversuche mit dem WWA München abgestimmten Programm deckte. Auf das Untersuchungsprogramm und die Ergebnisse der Grundwasserbeweissicherung wird im nachfolgenden Abschnitt eingegangen.

8.2.3 Untersuchungen im Rahmen der Feldversuche

In diesem Abschnitt werden die im Rahmen der Feldversuche zur Untersuchung der Umweltverträglichkeit durchgeführten Versuche beschrieben und die Ergebnisse dargestellt. Mit den Untersuchungen wurde den wasserrechtlichen Auflagen Folge geleistet, teilweise gingen die Untersuchungen jedoch auch über den geforderten Umfang hinaus. Alle Probennahmen und Analysen in diesem Zusammenhang wurden durch ein zertifiziertes Labor durchgeführt.

Feststoffanalysen der eingesetzten Polymere

Als Ergänzung bzw. zur Überprüfung der vorhandenen Daten zu den einzelnen Polymertypen sollten die vor Ort angemischten Polymerlösungen beprobt und analysiert werden. Da jedoch fachgerechte Probenahmen während der Feldversuche organisatorisch nicht sicherzustellen waren, zugleich aber eine Beeinflussung der Analyseergebnisse durch Anmischwasser oder Mischanlage praktisch ausgeschlossen waren, wurden ersatzweise Feststoffproben der als Sackware in Pulver- bzw. Granulatform angelieferten Polymere zur Untersuchung ins Labor geliefert. Die Ergebnisse dieser Analysen sind in Tabelle 8.2 dargestellt.

Tabelle 8.2: Ergebnisse Feststoffanalysen

Parameter	Methode	Einheit	PAA (Sackware)	CMC (Sackware)	XAN (Sackware)
pH-Wert *	DIN ISO 10390	-	8,0	8,8	9,1
EOX	DIN 38414-17	mg/kg	0,69	< 0,5	< 0,5
Mineralölkohlenwasserstoffe	ISO TR 11046 (Method A)	mg/kg	63	63	57
TOC	DIN EN 13137	%	31	27	26
Gesamt-Chlor	DIN 51577-1	%	0,68	0,028	0,20
Benzol	analog DIN 38407-9 (GC-MS)	mg/kg	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Toluol		mg/kg	< 0,1	< 0,1	< 0,1
m- und p-Xylol		mg/kg	< 0,1	< 0,1	< 0,1
o-Xylol		mg/kg	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Ethylbenzol		mg/kg	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Σ der best. BTEX		mg/kg	-	-	-
Dichlormethan	analog DIN EN ISO 10301 (GC-MS)	mg/kg	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Trichlormethan		mg/kg	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Tetrachlormethan		mg/kg	< 0,1	< 0,1	< 0,1
1,1,1-Trichlorethan		mg/kg	< 0,1	< 0,1	< 0,1
cis-Dichlorethen		mg/kg	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Trichlorethen		mg/kg	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Tetrachlorethen		mg/kg	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Σ der best. LHKW		mg/kg	-	-	-

* Für die pH-Wert Bestimmung wurde 1g Probe in 1000ml entionisiertem Wasser suspendiert.

Die Ergebnisse bestätigten die bereits vorab verfügbaren Produktdaten dahingehend, dass abgesehen von den zu erwartenden hohen Werten für den TOC und den etwas erhöhten pH-Werten keine Auffälligkeiten z.B. im Hinblick auf LAGA (1997) der untersuchten Parameter feststellbar waren. Der TOC wurde abweichend von den in Abschnitt 5.3 dargestellten Untersuchungen nach DIN EN 13137 am Feststoff und nicht nach DIN EN 1484 an Polymerlösungen bestimmt. Da die in Tabelle 5.3 angegebenen Umrechnungsfaktoren zwischen TOC und Polymerkonzentration c an jeweils drei Einzelproben mit verschiedenen Konzentrationen ermittelt und durch Doppelbestimmung abgesichert wurden, werden diese Faktoren auch nachfolgend für die Konzentrationsbestimmung an Grundwasserproben verwendet. Die an Feststoffproben ermittelten TOC-Werte (um-

gerechnet $\text{TOC [mg/l]} = 310 / 270 / 260 \cdot c \text{ [g/l]}$ für PAA / CMC / XAN) stimmen in der Größenordnung mit den Angaben nach Tabelle 5.3 überein.

Beweissicherung Grundwasser

In Übereinstimmung mit den wasserrechtlichen Auflagen wurde das in Tabelle 8.3 angegebene Probenahme- und Untersuchungsprogramm geplant und durchgeführt. Es wurde zwischen „Basisuntersuchungen“ und „Volluntersuchungen“ unterschieden, die folgenden Untersuchungsumfang aufwiesen:

Basisuntersuchung: Farbe, Trübung, Geruch, Wassertemperatur, elektrische Leitfähigkeit bei 20 °C, pH-Wert, Sauerstoff, DOC, BSB5, TOC

Volluntersuchung: Parameter der Basisuntersuchung zzgl. SK 4,3, BK 8,2, Ca, Mg, K, Na, Fe, Mn, NH_4 , NO_3 , NO_2 , SO_4 , Cl, SAK 436 nm und SAK 254 nm, AOX

Tabelle 8.3: Probenahme- und Untersuchungsprogramm

Termin für Probenahme	Umfang Probenahme und Untersuchung
ca. 2 Wochen vor Beginn der Versuche	- Volluntersuchung an GWM1 und 3696-Q2 - Basisuntersuchung an GWM2 und GWM3
während der Phase der Pfahlherstellung, 6 Werktage (Probennahme jeweils am Nachmittag)	- tägliche Basisuntersuchungen an GWM1, GWM2 und GWM3 - nur erster und letzter Tag: zusätzlich Volluntersuchungen an GWM1 (hier entfällt dafür jeweils die Basisuntersuchung) und 3696-Q2
2 Wochen, 3 Wochen und 4 Wochen nach Beginn Pfahlherstellung	- jeweils Basisuntersuchungen an GWM 2 und GWM3 - nur nach 3 Wochen: zusätzlich Volluntersuchungen an GWM1 und 3696-Q2
2 Monate und 3 Monate nach Beginn Pfahlherstellung	Basisuntersuchungen an GWM 2 und GWM3
6 Monate, 9 Monate und 12 Monate nach Beginn Pfahlherstellung	- Basisuntersuchungen an GWM2 und GWM3 - nur nach 6 Monaten und 12 Monaten: zusätzlich Volluntersuchungen an GWM1 und 3696-Q2

Die Ergebnisse der Grundwasseranalysen sind in Tabelle 8.4 bis Tabelle 8.11 dargestellt. Der Zeitraum der Pfahlherstellung ist jeweils grau hinterlegt.

Tabelle 8.4: Messwerte Grundwasseranalysen, GWM 1, Vorort-Parameter

Datum Probenahme	Farbe	Geruch	Trübung	Temperatur	elektr. Leitfähigkeit (20 °C)	pH- Wert	Sauerstoff
				°C	µS/cm		mg/l
19.03.2009	farblos	leicht H ₂ S	sehr leicht	8,8	794	6,87	4,1
30.03.2009	farblos	H ₂ S	klar	8,6	901	6,93	0
31.03.2009	farblos	H ₂ S	klar	9,1	928	6,80	0
01.04.2009	farblos	H ₂ S	klar	8,8	892	6,88	0
02.04.2009	farblos	H ₂ S	klar	9,3	884	6,90	0
06.04.2009	farblos	leicht H ₂ S	klar	9,0	969	7,07	0,7
07.04.2009	farblos	leicht H ₂ S	klar	9,2	979	7,11	0,7
27.04.2009	farblos	geruchlos	klar	9,3	999	6,94	0,6
15.10.2009	farblos	geruchlos	klar	15,5	812	6,87	0,9
06.04.2010	farblos	geruchlos	klar	9,0	937	6,90	0,3

Tabelle 8.5: Messwerte Grundwasseranalysen, GWM 2, Vorort-Parameter

Datum Probenahme	Farbe	Geruch	Trübung	Temperatur	elektr. Leit- fähigkeit (20 °C)	pH- Wert	Sauerstoff
				°C	µS/cm		mg/l
19.03.2009	farblos	geruchlos	sehr leicht	9,1	737	6,86	4,3
30.03.2009	farblos	geruchlos	klar	8,6	844	6,90	0,5
31.03.2009	farblos	geruchlos	klar	10,2	867	6,91	0,2
01.04.2009	farblos	geruchlos	klar	9,1	841	6,95	0,2
02.04.2009	farblos	geruchlos	klar	9,5	855	6,98	0,2
06.04.2009	farblos	geruchlos	klar	10,9	910	6,99	0,5
07.04.2009	farblos	geruchlos	klar	10,8	916	6,99	0,6
14.04.2009	farblos	geruchlos	klar	9,8	905	6,83	0,8
20.04.2009	farblos	geruchlos	klar	10,4	950	6,98	1,2
27.04.2009	farblos	geruchlos	klar	10,5	922	6,91	1,0
02.06.2009	farblos	geruchlos	klar	11,8	876	6,96	1,6
08.07.2009	farblos	geruchlos	klar	13,0	837	6,88	0,5
15.10.2009	farblos	geruchlos	klar	14,8	806	6,85	1,0
06.04.2010	farblos	geruchlos	klar	10,8	877	6,89	0,4

Tabelle 8.6: Messwerte Grundwasseranalysen, GWM 3, Vorort-Parameter

Datum Probenahme	Farbe	Geruch	Trübung	Temperatur	elektr. Leit- fähigkeit (20 °C)	pH- Wert	Sauerstoff
				°C	µS/cm		mg/l
19.03.2009	leicht gelblich	geruchlos	leicht	8,9	674	6,93	6,4
30.03.2009	farblos	geruchlos	klar	8,5	752	6,98	2,7
31.03.2009	farblos	geruchlos	klar	9,4	775	6,94	2,6
01.04.2009	farblos	geruchlos	klar	8,6	745	6,97	1,5
02.04.2009	farblos	geruchlos	klar	9,2	782	7,03	3,4
06.04.2009	farblos	geruchlos	klar	10,4	851	7,06	1,7
07.04.2009	farblos	geruchlos	klar	10,4	856	6,98	1,8
14.04.2009	farblos	geruchlos	klar	9,6	835	6,86	2,1
20.04.2009	farblos	geruchlos	klar	9,6	861	6,86	2,1
27.04.2009	farblos	geruchlos	klar	10,5	865	6,91	1,0
02.06.2009	farblos	geruchlos	klar	12,0	857	6,90	1,3
08.07.2009	farblos	geruchlos	klar	12,6	833	6,88	0,5
15.10.2009	farblos	geruchlos	klar	14,9	821	6,89	1,2
06.04.2010	farblos	geruchlos	klar	10,6	888	6,88	0,3

Tabelle 8.7: Messwerte Grundwasseranalysen, 3696-Q2, Vorort-Parameter

Datum Probenahme	Farbe	Geruch	Trübung	Temperatur	elektr. Leit- fähigkeit (20 °C)	pH- Wert	Sauerstoff
				°C	µS/cm		mg/l
19.03.2009	farblos	geruchlos	klar	8,6	853	6,92	5,3
30.03.2009	farblos	geruchlos	klar	8,3	853	6,81	5,2
07.04.2009	farblos	geruchlos	klar	9,3	997	7,06	2,3
27.04.2009	farblos	geruchlos	klar	10,4	930	6,97	2,4
15.10.2009	farblos	geruchlos	klar	14,3	800	6,90	2,4
06.04.2010	farblos	geruchlos	klar	10,1	927	6,93	1,2

Tabelle 8.8: Messwerte Grundwasseranalysen, GWM 1, Labor-Parameter

Datum Probenahme	TOC	DOC	BSB5	Mangan	Ammonium	Nitrit
	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
19.03.2009	5,6	4,3	< 3	0,25	< 0,05	< 0,01
30.03.2009	8,9	6,5	< 3	0,27	< 0,05	< 0,01
31.03.2009	11,5	10,3	< 3	nicht analysiert (nur Basisuntersuchungen)		
01.04.2009	14,3	13,8	< 3			
02.04.2009	18,4	18,0	< 3			
06.04.2009	5,4	4,2	< 3			
07.04.2009	4,6	4,5	< 3	0,32	0,45	0,17
27.04.2009	4,5	3,5	< 3	0,25	0,10	0,30
15.10.2009	4,0	3,3	< 3	0,30	< 0,05	0,18
06.04.2010	4,0	3,6	< 3	0,18	< 0,05	0,04

