

Verwitterungsabhängige Entfestigungsvorgänge von veränderlich festen Ton- und Tonschluffsteinen am Beispiel von Keupergesteinen

Von der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Universität Stuttgart
zur Erlangung der Würde eines Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)
genehmigte Abhandlung

vorgelegt von

JULIA THERESA KNOPP

aus Heidelberg

Hauptberichter: Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann
Mitberichter: Prof. Dr. rer. nat. Ing. habil. Christof Lempp
Prof. Dr. rer. nat. habil. Kuroschi Thuro

Tag der mündlichen Prüfung: 28. Juli 2020

Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart

2020

Mitteilung 75
des Instituts für Geotechnik
Universität Stuttgart, Deutschland, 2020

Herausgeber:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann

©Julia Theresa Knopp
Institut für Geotechnik
Universität Stuttgart
Pfaffenwaldring 35
70569 Stuttgart

Alle Rechte, insbesondere die der Übersetzung in andere Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieses Buches darf ohne schriftliche Genehmigung des Autors in irgendeiner Form – durch Fotokopie, Mikrofilm oder irgendein anderes Verfahren – reproduziert oder in eine von Maschinen, insbesondere von Datenverarbeitungsmaschinen, verwendbare Sprache übertragen oder übersetzt werden.

Schlagwörter: Veränderlich feste Gesteine, Halbfestgesteine, Verwitterung, Zerfall, verwitterungsabhängige Entfestigung

Druck: DCC Kästl e.K., Ostfildern-Kemnat, Deutschland, 2020

ISBN 978-3-921837-75-7
(D93 - Dissertation, Universität Stuttgart)

Vorwort des Herausgebers

Veränderlich feste Gesteine prägen nicht nur in der Mitte und im Süden Deutschlands, sondern weltweit einen Großteil des oberflächennahen Baugrunds, womit sie baupraktisch von großer Bedeutung und entsprechendem geotechnischen Interesse sind. Halbfestgesteine besitzen in der Regel eine veränderliche Gefügestruktur und ein ausgeprägt anisotropes Materialverhalten. Sie sind unter Atmosphärien, d.h. unter Umweltbedingungen verwitterungsempfindlich und zerfallen unter anderem bei Austrocknung und Wiederbefeuchtung, aber auch bei Frost-Tau-Wechseln. Die Klassifizierung dieser Gesteine erfolgt meist visuell, da die aus der Bodenmechanik, aber auch aus der Felsmechanik bekannten Klassifizierungsansätze auf dieses Material überwiegend nicht anwendbar sind. Es bestehen verschiedene, oft nicht kompatible Klassifizierungsansätze, die zudem grundsätzlich abhängig sind von der Gesteinsart. Der Umgang mit Halbfestgesteinen ist mit besonderen Anforderungen und Schwierigkeiten verbunden, da sowohl die Erkundung und Probennahme als auch die Durchführung von Feld- und Laborversuchen insbesondere auf Grund der Gefügestruktur, aber auch auf Grund der Empfindlichkeit des Materials und dessen Veränderlichkeit mit üblichen Verfahrenstechniken kaum erfolgreich so realisiert werden können, dass reproduzierbare und das Materialverhalten in situ zutreffend abbildende Kenngrößen ermittelt werden können.

Die wissenschaftliche Arbeit von Frau Dr.-Ing. Julia Knopp fokussiert sich insbesondere auf das bodenphysikalische und bodenmechanische Verhalten von Ton- und Tonschluffsteinen am Beispiel von Keupergesteinen des südwestdeutschen Raums. Die bei der Sedimentation abgelagerten Tonteilchen des Keupers wurden von den Sedimenten des Juras und jüngeren Schichten überlagert. Infolge der nachfolgenden diagenetischen Verfestigung wurde die primäre Struktur des sedimentierten Tons zu Partikeln („peds“) in Schluffkorngröße komprimiert. Diese Partikel besitzen im Inneren eine hohe Ionendichte und es bestehen stabile Bindungen zwischen den Kristallgruppen, so dass die Partikel bei späteren mechanischen Beanspruchungen intakt bleiben. Die Partikel enthalten intra- und interkristalline Poren. Mehrere Partikel bilden ein Aggregat, oft auch als „Keuperton-Bröckchen“ bezeichnet, als sekundäre Struktur. Die Trennflächen zwischen den Partikeln innerhalb des Aggregats sind mit einer Tonmatrix besetzt, die zu kohäsiven Bindungen führt. Die Poren zwischen den einzelnen Partikeln werden Intraaggregatporen genannt. Das Gestein ist letztendlich aus vielen Aggregaten aufgebaut und beinhaltet zusätzlich Interaggregatporen zwischen den einzelnen Aggregaten.

Durch Abtragung von überlagerndem Material kommt es zu einer Entlastung und Gefügeflockung durch Öffnen bereits vorhandener und neu entstehender Trennflächen, die Angriffsflächen für physikalische und chemische Vorgänge bieten, insbesondere für eine physikalische Verwitterung. Die bei der Diagenese von Tonstein entstandenen Ton-

aggregate können durch die Verwitterungseinflüsse entlang der Partikelgrenzen auseinanderbrechen, womit eine Veränderung des mechanischen Verhaltens verbunden ist.

Das bodenphysikalische und bodenmechanische Verhalten veränderlich fester Gesteine wird maßgeblich durch diese in der Entstehungsgeschichte entstandenen Gefügemerkmale bzw. Aggregatstruktur beeinflusst, was übliche boden-/fels-mechanische Ansätze aber in der Regel vernachlässigen. Motivation der wissenschaftlichen Arbeit von Frau Dr. Knopp war es daher, die bodenphysikalischen und -chemischen Wechselwirkungen zwischen den veränderlichen Aggregaten - auch unter Berücksichtigung des Porenwassers - zu klären, um dann in einem zweiten Schritt das durch diese Wechselwirkungen beeinflusste mechanische Verhalten veränderlich fester Gesteine differenzierter zu erforschen. Insoweit bestand die Zielrichtung darin, die meist rein phänomenologischen Ansätze zur Beschreibung des Materialverhaltens durch physiko-chemisch begründete Erklärungsansätze zu ergänzen. Dies machte es auch erforderlich, die übliche makroskopische Betrachtungsweise durch eine mikroskopische, die Gefügestruktur erforschende Betrachtungsweise zu ergänzen. Dies führt auch zu der Anforderung, bildgebende Verfahren zum Einsatz zu bringen, die es ermöglichen, die Gefügestruktur der veränderlich festen Gesteine und dessen Veränderung durch Verwitterungs- und Entfestigungsprozesse zu visualisieren.

Konkretes Ziel der Arbeit von Frau Knopp ist es, ausgehend von der Entwicklung geeigneter Probenahmemethoden das verwitterungsabhängige Entfestigungsverhalten von Ton- und Tonschluffsteinen unter Berücksichtigung des physiko-chemischen Verwitterungsprozesses zu untersuchen sowie verwitterungsabhängige mechanische Kenngrößen, insbesondere Steifigkeits- und Scherfestigkeitsparameter zu identifizieren. Die Ergebnisse dieses Forschungsvorhaben, auf dem die wissenschaftliche Arbeit von Frau Dr. Knopp aufbaut, publiziert das Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (IGS) mit dem vorliegenden Mitteilungsheft Nr. 75 .

Die wissenschaftliche Arbeit von Frau Dr. Knopp liefert umfassende Erkenntnisse über die verwitterungsabhängigen mechanischen Eigenschaften der Gesteine und neue Ansätze zum Einfluss des Porenraums. Die Forschungsergebnisse sind als relevant und von wesentlicher Bedeutung sowohl für die boden- und felsmechanische Grundlagenforschung als auch für die Ingenieurpraxis einzustufen. Weiterer Forschungsbedarf ergibt sich u.a. bezüglich der bildgebenden Analyse der Gefügestruktur veränderlich fester Gesteine und – bedingt durch die Abhängigkeit des physikalischen und mechanischen Verhaltens von der Gesteinsart – durch die Erweiterung der Untersuchungen auf andere Arten von Halbfestgesteinen neben den in dieser Arbeit untersuchten Keupertonsteinen.

Stuttgart, im Juli 2020
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann

Danksagung

Ich möchte mich hier zunächst gerne bei denen bedanken, die mich während meiner Promotionszeit unterstützt und so zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Mein besonderer Dank geht an erster Stelle an Prof. Dr.-Ing. Christian Moormann für das mir entgegengebrachte Vertrauen, die Betreuung meiner Arbeit und den Gestaltungsfreiraum. Durch die vielen geführten Diskussionen mit kritischen Rückfragen und die umfangreiche Unterstützung konnte ich meine wissenschaftliche Arbeit vorantreiben. Durch die Betreuung einer Vielzahl von Lehrveranstaltungen, die Mitarbeit als Regionalbeauftragte der Jungen Geotechniker in der DGGT und die Bearbeitung von Drittmittelprojekten aus der Ingenieurpraxis gab er mir außerdem die Möglichkeit, umfangreiche Erfahrungen und Kontakte zu sammeln.

Bei Prof. Dr. Christof Lempp und Prof. Dr. Kurosch Thuro möchte ich mich für die freundliche Übernahme des Korreferats, das große Interesse an meiner Arbeit und die hilfreichen Diskussionen herzlich bedanken.

Schon seit dem Studium begleitet mich Thomas Mutschler. In unseren zahlreichen Gesprächen habe ich von seiner großen Erfahrung profitiert und wurde motiviert auch neue und ungewöhnliche Ideen weiterzuverfolgen. Dafür ein ganz herzlicher Dank.

Alessandro Miraldi danke ich für seine unermüdliche Unterstützung im Labor und im Feld.

Christian Günther, Paula Möller, Dr. Marion Nickmann, Dr.-Ing. Maximilliano Vergara und Bernd Zweschper danke ich für unsere vielen fachlichen Diskussionen.

Ich habe die Möglichkeit erhalten, Versuchsgeräte an anderen Instituten zu nutzen, wofür ich mich sehr herzlich sowohl im Hinblick auf die Unterstützung bei der Versuchsdurchführung als auch für hilfreiche Diskussionen bedanken möchte bei Prof. Dr.-Ing. Thomas Benz und Falk Stephan für die Möglichkeit, die K_0 -Triaxialversuche im Labor der Hochschule für Technik in Stuttgart durchzuführen, bei Prof. Dr. Philipp Blum und Dr. Hagen Steger für die Möglichkeit, die Porengrößenverteilungen im Quecksilberporosimeter am KIT zu ermitteln, bei Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann und Eugen Daumlechner für die Möglichkeit, eine Triaxialanlage an der Universität Braunschweig zur Untersuchung der unverwitterten Gesteinen zu nutzen, bei Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani, Dr.-Ing. Emanuel Birle und Elissavet Barka für die Möglichkeit, die Saugspannungsmessungen an der TU München durchzuführen sowie bei Andrea Toulouse und Jessica Nover für die Unterstützung bei Mikroskopaufnahmen.

Gabriel Michée Lomo der DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH danke ich für die Möglichkeit, die Pressiometerversuchsdaten vom Projekt Stuttgart 21 auszuwerten. Bei Holger Jud von Smoltczyk und Partner möchte ich mich für die Unterstützung bei der Bereitstellung und Auswertung der Pressiometerversuchsdaten bedanken.

Ein großer Dank gebührt den Studenten Alexander Brodbeck, Ebru Cetin, Carsten Dietz, Tugba Dogan, Viet Nguyen, Marco Paschek, Frederike Pfender, Katja Pliva, Ayse Top, Hülya Uslu, Kübra Yaldiz, Lukas Zauner und Özlem Özdemir für die engagierte und erfolgreiche Zusammenarbeit.