Tabelle 8.9: Messwerte Grundwasseranalysen, GWM 2, Labor-Parameter

Datum Probenahme	TOC	DOC	BSB5	Mangan	Ammonium	Nitrit
	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
19.03.2009	6,4	4,2	< 3	nicht analysiert (nur Basisuntersuchungen)		
30.03.2009	27,7	24,6	< 3			
31.03.2009	31,8	31,7	< 3			
01.04.2009	21,0	20,9	< 3			
02.04.2009	17,2	16,0	< 3			
06.04.2009	9,1	8,0	< 3			
07.04.2009	7,7	7,5	< 3			
14.04.2009	11,3	10,3	< 3			
20.04.2009	13,5	12,8	3			
27.04.2009	7,7	7,2	< 3			
02.06.2009	5,2	4,8	< 3			
08.07.2009	4,2	4,1	< 3			
15.10.2009	4,1	3,9	< 3			
06.04.2010	4,1	3,4	< 3			

Tabelle 8.10: Messwerte Grundwasseranalysen, GWM 3, Labor-Parameter

Datum Probenahme	TOC	DOC	BSB5	Mangan	Ammonium	Nitrit
	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
19.03.2009	5,5	4,3	< 3	nicht analysiert (nur Basisuntersuchungen)		
30.03.2009	8,3	6,2	< 3			
31.03.2009	11,7	9,4	< 3			
01.04.2009	11,7	11,6	< 3			
02.04.2009	11,4	10,8	3			
06.04.2009	6,1	5,3	4			
07.04.2009	5,4	5,4	< 3			
14.04.2009	6,1	5,3	4			
20.04.2009	9,2	9,0	3			
27.04.2009	8,9	6,8	3			
02.06.2009	5,1	3,9	< 3			
08.07.2009	4,8	4,6	< 3			
15.10.2009	4,2	3,3	< 3			
06.04.2010	4,4	3,5	< 3			

Tabelle 8.11: Messwerte Grundwasseranalysen, 3696-Q2, Labor-Parameter

Datum Probenahme	TOC	DOC	BSB5	Mangan	Ammonium	Nitrit
	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
19.03.2009	6,3	4,9	< 3	< 0,005	< 0,05	< 0,01
30.03.2009	8,3	6,3	< 3	< 0,005	< 0,05	0,30
07.04.2009	2,0	1,2	< 3	< 0,005	< 0,05	< 0,01
27.04.2009	4,7	2,6	< 3	< 0,005	< 0,05	< 0,01
15.10.2009	4,6	3,6	< 3	< 0,005	< 0,05	< 0,01
06.04.2010	4,7	3,8	< 3	< 0,005	< 0,05	< 0,01

Abbildung 8.2 zeigt grafisch den Verlauf der TOC-Werte vor, während und nach der Phase der Pfahlherstellung. Es ist gut zu sehen, dass die TOC-Werte in der in Grundwasserfließrichtung 3 m hinter dem zuerst hergestellten Pfahl P 1 (mit 6 g/l PAA gestützt hergestellt) ausgehend von einem Referenzwert von rund 5 mg/l unmittelbar und am stärksten ansteigen. Der Maximalwert für den TOC wurde am Folgetag mit 31,8 mg/l erreicht. Bei diesem Pfahl ist zu beachten, dass aufgrund der Probleme beim Betonieren die Herstellung auch erst am Folgetag abgeschlossen wurde (vgl. Abschnitt 6.3.3.). In der Messstelle GWM 3 (im Abstrombereich des mit 2 g/l PAA gestützt hergestellten Pfahls P 2) wurden etwas geringere Werte gemessen. Am geringsten fiel der Anstieg des TOC in der Messstelle GWM 1 (in Fließrichtung 8 m hinter den Randpfählen P 1 und P 2 angeordnet) aus. Hier wurden in einem Zeitraum von 3 Tagen Werte von bis zu 11,7 mg/l bestimmt. Während in der GWM 1 die TOC-Werte bereits ab der Messung vom 06.04.2009 (d.h. noch während der Herstellung des mit Bentonitsuspension gestützten Pfahls P 3 und des Randpfahls P 5) wieder auf das Niveau der Referenzwerte abfielen, war anhand der Messstellen GWM 2 und GWM 3 noch eine zweite „Welle“ mit Maximalwerten bis 13,5 mg/l (Messwert in GWM 2) zu beobachten. Da die Messungen wie zuvor erläutert keine Differenzierung nach Produkten erlaubten, war die genaue Ursache dieser zweiten „Welle“ nicht exakt feststellbar.

Spätestens ab dem Zeitpunkt der Probenahme vom 02.06.2009 (d.h. 3 Monate nach Herstellung des ersten Pfahls) war der TOC auch in den Messstellen GWM 2 und GWM 3 wieder vollständig auf den Referenzwert abgeklungen. Die Tatsache, dass im unmittelbaren Abstrombereich der Bohrlöcher P 1 und P 3 ein maximaler TOC von nur 31,8 mg/l gemessen wurde, wird als klares Indiz für die in Abschnitt 8.2.2 angenommene Quasi-Immobilität der während der Bohrlochstützung in den Baugrund eingedrungenen Polymerlösungen nach Abschluss des Betonierens angesehen.

Gemäß Umrechnung nach Tabelle 5.3 entspricht der gemessene TOC-Wert für eine PAA-Lösung einer Konzentration in der Größenordnung von < 0,1 g/l und damit einer Verdünnung der Ausgangskonzentrationen von 6 g/l bei Pfahl P 1 (mit einem TOC von ca. 2400 mg/l) bzw. 2 g/l bei Pfahl P 3 (TOC ca. 800 g/l) um mehr als das ca. 60-fache bzw. 20-fache. Die während der Pfahlherstellung in die Bohrlochumgebung eingedrungenen Polymere wurden aufgrund ihrer Wasserlöslichkeit in der Folgezeit durch das umströmende Grundwasser sukzessive abgetragen. Erst durch eine deutliche Verdünnung wurde eine Mobilisierung mit einer relevanten Fließgeschwindigkeit möglich. Die Verdünnung erfolgte dabei vermutlich zu einem großen Teil am äußeren Rand des primären Eindringbereichs der Polymerlösungen (Eindringbereich während der Phase der Bohrlochstützung) und nicht erst im weiteren Verlauf der Fließstrecke. Ökotoxikologische Untersuchun-

gen an Grundwasserproben unmittelbar außerhalb des primären Eindringbereichs der polymeren Stützflüssigkeiten hätten mit hoher Wahrscheinlichkeit akzeptable Verdünnungsstufen gemäß DIBT (2009) ergeben.

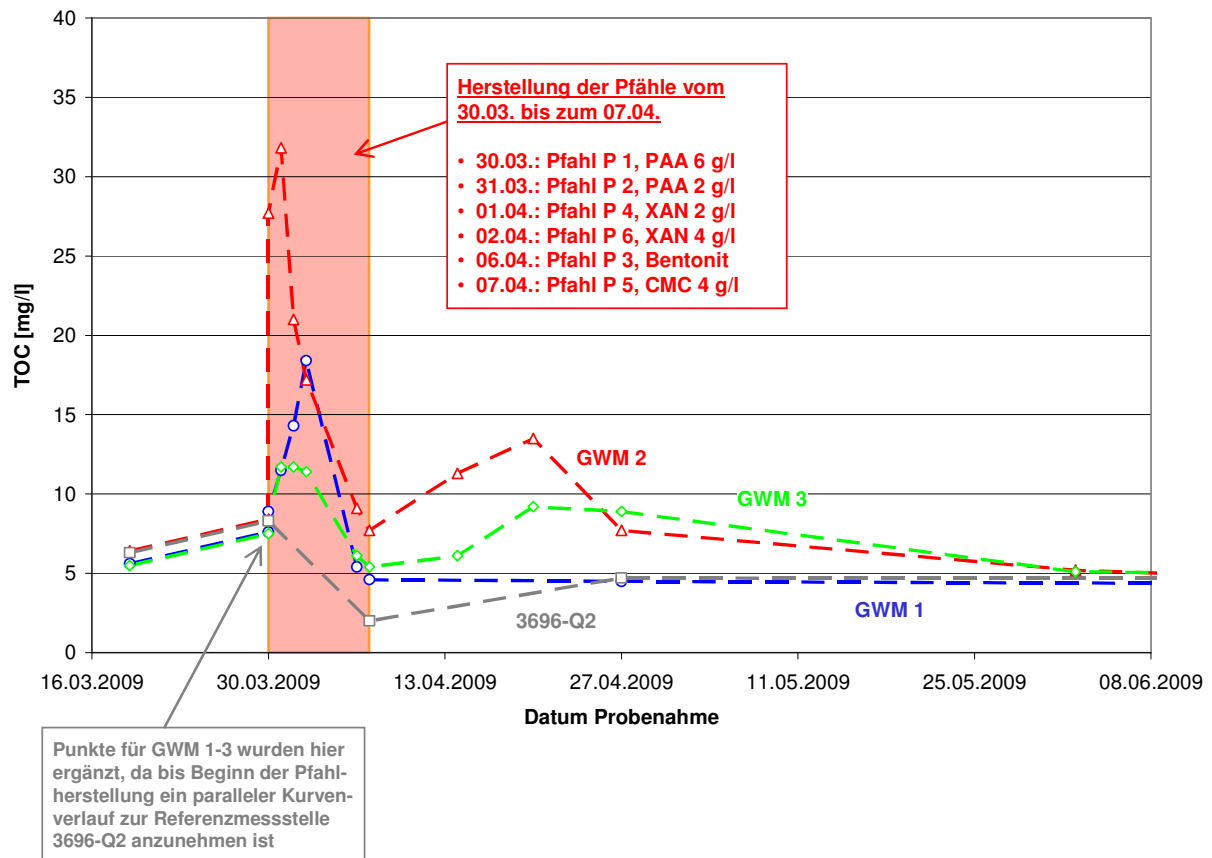


Abbildung 8.2: TOC-Messungen Grundwasser

Hinsichtlich der sonstigen untersuchten Parameter wurden folgende Beobachtungen gemacht:

Farbe / Geruch / Trübung: Der sehr leichten bis leichten Trübung in den Messstellen GWM 1, 2 und 3 sowie der leicht gelblichen Färbung in GWM 3 vom 19.03.2009 (d.h. vor Herstellung der Pfähle) wird keine Bedeutung beigemessen, da diese Befunde sehr wahrscheinlich darauf zurückzuführen sind, dass die entsprechenden Messstellen erst zwei Wochen zuvor hergestellt worden waren. Der faulig, schwefelige Geruch in GWM 1 war bereits bei der Nullmessung am 19.03.2009 feststellbar und konnte in den jeweils näher an den Versuchspfählen gelegenen Messstellen GWM 2 und GWM 3 zu keinem Zeitpunkt bestätigt werden. Stattdessen wird eine Beeinflussung durch einen wenige Meter entfernt gelegenen Schacht zur Straßenentwässerung vermutet.

Temperatur: Eine Beeinflussung durch die Versuche ist nicht erkennbar.

Sauerstoff (Vorort-Parameter): Der Sauerstoffgehalt der vor Versuchsbeginn entnommenen Referenzproben lag zwischen 4,1 mg/l und 6,4 mg/l (5,3 mg/l in der Messstelle 3969-Q2). Bereits am ersten Tag der Pfahlherstellung fielen diese Werte in allen drei im Abstrom gelegenen Messstellen stark ab (in der Messstelle GWM 1 bis auf 0 mg/l) und blieben nachfolgend auf einem niedrigeren Niveau. Zwar wurden auch an den Grundwasserproben vom 07.04.2009 und 27.04.2009 aus der im Zustrom gelegenen Referenzmessstelle 3696-Q2 gegenüber den ersten Messungen reduzierte Werte von 2,3 mg/l bzw. 2,4 mg/l und am 06.04.2010 ein weiterer Abfall bis auf 1,2 mg/l festgestellt, dennoch scheint ein Zusammenhang zwischen der Verwendung der polymeren Stützflüssigkeiten und dem zeitnahen und deutlichen Rückgang des Sauerstoffgehalt wahrscheinlich.

BSB5 (biochemischer Sauerstoffbedarf): In den Messstellen GWM 2 und GWM 3 wurde die Bestimmungsgrenze von 3 mg/l temporär erreicht bzw. bei zwei Proben aus der GWM 3 mit jeweils 4 mg/l auch geringfügig überschritten. In der in Grundwasserfließrichtung hinten angeordneten Messstelle GWM 1 wurde die Bestimmungsgrenze zu keinem Zeitpunkt erreicht.

Ammonium / Nitrit: Diese Parameter wurden nur im Rahmen der Volluntersuchungen in den Messstellen GWM 1 bzw. 3696-Q2 am 19.03.2009 (vor Herstellung der Pfähle), 30.03.2009 (Herstelldatum des ersten Pfahls), 07.04.2009 (Herstelldatum des letzten Pfahls), 27.04.2009, 15.10.2009 und 06.04.2010 erfasst. Dabei wurden am 07.04.2009 mit 45 mg/l und am 27.04.2009 mit 10 mg/l erhöhte Ammoniumwerte in GWM 1 gemessen. Am 15.10.2009 lag der Wert wieder unterhalb der Bestimmungsgrenze. Am 07.04.2009, 27.04.2009 und 15.10.2009 wurden in GWM 1 mit bis zu 0,30 mg/l erhöhte Werte für Nitrit gemessen. Ein Nitritwert von ebenfalls 0,30 mg/l am 30.03.2009 in der Referenzmessstelle 3696-Q2 könnte jedoch auch ein Hinweis auf eine externe Ursache sein.

Sonstige Parameter: Es wurden keine Abweichungen gegenüber der Nullmessung vom 19.03.2009 festgestellt bzw. nur solche Abweichungen, die unter Berücksichtigung von natürlichen Schwankungen und bzw. oder Tendenzen, welche in der Referenzmessstelle 3696-Q2 ebenfalls zu beobachten waren, als nicht signifikant eingestuft wurden.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass abgesehen von den kurzzeitig erhöhten TOC-Werten infolge der Feldversuche lediglich der Sauerstoffgehalt im Grundwasser temporär reduziert wurde. Es ist möglich aber anhand der Messergebnisse nicht nachweisbar, dass dieser Rückgang insbesondere durch den Einsatz des Biopolymers Xanthan (XAN) in den Bohrlöchern für die Pfähle P 4 und P 6 verursacht wurde.

Untersuchungen am Bohrgut

Während der Pfahlherstellung wurde der Aushub wenige Meter neben dem Bohrloch gelagert. Bei den mit PAA, CMC bzw. XAN in der jeweils höchsten Konzentration gestützten Pfählen P 1, P 5 und P 6 wurde der Aushub noch während des Bohrvorgangs für Untersuchungen nach LAGA-Mitteilung 20 (LAGA, 1997) beprobt. Ergänzend zur Parameterliste nach LAGA wurde im Labor auch der DOC (gelöster organischer Kohlenstoff) im Eluat nach DIN EN 1484 bestimmt. Alle Pro-

ben konnten als Z0-Material klassifiziert werden. Die DOC-Werte von 21 / 3,3 / 4,7 mg/l für P 1 / P 5 / P 6 lagen ebenfalls in der erwarteten Größenordnung (vgl. auch Abschnitt 8.1.2).

Entsorgung der Restflüssigkeiten

Die während der Feldversuche angefallenen Restmengen an Polymerlösungen (insgesamt ca. 25 m³) wurden nach Polymerarten getrennt in der Kläranlage Landshut-Dirnau entsorgt. Nach mündlicher Aussage seitens der annehmenden Kläranlage wurde dabei wie folgt verfahren: Die angelieferten Polymerlösungen wurden in Zwischenspeicher eingeschüttet, nachfolgend weiter verdünnt und dann dosiert in den regulären Kreislauf eingebracht. Hierbei traten keine Probleme auf.

Weiterhin lag auch ein Angebot vor, die Restflüssigkeiten in den Abwasser-Sammelkanal in München-Daglfing einzuleiten. Da bei der Direkteinleitung in die Kläranlage jedoch eine genauere Bewertung im Fall eventueller nachteiliger Wirkungen möglich gewesen wäre, wurde diese Lösung bevorzugt.

Schürfe

Während der Phase der Pfahlfreilegung wurde gemäß den wasserrechtlichen Auflagen mehrfach der pH-Wert des in offener Wasserhaltung geförderten Wassers gemessen. Bei Werten zwischen 6,91 und 6,96 waren keine Abweichungen zur Referenzmessstelle 3696-Q2 festzustellen. Die Pumprate bei maximaler Absenkung wurde zu ca. 7,5 l/s ermittelt. Gepumpt wurde an zwei Tagen (09.07.2009 und 14.07.2009).

Das Bodenmaterial in der direkten Pfahlumgebung wurde beprobt und u.a. auch der TOC nach DIN EN 1484 bestimmt (Tabelle 8.12).

Tabelle 8.12: Analysen von Proben aus der Umgebung der freigelegten Pfähle

Untersuchungen		Schurf um Pfahl					
		P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
Feststoff	Trockenrückstand [%]	77,3	93,9	95,3	93,2	95,7	77,4
Eluat	Färbung	ohne	ohne	ohne	ohne	ohne	ohne
	Trübung	ohne	ohne	ohne	ohne	ohne	ohne
	Geruch	ohne	ohne	schwach aroma- tisch	ohne	ohne	ohne
	pH-Wert	7,5	7,9	7,7	7,7	7,8	7,8
	elektr. Leitfähigkeit (25 °C) [µS/cm]	54	87	57	61	64	76
	TOC [mg/l]	2,6	1,8	1,4	1,5	1,8	1,8

Der gemessene TOC war bei Pfahl P 1 (Stützflüssigkeit: PAA 6 g/l) am höchsten, bei Pfahl P 3 (Bentonitsuspension) am geringsten. Da der DOC, welcher in den Untersuchungen am Bohrgut nach LAGA bestimmt worden war, ein Anteil des TOC und somit stets kleiner als dieser ist, kann vergleichend zu den am Bohrgut untersuchten Proben mit ähnlichen Trockenrückständen festgestellt werden, dass der Polymergehalt in der unmittelbaren Pfahlumgebung zum Zeitpunkt der Schürfe (ca. 3 Monate nach Ende der Pfahlherstellung) signifikant geringer war als der Polymergehalt des Aushubs. Da auch visuell keine verbliebene Polymerlösung im freigelegten Bereich festzustellen war (vgl. Abschnitt 6.5), ist zu vermuten, dass die gemessenen TOC-Werte im Eluat vorwiegend auf adsorbierte Polymere, die bei geringerer Konzentration des Adsorptivs desorbiert wurden und bzw. oder auf natürlich im Grundwasser enthaltene TOC-Anteile zurückzuführen waren.

In der Konsequenz ist anzunehmen, dass das während der Pfahlherstellung in den Boden eingedrungene Polymervolumen bereits zum Zeitpunkt der Schurfherstellung größtenteils von der Grundwasserströmung abgetragen worden war, so dass das prinzipiell denkbare Szenario, dass zu einem viel späteren Zeitpunkt ein größeres Volumen nahezu unverdünnter Polymerlösung, welche sich sehr langsam fortbewegt, in einer der Messstellen nachzuweisen wäre, ausgeschlossen werden kann.

An dem um Pfahl P 3 entnommenen Material wurde ein leicht aromatischer Geruch festgestellt. Ein Zusammenhang mit der verwendeten Stützflüssigkeit (Bentonitsuspension) ist nicht erklärbar.

9 Zusammenfassung und Ausblick

Die hydraulische Stützung von Bohrlöchern oder Schlitzten mit Polymerlösungen ist noch ein relativ neues Verfahren, das in Deutschland bislang praktisch nicht eingesetzt worden ist. Dies lag einerseits daran, dass es anders als für Bentonitsuspensionen kein allgemein anerkanntes, rechnerisches Bemessungsverfahren und generell wenige Erfahrungen zum rheologischen, Strömungs- und Stützverhalten dieser Produkte gab. Andererseits war aufgrund fehlender Informationen zur Umweltverträglichkeit die wasserrechtliche Genehmigungsfähigkeit unklar. Mit dem vorgestellten Forschungsvorhaben sollten die offenen Fragestellungen umfassend untersucht und damit die Kenntnisse über das Verfahren entsprechend erweitert und dokumentiert werden, um die Planung und den sicheren und verantwortungsvollen Einsatz in der Praxis zu erleichtern.

In Kapitel 1 wurde zunächst das Prinzip der hydraulischen Stützung dargestellt. Dabei wurde die aus der nicht vorhandenen Fließgrenze der Polymerlösungen folgende Notwendigkeit eines Stand sicherheitsnachweises in Abhängigkeit von der Zeit erläutert. Außerdem wurden die Vor- und Nachteile (bzw. offenen Fragen) der Polymerstützung benannt. Eine Vorstellung und chemische Einordnung der untersuchten Produkte erfolgte in Kapitel 2.

Der Theorieteil (Kapitel 3) enthielt eine Übersicht zur wissenschaftlichen Behandlung des Strömungsverhaltens nicht-newtonscher Fluide in porösen Medien, die über eine reine Darstellung der in der Praxis nutzbaren Beziehungen hinausging. Aufbauend auf rheologischen Modellen für die betrachteten Polymerlösungen und den zugehörigen Gleichungen für Kapillarströmungen wurde die Beschreibung des Strömungsverhaltens in porösen Medien mit der Hilfe von Porenraummodellen dargestellt. Dabei wurde auch ein bereits von STEINHOFF (1993) vorgeschlagener Ansatz eingeordnet und diskutiert.

Es wurde auf den Einfluss des Porenraummodells auf die Beziehung zwischen Potentialgradient und Fließgeschwindigkeit hingewiesen und dieser anhand eines Zwei-Röhren-Modells auch exemplarisch quantifiziert. Es lassen sich beliebig viele Porenraummodelle definieren, die in Bezug auf newtonsche Fluide gleichwertig sind, für nicht-newtonsche Fluide jedoch zu voneinander abweichenden Ergebnissen führen. Für eine Definition komplexerer Porenraummodelle mit dem Ziel einer erweiterten Gültigkeit werden aber zusätzlich zum Durchlässigkeitsbeiwert und dem Porenanteil des Bodens weitere Modellparameter benötigt, die in der Praxis entweder aus der Korngrößenverteilung abgeleitet oder als empirische Werte vorgegeben werden müssten. Aus diesem Grund wurde das auch von STEINHOFF gewählte einfache Porenraummodell mit einheitlichen geraden Röhren für den betrachteten Anwendungsfall als zielführender angesehen. Dieses Modell wurde noch durch Anordnung der Röhren in drei Koordinatenrichtungen modifiziert und die Anwendung der rheologischen Modelle auf das so erhaltene Porenraummodell im ebenen und im radialsymmetrischen Fall erläutert.

Ergänzend wurden im Theorieteil auch Fragestellungen wie der Einfluss einer über die Eindringlänge variablen Polymerkonzentration infolge Adsorption und Vermischung der Polymerlösung mit Grundwasser oder der Einfluss teilgesättigter Verhältnisse bei der Polymereindringung oberhalb des Grundwasserspiegels angeschnitten. Von Bedeutung ist insbesondere die Durchlässigkeitsre-

duktion entlang der Eindringlänge durch eine Filtration von in der Stützflüssigkeit enthaltenen Bodenpartikeln. Für die Berücksichtigung der Filtration bei der Modellierung des Eindringvorgangs fehlt derzeit noch ein geeignetes Modell.

In Kapitel 4 wurde gezeigt, wie sich die Strömung nicht-newtonscher Fluide mittels der scheinbaren Viskosität in eine Finite-Differenzen-Software für grundbaustatische Berechnungen einbinden lässt. Das numerische Modell wurde durch analytische Gegenrechnungen sowohl für den eindimensionalen als auch für den radialsymmetrischen Anwendungsfall verifiziert. Es zeigte sich, dass für die strukturviskosen Stützflüssigkeiten vertikale Strömungskomponenten zu vernachlässigen waren. Hinsichtlich der Bestimmung der Eindringlängen bietet die numerische Modellierung daher keinen Vorteil gegenüber der analytischen Berechnung. Die im Anhang des Berichts verfügbar gemachten Eingabedateien ermöglichen eine Verwendung und Weiterentwicklung (z.B. Einbindung weiterer rheologischer Modelle oder Kopplung der Strömungsberechnung mit einer Standsicherheitsuntersuchung) der vorgestellten Modelle.

Anhand von Laborversuchen (Kapitel 5) wurden insbesondere die rheologischen Eigenschaften und das Strömungsverhalten von Polymerlösungen untersucht. In rheologischen Reihenuntersuchungen konnten die Einflüsse von Polymerkonzentration, Anmischwasser, Mischbedingungen und Temperatur quantifiziert werden.

Den Schwerpunkt der Laborversuche bildeten 1D-Strömungsversuche, in denen der zeitliche Verlauf der Eindringung von Polymerlösungen in eine Bodensäule gemessen wurde. Mit der gewählten Versuchstechnik und durch die Verwendung eng gestufter Versuchssande ließen sich Ergebnisse mit geringer Streuung erreichen. Variiert wurden die Polymerprodukte und -konzentrationen sowie der Versuchsboden und die vorgegebene Potentialdifferenz. Die gemessenen Eindringkurven wurden anhand des Ostwald-de Waele-Modells nachgerechnet. Die Parameter des Modells waren zunächst durch Regression anhand der Messwerte aus den Viskosimetermessungen (Reihenuntersuchungen) gewonnen worden. Eine Auswertung auf der Grundlage weiterer Modelle wie dem Ellis- oder dem Herschel-Bulkley-Modell wäre mit den in Kapitel 3 angegebenen Beziehungen möglich gewesen, allerdings gaben die Ergebnisse der Viskosimetermessungen im untersuchten Scherratenbereich keine Hinweise auf ein diesen Modellen entsprechendes rheologisches Verhalten.