Ein ganz besonderer Dank geht für die Ermöglichung von Probenahmen an Herrn Hauck und Herrn Kaminski vom Tiefbauamt Stuttgart; Herrn Reichenbach, Herrn Jud und Herrn Baun von Smoltczyk und Partner; Herrn Prof. Dr.-Ing. Giere und Herrn Branscheid von Veas und Partner; Herrn Meier, Herrn van Helt und Herrn Ludwig von der Abfallverwertungsgesellschaft des Landkreises Ludwigsburg; Frau Kauther und Herrn Günther von der Bundesanstalt für Wasserbau; Herrn Schlegel, Herrn Klingan und Herrn Marski von der Arge Tunnel Cannstatt S21; Herrn Kuhnt und Herrn Wöhlert von Schwenk Zement; Herrn Rüdell von der Firma Rüdell; Herrn Schleifer von der Firma Behringer + Dittmann; Herrn Loschko von BossConsult; Herrn Hiesl von der DB Immobilien Region Süd-West; Herrn Gaukler und Frau Stöckl von geon sowie Herrn Schwimmer von Marti.

Bei unserer Institutsbibliothekarin Nadja Springer bedanke ich mich für ihre Unterstützung bei der Literaturrecherche.

Dem Vorsitzenden der DGGT Herrn Dr.-Ing. Sondermann und der Geschäftsführerin Frau Dr. Laackmann danke ich für die Möglichkeit zur Mitarbeit in der Arbeitsgruppe Junge Geotechniker in der DGGT. Den Kollegen der Arbeitsgruppe möchte ich herzlich für die gemeinsame Zeit und Arbeit danken.

Ein großer Dank an meine Kollegen vom IGS für eine überaus kollegiale Arbeitsatmosphäre und die schöne Zeit innerhalb und außerhalb des Instituts. Besonders möchte ich mich bei Herrn Dr.-Ing. Linus Klein für unsere vielen fachlichen, aber auch persönlichen Gespräche bedanken.

Meinen Eltern danke ich für Ihre konstante, bedingungslose und herzliche Unterstützung und für das Korrekturlesen meiner Arbeit.

Meinem Mann Torsten danke ich für seine liebevolle Unterstützung und seinen Rückhalt.

Stuttgart, im Juli 2020
Julia Theresa Knopp

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung, Ziel und Gliederung der Arbeit	1
2	Grundlagen zu veränderlich festen Ton- und Schlufftonsteinen	5
2.1	Stellung veränderlich fester Gesteine	5
2.2	Mikro- und makrostruktureller Aufbau	7
2.2.1	Bindungskräfte	7
2.2.2	Strukturelemente	8
2.2.3	Porenraum und Porenwasser	10
2.2.4	Saugspannungen in teilgesättigten Gesteinen	12
2.3	Sedimentation, Diagenese und Verwitterung	14
2.3.1	Sedimentation	14
2.3.2	Diagenese	15
2.3.3	Verwitterung und Zerfall	16
2.4	Zerfallsrelevante Gesteinseigenschaften	18
2.4.1	Sättigungsgrad und Saugspannungen	18
2.4.2	Spezifische Oberfläche	19
2.4.3	Porosität und Porengrößenverteilung	19
2.4.4	Mineralogische Zusammensetzung	19
2.4.5	Diagenetische Verfestigung	20
2.4.6	Entlastung	20
2.4.7	Austrocknung	20
2.4.8	Verwitterungsgrad	21
2.5	Geomechanik veränderlich fester Ton- und Schlufftonsteine	21
2.5.1	Eigenspannungszustand überkonsolidierter Tonsteine	21
2.5.2	Einaxiale Druckfestigkeit	24
2.5.3	Scherfestigkeit	24
2.5.4	Kompressionsverhalten	27
2.5.5	Spannungs-Verformungs-Verhalten	28
2.6	Bestehende Klassifikationsschemata für veränderlich feste Ton- und Schlufftonsteine	28
2.6.1	Klassifikation nach dem Grad der Verwitterung	29
2.6.2	Klassifikation nach dem Grad der Veränderlichkeit/ der Zerfallsneigung	32
3	Allgemeine Beschreibung der untersuchten Gesteine	35
3.1	Aufbau des Keupers in Süddeutschland	35
3.2	Ablagerungsbedingungen im Mittlerem Keuper	37
3.3	Diagenese und Verwitterung	38
3.3.1	Grabfeld-Formation	38

3.3.2	Steigerwald-Formation	40
3.4	Probennahmeorte	41
3.5	Visuelle Unterteilung in die Verwitterungsgrade nach Wallrauch	43
4	Zusammenfassende Übersicht der durchgeführten Untersuchungen	45
4.1	Untersuchung der verwitterungsabhängigen Gesteinseigenschaften	45
4.2	Untersuchung der Zerfallsneigung	47
4.3	Untersuchung der mechanischen Eigenschaften	48
5	Einfluss des natürlichen Verwitterungszustandes auf die Gesteinseigenschaften	49
5.1	Darstellung von Strukturänderungen mit bildgebenden Verfahren	49
5.1.1	Überblick der verwendeten bildgebenden Verfahren	49
5.1.2	Aggregatstruktur	50
5.1.3	Verteilung des Sulfats im Gestein	51
5.1.4	Verwitterungsabhängige Strukturen	51
5.2	Mineralogie	57
5.2.1	Ergebnisse Grabfeld-Formation, Stuttgart Mitte	57
5.2.2	Ergebnisse Grabfeld-Formation, Steinbruch Vellberg	61
5.2.3	Ergebnisse Steigerwald-Formation	61
5.2.4	Zusammenfassung	62
5.3	Geochemie	62
5.4	Dichten	64
5.4.1	Feuchtdichte	64
5.4.2	Korndichte	65
5.5	Natürlicher Wassergehalt	66
5.5.1	Gravimetrischer Wassergehalt	66
5.5.2	Volumetrischer Wassergehalt	67
5.5.3	Fazit	67
5.6	Gesamtporosität	68
5.7	Porengrößenverteilung	70
5.7.1	Verfahren zur Ermittlung der Porengrößenverteilung	70
5.7.2	Unterteilung in Inter- und Intraaggregatporen	72
5.7.3	Probenauswahl und -vorbereitung	72
5.7.4	Versuchsergebnisse	72
5.8	Saugspannungen	75
5.9	Zusammenfassende Beurteilung der verwitterungsrelevanten Gesteinseigenschaften	76
5.10	Modell zur Beschreibung der Verwitterung	80
6	Zerfallsverhalten veränderlich fester Ton- und Tonschluffsteine	83
6.1	Neuer Klassifizierungsansatz zur Bestimmung der Zerfallsneigung	83
6.1.1	Versuche zur Bestimmung des Zerfallsverhaltens	83
6.1.2	Neue Methode zur Auswertung der Zerfallsversuche	86
6.1.3	Beurteilung des neuen Klassifikationsverfahrens	93

6.2	Geochemische Zusammensetzung	94
6.3	Untersuchung zerfallsrelevanter Gesteinseigenschaften	95
6.3.1	Mineralogische Zusammensetzung	95
6.3.2	Porosität und Porengrößenverteilung	99
6.3.3	Einfluss der Saugspannungen	102
6.3.4	Zusammenfassende Beurteilung der zerfallsrelevanten Gesteinseigenschaften	103
6.4	Einfluss der Verwitterung auf die Zerfallsneigung	104
7	Geomechanisches Verhalten veränderlich fester Ton- und Tonschluffsteine	107
7.1	Allgemeine Beschreibung der verwendeten Versuchstechniken	107
7.1.1	Oedometerversuch	108
7.1.2	Triaxialer Druckversuch	109
7.1.3	Triaxialer Druckversuch unter K_0 -Bedingungen	114
7.1.4	Einaxialer Druckversuch	115
7.1.5	Punktlastversuch	116
7.1.6	Pressiometerversuch	116
7.2	Probengewinnung für die mechanischen Versuche	122
7.2.1	Gewinnung zylindrischer Probekörper für triaxiale und einaxiale Druckversuche	122
7.2.2	Gewinnung von Proben für Oedometerversuche	123
7.2.3	Präparation der Probenendflächen	125
7.3	Eigenspannungszustand - Versuchsergebnisse	125
7.3.1	Versuchsablauf und -randbedingungen	125
7.3.2	Versuchsergebnisse	126
7.3.3	Erweiterung des Modells für überkonsolidierte Böden um den Einfluss der Diagenese und Verwitterung	128
7.4	Scherfestigkeit - Versuchsergebnisse	131
7.4.1	Randbedingungen der Triaxialversuche an Keupergesteinen	131
7.4.2	Versuchsergebnisse	132
7.5	Steifigkeitsverhalten - Versuchsergebnisse	146
7.5.1	Versuchstechniken zur Ermittlung des Steifigkeitsverhaltens	146
7.5.2	Ermittlung der Steifigkeit mit Oedometerversuchen	149
7.5.3	Ermittlung der Steifigkeit mit K_0 -Triaxialversuchen	154
7.5.4	Ermittlung der Steifigkeit mit Pressiometerversuchen	155
7.5.5	Ermittlung der Steifigkeit mit triaxialen Druckversuchen	161
7.5.6	Zusammenfassende Erkenntnisse über das Steifigkeitsverhalten	164
7.6	Einaxiale Druckfestigkeit - Versuchsergebnisse	165
7.6.1	Versuchsrandbedingungen der durchgeführten Laborversuche	167
7.6.2	Versuchsergebnisse der durchgeführten Laborversuche	167
7.6.3	Ermittlung der Druckfestigkeit in Pressiometerversuchen	169
7.7	Zusammenfassung	171
7.8	Anwendbarkeit der Klassifikation nach Wallrauch für die Grabfeld-Formation	174

8 Porengröße als entfestigungsbeschreibende Kenngröße	175
8.1 Einfluss des Porenraums auf die Druckfestigkeit	176
8.2 Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Zerfallsneigung	177
9 Zusammenfassung und Ausblick	179
Literaturverzeichnis	184
A Mineralogische Zusammensetzung	201
B Geochemische Zusammensetzung	203
C Ermittlung der Porengrößenverteilung	205
D Eigenspannungszustand – K0-Triaxialversuche	209
D.1 Spannungsabhängiger K0-Wert	209
D.2 Spannungsabhängiger K0-Wert in der Literatur	209
D.3 Vergleichende Untersuchungen an Berliner Sand	209
E Scherfestigkeit - Triaxialversuche	213
E.1 Abnahme des B-Werts	213
E.2 Anwendbarkeit der Mehrstufentechnik	213
E.3 Bruchmoden	215
F Kompressionsversuche - Oedometer	217
F.1 Spannungs-Dehnungs-Verläufe	217
F.2 Einfluss der Wasserzugabe auf die Ergebnisse von Oedometerversuchen an Halbfestgesteinen	217
F.2.1 Änderungen des Wassergehalts und des Sättigungszustandes wäh- rend der Oedometerversuche	217
F.2.2 Einfluss der Wasserzugabe auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten	219
F.2.3 Einfluss der Wasserzugabe auf die Steifemodule	221
F.2.4 Einfluss der Wasserzugabe auf das Verhältnis zwischen Erst-und Wiederbelastung	221
G Richtwerte zur Klassifizierung der Gesteine der Grabfeld-Formation	223
G.1 Visuelle Ansprache und Wassergehalt	223
G.2 Zerfallsanfälligkeit und Böschungsstandsicherheit	224
G.3 Mechanische Kenngrößen	226
G.4 Labortechnische Hinweise	227

Zusammenfassung

Veränderlich feste Gesteine stehen insbesondere in Süd- und Mitteldeutschland als oberflächennaher Baugrund an und sind daher baupraktisch von großer Relevanz. Veränderlich feste Gesteine haben eine veränderliche Gefügestruktur, ein anisotropes Verhalten und neigen zu zeitveränderlichen Festigkeitsverlusten unter Umwelteinflüssen. Die Erkundung und labortechnische Beprobung ist daher mit besonderen Herausforderungen verbunden.