Bei der Auswertung zeigten sich relativ große Abweichungen zwischen gemessenen und berechneten Eindringkurven. Als Ursachen kamen insbesondere die Vereinfachung des realen Porenraums durch das gewählte Porenraummodell und die Diskrepanz zwischen dem bei den Viskosimetermessungen berücksichtigten und dem im Boden relevanten Scherratenbereich in Frage. Durch die Verwendung von Modellparametern, die durch Anpassung von berechneten Eindringkurven an die gemessenen abgeleitet wurden („In-situ-Parameter“) ließen sich bei der Übertragung auf andere Versuchsböden oder Potentialdifferenzen hingegen sehr gute Vorhersagen erreichen. Schließlich wurde in den Versuchen noch der Potentialverlauf über die Eindringlänge gemessen und auf diese Weise die Wirkung einer teilweise von Herstellern beschriebenen Polymermembran untersucht. Bei einem der untersuchten Polymerprodukte war eine leichte Tendenz hierzu erkennbar, bei einem weiteren wurde in einzelnen Versuchen ein stark nicht-linearer Potentialverlauf als Indiz für eine existierende Membran festgestellt, während in anderen Versuchen mit dem gleichen

Produkt ein nahezu linearer Verlauf zu beobachten war. Eine abschließende Aussage war daher nicht möglich.

Durch Versuche am Modellschlitz wurden das Eindringverhalten an einem ebenen System sowie der zeitliche Verlust an hydraulischer Stützwirkung der Polymerlösungen untersucht. In Gegenrechnungen mit In-situ-Parametern aus 1D-Strömungsversuchen konnten dabei sowohl der Eindringverlauf als auch die Standzeit des Versuchsschlitzes bis zum Auftreten von Standsicherheitsverlusten verhältnismäßig gut vorhergesagt werden. Dennoch wird dieser Versuchstyp eher als Anschauungsversuch eingestuft, da für quantitative Untersuchungen der 1D-Strömungsversuch geeigneter ist, mit dem sich einerseits die Versuchsrandbedingungen flexibler einstellen (Potentialdifferenz, teil- oder vollgesättigte Verhältnisse) und andererseits die Eindringung sowie der Potentialabbau besser messen lassen.

Im Rahmen der Feldversuche (Kapitel 6) wurden insgesamt 6 Pfähle hergestellt, probebelastet und später oberflächennah freigelegt. Bei 5 Pfählen wurde das Bohrloch mit einer Polymerlösung gestützt, in einem Fall kam vergleichend eine Bentonitsuspension zum Einsatz. Mit den Feldversuchen konnte insbesondere demonstriert werden, dass das Verfahren auch in grobkörnigen, stark durchlässigen Böden grundsätzlich einsetzbar ist.

Die rheologischen Eigenschaften der vor Ort angemischten Polymerlösungen waren ungünstiger als bei vergleichbaren unter Laborbedingungen angemischten Polymerlösungen. Dies hätte jedoch bei Bedarf durch eine etwas höhere Konzentration kompensiert werden können. Beim flüssigkeitsgestützten Bohren fiel auf, dass die Verluste an Stützflüssigkeit geringer waren, als dies anhand von Vergleichsrechnungen zu erwarten gewesen wäre. Die Vergleichsrechnungen wurden mit dem Ostwald-de Waele-Modell durchgeführt. Die angesetzten Modellparameter waren zuvor in ergänzenden 1D-Strömungsversuchen an Bodenmaterial aus der Baugrunderkundung ermittelt worden (In-situ-Parameter), so dass sich eine bestmögliche Prognosegenauigkeit erwarten ließ. Die geringeren tatsächlich bestimmten Verluste wurden vor allem auf die günstige Wirkung der Filtration von in den Stützflüssigkeiten eingeschlossenen Bodenpartikeln in die Bohrlochumgebung zurückgeführt.

Ein übermäßiger Nachfall von Boden bzw. ein tatsächliches Standsicherheitsproblem wurde bei keinem der Pfähle beobachtet und auch in Ultraschall-Bohrlochvermessungen mit der KODEN-Sonde nicht festgestellt. Die beiden unter Verwendung von Xanthan als Stützflüssigkeit hergestellten Bohrlöcher konnten im oberen Bereich mit dem Verfahren nicht vermessen werden, was auf den hohen Gehalt an eingeschlossenen Luftblasen zurückgeführt wurde.

Unerwartete Probleme traten beim Betonieren des zuerst hergestellten Pfahls P 1 auf, der erst im dritten Anlauf und, nachdem die Polymerlösung im Bohrloch gegen Wasser ausgetauscht worden war, erfolgreich abgeschlossen werden konnte. Ein Zusammenhang mit der bei diesem Bohrloch verwendeten hochdosierten Polyacrylamidlösung ist nicht auszuschließen. Die weiteren Bohrlöcher konnten planmäßig betoniert werden.

In den Pfahlprobelastungen wurden generell hohe Tragfähigkeiten beobachtet. Von den beiden Druckpfählen zeigte der unter Bentonitsuspension hergestellte Pfahl P 3 ein etwas besseres Tragverhalten als der polymergestützt hergestellte Pfahl P 4. Allerdings wies Pfahl P 4 eine Fehlstelle zwischen Pfahlschaft und Pfahlkopferweiterung auf, die vermutlich nicht auf die Polymerstützung

zurückzuführen war. Bei beiden Pfählen fiel der äußerst geringe Anteil des Spitzendrucks bis zum Erreichen der maximal vorgegebenen Last auf. Die Grenze der Tragfähigkeit war noch nicht erreicht. Die Zugpfähle, die alle polymergestützt hergestellt worden waren, zeigten ein verhältnismäßig einheitliches Tragverhalten. Lediglich bei Pfahl P 1 wurden etwas stärkere Hebungen beobachtet. (Als Ursache käme jedoch bei diesem Pfahl auch der Herstellverlauf mit dreifachem Betonieren in Betracht.)

Die Pfähle zeigten beim Freilegen bis etwa 2 m unter GOK eine gute Qualität (mit Ausnahme der Fehlstelle bei Pfahl P 4, die jedoch vermutlich nicht verfahrensbedingt war) mit wenig Überprofil und einer sehr guten Verzahnung zum umgebenden Boden. Polymerlösung konnte nur sehr vereinzelt und unmittelbar am Pfahl selbst bei einem der Pfähle (P 1) noch nachgewiesen werden.

In Kapitel 7 wurde erläutert, wie basierend auf den Ergebnissen der Forschungsarbeit eine rechnerische Vordimensionierung erfolgen kann. Anhand der Eindringung der Stützflüssigkeit innerhalb der vorgegebenen Standzeit des Bohrlochs oder Schlitzes, die sich mit den angegebenen Beziehungen näherungsweise ermitteln und später vor Ort überprüfen lässt, können die Nachweise der Standsicherheit grundsätzlich in Analogie zu DIN 4126 geführt werden. Auf einige verfahrensbedingte Besonderheiten in der Nachweisführung wurde eingegangen. Hierzu zählen etwa der nichtlineare Potentialgradient bei der Polymerstützung eines Bohrlochs oder die gegenüber der Bentonitstützung aufwändigere Bestimmung der wirksamen Stützkraft.

Eine zusammenfassende Darstellung der Untersuchungen zur Umweltverträglichkeit erfolgte in Kapitel 8, in dem insbesondere die Vorüberlegungen zur wasserrechtlichen Genehmigung für die Feldversuche und das Grundwasserbeweissicherungsprogramm im Rahmen dieser Versuche vorgestellt wurden. In Wasserproben aus den Grundwassermessstellen im unmittelbaren Abstrombereich der Versuchsbohrlöcher wurden nur temporär und – verglichen mit den Werten reiner Polymerlösungen – eher geringfügig erhöhte TOC-Werte bestimmt. Außerdem ging der Sauerstoffgehalt im Grundwasser zunächst signifikant zurück.

In zukünftigen Untersuchungen sollte insbesondere noch der mögliche Einfluss der Polymerlösungen auf die Betonqualität und den Verbund zwischen Beton und Bewehrung überprüft werden. Für die Realisierung zukünftiger Projekte wäre zudem ein einheitliches und verbindliches Bewertungskonzept zur Umweltverträglichkeit äußerst hilfreich. Hierfür können die in Abstimmung mit dem DIBt getroffenen Vorüberlegungen sowie die Ergebnisse der Grundwasserbeweissicherung als Grundlage dienen.

Aus bodenmechanischer Sicht wäre eine detaillierte Untersuchung der Durchlässigkeitsreduktion in der Bohrlochumgebung durch Filtration sowie ggf. Polymermembranwirkung und die Ableitung eines diese Effekte berücksichtigenden Rechenmodells interessant. Hierbei wären die rheologischen Eigenschaften der Stützflüssigkeit, Baugrundeigenschaften und sonstige Randbedingungen wie Geometrie, Bohrwerkzeug und planmäßige Standzeit zu berücksichtigen. Bei geschichtetem Baugrund hat die Filtration die größte Relevanz in der durchlässigsten und damit für die Standsicherheit kritischen Schicht. Sofern diese Schicht eine relativ geringe Mächtigkeit aufweist, kann das filtrierende Material jedoch auch aus benachbarten Schichten stammen. Auch die gezielte Zugabe von hochquellfähigen Polymeren (Additiven) mit dem Ziel der teilweisen oder vollständigen Abdichtung kritischer Bereiche ist nach Herstellerangaben möglich, aber wissenschaftlich kaum dokumentiert. THASNANIPAN ET AL. (2003) berichten, dass durch die Zugabe von Bentonit zu Polymerlösun-

gen die Stützflüssigkeitsverluste deutlich reduziert werden können. In einem gemischten System mit beispielsweise 2 g/l Polymer und 10 g/l Bentonit werden die rheologischen Eigenschaften tendenziell vom Polymer dominiert, während der Bentonit einen Filterkuchen aufbauen oder eine Tiefenfiltration bewirken soll. Dabei ist der Übergang zu den häufig eingesetzten polymermodifizierten Bentonitsuspensionen, in denen durch das Polymer die rheologischen Eigenschaften der Bentonitsuspension optimiert werden, fließend.

Die Zugabe sonstiger Fremdpartikel zur Stützflüssigkeit wie z.B. von Sägespänen oder Vermiculit wurde insbesondere bei Hydroschildvortrieben versucht (KRAUSE, 1987; HEINZ, 2006; AFTES, 2002), ist aber nicht unproblematisch (u.a. wegen der Separierbarkeit). Bei Bohrlöchern und Schlitten kommt die Schwierigkeit dazu, Zugabepartikel mit geringer Wichte in der erforderlichen Tiefe (der stark durchlässigen Zone) zu platzieren.

Um die in diesem Forschungsbericht dargestellten Modellierungsansätze abzusichern, wäre die Erfassung zukünftiger Projektdaten (Polymerprodukt und -konzentration, Baugrundverhältnisse, Eindringlängen bzw. Stützflüssigkeitsverluste etc.) geeignet.

A Literaturverzeichnis

- [1] AFTES (2002): Boue de forage à usage des boucliers à pression de boue, Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain, Paris
- [2] API (2003): Recommended Practice for Field Testing Water-based Drilling Fluids, American Petroleum Institute Recommended Practice 13B-1, 3rd Edition, Washington D.C.
- [3] ATA, A. A.; O'NEILL, M. W. (1998): Side-wall stability and side-shear resistance in bored piles constructed with high-molecular-weight polymer slurry, Proc. 3rd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles (Ghent), Balkema, Rotterdam
- [4] ATA, A. A.; O'NEILL, M. W. (2000): The Physicochemical Interaction Between PHPA Polymer Slurry and Cement Mortar, Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 23, No. 2, 225-235
- [5] BACON, D. (2000): Polymer and bentonite slurry on the Central Artery/Tunnel Project: Lessons learned, North American Tunneling 2000 (Boston), Balkema, Rotterdam
- [6] BALHOFF, M. (2005): Modelling the Flow of Non-Newtonian Fluids in Packed Beds at the Porescale, Louisiana State University
- [7] BAYERISCHES GEOLOGISCHES LANDESAMT (1959): Geologische Karte von Bayern 1:25000, Blatt 7636, Freising Süd, München
- [8] BEAR, J. (1988): Dynamics of Fluids in Porous Media, Dover Publ., New York
- [9] BENEDIX, R. (2003): Bauchemie – Einführung in die Chemie für Bauingenieure, 2. Auflage, B. G. Teubner, Stuttgart, Leipzig, Wiesbaden
- [10] BERESFORD, J. J.; ET AL. (1989): The merits of polymeric fluids as support slurries, Proc. International Conference on Piling and Deep Foundations, London
- [11] BEYER, W. (1964): Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesen und Sanden aus der Kornverteilungskurve, Berlin, Wasserwirtschaft-Wassertechnik, Heft 6, 165-168
- [12] BÖHME, G. (1981): Strömungsmechanik nicht-newtonscher Fluide, B. G. Teubner, Stuttgart
- [13] BRIEKE, W. (1984): Bohrpfähle mit suspensionsgestützter Bohrlochwandung, Vorträge der Baugrundtagung 1984 in Düsseldorf, DGEG
- [14] BROWN, D. (2002): Effect of Construction on Axial Capacity of Drilled Foundations in Piedmont Soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 128, No. 12, 967-973
- [15] BROWN, D.; ET AL. (2002): The Effect Of Drilling Fluid On Axial Capacity, Cape Fear River, NC, 27th Annual Conference of the Deep Foundations Institute, San Diego

- [16] BUSCH, K.-F.; ET AL. (1993): Geohydraulik, 3. Auflage, Gebrüder Borntraeger, Berlin, Stuttgart
- [17] BUSTAMANTE, M.; ET AL. (1998): Performance of polymer slurries in large diameter bored pile, Proc. 3rd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles (Ghent), Balkema, Rotterdam
- [18] BUSTAMANTE, M.; BOATO, R. (2005): Les polymères: Application au forage des pieux de grands diamètres, Proc. 16th ICSMGE, Osaka
- [19] CALTRANS (2008): California Foundation Manual, State of California, Department of Transportation, Sacramento
- [20] CHHABRA, R. P. (2007): Bubbles, drops and particles in non-Newtonian fluids, Taylor & Francis Group, Boca Raton
- [21] CLARKE, B. G.; LAWSON, C. (2005): Slurry: management and disposal of semi-liquid spoil, Report for Pipe Jacking Association, School of Civil Engineering and Geosciences, University of Newcastle, Newcastle upon Tyne
- [22] DANIEL, D. E. (1994): State-of-the-Art: Laboratory Hydraulic Conductivity Test for Saturated Soils, in: Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM, Philadelphia
- [23] DARBY, R. (1996): Chemical Engineering Fluid Mechanics, Marcel Dekker, Inc., New York, Basel, Hong Kong
- [24] DARLEY, H. C. H.; GRAY, G. R. (1988): Composition and Properties of Drilling and Completion Fluids, 5th Edition, Gulf Publishing Company, Houston
- [25] DENYS, K. F. J (2003): Flow of Polymer Solutions Through Porous Media, Delft University Press, Delft
- [26] DIBT (2009): Grundsätze zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser, Teil I, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- [27] DIN 1054 (2005): Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Beuth Verlag
- [28] DIN 1342 (2003): Viskosität, Teil 1: Rheologische Begriffe, Teil 2: Newtonsche Flüssigkeiten, Teil 3: Nicht-newtonsche Flüssigkeiten, Beuth Verlag
- [29] DIN 18130 (1998): Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts, Teil 1: Laborversuche, Beuth Verlag
- [30] DIN 38414-4 (1984): Deutsche Einheitsverfahren zur Wasser-, Abwasser- und Schlammuntersuchung; Schlamm und Sedimente (Gruppe S); Bestimmung der Eluierbarkeit mit Wasser (S 4), Beuth Verlag
- [31] DIN 4014 (1990): Bohrpfähle – Herstellung, Bemessung und Tragverhalten, Beuth Verlag
- [32] DIN 4022 (1987): Baugrund und Grundwasser, Benennung und Beschreiben von Boden und Fels, Beuth Verlag

- [33] DIN 4126 (1986): Ortbeton-Schlitzwände – Konstruktion und Ausführung, Beuth Verlag
- [34] DIN 4127 (1986): Schlitzwandtone für stützende Flüssigkeiten – Anforderungen, Prüfverfahren, Lieferung, Güteüberwachung, Beuth Verlag
- [35] DIN 53019 (2008): Viskosimetrie – Messung von Viskositäten und Fließkurven mit Rotationsviskosimetern – Teil 1: Grundlagen und Messgeometrie, Beuth Verlag
- [36] DIN EN 14210 (2003): Grenzflächenaktive Stoffe – Bestimmung der Grenzflächenspannung von grenzflächenaktiven Lösungen mittels Bügel- oder Ringverfahren, Beuth Verlag
- [37] DIN EN 1484 (1997): Wasseranalytik - Anleitungen zur Bestimmung des gesamten organischen Kohlenstoffs (TOC) und des gelösten organischen Kohlenstoffs (DOC) , Beuth Verlag
- [38] DIN EN 1536 (1999): Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Bohrpfähle, Beuth Verlag
- [39] DIN EN 1538 (2000): Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Schlitzwände, Beuth Verlag
- [40] DIN EN ISO 22476-2 (2005): Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Felduntersuchungen – Teil 2: Rammsondierungen, Beuth Verlag
- [41] DIN-FACHBERICHT 129 (2005): Anwendungsdokument zu DIN EN 1536 (1999) , Beuth Verlag
- [42] DONG, M.; DULLIEN, F. A. L. (2006): Porous Media Flows, in: Multiphase Flow Handbook, Taylor & Francis Group, Boca Raton
- [43] DVWG (1998): Verwendung von Spülungszusätzen in Bohrspülungen bei Bohrarbeiten im Grundwasser, Technische Mitteilung, Merkblatt W 116
- [44] EA-PFÄHLE (2007): Empfehlungen des Arbeitskreises AK 2.1 „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (DGGT), Ernst & Sohn, Berlin
- [45] E DIN 4126 (2004): Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden (zurückgezogener Entwurf)
- [46] ERNST, U. (2001): Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 66
- [47] FADILI, A.; ET AL. (2002): A 3D filtration law for power-law fluids in heterogeneous porous media, Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics, 106, 121-146
- [48] FHWA (1999): Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- [49] HARTUNG, M. (1994): Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 45
- [50] HAUSER, C.; WALZ, B. (2004): Bildbasierte Verformungsmessung mit der PIV-Methode, Geotechnik, Heft 4

- [51] HEINZ, A. (2006): Modifizierte Bentonitsuspensionen für geotechnische Bauverfahren in Böden hoher Durchlässigkeit, ETH Zürich
- [52] HEIZMANN, A.; ET AL. (2008): Gründungsarbeiten des Golden Ears Projektes in Vancouver, Bohrpfahlherstellung in ungewohnten Dimensionen, Baugrundtagung 2008, Dortmund
- [53] ITASCA CONSULTING GROUP, INC. (2006): Handbücher zu FLAC^{3D}, Version 3.1, Minneapolis
- [54] KB INTERNATIONAL LLC (2002): A Slurry and Earth Stabilization System for the New Millennium (Firmenbroschüre), Chattanooga
- [55] KB INTERNATIONAL LLC (2004): Project List (Firmenbroschüre), Chattanooga
- [56] KHENG, H. Y. (1989): Rheological and Physico-Chemical Properties of Palygorskite and Anionic Polyacrylamide Polymer Slurries used in Drilled Shaft Construction, Ph. D. Dissertation, University of Florida, Gainesville
- [57] KINZELBACH, W.; RAUSCH, R. (1995): Grundwassermodellierung, Gebrüder Borntraeger, Berlin, Stuttgart
- [58] KODEN ELECTRONICS CO., LTD. (2006): Firmenbroschüre zum Ultrasonic Drilling Monitor DM-602/604, <http://www.koden-electronics.co.jp/eng/industrial/pdf/industrial/dm602604-e.pdf>
- [59] KRAUSE, T. (1987): Schildvortrieb mit flüssigkeits- und erdgestützter Ortsbrust, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft 24
- [60] LAGA (1997): Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Reststoffen / Abfällen – Technische Regeln, Mitteilung 20 der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall, Erich Schmidt Verlag, Berlin
- [61] LAWA (2004): Ableitung von Geringfügigkeitsschwellen für das Grundwasser, Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, Kulturbuch-Verlag, Berlin
- [62] LIKOS, W. J.; ET AL. (2004): Engineering Evaluation of Polymer-Based Drilling Fluids for Applications in Missouri Shale, Report No. RDT 04-019 for Missouri Department of Transportation, Jefferson City
- [63] LU, N.; LIKOS, W. J. (2004): Unsaturated Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey
- [64] MAIDL, B.; ET AL. (1995): Maschineller Tunnelbau im Schildvortrieb, Ernst & Sohn, Berlin
- [65] MAJANO, R. E.; O'NEILL, M. W. (1993): Effect of Mineral and Polymer Slurries on Perimeter Load Transfer in Drilled Shafts, Report to the International Association of Foundation Drilling, University of Houston
- [66] MEYERS, B. (1996): A comparison of two shafts: Between polymer and bentonite slurry construction and between conventional and osterberg cell load testing, Proc. Southwest Regional FHWA Geotechnical Conf., Little Rock
- [67] MÖBIUS, C. H.; GÜNTHER, T. H. (1973): Modellversuche zur Standfestigkeit flüssigkeitsgestützter Erdwände I, Bautechnik, Heft 5, 156-160

- [68] MÜLLER-KIRCHENBAUER, H. (1968): Zur Theorie der Injektionen, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 32
- [69] MÜLLER-KIRCHENBAUER, H. (1978): Zur Herstellung von Großbohrpfählen mittels Suspensionsstützung, Geotechnik, Heft 9, 43-49
- [70] O'NEILL, M. W.; HASSAN, K. H. (1994): Drilled shafts: Effects of construction on performance and design criteria, Proc. Int. Conference on Design and Construction of Deep Foundations, Federal Highway Administration, Washington D.C., Vol. 1, 137-187
- [71] PDSCo (2005): Super Mud Polymer Slurry for Excavation Perfection (Firmenbroschüre), El Dorado
- [72] PEARSON, J. R. A.; TARDY P. M. J. (2002): Models for flow of non-Newtonian and complex fluids through porous media, Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics, 102, 447-473
- [73] PERRIN, C. L. ; ET AL. (2006): Experimental and modeling study of Newtonian and non-Newtonian fluid flow in pore network micromodels, Journal of Colloid and Interface Science 295, 542-550
- [74] PROCHNAU-JOHN, P.; STRATHMANN, B. (2008): Prüfung der Umweltverträglichkeit von Silikategelen und Schleierinjektionen im bauaufsichtlichen Zulassungsverfahren, DIBt Mitteilungen 3/2008, 86-89, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin
- [75] PULSFORT, M. ; ET AL. (1988): Großbohrpfähle Durchmesser 3,20 m bis 60 m Länge, Bautechnik, 65, 253-256
- [76] PUSCH, G.; VOGEL, P. (1981): Some Aspects on the Injectivity of Non Newtonian Fluids in Porous Media, European Symposium on Enhanced Oil Recovery, Bornemouth
- [77] SCHEIDEGGER, A. E. (1960): The Physics of Flow Through Porous Media, 2nd edition, University of Toronto Press, Toronto
- [78] SCHLÖTZER, C. (1995): Filtrationsverhalten von Dichtsuspensionen an flüssigkeitsgestützten Erdwänden, Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover, Heft 42
- [79] SCHRÖDER, R. C. M.; ZANKE, U. (2003): Technische Hydraulik – Kompendium für den Wasserbau, Springer, Berlin
- [80] SCHWARZ, J.; LANGE, U. (2004): Brückengründung mit 70 m tiefen flüssigkeitsgestützten gebohrten Pfählen in Benin / Afrika, Beiträge zum 19. Christian Veder Kolloquium, Tiefgründungen. Bemessung und Ausführung. Graz, 15. und 16. April 2004, Heft 21
- [81] SEITZ, J. M. (1989): Unverrohrt hergestellte Bohrpfähle, Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau, Heft 2
- [82] SOCHI, T.; BLUNT M. J. (2008): Pore-scale network modelling of Ellis and Herschel-Bulkley fluids, Journal of Petroleum Science and Engineering, 60, 105-124

- [83] VON SOOS, P. (2001): Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor, in: Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen, 6. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin
- [84] SORBIE, K. S. (1991): Polymer-improved oil recovery, Blackie and Son Ltd, Glasgow und London
- [85] STEINHOFF, J. (1993): Standsicherheitsbetrachtungen für polymergestützte Erdwände, Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Bericht-Nr. 13
- [86] THASNANIPAN, N.; ET AL. (2003): Behaviour of polymer-based slurry for deep-seated bored piles in multi-layered soil of Bangkok, Proc. 4th International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent
- [87] TRIANTAFYLIDIS, T. (2004): Planung und Bauausführung im Spezialtiefbau, Teil 1: Schlitz- und Dichtwandtechnik, Ernst & Sohn, Berlin
- [88] VEDER, C. (1963): Excavation of Trenches in the Presence of Bentonite Suspensions for the Construction of Impermeable and Load Bearing Diaphragms, Butterworths, London
- [89] WALZ, B. (1989): Grundlagen der Flüssigkeitsstützung von Erdwänden, aus: Vorträge und Einzelveröffentlichungen 1989 bis 1991, Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Bericht-Nr. 9
- [90] WALZ, B.; HOCK, K. (1987): Berechnung des räumlich aktiven Erddrucks mit der modifizierten Elementscheibentheorie, Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Bericht-Nr. 6
- [91] WEIß, F. (1967): Die Standsicherheit flüssigkeitsgestützter Erdwände, Bauingenieur-Praxis, Heft 70, Ernst & Sohn, Berlin, München
- [92] WHEELER, P. (2003): Piles unlock polymer potential, Online-Artikel auf der Internetseite www.foundationworld.org.uk
- [93] WILKE, K. (1997): Transportverhalten von Polymeren in porösen Medien: Relative Permeabilitäten, Adsorption, Rheologie, Fakultät für Bergbau, Hüttenwesen und Maschinenwesen der Technischen Universität Clausthal
- [94] WITT, K. J. (1986): Filtrationsverhalten und Bemessung von Erdstoff-Filtern, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 104

B Formelzeichen

Anmerkung: In Abbildungen, die aus Literaturquellen übernommen wurden, sind teilweise abweichende Formelzeichen angegeben.