In den letzten Jahren wurden zahlreiche Baumaßnahmen in Süddeutschland in veränderlich festen Gesteinen durchgeführt und es existieren daher eine Vielzahl von Erfahrungswerten in der Praxis, die aber weder einheitlich verwendet werden noch reproduzierbar sind oder der Allgemeinheit zugänglich gemacht werden. So kam es in den letzten Jahrzehnten immer wieder zum Beispiel zu Hangrutschungen auf fossilen Gleitflächen (u.a. [94, 173, 181]). Oftmals wurde aber auch von unwirtschaftlichem Bauen berichtet, da bei späteren Bauwerksmessungen deutlich geringere Setzungen als prognostiziert gemessen wurden, weil die mechanischen Eigenschaften aufgrund fehlerhafter Probennahmen und damit verbundener Auflockerung als zu gering eingeschätzt wurden [184].

Für veränderlich feste Gesteine existieren weder ein geeignetes genormtes Verfahren zur zuverlässigen Beurteilung der Veränderlichkeit (der Zerfallsneigung) noch normative Vorgaben für geeignete Probennahmemethoden und Versuchstechniken zur Untersuchung der mechanischen Eigenschaften dieser Gesteine. Inwiefern sich die Gesteinseigenschaften im Zuge des Verwitterungsprozesses verändern und wie sich dies auf die mechanischen Eigenschaften auswirkt und ob bzw. wie stark sich die mechanischen Eigenschaften zukünftig verändern können, ist bislang nicht zufriedenstellend geklärt. Ziel der Arbeit war es, zunächst die der Verwitterung zugrundeliegenden Mechanismen zu untersuchen und zu ermitteln, welche Gesteinseigenschaften durch die Verwitterung beeinflusst werden. Zu untersuchen war weiter, inwiefern die sich ändernden Gesteinseigenschaften zu Veränderungen der mechanischen Eigenschaften und der Zerfallsneigung führen.

Im Stuttgarter Raum stehen veränderlich feste Schluff- und Tonsteine des Keupers, der obersten der drei lithostratigraphischen Einheiten der Germanischen Trias, an. Oberflächennah kommen sowohl die Gesteine der Grabfeld-Formation (Gipskeuper), als auch der Steigerwald-Formation (Untere Bunte Mergel) vor. Die hier untersuchten Gesteine entstammen diesen beiden Formationen und wurden in verschiedenen natürlichen Verwitterungszuständen entnommen. Direkt bei Entnahme wurden die Gesteine visuell in die sechs Verwitterungsgrade nach Wallrauch (V0 bis V5) bzw. DIN EN ISO 14689 eingeteilt.

Während der Diagenese hat sich in den untersuchten Gesteinen eine Aggregatstruktur gebildet. Die Aggregate sind aus Partikeln aufgebaut, die wiederum aus Tonmineralen bestehen, die über sehr feste Ionenbindungen zusammengehalten werden und somit sehr stabil sind. Zwischen den Partikeln innerhalb der Aggregate befindet sich eine Tonmatrix auf den Trennflächen, so dass die Partikel über kohäsive Bindungen zusammengehalten werden. Im Gestein befinden sich Poren innerhalb der Aggregate (Intraaggregatporen) und zwischen den Aggregaten (Interaggregatporen). Durch Verwitterungsprozesse zerfallen die Aggregate in die Partikel. Es wird angenommen, dass die Partikel aber aufgrund der stabilen Bindungen erhalten bleiben.

Untersuchungen mit einem Röntgendiffraktometer ergaben, dass die sulfatführenden Tonsteine der Grabfeld-Formation im unverwitterten Ausgangszustand anhydrithaltig sind. Zu Beginn der Verwitterung findet zunächst eine Umwandlung des Anhydrits in Gips statt. Zudem geht bereits Gips in Lösung, so dass das Volumen der Gesteine zunächst konstant bleibt. Mit Untersuchungen in einem Quecksilberporosimeter wurde festgestellt, dass während der chemischen Verwitterung der Anteil an Poren innerhalb der Aggregate zunächst annähernd konstant bleibt und dann – wenn der Gips in Lösung geht und das Gestein auslaugt – sprunghaft ansteigt. Der Interaggregatporenanteil ist sehr gering und nimmt zunächst nur leicht zu. Durch die Auslaugung lockern also insbesondere die Aggregate auf.

Im ausgelaugten Zustand unterscheiden sich die Gesteine mineralogisch kaum voneinander. Die weitere Verwitterung der ausgelaugten Gesteine ist also auf rein physikalische Prozesse zurückzuführen. Der Intraaggregatporenanteil nimmt nur noch sehr leicht zu und der Interaggregatporenanteil steigt stark an.

Bei der Steigerwald-Formation finden keine mineralogischen Änderungen statt, die Verwitterung ist demnach nur auf physikalische Prozesse zurückzuführen. Es wurde dementsprechend kein sprunghafter Anstieg des Porenanteils festgestellt.

Neben den Gesteinskenngrößen wurden auch die mechanischen Eigenschaften untersucht. Die Druckfestigkeit der Gesteine wird insbesondere von den Interaggregatporen beeinflusst. Mit steigendem Interaggregatporenanteil sinkt die Druckfestigkeit degressiv. Der Intraaggregatporenanteil hingegen beeinflusst die Druckfestigkeit kaum. Bis Verwitterungsgrad V3 nimmt die Druckfestigkeit mit zunehmender Verwitterung stark, zwischen V3 und V4 nur gering und zwischen V4 und V5 kaum noch ab. Bereits bei V4 wird demnach die Matrixfestigkeit ermittelt. Die bei Gesteinen mit Verwitterungsgrad V4 teilweise noch vorhandenen diagenetischen Aggregate scheinen die Druckfestigkeit demnach nicht wesentlich zu beeinflussen, da der Anteil bindiger Matrix überwiegt.

Das Verhältnis K_0 zwischen den Horizontal- und den Vertikalspannungen nimmt zunächst bei zunehmender Vertikalspannung ab und erhöht sich dann wieder, bis es einen konstanten Wert erreicht. Die Ursache hierfür ist vermutlich eine Auflockerung des Gesteins infolge eines Aufbrechens diagenetischer Bindungen. Bei der erneuten Belastung tritt dieser Effekt nicht wieder auf und das Gestein verhält sich wie ein überkonsolidierter Boden. Der modellhafte Zusammenhang zwischen Horizontal- und Vertikalspannungen konnte anhand der experimentellen Daten für überkonsolidierte Böden um den

Einfluss der Diagenese und Verwitterung erweitert werden.

Die Untersuchung der verwitterungsabhängigen Steifigkeit ergab, dass diese mit zunehmender Verwitterung nahezu linear abnimmt.

Scherparameter wurden für halbfeste und lockere Gesteine (V3 bis V5) ermittelt. Es wurde festgestellt, dass die Kohäsion zwischen V3 und V4 stark und zwischen V4 und V5 nur leicht abnimmt. Gesteine mit Verwitterungsgrad V3 enthalten noch mehr mineralische Bindungen als Gesteine mit Verwitterungsgrad V4 und daher eine höhere Kohäsion. Die starke Abnahme der Kohäsion zwischen V3 und V4 wird darauf zurückgeführt, dass sich die Zahl der mineralischen Bindungen stark reduziert und das Gestein auflockert. Zwischen V4 und V5 sinkt der Reibungswinkel stark. Gesteine mit Verwitterungsgrad V5 sind völlig verwitterte Festgesteine mit deutlich reduziertem Anteil an Aggregaten mit diagenetischen Bindungen, in denen sich leicht Gleitflächen ausbilden können. Die bei V4 noch stärker vorhandenen diagenetischen Aggregate beeinflussen somit den Reibungswinkel stark und die Kohäsion nur gering.

Von besonderem baupraktischem Interesse ist, inwiefern ein Gestein infolge von Witterungseinflüssen zerfallen kann und sich so die mechanischen Eigenschaften verändern können. Der aktuell genormte Wasserlagerungsversuch nach DIN EN ISO 14689 zur Beurteilung der Veränderlichkeit (der Zerfallsneigung) unterschätzt die Zerfallsneigung aber häufig, worauf in der Vergangenheit bereits hingewiesen wurde. Auch wurden alternative Methoden vorgeschlagen, die allerdings auch – insbesondere bei bereits verwitterten Gesteinen – ihre Anwendungsgrenzen haben. Daher wird im Rahmen dieser Arbeit zunächst ein neues Verfahren zur Beurteilung der Zerfallsanfälligkeit vorgestellt, mit dem es möglich ist, diese zuverlässiger zu bestimmen.

Neben der Ermittlung eines zuverlässigeren Zerfallsversuchs wird auch betrachtet, welche Gesteinseigenschaften die Zerfallsanfälligkeit beeinflussen. Bei den untersuchten Gesteinen der Grabfeld-Formation konnte eine niedrige Zerfallsneigung auf einen hohen Sulfatgehalt zurückgeführt werden. Die Sulfatauslaugung führt also zu einem starken Anstieg der Zerfallsneigung.

Die Reaktion eines bergfrischen Gesteins auf einen einfachen Wasserkontakt (Wasserlagerungsversuch nach DIN EN ISO 14689 [44]) wird insbesondere durch den Interaggregatporenanteil beeinflusst. Erst wenn dieser einen gewissen Mindestgehalt überschritten hat, kommt es zu einer Reaktion im Wasserlagerungsversuch. Ist der Mindestgehalt überschritten, steigt die Reaktion stark an.

Die Gesteine können aber – auch wenn es zu keiner Reaktion im Wasserlagerungsversuch kommt – während der Austrocknung Schrumpfrisse bilden, über die Wasser in das Gestein eintreten und es so zum Zerfall des Gesteins kommen kann. Das Potential, Schrumpfrisse zu bilden – und somit das Potential bei Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln zu zerfallen – ist stark abhängig von der Stärke der Bindungen im Gestein. Es wurde festgestellt, dass ein linearer Zusammenhang zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der Neigung bei Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln zu zerfallen, existiert. Die einaxiale Druckfestigkeit gibt also einen Hinweis auf die Stärke der Bindungen innerhalb des Gesteins.

In den Untersuchungen wurde sehr deutlich, dass das Potential, unter Umwelteinflüssen zu zerfallen, beim einfachen Wasserlagerungsversuch nach DIN EN ISO 14689 [44] meist stark unterschätzt wird. Zwar kann getestet werden, wie sich bergfrische Gesteine bei einem einfachen Wasserkontakt (z.B. mit Bohrspülung) verhalten, aber das Potential, auf Umwelteinflüsse (z.B. wiederholte Trocknungen und Wiederbefeuchtungen) zu reagieren, wird häufig falsch eingeschätzt. Dies führt zu fehlerhaften Probennahme-, Transport- und Lagerungsmethoden und kann zu einer nicht korrekten Ermittlung der mechanischen Eigenschaften führen, was mit erheblichen Zeit- und Kostensteigerungen verbunden sein kann. Der hier neu vorgestellte Versuch kann das Potential, unter Umwelteinflüssen zu zerfallen, deutlich zuverlässiger abschätzen.

Die Abnahme der Festigkeit und auch die Zunahme der Zerfallsanfälligkeit mit zunehmender Verwitterung konnten auf eine Zunahme des Interaggregatporenanteils zurückgeführt werden. Der Intraaggregatporenanteil hingegen beeinflusst das Verhalten bei den hier untersuchten Gesteinen der Grabfeld-Formation kaum.