Lateinische Zeichen

Zeichen	Benennung	Einheit
A	Fläche	m ²
a	Radienverhältnis im 2-Röhren-Kapillarmodell	-
A _S	Eindringfläche der Stützflüssigkeit innerhalb des Bruchkörpers (Gleitflächennachweis)	m ²
b	Abmessung des Bruchkörpers senkrecht zum Schlitz (Gleitflächennachweis)	m
c	Konzentration einer Polymerlösung	kg / m ³
C ₀	Ausgangskonzentration (Adsorption)	kg / m ³
C _A	adsorbierte Stoffmasse je Trockenmasse des Adsorbens	-
C _G	Gleichgewichtskonzentration (Adsorption)	kg / m ³
D	Durchmesser des in die Bohrlochumgebung eingedrungenen Polymervolumens	m
d	Korndurchmesser	mm
d ₁₀	Ordinate der Körnungslinie bei 10 % Massenanteil	mm
E _{ah}	horizontale Erddruckkraft	kN
F	Kraft	kN
G	Gewichtskraft	kN
g	Erdbeschleunigung	m / s ²
h	Schlitztiefe	m
h ₁	Stützflüssigkeitsstand (Gleitflächennachweis)	m

h_2	Grundwasserstand (Gleitflächennachweis)	m
i	Potentialgradient (hydraulischer Gradient)	-
Δi	Erhöhungsbetrag des Potentialgradienten durch Aufstau	-
K	Parameter Ostwald-de Waele-Modell	$\text{Pa} \cdot \text{s}^2$
k	Durchlässigkeitsbeiwert	m / s
k_{FLAC}	permeability coefficient (FLAC ^{3D} -Definition)	$\text{m}^2 / (\text{Pa} \cdot \text{s})$
K_H	Parameter Herschel-Bulkley-Modell	$\text{Pa} \cdot \text{s}^2$
k_h	horizontaler Durchlässigkeitsbeiwert (Anisotropie)	m / s
k_s	Kriechmaß (Pfahlprobebelastungen)	mm
k_v	vertikaler Durchlässigkeitsbeiwert (Anisotropie)	m / s
k^*	Permeabilität	m^2
l	Länge (meist Eindringlänge der Stützflüssigkeit)	m
l_B	rechnerische Bruchlänge (Einzelkornnachweis)	m
l_r	Eindringlänge im radialsymmetrischen Fall, gemessen ab Bohrlochmitte	m
l_s	Schlitzlänge	m
m	Parameter Ostwald-de Waele-Modell	-
m_C	Parameter Carreau-Modell	-
m_d	Trockenmasse	kg
m_H	Parameter Herschel-Bulkley-Modell	-
N	Röhrenanzahl im Kapillarmodell	-
n	Porenanteil	-
N_{3D}	Röhrenanzahl im dreidimensionalen Kapillarmodell	-
n_{hy}	hydraulisch wirksamer Porenanteil	-
N_{Re}	Reynoldszahl	-
p	Druck	kN / m^2
Δp	Druckdifferenz	kN / m^2
Q	Reibungskraft (Gleitflächennachweis)	kN
q	Durchfluss durch eine Fläche A oder durch eine einzelne Röhre (kontextbezogen)	m^3 / s

q_c	Spitzenwiderstand der Drucksonde	MN / m^2
R	Rohrradius	m
r	Radius allgemein	m
R_{3D}	Rohrradius im dreidimensionalen Kapillarmodell	m
R_a, R_i	Außen- bzw. Innenradius im Zylinder-Rotationsviskosimeter	m
r_{Bohrloch}	Bohrlochradius	m
r_{Plug}	Radius „Plug Flow“-Bereich	m
S	wirksame Stützkraft (Gleitflächennachweis)	kN
S_H	hydrostatische Druckkraft der Stützflüssigkeit (Gleitflächennachweis)	kN
T	seitliche Schubkräfte (Gleitflächennachweis)	kN
t	Zeit	s
t_M	Marsh-Zeit	s
$t_{M,1500}$	Marsh-Zeit für 1500 ml	s
u	Potential	m
Δu	Potentialdifferenz	m
u_{Bohrloch}	Potential der Stützflüssigkeit im Bohrloch	m
u_{GW}	Potential des Grundwassers	m
u_i	negatives Potential vor Eindringfront infolge Saugspannung	m
V	Volumen	m^3
v	Geschwindigkeit allgemein (in porösen Medien: Filtergeschwindigkeit)	m / s
v_a	Abstandsgeschwindigkeit im porösen Medium	m / s
v_{max}	Maximalgeschwindigkeit (Rohrströmung)	m / s
$\bar{v}$	mittlere Geschwindigkeit (Rohrströmung)	m / s
W	hydrostatische Druckkraft des Grundwassers (Gleitflächennachweis)	kN
$w_{\text{Stützflüssigkeit}}$	Stützflüssigkeitsgehalt	-
x, y, z	Koordinatenrichtungen (auch als Indizes)	
z_{SP}	Tiefe der Schnittlinie von Eindringbereich und Bruchkörper	m

Griechische Zeichen

Zeichen	Benennung	Einheit
α	Parameter Ellis-Modell	-
γ_F	Wichte Fluid	kN / m ³
γ_s	Kornwichte des Bodens	kN / m ³
γ_W	Wichte Wasser	kN / m ³
γ'	Wichte des Bodens unter Auftrieb (von Wasser)	kN / m ³
γ''	Wichte des Bodens unter Auftrieb einer Stützflüssigkeit	kN / m ³
$\dot{\gamma}$	Scherrate	1 / s
$\dot{\gamma}_{schb}$	scheinbare Scherrate	1 / s
$\dot{\gamma}_W$	Wandscherrate	1 / s
δ	Radienverhältnis im Zylinder-Rotationsviskosimeter	-
$\dot{\epsilon}$	Dehnrage	1 / s
η	(dynamische) Viskosität	Pa · s
η_0	Parameter Ellis-Modell	Pa · s
$\eta_{0,C}$	Parameter Carreau-Modell	Pa · s
η_∞	Parameter Carreau-Modell	Pa · s
η_B	Parameter Bingham-Modell	Pa · s
η_{schb}	scheinbare Viskosität	Pa · s
η_W	Viskosität Wasser	Pa · s
θ	Zylinderkoordinate (Rohrströmung)	-
ϑ_a	Gleitflächenwinkel	°
λ	Parameter Carreau-Modell	s
ν	kinematische Viskosität	m ² / s
ρ_d	Trockendichte des Bodens	g / cm ³
max ρ_d	Trockendichte des Bodens bei dichtester Lagerung	g / cm ³

$\min \rho_d$	Trockendichte des Bodens bei lockerster Lagerung	g / cm^3
ρ_s	Korndichte des Bodens	g / cm^3
τ	Schubspannung	N / m^2
$\tau_{1/2}$	Parameter Ellis-Modell	N / m^2
τ_B	Parameter Bingham-Modell (Fließgrenze)	N / m^2
τ_F	Fließgrenze allgemein	N / m^2
τ_H	Parameter Herschel-Bulkley-Modell (Fließgrenze)	N / m^2
τ_W	Wandschubspannung	N / m^2
φ	Reibungswinkel	°

C Eingabedateien FLAC^{3D}

Modell 1

title

Modell 1: Ostwald-de Waele-Fluid 1D, ohne Schwerkraft

def Setup

; vorzugebende Werte:

K = 0.1 ; [Pa·s] (Ostwald-de Waele-Parameter)

m = float(0.4) ; (Ostwald-de Waele-Parameter)

Darcy_k = 1e-3 ; [m/s]

Porenanteil = 0.4

Modelllänge = float(0.3) ; [m]

Gitterweite = 0.015 ; [m]

Simulationsdauer = 1e1 ; [s]

Fluid_Bulk_Modulus = 2e5 ; [Pa] (Literaturwert für Wasser bei 10 °C: 2e9)

; feststehende oder berechnete Werte:

Viskosität_Wasser = 0.0013 ; [Pa·s] (Literaturwert für 10 °C)

Dichte_Wasser = 1000 ; [kg/m³]

Dichte_Polymer = 1000 ; [kg/m³]

Schwerkraft = 0 ; [m/s²]

Permeabilität = Darcy_k * (Viskosität_Wasser / (10000)) ; [m²]

R3D = sqrt((24 * Permeabilität)/Porenanteil)

; (Radius des verwendeten Porenraummodells für analytische Lösung und Ermittlung der scheinbaren newtonschen Viskositäten)

Netzelemente = Modelllänge / Gitterweite

Startzeit_Rechenlauf = clock

end

Setup

config fl

set visible fluid

gen zone brick size Netzelemente 1 1 p1 Modelllänge 0 0 p2 0 Gitterweite 0 p3 0 0 Gitterweite

model fl_isotropic

prop porosity Porenanteil ; (Parameter permeability wird später durch die FISH-Funktion Permeabilitätszuweisung belegt)

set fl biot off

ini fmodulus Fluid_Bulk_Modulus

ini sat 0

Eingabedateien FLAC^{3D}

Seite 207

```
ini pp 10000 grad 0 0 0 range x 0 0 ; (d.h. Differenzpotential = 1 m)
fix pp range x 0 0
```

```
ini fdensity Dichte_Polymer
set gravity 0 0 0 Schwerkraft ; (negative z-Richtung beachten)
set mech off
set fl on
```

def Permeabilitätszuweisung

; Simulation des Ostwald-de Waele Fluids durch Anpassung des FLAC Permeability Coefficient

loop i (1, Netzelemente)

```
Zone = z_near(((i - 0.5) * Gitterweite), (0.5 * Gitterweite), (0.5 * Gitterweite))
```

```
Knoten_zurueck_1 = gp_near(((i - 1) * Gitterweite), 0, 0)
Knoten_zurueck_2 = gp_near(((i - 1) * Gitterweite), Gitterweite, 0)
Knoten_zurueck_3 = gp_near(((i - 1) * Gitterweite), 0, Gitterweite)
Knoten_zurueck_4 = gp_near(((i - 1) * Gitterweite), Gitterweite, Gitterweite)
```

```
Knoten_vor_1 = gp_near((i * Gitterweite), 0, 0)
Knoten_vor_2 = gp_near((i * Gitterweite), Gitterweite, 0)
Knoten_vor_3 = gp_near((i * Gitterweite), 0, Gitterweite)
Knoten_vor_4 = gp_near((i * Gitterweite), Gitterweite, Gitterweite)
```

```
Druck_zurueck = 0.25 * (gp_pp(Knoten_zurueck_1) + gp_pp(Knoten_zurueck_2) + gp_pp(Knoten_zurueck_3) +
gp_pp(Knoten_zurueck_4))
```

```
Druck_vor = 0.25 * (gp_pp(Knoten_vor_1) + gp_pp(Knoten_vor_2) + gp_pp(Knoten_vor_3) + gp_pp(Knoten_vor_4))
```

```
Druckgradient = (Druck_zurueck - Druck_vor) / Gitterweite
```

```
if Druckgradient > 0 then
```

```
    Schb_Viskosität_Polymer = ((3 * m + 1) / (8 * m)) * (2*K)^(1/m) * (R3D * Druckgradient)^((m - 1) / m)
```

```
endif
```

```
FLAC_Perm_Coeff = Permeabilität / Schb_Viskosität_Polymer ; [m2/Pa-s]
```

```
z_prop(Zone,'permeability') = FLAC_Perm_Coeff
```