Abstract

In Southern and Central Germany in particular, weak rocks are present as near-surface subsoil and are therefore of great relevance in construction practice. Weak rocks have a variable microstructure, an anisotropic behaviour and tend to time-varying strength losses under environmental influences. Exploration and laboratory sampling are therefore associated with special challenges.

In recent years, numerous construction measures in southern Germany have been carried out in weak rocks and there is therefore a multitude of empirical values in practice, but they are neither uniformly used nor reproducible or made accessible to the general public. In recent decades, for example, landslides have repeatedly occurred on fossil sliding surfaces (e.g. [94, 173, 181]). Often, however, uneconomical construction was also reported, because in later measurements significantly lower settlements than predicted were measured, because the mechanical properties were estimated to be too low due to sampling [184].

For weak rocks, there is neither a suitable standardised procedure for the reliable assessment of the disintegration tendency nor normative specifications for suitable sampling methods and experimental techniques for the investigation of the mechanical properties of these rocks. The extent to which the rock properties change in the course of the weathering process and how this affects the mechanical properties and whether or to what extent the mechanical properties can change in the future has not yet been satisfactorily clarified. The aim of the work was to investigate the mechanisms underlying weathering and to determine which rock properties are influenced by weathering. It also had to be investigated to what extent the changing rock properties lead to changes in the mechanical properties and the tendency to disintegrate.

In the Stuttgart area, the rocks of the Grabfeld-Formation (Gipskeuper) as well as the Steigerwald-Formation (Untere Bunte Mergel) occur near the surface. The rocks investigated here originate from these two formations and were sampled in various natural weathering degrees. The rocks were visually divided into the six degrees of weathering according to Wallrauch (V0 to V5) and DIN EN ISO 14689 respectively.

During diagenesis, aggregate structure has been formed in the examined rocks. The aggregates are composed of particles, which in turn consist of clay minerals, which are held together by very strong ionic bonds and are therefore very stable. Between the particles within the aggregates there is a clay matrix on the interfaces, so that the particles are held together by cohesive bonds. In the rock there are pores within the aggregates (intra-aggregate pores) and between the aggregates (interaggregate pores). Due to weathering processes, the aggregates disintegrate into the particles. However, it is assumed that the

particles remain intact due to the stable bonds.

Investigations with an X-ray diffractometer showed that the sulphate-bearing claystones of the Grabfeld-Formation contain anhydrite in the unweathered initial state. At the beginning of the weathering a transformation of the anhydrite into gypsum takes place. In addition, gypsum already dissolves, so that the volume of the rocks initially remains constant. With investigations in a mercury porosimeter, it was found that during chemical weathering the proportion of pores within the aggregates initially remains approximately constant and then – when the gypsum dissolves and leaches out the rock – rises sharply. The proportion of interaggregate pores is very low and initially increases only slightly. The leaching therefore loosens up the aggregates in particular.

In the leached out state the rocks hardly differ from each other mineralogically. The further weathering of the leached rocks is therefore due to purely physical processes. The intraaggregate pore fraction increases only very slightly and the interaggregate pore fraction increases strongly.

No mineralogical changes take place at the Steigerwald-Formation, the weathering can therefore only be attributed to physical processes. Accordingly, no sudden increase in pore content was observed.

In addition to the rock parameters, the mechanical properties were also investigated. The compressive strength of the rocks is influenced in particular by the interaggregate pores. With increasing interaggregate pores the compressive strength decreases degressively. The intraaggregate pore content, on the other hand, hardly influences the compressive strength.

The ratio between the horizontal- and the vertical stresses initially decreases with increasing vertical stress to a minimum value and then increases again until it reaches a plateau. The reason for this is presumably a loosening of the rock due to the breaking of diagenetic bonds. This effect does not reoccur on reloading and the rock behaves like an over-consolidated soil. The model for the relationship between horizontal and vertical stresses could be extended by the influence of diagenesis and weathering by means of experimental data for overconsolidated soils.

The investigation of the weathering-dependent stiffness showed that it decreases almost linearly with increasing weathering.

Shear parameters were determined for rocks with weathering degree V3 to V5. It was found that the cohesion between V3 and V4 decreases strongly and between V4 and V5 slightly. Rocks with weathering grade V3 still contain many mineral bonds which cause cohesion. The strong decrease of the cohesion between V3 and V4 is attributed to the fact that the number of mineral bonds is strongly reduced and the rock is loosened. Between V4 and V5 the angle of friction decreases strongly. Rocks with weathering grade V5 are completely weathered rocks with a significantly reduced proportion of aggregates with diagenetic bonds and can easily form sliding surfaces.

Of particular practical interest is the extent to which a rock can disintegrate as a result of weathering influences and thus change its mechanical properties. However, the

currently standardised test according to DIN EN ISO 14689 for the assessment of the disintegration tendency often underestimates the tendency to disintegrate, as has already been pointed out in the past. Alternative methods have also been proposed, but these also have their limits of application, especially in the case of already weathered rocks. Therefore, a new method for the evaluation of the disintegration tendency was presented in the context of this work, with which it is possible to determine the disintegration tendency more reliably.

In addition to the determination of a more reliable disintegration test, it was also considered which rock properties influence the disintegration behaviour. In the examined rocks of the Grabfeld-Formation, a low tendency to disintegrate could be attributed to a high sulphate content. The sulphate leaching thus leads to a strong increase in the disintegration tendency.

The reaction of a fresh rock to a simple water contact (water storage test according to DIN EN ISO 14689 [44]) is influenced in particular by the interaggregate pore content. Only when this has exceeded a certain minimum content does a reaction occur in the water storage test. If the minimum content is exceeded, the reaction increases strongly. However, the rocks can – even if there is no reaction in the water storage experiment – form shrinkage cracks during the drying out process, through which water can enter the rock and the rock can disintegrate. The potential to form shrinkage cracks – and thus the potential to disintegrate during drying-wetting-changes – is strongly dependent on the strength of the bonds in the rock. It has been found that there is a linear relationship between the uniaxial compressive strength and the tendency to disintegrate during drying-wetting-changes. The uniaxial compressive strength thus gives an indication of the strength of the bonds within the rock.

In the investigations it became very clear that the potential to disintegrate under environmental influences is mostly strongly underestimated in the simple water storage test according to DIN EN ISO 14689 [44]. Although it is possible to test how fresh rocks behave in a simple contact with water (e.g. with drilling fluid), the potential to react to environmental influences (e.g. drying and rewetting) is often misjudged. This leads to incorrect sampling, transport and storage methods and can lead to incorrect determination of mechanical properties, which can lead to considerable time and cost increases. The new experiment presented here can estimate the potential to decompose under environmental influences much more reliably.

The decrease of the strength and also the increase of the disintegration susceptibility with increasing weathering could be led back to an increase of the interaggregate pore content. The intraaggregate pores, on the other hand, hardly influence the behaviour of the rocks of the Grabfeld-Formation investigated here.

Kapitel 1

Einführung, Ziel und Gliederung der Arbeit

Veränderlich feste Gesteine treten weltweit als oberflächennaher Baugrund auf. Derartige Gesteine zeichnen sich durch eine veränderliche Gefügestruktur, ein anisotropes Verhalten sowie einen zeitveränderlichen Festigkeitsverlust unter Atmosphärenkontakt aus und können bei Austrocknung und Wiederbefeuchtung innerhalb kurzer Zeit ihren Zusammenhalt verlieren [75, 153]. Im ersten Teil dieser Arbeit (Kapitel 2) wird zunächst auf veränderlich feste Gesteine im Allgemeinen eingegangen. Neben der Stellung im Kreislauf der Gesteine und dem besonderen mikro- und makrostrukturellen Aufbau werden für den Zerfall relevante Parameter sowie die besonderen geomechanischen Eigenschaften dieser Gesteine beschrieben. Kenntnisse über das Materialverhalten des Baugrunds sind baupraktisch von großer Bedeutung. Zwar wurden bereits zahlreiche Baumaßnahmen in veränderlich festen Gesteinen durchgeführt und in der Baupraxis sind daher auch viele Erfahrungswerte vorhanden, aber es gibt weder ein geeignetes genormtes Verfahren zur zuverlässigen Beurteilung der Zerfallsneigung noch normative Vorgaben für geeignete Probennahmemethoden und Versuchstechniken zur Untersuchung der geomechanischen Eigenschaften. Oftmals werden aufgrund falscher Probennahmemethoden stark gestörte Proben entnommen und an diesen die mechanischen Eigenschaften im Labor ermittelt. Als Ergebnis werden die mechanischen Eigenschaften oftmals zu gering eingeschätzt und es wird somit unwirtschaftlich gebaut. Eine falsche Abschätzung der Zerfallsneigung kann allerdings auch zu einer Überschätzung der mechanischen Eigenschaften bzw. zur Dauerhaftigkeit der mechanischen Eigenschaften führen und somit zur Gefährdung der Standsicherheit, da die Gesteine deutlich schneller und stärker entfestigen als prognostiziert. Ursächlich für die falsche Einschätzung der Zerfallsneigung sowie die Wahl falscher Probennahmemethoden ist meist neben dem Nichterkennen veränderlich fester Gesteine als solche auch ein in der Praxis bestehendes Unwissen über das Verhalten dieser Gesteine. Zudem ist bislang nicht zufriedenstellend geklärt, inwiefern sich die Gesteinseigenschaften im Zuge des Verwitterungsprozesses verändern, wie sich dies auf die mechanischen Eigenschaften auswirkt und ob bzw. wie stark sich die mechanischen Eigenschaften zukünftig verändern können.

Ziel der Arbeit ist daher neben der Entwicklung geeigneter Probennahmemethoden auch die Untersuchung des verwitterungsabhängigen Entfestigungsverhaltens unter Berücksichtigung der physiko-chemischen Verwitterungsprozesse sowie die Ableitung verwitterungsabhängiger mechanischer Kenngrößen.

Klassifiziert werden veränderlich feste Gesteine nach dem Grad der Verwitterung – also dem aktuellen Entfestigungszustand – sowie nach dem Grad der Veränderlichkeit

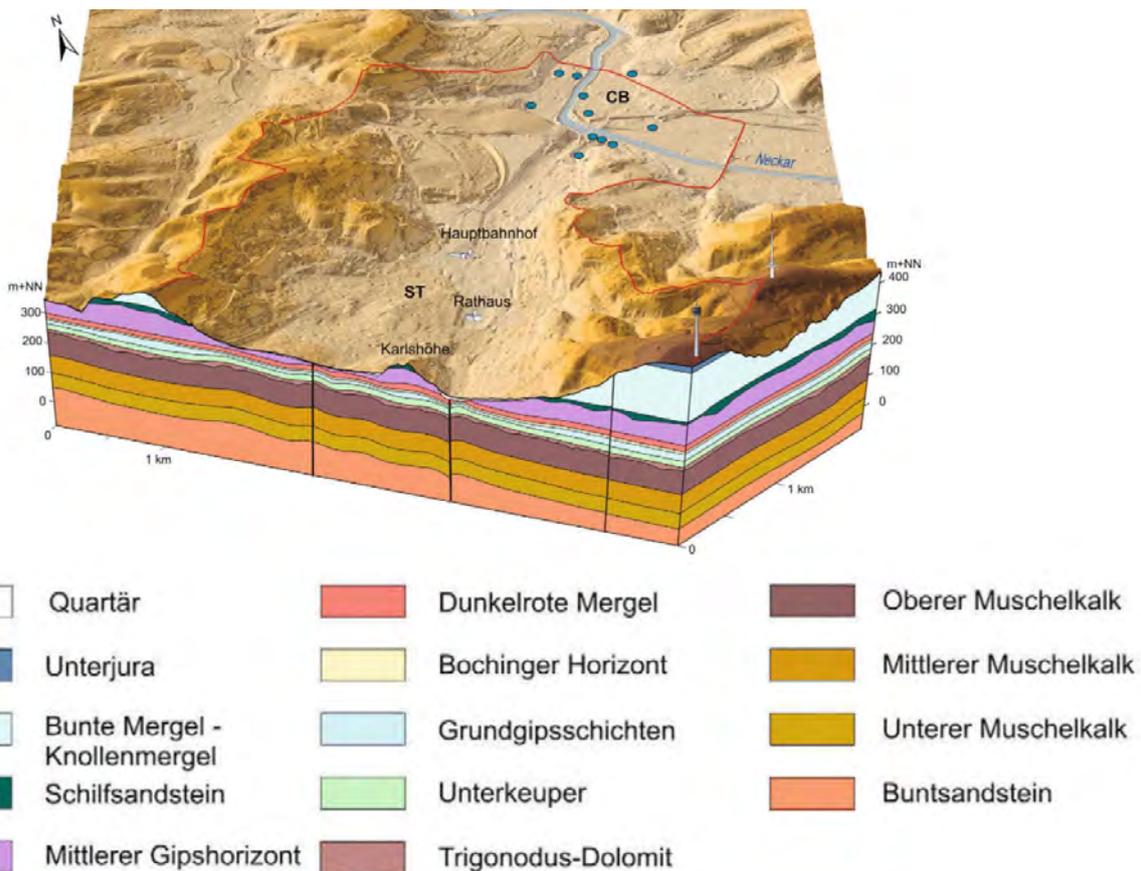


Abbildung 1.1: Morphologie und Geologie im Bereich des Stuttgarter Talkessels (ST) und Cannstatter Becken (CB) (aus [168]). Im Bereich des Kessels stehen oberflächennah die Gesteine der Grabfeld-Formation (Grundgipsschicht bis Mittlerer Gipshorizont) im Bereich der Hanglagen die Gesteine der Steigerwald-Formation (Bunte Mergel) an.

(der Zerfallsneigung), der das Potential sich zukünftig zu entfestigen, angibt. Hierfür existieren bereits verschiedene Ansätze zur Klassifikation, die am Ende des Kapitels 2 zusammenfassend dargestellt werden. Für die Klassifikation des Verwitterungsgrades existieren insbesondere Ansätze, bei denen die Gesteine visuell einem Grad zugeordnet werden. Angaben zum Verwitterungsgrad sind insbesondere zur Beschreibung des Baugrundes und für Angaben zur Festigkeit notwendig. Je verwitterter ein Gestein, desto weniger fest und leichter lösbar ist es zum Beispiel.

Bei den im Stuttgarter Raum anstehenden und im Rahmen dieser Arbeit untersuchten veränderlich festen Gesteinen handelt es sich vorwiegend um Schluff- und Tonsteine des Keupers, auf die in Kapitel 3 näher eingegangen wird. Oberflächennah stehen in Stuttgart sowohl die Gesteine der Grabfeld- als auch die der Steigerwald-Formation an (Abbildung 1.1) und werden daher häufig bei Baumaßnahmen angetroffen. Deshalb wurden diese Formationen als Probenmaterialien ausgewählt.

Die Gesteine wurden in verschiedenen natürlichen Verwitterungszuständen entnommen. Direkt bei Entnahme wurden die Gesteine visuell in die Verwitterungsgrade nach Wallrauch (V0 „unverwittert“ bis V5 „völlig verwittert“) unterteilt, die den in DIN EN ISO 14689 genormten Verwitterungsstufen für Gebirge ähneln. Dabei wurden die Gesteine, wie in der Praxis üblich, visuell und unter Berücksichtigung des natürlichen gravimetrischen Wassergehalts in Verwitterungsgrade unterteilt (siehe Absatz 3.5).

In Kapitel 4 werden die in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen zusammenfassend dargestellt.

Sichere aber auch wirtschaftliche Baumaßnahmen setzen eine gute Kenntnis der mechanischen Eigenschaften des Baugrunds voraus. Ursächlich für ein sich änderndes mechanisches Verhalten sind sich ändernde Gesteinseigenschaften, wie z.B. der Porenraum oder die Dichte und die geochemisch-mineralogische Zusammensetzung. In Kapitel 5 wird daher auf die sich im Zuge der Verwitterung ändernden Gesteinseigenschaften näher eingegangen und untersucht, welche Gesteinseigenschaften sich während der natürlichen Verwitterung insbesondere verändern. Die Ergebnisse dieses Kapitels sollen als spätere Grundlage zur Untersuchung des mechanischen Verhaltens dienen.

Für die Baupraxis ist aber insbesondere die Klassifikation der Veränderlichkeit (der Zerfallsneigung) sehr wichtig. Ein Nichterkennen bzw. eine fehlerhafte Einschätzung der Zerfallsneigung führt zu fehlerhaften Probennahme-, -transport und -lagerungsmethoden. Die im Labor ermittelten geomechanischen Parameter sind daher unter realen Bedingungen oftmals nicht dauerhaft zutreffend, was im späteren Bauablauf zu Zeit- und Kostensteigerungen führen kann. Eine fachgerechte Probennahme sollte also beinhalten, dass solche Gesteine sicher erkannt werden [134]. Auch im weiteren Bauablauf ist es z.B. im Tunnelbau bei Fragen der Lösbarkeit und der damit verbundenen Werkzeugwahl, der Ortsbruststandsicherheit sowie das Verhalten bei Abtransport, Deponierung bzw. Wiedereinbau [120] wichtig, die Zerfallsneigung richtig einzuschätzen. Aber auch im Bereich der Böschungsstandsicherheit und der Frage, inwieweit Böschungen Umwelteinflüssen ausgesetzt werden können, beim Aushub von Baugruben und beim Anlegen von Baustraßen, ist es von großer Wichtigkeit, veränderlich feste Gesteine zu erkennen, um sie später richtig zu behandeln. Wird die Zerfallsneigung von Gesteinen nicht oder nicht zutreffend berücksichtigt, führt dies in den meisten Fällen zu erheblichen Zeit- und Kostensteigerungen.

Der aktuell genormte Test zur Beurteilung der Zerfallsneigung ist aber sehr ungenau und unterschätzt die Zerfallsneigung eines Gesteins in den meisten Fällen. Dies wurde in der Literatur bereits berichtet (u.a. [120]) und es wurden auch alternative Methoden (u.a. [12, 120]) vorgeschlagen, die allerdings auch ihre Grenzen haben (siehe Absatz 2.6). Aus diesem Grund wurde im Rahmen der hier vorgestellten Arbeit zunächst ein neues Verfahren zur Beurteilung der Zerfallsneigung entwickelt, mit dem es möglich ist, die Zerfallsneigung zuverlässiger als bisher zu beurteilen. Dieses neue Verfahren wird zu Beginn des Kapitels 6 erläutert.

Neben der Entwicklung eines neuen Klassifikationsansatzes stellt sich auch die Frage, welche Gesteinseigenschaften den Zerfall dieser Gesteine verursachen. Im zweiten Teil des Kapitels 6 wird daher eine Ursachenanalyse für das Zerfallsverhalten durchgeführt. Im Vordergrund steht dabei der Einfluss des natürlichen Entfestigungszustandes (Verwitterungsgrad) auf die Zerfallsneigung. Hierfür wurden Gesteine der gleichen Formation, aber mit unterschiedlichen Verwitterungsgraden, einem Zerfallsversuch unterzogen. Zudem wurden verschiedene Gesteinseigenschaften wie der Porenraum und die Mineralogie untersucht. Ziel der Untersuchungen war zu analysieren, welche Gesteinseigenschaften einen besonderen Einfluss auf die Zerfallsneigung haben.

Die geomechanischen Eigenschaften des Baugrunds sind bei allen Arten von Baumaßnahmen von großer Bedeutung. Gesteine aus ein und demselben stratigraphischen Horizont, aber von verschiedenen Entnahmestellen, sollen annähernd gleiche mechanische Eigenschaften haben, wenn sie dem gleichen Verwitterungsgrad angehören [181]. Umfassend geklärt ist dies allerdings nicht. In einem umfangreichen Laborprogramm ist daher der Einfluss des Verwitterungszustandes auf die mechanischen Eigenschaften – Einaxiale Druckfestigkeit, Kompressionsverhalten und Scherfestigkeit – näher untersucht worden. Die Ergebnisse sind in Kapitel 7 zusammenfassend dargestellt.

Häufig werden im Labor zu geringe geomechanische Kenngrößen ermittelt und es wird vermutet, dass dies auf eine Störung der Gesteinsstruktur bei der Entnahme zurückzuführen ist. Neben der Kenntnis der geomechanischen Eigenschaften ist daher die Erprobung verschiedener Probennahmemethoden, Versuchstechniken und Versuchsrandbedingungen ein Ziel der Arbeit. Die ermittelten Kenngrößen werden jeweils mit Erfahrungswerten aus der Praxis und Literatur verglichen.

Zum Abschluss der Arbeit werden in Kapitel 8 die Zerfallsneigung und die Druckfestigkeit jeweils in Abhängigkeit des Porenraums beschrieben.

Kapitel 2

Grundlagen zu veränderlich festen Ton- und Schlufftonsteinen

In diesem Kapitel wird zunächst die Stellung der veränderlich festen Gesteine näher definiert. Außerdem wird auf die Entstehungsgeschichte, den strukturellen Aufbau und die bislang bekannten Besonderheiten ihrer mechanischen Eigenschaften näher eingegangen. Zuletzt wird erläutert, welche Ansätze zur Klassifizierung dieser Gesteine es bislang gibt.

2.1 Stellung veränderlich fester Gesteine

Die veränderlich festen Gesteine stehen als eigenständige Gruppe zwischen den Locker- und den dauerhaft festen Gesteinen (Abbildung 2.1). Zu den veränderlich festen Gesteinen zählen alle feinkörnigen Sedimentgesteine, feinkörnige Sedimentgesteine mit Karbonatbeimengungen, grobkörnige Sedimentgesteine mit tonigen Bindemitteln, einige magmatische Gesteine und bereits leicht bis stark verwitterte Festgesteine [120].

Lockergesteine werden durch die Diagenese zu veränderlich festen Gesteinen verfestigt (Abbildung 2.1), die wiederum durch die Metamorphose und der damit verbundenen Umkristallisationen und Änderung des Bindungscharakters in dauerhaft feste Gesteine – die unter Normalbedingungen keine Festigkeitsänderungen zeigen – umgewandelt werden können. In geologischen Zeiträumen können sowohl die veränderlich als auch die dauerhaft festen Gesteine unter chemischen, physikalischen und mechanischen Einflüssen entfestigt werden. Bei dauerhaft festen Gesteinen ist dieser Zerstörungsprozess aber im Gegensatz zu den veränderlich festen Gesteinen sehr langsam [89]. Sobald ein dauerhaft festes Gestein in geologischen Zeiten eine gewisse Entfestigung durch Verwitterungsprozesse erfahren hat und ausreichend Angriffsflächen für rasche Zerfallsprozesse vorhanden sind, zählt es wieder zu den veränderlich festen Gesteinen. Veränderlich feste Gesteine können dann durch Umwelteinflüsse (z.B. Feuchtigkeitswechsel) rasch ihre Festigkeit verlieren und erneut in ein Lockergestein zerfallen oder auch durch lang andauernde Prozesse verwittern (siehe zur Abgrenzung der Begriffe Zerfall und Verwitterung Absatz 2.3.3).