; (Vor der Front wird automatisch der für die zuletzt betrachtete Zone ermittelte Wert zugewiesen.)

```
endloop
```

```
end
```

def Berechnungsschleife

```
loop while fltime < Simulationsdauer
```

```
    command
```

```
        Permeabilitätszuweisung
```

```
        step 1
```

```
    end_command
```

```
endloop
```

```
end
```

Berechnungsschleife

```
def Analytische_Lösung

    array Plotpunkte_analytische_Lösung(3, 3)

    loop j (1, 3)

        z_Koordinate = (j - 1) * (Gitterweite / 2)
        Potentialdifferenz = 1
        Hilfswert1 = (Porenanteil * 10000) / (72 * Viskosität_Wasser * Darcy_k)
        Hilfswert2 = ((m + 1)/(3 * m + 1)) * Simulationsdauer * R3D^((3 * m + 1) / m)
        Hilfswert3 = ((Potentialdifferenz * 10000) / (2 * K))^(1 / m)
        x_Koordinate = (Hilfswert1 * Hilfswert2 * Hilfswert3)^(m / (m + 1))
        Plotpunkte_analytische_Lösung(1,j) = x_Koordinate ; (= Eindringlänge)
        Plotpunkte_analytische_Lösung(2,j) = 0
        Plotpunkte_analytische_Lösung(3,j) = z_Koordinate

    endloop

    status = set_dash_pattern(0)
    status = set_line_width(2)
    status = draw_poly(Plotpunkte_analytische_Lösung, 3, 0)

end

def Laufende

    Dateiname = 'Modell_1_' + string(flttime) + '_s.sav'
    Endzeit_Rechenlauf = clock
    Rechenzeit = string(round((float(Endzeit_Rechenlauf)-float(Startzeit_Rechenlauf))/100)) + ' s'

end

Laufende

save Dateiname
print Rechenzeit

ret
```

Modell 2

title

Modell 2: Ostwald-de Waele-Fluid radialsymmetrisch, ohne Schwerkraft

def Setup

; vorzugebende Werte:

K = 0.1 ; [Pa·s] (Ostwald-de Waele-Parameter)

m = float(0.4) ; (Ostwald-de Waele-Parameter)

Darcy_k = 1e-3 ; [m/s]

Porenanteil = 0.4

Modellradius = float(0.4) ; [m] (ab Bohrlochmitte)

Bohrlochradius = float(0.1) ; [m]

Gitterweite = 0.02 ; [m]

Winkel_Segment = 5 ; [°]

Simulationsdauer = 1e1 ; [s]

Fluid_Bulk_Modulus = 2e4 ; [Pa] (Literaturwert für Wasser bei 10 °C: 2e9)

; feststehende oder berechnete Werte:

Viskosität_Wasser = 0.0013 ; [Pa·s] (Literaturwert für 10 °C)

Dichte_Wasser = 1000 ; [kg/m³]

Dichte_Polymer = 1000 ; [kg/m³]

Schwerkraft = 0 ; [m/s²]

Permeabilität = Darcy_k * (Viskosität_Wasser / 10000) ; [m²]

R3D = sqrt((24 * Permeabilität)/Porenanteil)

; (Radius des verwendeten Porenraummodells für analytische Lösung und Ermittlung der scheinbaren newtonschen Viskositäten)

Netzelemente = (Modellradius - Bohrlochradius) / Gitterweite

Fiktive_Netzelemente_Bohrloch = Bohrlochradius / Gitterweite

Winkel = Winkel_Segment * (Pi / 180) ; [rad]

Modellbogen_x = Modellradius * cos(Winkel)

Modellbogen_y = Modellradius * sin(Winkel)

Bohrlochbogen_x = Bohrlochradius * cos(Winkel)

Bohrlochbogen_y = Bohrlochradius * sin(Winkel)

Startzeit_Rechenlauf = clock

end

Setup

config fl

set visible fluid

gen zone cshell	p2 0 0 0	p0 0 0 Gitterweite	&
	p4 Modellradius 0 0	p1 Modellradius 0 Gitterweite	&
	p5 Modellbogen_x Modellbogen_y 0	p3 Modellbogen_x Modellbogen_y Gitterweite	&
	p10 Bohrlochradius 0 0	p8 Bohrlochradius 0 Gitterweite	&
	p11 Bohrlochbogen_x Bohrlochbogen_y 0	p9 Bohrlochbogen_x Bohrlochbogen_y Gitterweite	&
	size Netzelemente 1 1 ; (Radius Höhe Segmentanzahl)		

```

model fl_isotropic
prop porosity Porenanteil ; (Parameter permeability wird später durch die FISH-Funktion Permeabilitätszuweisung belegt)
set fl biot off

```

```

ini fmodulus Fluid_Bulk_Modulus
ini sat 0

```

```

ini pp 10000 grad 0 0 0 range cylinder end1 0 0 0 end2 0 0 Gitterweite radius Bohrlochradius
fix pp range cylinder end1 0 0 0 end2 0 0 Gitterweite radius Bohrlochradius

```

```

ini fdensity Dichte_Polymer
set gravity 0 0 Schwerkraft ; (negative z-Richtung beachten)
set mech off
set fl on

```

```

def Permeabilitätszuweisung

```

```

; Simulation des Ostwald-de Waele Fluids durch Anpassung des FLAC Permeability Coefficient

```

```

loop i (Fiktive_Netzelemente_Bohrloch + 1, Netzelemente)

```

```

    Zone = z_near(((i - 0.5) * Gitterweite * cos(Winkel/2)), ((i - 0.5) * Gitterweite * sin(Winkel/2)), (0.5 * Gitterweite))

```

```

; Bezeichnung der Knoten: s. Abbildung C.1 am Ende des Quellcodes

```

```

    Knoten_1 = gp_near(((i - 1) * Gitterweite), 0, 0)
    Knoten_2 = gp_near(((i - 1) * Gitterweite), 0, Gitterweite)
    Knoten_3 = gp_near(((i - 1) * Gitterweite * cos(Winkel)), ((i - 1) * Gitterweite * sin(Winkel)), 0)
    Knoten_4 = gp_near(((i - 1) * Gitterweite * cos(Winkel)), ((i - 1) * Gitterweite * sin(Winkel)), Gitterweite)

```

```

    Knoten_5 = gp_near((i * Gitterweite), 0, 0)
    Knoten_6 = gp_near((i * Gitterweite), 0, Gitterweite)
    Knoten_7 = gp_near((i * Gitterweite * cos(Winkel)), (i * Gitterweite * sin(Winkel)), 0)
    Knoten_8 = gp_near((i * Gitterweite * cos(Winkel)), (i * Gitterweite * sin(Winkel)), Gitterweite)

```

```

    Druck_zurueck = 0.25 * (gp_pp(Knoten_1) + gp_pp(Knoten_2) + gp_pp(Knoten_3) + gp_pp(Knoten_4))
    Druck_vor = 0.25 * (gp_pp(Knoten_5) + gp_pp(Knoten_6) + gp_pp(Knoten_7) + gp_pp(Knoten_8))
    Druckgradient = (Druck_zurueck - Druck_vor) / Gitterweite

```

```

    if Druckgradient > 0 then
        Schb_Viskosität_Polymer = ((3 * m + 1) / (8 * m)) * (2*K)^(1/m) * (R3D * Druckgradient)^((m - 1) / m)
    endif

```

```

    FLAC_Perm_Coeff = Permeabilität / Schb_Viskosität_Polymer ; [m²/Pa·s]
    z_prop(Zone,'permeability') = FLAC_Perm_Coeff

```

```

endloop
end

```

```

def Berechnungsschleife
loop while ftime < Simulationsdauer
command
    Permeabilitätszuweisung
step 1
end_command
endloop
end

```

```

Berechnungsschleife

```

```

def Laufende
    Dateiname = 'Modell_2_' + string(flttime) + '_s.sav'
    Endzeit_Rechenlauf = clock
    Rechenzeit = string(round((float(Endzeit_Rechenlauf)-float(Startzeit_Rechenlauf))/100)) + ' s'
end

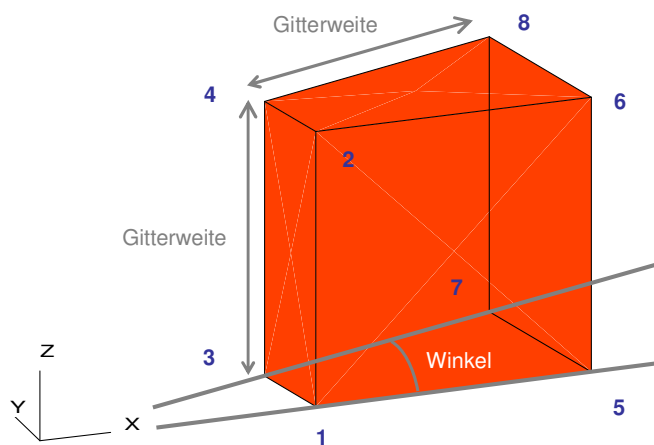
Laufende

save Dateiname
print Rechenzeit

ret

```

Die in der Schleife „Permeabilitätszuweisung“ verwendeten Knotenbezeichnungen sind zur besseren Verständlichkeit des Quellcodes in Abbildung C.1 dargestellt. Die bei der Netzgenerierung verwendeten Bezeichnungen („p0“, „p1“, „p2“ etc.) stehen hierzu in keinem Zusammenhang, sondern sind für die verschiedenen Netzelemente (hier: Cylinder shell mesh = cshell) vorgegeben und im entsprechenden Handbuch nachzulesen.



(Bohrlochmitte = Koordinatenursprung)

Abbildung C.1: Modell 2, Bezeichnung der Knoten bei der Ermittlung des Druckgradienten