Gesteine werden häufig auch anhand ihrer einaxialen Druckfestigkeit klassifiziert (siehe Abbildung 2.2). Unterteilt wird dabei in Lockergesteine, Halbfestgesteine bzw. veränderlich feste Gesteine und Festgesteine. Die Begriffe Halbfestgesteine, veränderlich feste

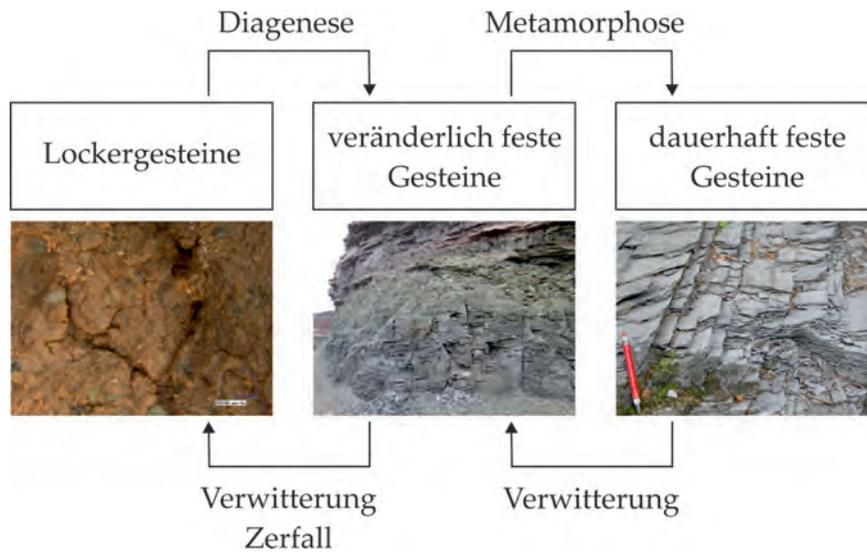


Abbildung 2.1: Stellung veränderlich fester Gesteine im Kreislauf der Gesteine (Darstellung in Anlehnung an [120], Bild rechts [167]).

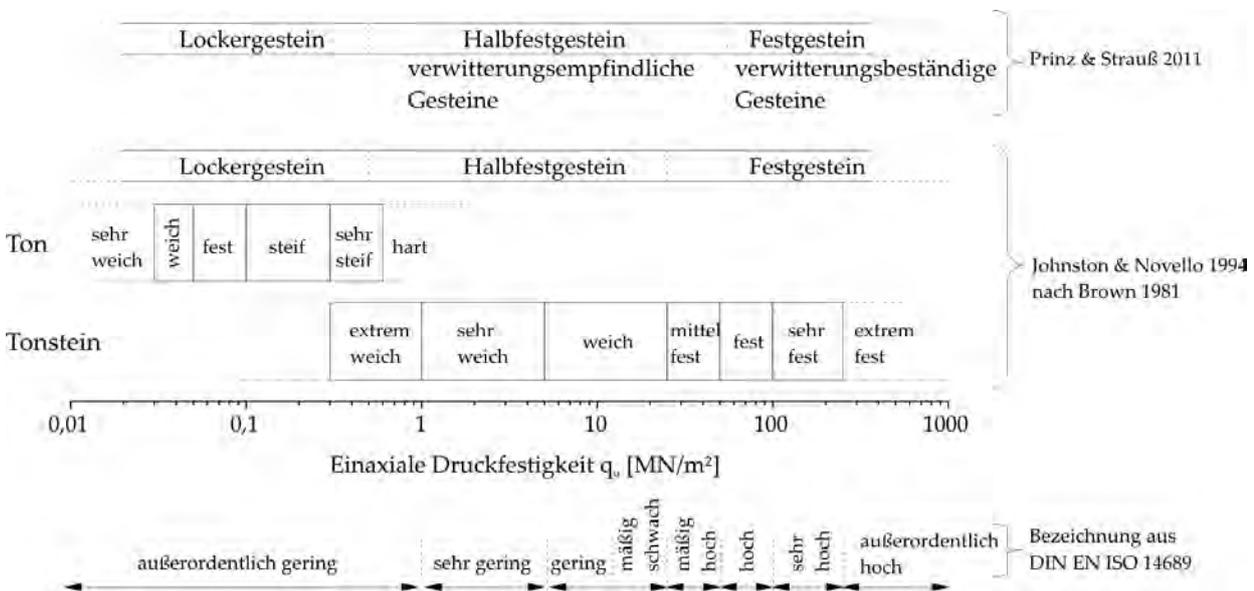


Abbildung 2.2: Unterteilung von Ton und Tonsteinen nach der einaxialen Druckfestigkeit nach Brown [15], Johnston und Novello [87], Prinz und Strauß [137] und DIN EN ISO 14689 [44]

Gesteine, erweichbare Gesteine und verwitterungsempfindliche Gesteine werden in der Literatur oftmals synonym verwendet (z.B. in [137]).

Im Rahmen dieser Arbeit werden die Gesteine, bezogen auf die Verwitterungsgrade nach Wallrauch (siehe Absatz 3.5), abgegrenzt. Gesteine mit Verwitterungsgraden V0 bis V1 sind Festgesteine, V2 - V4 Halbfestgesteine und V4 - V5 Lockergesteine. Als veränderlich feste Gesteine werden verwitterungsempfindliche Gesteine bezeichnet, die Verwitterungsgrade von V0 bis V5 haben können.

2.2 Mikro- und makrostruktureller Aufbau

In diesem Absatz wird auf die wirkenden Bindungskräfte und Strukturelemente in Ton- und Schlufftonsteinen näher eingegangen. Insbesondere sollen die Begriffe Tonmineral, Partikel und Aggregat, die in der Literatur nicht einheitlich verwendet werden, voneinander abgegrenzt werden. Des Weiteren werden der Porenraum und die bei Teilsättigung vorhandenen Saugspannungen näher beschrieben.

2.2.1 Bindungskräfte

In Gesteinen tragen verschiedene Mechanismen zum Zusammenhalt der Struktur bei. In Ton- und Schlufftonsteinen wird zwischen Koagulationskontakten, atomaren Kontakten, Phasenkontakten [128, 138] und Zementationsbindungen [76] unterschieden (Abbildung 2.3).

Koagulationskontakte sind auf das Vorhandensein einer dünnen Wasserschicht zurückzuführen. Die Tonteilchen sind von einer Hydrathülle umgeben und werden durch elektrische Anziehungskräfte zusammengehalten [16]. Bei den Koagulationskontakten besteht die geringste Festigkeit. Gesteine mit vorwiegend Koagulationskontakten zeigen ein sehr plastisches Verhalten [76, 131].

Atomare Kontakte sind Punktkontakte zwischen einigen Atomen oder Zellen des Kristallgitters. Im Kontaktbereich ist die Hydrathülle unterbrochen [16]. Zwischen den Kontakten bleiben offene Poren zurück. Diese Kontaktart wird auch als Kondensationsbindung bezeichnet [76]. Gesteine mit vorwiegend atomaren Kontakten zeigen ein eher sprödes Materialverhalten.

Phasenkontakte oder *Kristallisationskontakte* entstehen entweder durch Sinterung bei Einwirkung hoher Temperaturen oder durch kaltes Zusammenschweißen bei Einwirkung von hohem Druck [131].

Bei *Zementationsbindungen* erfolgt die Bindung durch eine verkittende Phase. Karbonat als Zement spielt im Tonstein nur eine untergeordnete Rolle. Wichtiger sind silikatische, Fe-Mn-oxidische oder organische Phasen. Gesteine mit vorwiegend Zementationsbindungen zeigen auch ein eher sprödes Materialverhalten [76].

Die Partikelkontakte in Lockergesteinen sind vorwiegend Koagulationsbindungen. Durch erhöhten Druck dünnen die Hydrathüllen während der Diagenese aus und brechen an

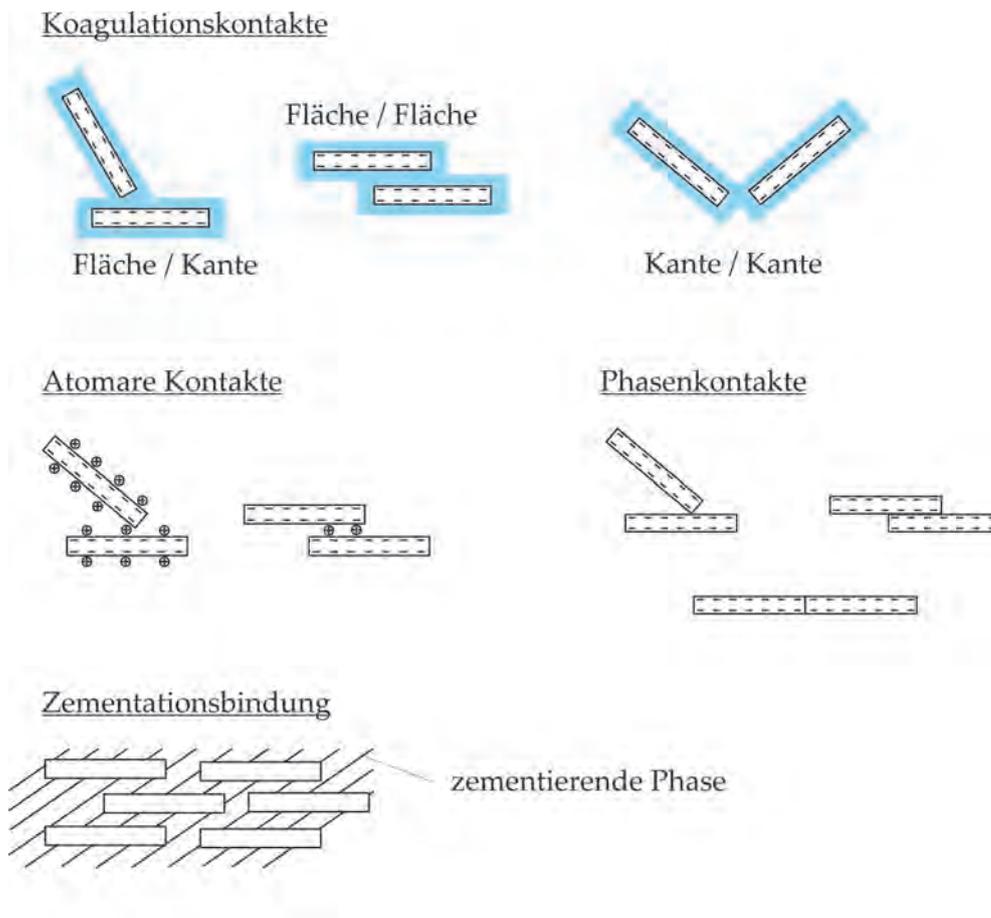


Abbildung 2.3: Bindungsarten in Ton- und Schlufftonsteinen (nach [16])

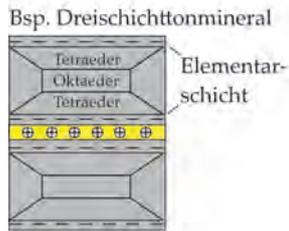
den Kontaktstellen der Tonteilchen zusammen. An diesen Punkten entstehen atomare Bindungen, die auch nach Abtrag der geologischen Vorbelastung stabil bleiben. Zusätzlich entwickeln sich zementative Bindungen [76]. Festgesteine bestehen hauptsächlich aus Phasenkontakten, die bei hohen Temperaturen und Drücken entstehen.

2.2.2 Strukturelemente

Die Struktur eines englischen Keuper Marls wurde als eine Aggregatstruktur beschrieben [31], auf die im Folgenden näher eingegangen wird. Diese Strukturbeschreibung wurde später oftmals übernommen – auch für die Süddeutschen Keupergesteine [153] – allerdings von den Autoren meist anders bezeichnet. In Abbildung 2.4 sind die Strukturereinheiten, die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Bezeichnungen sowie die in der Vergangenheit in der Literatur verwendeten, dargestellt.