Modell 3

```
title
```

```
Modell 3: Ostwald-de Waele-Fluid, unendlich langer Schlitz (2D), mit Anisotropiefaktor
```

```
def Setup
```

```
; vorzugebende Werte:
```

```
K = 0.1 ; [Pa·s] (Ostwald-de Waele Law-Parameter)
m = float(0.4) ; (Ostwald-de Waele Law-Parameter)
Darcy_k_x = 1e-4 ; [m/s]
Anisotropiefaktor = 1
Porenanteil = 0.4
Modelllänge = float(0.5) ; [m]
Modellhöhe = float(1) ; [m]
Gitterweite = 0.02 ; [m]
Simulationsdauer = 3e3 ; [s]
Fluid_Bulk_Modulus = 1e6 ; [Pa] (Literaturwert für Wasser bei 10 °C: 2e9)
```

```
; feststehende oder berechnete Werte:
```

```
Viskosität_Wasser = 0.0013 ; [Pa·s] (Literaturwert für 10 °C)
Dichte_Wasser = 1000 ; [kg/m³]
Dichte_Polymer = 1000 ; [kg/m³]
Schwerkraft = -10 ; [m/s²]
Darcy_k_z = Darcy_k_x / Anisotropiefaktor
Permeabilität_x = Darcy_k_x * (Viskosität_Wasser / (Dichte_Wasser * (-Schwerkraft))) ; [m²]
Permeabilität_z = Darcy_k_z * (Viskosität_Wasser / (Dichte_Wasser * (-Schwerkraft))) ; [m²]
R3D_x = sqrt((24 * Permeabilität_x) / Porenanteil)
R3D_z = sqrt((24 * Permeabilität_z) / Porenanteil)
; (Radien des verwendeten Porenraummodells für analytische Lösung und Ermittlung der scheinbaren newtonschen Viskositäten)
Netzelemente_x = Modelllänge / Gitterweite
Netzelemente_z = Modellhöhe / Gitterweite
Startzeit_Rechenlauf = clock
Anzahl_Plotpunkte = int(2 * Netzelemente_z + 1) ; (für analytische Lösung)
Druck_Schlitzsohle = Modellhöhe * Dichte_Polymer * (-Schwerkraft)
```

```
end
```

```
Setup
```

```
config fl
```

```
config gpextra 1 ; (Zusatzvariable für Plot der Potentiale, siehe FISH-Funktion Potentiale)
```

```
set visible fluid
```

```
gen zone brick size Netzelemente_x 1 Netzelemente_z p1 Modelllänge 0 0 p2 0 Gitterweite 0 p3 0 0 Modellhöhe
```

```
model fl_anisotropic
```

```
prop fdip 0 fdd 0 frot 0 poros Porenanteil ; (k1, k2 und k3 werden später durch die FISH-Funktion Permeabilitätszuweisung belegt)
```

```
set fl biot off
```

```
ini fmodulus Fluid_Bulk_Modulus
```

```
ini sat 0
```

```
ini pp Druck_Schlitzsohle grad 0 0 -10000 range x 0 0 z 0 Modellhöhe ; (d.h. Stützflüssigkeitsspiegel bei OK Modell)
fix pp range x 0 0 z 0 Modellhöhe
```

```
ini fdensity Dichte_Polymer
set gravity 0 0 Schwerkraft ; (negative z-Richtung beachten)
```

```
def Permeabilitätszuweisung
```

```
; Simulation des Ostwald-de Waele Fluids durch Anpassung des FLAC Permeability Coefficient
```

```
loop i (1, Netzelemente_z)
```

```
loop j (1, Netzelemente_x)
```

```
Zone = z_near(((j - 0.5) * Gitterweite), (0.5 * Gitterweite), ((i - 0.5) * Gitterweite))
```

```
Knoten_lu1 = gp_near(((j - 1) * Gitterweite), 0, ((i - 1) * Gitterweite))
```

```
Knoten_lu2 = gp_near(((j - 1) * Gitterweite), Gitterweite, ((i - 1) * Gitterweite))
```

```
Knoten_lo1 = gp_near(((j - 1) * Gitterweite), 0, (i * Gitterweite))
```

```
Knoten_lo2 = gp_near(((j - 1) * Gitterweite), Gitterweite, (i * Gitterweite))
```

```
Knoten_ru1 = gp_near(j * Gitterweite, 0, ((i - 1) * Gitterweite))
```

```
Knoten_ru2 = gp_near(j * Gitterweite, Gitterweite, ((i - 1) * Gitterweite))
```

```
Knoten_ro1 = gp_near(j * Gitterweite, 0, (i * Gitterweite))
```

```
Knoten_ro2 = gp_near(j * Gitterweite, Gitterweite, (i * Gitterweite))
```

```
Druck_l = 0.25 * (gp_pp(Knoten_lu1) + gp_pp(Knoten_lu2) + gp_pp(Knoten_lo1) + gp_pp(Knoten_lo2))
```

```
Druck_r = 0.25 * (gp_pp(Knoten_ru1) + gp_pp(Knoten_ru2) + gp_pp(Knoten_ro1) + gp_pp(Knoten_ro2))
```

```
Druckgradient_x = abs((Druck_l - Druck_r) / Gitterweite)
```

```
if Druckgradient_x > 0 then
```

```
    Schb_Viskosität_Polymer_x = ((3 * m + 1) / (8 * m)) * (2*K)^(1/m) * (R3D_x * Druckgradient_x)^((m - 1) / m)
```

```
endif
```

```
FLAC_Perm_Coeff_x = Permeabilität_x / Schb_Viskosität_Polymer_x
```

```
; (Vor der Front wird automatisch der für die zuletzt betrachtete Zone ermittelte Wert zugewiesen.)
```

```
Druck_o = 0.25 * (gp_pp(Knoten_lo1) + gp_pp(Knoten_lo2) + gp_pp(Knoten_ro1) + gp_pp(Knoten_ro2))
```

```
Druck_u = 0.25 * (gp_pp(Knoten_lu1) + gp_pp(Knoten_lu2) + gp_pp(Knoten_ru1) + gp_pp(Knoten_ru2))
```

```
Potentialgradient_z = (((Druck_o - Druck_u) / (Dichte_Polymer * (-Schwerkraft))) + Gitterweite) / Gitterweite
```

```
Quasi_Druckgradient_z = abs(Potentialgradient_z * Dichte_Polymer * (-Schwerkraft))
```

```
Schb_Viskosität_Polymer_z = ((3 * m + 1) / (8 * m)) * (2*K)^(1/m) * (R3D_z * Quasi_Druckgradient_z)^((m - 1) / m)
```

```
FLAC_Perm_Coeff_z = Permeabilität_z / Schb_Viskosität_Polymer_z
```

```
z_prop(Zone,'k1') = FLAC_Perm_Coeff_x
```

```
z_prop(Zone,'k2') = FLAC_Perm_Coeff_x ; (beliebig, da 2D-Modell)
```

```
z_prop(Zone,'k3') = FLAC_Perm_Coeff_z
```

```
endloop
```

```
endloop
```

```
end
```

```
set mech off
```

```
set fl on
```

```

def Berechnungsschleife
  loop while fltime < Simulationsdauer
    command
      Permeabilitätszuweisung
    step 1
  end_command
endloop
end

```

Berechnungsschleife

```

def Analytische_Lösung

```

; Lösung für Anisotropie gegen Unendlich

```

array Plotpunkte_analytische_Lösung(3, Anzahl_Plotpunkte)
loop n (1, Anzahl_Plotpunkte)
  z_Koordinate = (n - 1) * (Modellhöhe / (Anzahl_Plotpunkte - 1))
  Potentialdifferenz = 1 - z_Koordinate
  Hilfswert1 = (Porenanteil * Dichte_Wasser * (-Schwerkraft)) / (72 * Viskosität_Wasser * Darcy_k_x)
  Hilfswert2 = ((m + 1)/(3 * m + 1)) * Simulationsdauer * R3D_x^((3 * m + 1) / m)
  Hilfswert3 = ((Potentialdifferenz * 10000) / (2 * K))^(1 / m)
  x_Koordinate = (Hilfswert1 * Hilfswert2 * Hilfswert3)^(m / (m + 1))
  Plotpunkte_analytische_Lösung(1,n) = x_Koordinate ; (= Eindringlänge)
  Plotpunkte_analytische_Lösung(2,n) = 0
  Plotpunkte_analytische_Lösung(3,n) = z_Koordinate
endloop
status = set_dash_pattern(0)
status = set_line_width(2)
status = draw_poly(Plotpunkte_analytische_Lösung, Anzahl_Plotpunkte, 0)
end

```

```

def Potentiale

```

```

  pnt = gp_head
  loop while pnt # null
    if gp_sat(pnt) > 0.5 then
      gp_extra(pnt,1)=(gp_pp(pnt)/(Dichte_Polymer * (-Schwerkraft))) + gp_zpos(pnt)
    else
      gp_extra(pnt,1)=0
    endif
    pnt = gp_next(pnt)
  endloop
end

```

```

def Laufende

```

```

  Dateiname = 'Modell_3_' + string(fltime) + '_s.sav'
  Endzeit_Rechenlauf = clock
  Rechenzeit = string(round((float(Endzeit_Rechenlauf)-float(Startzeit_Rechenlauf))/100)) + ' s'
end

```

Laufende

```

save Dateiname
print Rechenzeit

```

```

ret

```

D Fotodokumentation Feldversuche

Voruntersuchungen



Abbildung D.1: Baugrunderkundung (GWM)



Abbildung D.2: Baugrunderkundung (DPH)



Abbildung D.3: 1D-Strömungsversuche mit Material aus Baugrunderkundung



Abbildung D.4: Grundwasserbeprobung vor Beginn der Feldversuche

Baustelleneinrichtung



Abbildung D.5: Versuchsfeld



Abbildung D.6: Zulauf (mit Schieber) und Ablauf für Stützflüssigkeit



Abbildung D.7: Mischanlage mit Hochbehälter



Abbildung D.8: Blick in die Mischanlage



Abbildung D.9: Container für Bentonitsuspension (vorne) und Restpolymerlösungen (hinten rechts)



Abbildung D.10: Oberbecken Bohrloch mit angekuppelter Ansatzverrohrung



Abbildung D.11: Pfahlfußdose an Bewehrungskorb montiert (Unterseite)



Abbildung D.12: Pfahlfußdose an Bewehrungskorb montiert (Oberseite)

Pfahlherstellung



Abbildung D.13: Einwaage des Polymerpulvers



Abbildung D.14: Zugabe des Polymers zur Mischanlage



Abbildung 15: Vorbohren für Ansatzverrohrung



Abbildung 16: Vorbohrung (leichter Nachfall im Sohlbereich erkennbar)



Abbildung D.17: Einsetzen des Oberbeckens am Bohransatzpunkt



Abbildung D.18: Bohrschnecke beim Einfahren ins Bohrloch



Abbildung D.19: Einleiten der Stützflüssigkeit (einzelne Polymerflocken erkennbar)



Abbildung D.20: Messskala im Oberbecken



Abbildung D.21: Schaumteppich im Oberbecken bei Xanthan



Abbildung D.22: Xanthanlösung mit Feinteilen



Abbildung D.23: Rührwerk im Hochbehälter



Abbildung D.24: Marsh-Trichter



Abbildung D.25: Probennahme aus Hochbehälter



Abbildung D.26: gefüllte Bohrschnecke



Abbildung D.27: Bestimmung des Sandgehalts



Abbildung D.28: Bohrgut (mit Rollkies)



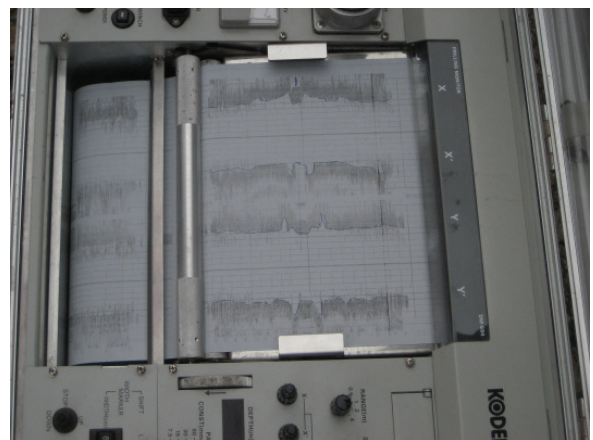
Abbildung D.29: KODEN-Messgerät



**Abbildung D.30: Einfahren der Ultraschallsonde
(KODEN-Messgerät)**



**Abbildung D.31: Steuereinheit und Plotter
KODEN-Messgerät**



**Abbildung D.32: Aufzeichnung KODEN-
Messgerät**



Abbildung D.33: Bewehrungskorb für Druckpfahl



Abbildung D.34: Einführen des Betonierrohrs



Abbildung D.35: Betonieren im Kontraktorverfahren



Abbildung D.36: Pfahlkopf nach Ende des Betonierens



Abbildung D.37: Einsetzen von GEWI-Stäben nach dem Betonieren eines Zugpfahls



Abbildung D.38: Bewehrungskorb mit vorzeitig angesteiftem Beton (Pfahl P 1)



Abbildung D.39: Reinigen des geborgenen Bewehrungskorbs (Pfahl P 1)



Abbildung D.40: Frischbeton vermischt mit PAA 6 g / l (links) und wie geliefert (rechts)



Abbildung D.41: Grundwasserbeprobung während der Bauphase



Abbildung D.42: Abholung von Restflüssigkeit durch Saugwagen (Entsorgung in Kläranlage)



Abbildung D.43: Zugabe von Hand des Bentonits zur Mischanlage



Abbildung D.44: Bentonitsuspension in der Mischanlage



Abbildung D.45: Bestimmung der Fließgrenze der Bentonitsuspension mit Kugelharfe



Abbildung D.46: Durchmischen der Bentonitsuspension mit Druckluft

Pfahlprobelbelastungen



Abbildung D.47: Pfahlkopfweiterungen durch ausbetonierte Schachtringe



Abbildung D.48: Belastungstraverse für Pfahlprobelbelastungen



Abbildung D.49: Belastungseinrichtung und Messbrücken für Wegaufnehmer



Abbildung D.50: Pressen und Messeinrichtungen am Druckpfahl



**Abbildung D.51: Messen der Anlege-
setzung des Stahlblechs am Kopf des
Druckpfahls**



**Abbildung D.52: Setzungskontrolle an den Auflagern der
Messbrücken (links) und Vergleich mit Pfahlsetzung (rechts)**

Freilegen der Pfähle



**Abbildung D.53: Freilegen der Pfähle mit Mini-
bagger**



**Abbildung D.54: Wasserhaltung und freigelegte
Pfähle**



Abbildung D.55: Versickerungsbecken für Wasserhaltung



Abbildung D.56: Bestimmung des pH-Werts am geförderten Wasser



Abbildung D.57: Freilegen von Pfahl P 3 (unter Bentonitstützung hergestellt)



Abbildung D.58: Nahbereich Pfahl P 3



Abbildung D.59: Abspritzen der Pfähle



Abbildung D.60: Baugrundprofil bis ca. 2 m unter GOK