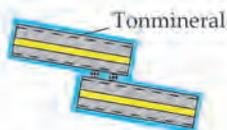
Die bei der Sedimentation abgelagerten Tonteilchen des Keupers wurden von den Sedimenten des Juras und jüngeren Schichten überlagert. Durch die dabei entstehenden großen Drücke wurde die primäre Struktur des sedimentierten Tons zu wasserarmen Partikeln in Schluffkorngröße komprimiert (Diagenese). Diese Partikel besitzen im In-

- intrakristalline Poren
- Poren zwischen Partikeln (Intraaggregatporen im Quecksilberporosimeter)
- interkristalline Poren
- Interaggregatporen



Tonmineral / Grundbaustein

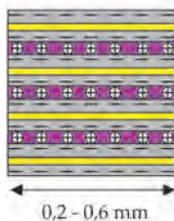
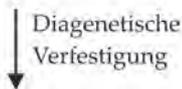
- blättchenförmige Schichtsilikate
- ein Blättchen setzt sich aus 5 - 80 Elementarschichten zusammen
- feste Ionenbindungen zwischen Tetraeder- und Oktaederschichten
- negativ geladene Basisfläche
- Kantenladung abhängig vom pH-Wert
- intrakristalline Poren (0,02 - 2 nm) [Czurda, 1998]



Sedimentation / primäre Struktur:

- im gesamten pH-Bereich möglich
- Bänderstrukturen bei Sedimentation
- Koagulationskontakte
- je größer Überlappungsbereich, desto stabiler Kontakt

Bsp. Fläche/Fläche-Kontakt

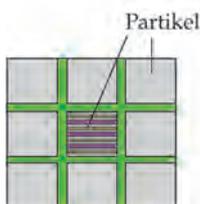


Partikel:

- Größe: 2 - 63 µm [Smolczyk 1972] bzw. 5 - 30 µm [Gründer, 1978]
- sehr stabile Kontakte
- zwischen den Tonmineralen: interkristalline Poren (2 - 50 nm) [Czurda, 1998]

synonyme Bezeichnungen in der Literatur:

- Davis 1968: primary peds
- Smolczyk 1972: Partikel / ped
- Brunhof 1983: Elementargruppe / cluster
- Czurda 1998: Schichtpaket / domain, book, cluster
- Gründer 1978: primäre Aggregate

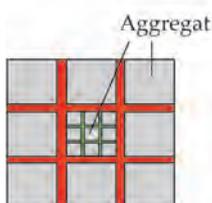


Aggregat:

- Größe: 50 - 300 µm [Gründer, 1978]
- geringer Porenanteil
- mit Hämatit und Tonmatrix besetzte Trennflächen
- kohäsive Bindungen zwischen den Partikeln
- Intraaggregatporenraum

synonyme Bezeichnungen in der Literatur:

- Davis 1968: secondary peds
- Smolczyk 1972: Klümpchen
- Brunhof 1983: Aggregat bzw. ped
- Gründer 1978: sekundäre Aggregate
- teilweise auch als ‚Bröckchen‘ bezeichnet



Gestein:

- aus Aggregaten zusammengesetzt
- Inter- und Intraaggregatporen

Abbildung 2.4: Struktureinheiten der Keupertonsteine sowie zusammenfassende Darstellung der in der Literatur [16, 29, 31, 69, 153] verwendeten Bezeichnungen.

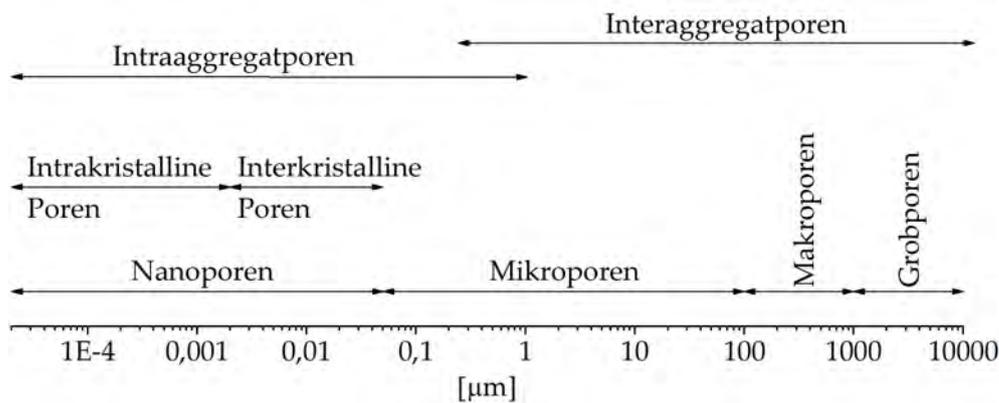


Abbildung 2.5: Porengrößen

neren eine hohe Ionendichte und es bestehen stabile Bindungen zwischen den Kristallgruppen, so dass die Partikel bei späteren mechanischen Beanspruchungen intakt bleiben. Die Partikel wiederum bilden Aggregate mit einem geringen Porenanteil.

Vermutet wurde, dass zur Aggregatbildung ausreichend Karbonat vorhanden sein muss [153]. Dies wurde allerdings zwischenzeitlich für die Gesteine der Grabfeld-Formation wie folgt widerlegt [103]: die Aggregationszahl (siehe Absatz 2.6.1) – die das Verhältnis des tatsächlichen mineralogisch ermittelten Tonmineralgehalts zum Tonanteil, der bei der Sedimentationsanalyse ermittelt wurde, angibt – stand bei untersuchten Keupergesteinen in keiner Abhängigkeit zum Karbonatgehalt. Daraus lässt sich folgern, dass das Karbonat keinen Einfluss auf die Aggregatbildung hat.

Die in Abbildung 2.4 farblich markierten Porenräume werden im folgenden Absatz näher beschrieben.

2.2.3 Porenraum und Porenwasser

Zwischen den zuvor beschriebenen Strukturelementen existieren Poren im Gestein, die sich in ihrer Größe, Form und Vernetzung unterscheiden. Poren können entweder mit Wasser oder mit Luft gefüllt sein. Im Folgenden werden der Porenraum und das vorhandene Porenwasser näher beschrieben. Dabei wird zunächst auf die Porengrößen eingegangen, bevor die verschiedenen Formen der Porosität näher erläutert werden. Im Anschluss wird beschrieben, in welchen Formen Porenwasser auftreten kann.

Porengrößen

Die Grenzen zwischen den Porengrößen werden oft unterschiedlich definiert. Im Rahmen dieser Arbeit werden die kleinsten Poren als *Nanoporen* bezeichnet. Die Durchmesser betragen kleiner $0,05 \mu\text{m}$ (Abbildung 2.5). Nanoporen enthalten nur adsorbiertes Wasser ohne Bezug zur Luftfeuchtigkeit, da selbst bei geringen Luftfeuchten diese Poren mit adsorbiertem Wasser gefüllt sind [127].

Poren mit Durchmessern zwischen $0,05$ und $100 \mu\text{m}$ werden als *Mikroporen* oder *Mikrokapillaren* bezeichnet. Diese Poren sind in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchtigkeit

mit adsorbiertem Wasser gefüllt. Bei hohen relativen Luftfeuchtigkeiten sind die meisten Mikroporen gefüllt [127].

Poren mit Durchmessern von 100 - 1000 μm werden *Makroporen* oder *Makrokapillaren* genannt. Diese Poren sind niemals vollständig mit adsorbiertem Wasser gefüllt. Die Makroporen können geschlossene Luftkapillaren sein und daher nicht vollständig mit Wasser gesättigt werden [127].

Des Weiteren sind *Grobporen* ($>1000 \mu\text{m}$) enthalten, die freies Wasser enthalten [127].

Neben dieser Größenunterteilung existieren noch weitere Bezeichnungen für Poren, die wie folgt definiert sind: Poren innerhalb von Tonmineralen werden als *intrakristalline Poren* bezeichnet und haben eine Größe von 0,02 - 2 nm [29]. Poren zwischen den Tonmineralen – also innerhalb der Partikel – werden als *interkristalline Poren* bezeichnet und haben Durchmesser von 2 - 50 nm [29]. Zudem wird zwischen *Inter- und Intraaggregatporen* unterschieden (u.a. [10]). Interaggregatporen sind größere Poren zwischen den Aggregaten und Intraaggregatporen kleinere Poren innerhalb der Aggregate. Eine klare Größenunterteilung existiert hier nicht.

Porosität

Die Porosität, bzw. der Porenanteil bezeichnet den prozentualen Anteil der mit Flüssigkeiten (z.B. Wasser) oder Gasen (z.B. Luft) gefüllten Hohlräume in einem Gestein. Unterschieden wird zwischen der physikalischen Porosität, der Diffusionsporosität und der Fließporosität [115].

Die *physikalische Porosität* ist der Anteil des Porenvolumens am Gesamtvolumen einer Probe.

Die *Diffusionsporosität* ist der für gelöste Stoffe diffusiv zugängliche Anteil des Porenvolumens am Gesamtvolumen einer Probe. Der Wert der Diffusionsporosität ist von der Art des gelösten Stoffs abhängig [115].

Als *Fließporosität* wird das bei Anlegen eines hydraulischen Gradienten mobile Porenwasser bezeichnet. In Tonsteinen ist die Fließporosität kleiner als die physikalische Porosität. Die Fließporosität ist abhängig vom Anteil des freien Porenwassers, der Vernetzung der Porenbereiche und den hydraulischen Bedingungen [115].

Die physikalische Porosität nimmt bei tonhaltigen Gesteinen und Böden mit dem Anteil an Tonmineralen zu, da die plättchenförmigen Tonminerale eine weniger dichte Lagerung als z.B. Sandkörner einnehmen können. Dabei nimmt insbesondere der Anteil an Intraaggregatporen, die sehr fein sind und im Mikroporenbereich liegen, mit dem Tonmineralgehalt zu [86].

Porenoberfläche und Porenform

Die Porenoberfläche ist definiert durch die spezifische Oberfläche, welche von der Korngrößenverteilung der Minerale bestimmt wird. Die spezifische Oberfläche ist die Summe aus der inneren und äußeren Oberfläche und wird pro Gewichtseinheit definiert und wird in der Regel in $[\text{m}^2/\text{g}]$ angegeben. Feinkörnige Gesteine besitzen eine deutlich größere spezifische Oberfläche als grobkörnige Gesteine.

Da sich die meisten Poren zwischen zwei Mineralen bilden, bestimmt die Form der Minerale mehrheitlich die Form der Poren. Poren zwischen Tonmineralen sind zum Beispiel meist flach mit einer kurzen und einer langen Richtung [82]. Zur Porenform wird meist auch die Konnektivität gezählt. Durch verbundene Poren können Fluide ins Gestein eindringen und sich fortbewegen. Im Fluid enthaltene Ionen können dabei an den Porenoberflächen adsorbiert werden. Dadurch ändert sich die Konzentration und somit das osmotische Potential. Die Mehrheit der gesteinsbildenden Mineralien hat eine negative Oberflächenladung, weshalb positiv geladene Ionen angelagert werden. Auch Wassermoleküle (Dipol) können an den Porenoberflächen adsorbiert werden.

Porenwasser

Es kann zwischen verschiedenen Arten von Porenwasser unterschieden werden:

Mobiles (freies) Porenwasser kann sich den Gesetzen des hydrostatischen Drucks folgend frei im Porenraum bewegen und wird nicht von der elektrischen Ladung der Mineraloberfläche beeinflusst.

Immobilisiertes Porenwasser (Kapillarkwasser) bzw. adsorbiertes Wasser ist Teil des Haftwassers und wird durch Kapillarkräfte unter Bildung von Menisken zwischen den Partikeln angelagert. Die Kapillarkräfte beruhen auf Bindungskräften zwischen den Wassermolekülen (Kohäsion) und zwischen der Feststoffphase und der Wasserphase (Adhäsion). Die zwischen den Wassermolekülen wirkenden Bindungskräfte im Inneren der Wasserphase stehen im Gleichgewicht. An der Grenzphase zwischen Wasserphase und Luft entstehen Zugspannungen, die unter dem Benetzungswinkel Θ wirken (siehe Abbildung 2.6). Der Benetzungswinkel ist abhängig von der Rauigkeit der Feststoffoberfläche (benetzende Flüssigkeiten $\Theta < 90^\circ$, nicht benetzende Flüssigkeiten $\Theta \geq 90^\circ$). Zwischen Wasser und Boden wird in der Regel $\Theta = 0^\circ$ angenommen. Wie stark das Wasser an den Boden gebunden ist, ist insbesondere abhängig von der Größe und Form der Poren. Umso kleiner die Poren, desto größer sind die Bindungskräfte [10].

Gebundenes Wasser bzw. adsorbiertes Wasser: Es wird durch Adsorptionskräfte und osmotische Kräfte an der Oberfläche der Feststoffteilchen gehalten und lagert sich als diffuse Hülle an, ohne dabei Menisken zu bilden [143].

Intrakristallines Wasser: Durch Ladungsdefizite innerhalb der Tonpartikel werden Wasserdipole angelagert. Als Bindungskräfte wirken sowohl elektrische als auch van-der-Waalsche Kräfte. Es entsteht eine gerichtete, kompakte und unbewegliche Schicht, die sich wie ein Festkörper verhält [131].

2.2.4 Saugspannungen in teilgesättigten Gesteinen

Um die Wasserbindung innerhalb eines Gesteins zu beschreiben, wird das Potentialkonzept verwendet. Das Gesamtpotential ψ ist definiert als die Arbeit, die notwendig ist, um eine Einheitsmenge (Volumen, Masse oder Gewicht) Wasser von einem gegebenen Punkt des Kraftfeldes auf ein Bezugsniveau zu transportieren. Das Gesamtpotential ψ wird unterteilt in vier Teilpotentiale [143]:

$$\psi = \psi_g + \psi_s + \psi_p + \psi_m \quad (2.1)$$

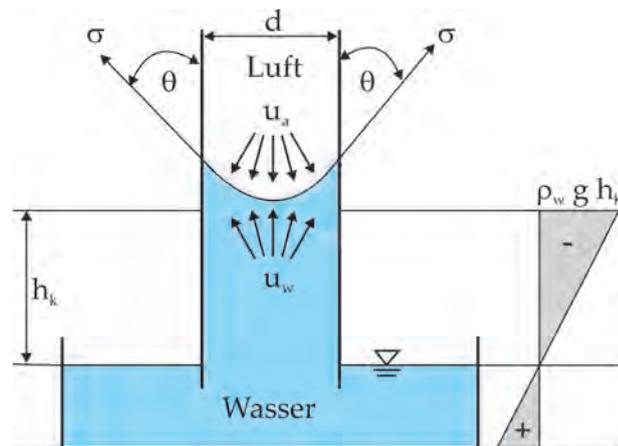


Abbildung 2.6: Kapillarer Aufstieg von Wasser in einem Rohr nach [10]

Das *Gravitationspotential* ψ_g entspricht der Arbeit, die verrichtet werden muss, um eine Einheitsmenge Porenwasser in eine bestimmte Höhe z zu transportieren [143]. Das *osmotische Potential* ψ_s entspricht der Arbeit, die nötig ist, um eine Einheitsmenge Porenwasser in Höhe z durch eine semipermeable Membran aus der Bodenlösung zu entziehen [143]. Das *Druckpotential* ψ_p entspricht der Druckdifferenz zwischen Bodenluftdruck und einem Referenzluftdruck (meist Atmosphärendruck) [147]. Das *Matrixpotential* ψ_m entspricht der Arbeit, die notwendig ist, um einem ungesättigten Boden in Höhe z eine Einheitsmenge Porenwasser bei bestimmten Druck- und Temperaturbedingungen zu entziehen [143] und wird auch als Saugspannung bezeichnet. Die Drücke im Bodenwasser sind geringer als die Drücke in der gasförmigen Phase, daher ist die Saugspannung definiert als die Differenz zwischen Luftdruck u_a und Wasserdruck u_w [10, 147]:

$$\psi_m = u_a - u_w \quad (2.2)$$

Die kapillare Steighöhe in einem Kapillarrohr hängt vom Durchmesser des Rohres ab (siehe Abbildung 2.6). Die Saugspannungen werden also umso größer, je stärker der Boden entwässert ist, weil die Poren, die entwässert werden, mit abnehmendem Wassergehalt kleiner werden.

Die Saugspannungen erhöhen die Festigkeit. Bei einer sehr geringen Sättigung sind sie am höchsten. Die Beziehung zwischen den Saugspannungen ψ_m und dem volumenbezogenen Wassergehalt θ ist die Kapillardruckkurve und charakterisiert teilgesättigte Böden [147] (siehe Abbildung 2.7). Ein charakteristischer Punkt der Beziehung ist der sogenannte Lufteintrittspunkt LE. Er gibt den Kapillardruck ψ_b an, der erforderlich ist, damit Luft in den Porenraum der wassergesättigten Probe eindringen kann. Die Restwassersättigung θ_R bezeichnet die Sättigung, die allein durch Erhöhung des Kapillardrucks nicht unterschritten werden kann. θ_S gibt den Wert der maximalen Wassersättigung an [54]. Die Hysterese der Saugspannungsbeziehungen zeigt, dass der Wassergehalt während eines Entwässerungsvorganges größer ist als während des Bewässerungsvorganges. Ursache hierfür sind die unterschiedlichen Porendurchmesser. Zunächst entwässern die groben Poren, dann die feinen. Bei der Bewässerung hingegen füllen sich zuerst die feinen Poren durch Kapillarkräfte und erst anschließend die gröberen [54].

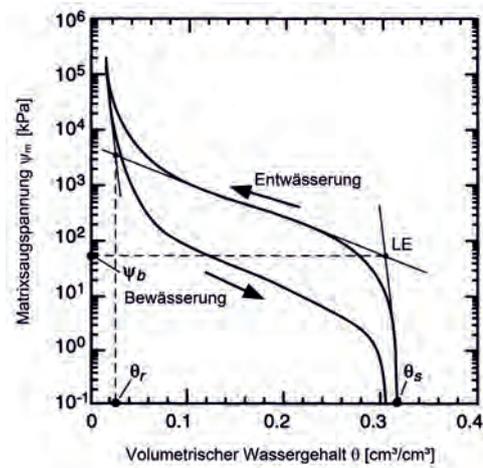


Abbildung 2.7: Typische Saugspannungskurve (aus [54])

2.3 Sedimentation, Diagenese und Verwitterung

Die sedimentierten Tonmineralblättchen verfestigen sich unter zunehmendem Druck und zunehmender Temperatur zu diagenetisch verfestigtem Tonsteinen. Bei einer Entlastung des diagenetisch verfestigten Tonsteins kann dieser sich infolge von Verwitterungseinflüssen wieder entfestigen. In diesem Unterkapitel wird auf die Prozesse Sedimentation, Diagenese, Verwitterung und Zerfall näher eingegangen.

2.3.1 Sedimentation

Wird eine Tondispersion instabil, lagern sich die Mineralblättchen solange aneinander an, bis sie zusammen eine Größe erreichen, bei der sie durch Schwerkraft zu Boden sinken [95]. Im idealisierten Modell sedimentieren die Tonmineralblättchen unabhängig voneinander und bilden ein vom Boden her wachsendes Sediment. Die Dispersion über dem Sediment nimmt somit stetig an Konzentration ab. Diese Sedimentationsart wird *ungehinderte Sedimentation* genannt [95].

Wird die Konzentration an Tonmineralblättchen zu hoch (teilweise schon bei >1% Masseanteil), ist eine ungehinderte Sedimentation nicht mehr möglich, da die Tonmineralblättchen sich gegenseitig beeinflussen. Die absinkenden Tonmineralblättchen verdrängen Flüssigkeitsvolumen und es kommt zu einer Aufwärtsströmung im Dispersionsmittel. Die Sedimentationsgeschwindigkeit wird durch die Aufwärtsströmung der Flüssigkeit verringert. Größere Partikel reißen kleinere mit und es kommt zu einer partikelgrößenunabhängigen Sedimentationsgeschwindigkeit. Diese Sedimentationsart wird *gehinderte Sedimentation* genannt. Es entsteht ein kompakter Sedimentkörper, über dem eine trübe Schicht steht, in der die Tonmineralblättchen gehindert sedimentieren. Eine weniger trübe Schicht befindet sich darüber, in der die Tonmineralblättchen frei sedimentieren. Die trübe Schicht verliert an Mächtigkeit, hat aber eine gleichbleibende Konzentration. Die darüber liegende weniger trübe Schicht verliert an Konzentration [95]. Bei der *strukturierten Sedimentation* sind die Tonmineralblättchen, unabhängig von ih-

rer Größe, zusammenhängend verbunden und sinken langsam in Form eines Netzwerkes ab. Durch die Aufwärtsströmung sinken die verbundenen Tonmineralblättchen mit einer sehr geringen Geschwindigkeit. Es entsteht eine trübe Schicht, die sich von einer klaren, nahezu tonmineralblättchenfreien Schicht absetzt. In der trüben Schicht ist die Konzentration annähernd konstant. Die Grenzfläche zwischen den beiden Schichten wandert mit der Zeit nach unten [95]. Aus den verschiedenen Sedimentationsarten entstehen dabei unterschiedliche Tonsedimente mit einem spezifischen Primärgefüge. Neben dem Einfluss der Konzentration beeinflussen dabei viele weitere Faktoren, wie der Zustand der Dispersion, das Längen/Dicke-Verhältnis der Tonteilchen, die Salinität der Dispersionsflüssigkeit und das Ablagerungsmilieu das entstehende Sediment [95].

2.3.2 Diagenese

Die Diagenese ist der Prozess der Verfestigung von Sedimenten zu Sedimentgesteinen durch chemische, physikalische oder biologische Umwandlungen organischer oder mineralischer Stoffe. Die wesentlichen treibenden Mechanismen für diagenetische Änderungen sind Änderungen des umgebenden Porenfluids, der Temperatur und des Drucks. Im Anschluss an die Diagenese kommt im Kreislauf der Gesteine die Metamorphose.

Die Sedimentation findet in der Regel nicht kontinuierlich über längere Zeiträume statt, sondern wechselt zwischen vergleichsweise kurzen Ablagerungsereignissen und längeren Sedimentationspausen. Während der Sedimentationspausen kommt es am Ablagerungsort zu ersten diagenetischen Veränderungen. Diese Prozesse werden als Eogenese (frühe Diagenese) bezeichnet. Die frühdiagenetischen Prozesse finden vor allem im Porenraum der Sedimente unter dem Einfluss von Porenwasser und Porenluft statt. Der Porenraum ist sowohl nach oben – zur Sedimentoberfläche – als auch nach unten – zu den tiefer liegenden, bereits überdeckten Schichten – geöffnet. Dadurch entsteht ein vertikaler frühdiagenetischer Gradient, wodurch das Sediment ein für das Diagenesemilieu charakteristisches eogenetisches Profil erhalten kann [123].

Die physikalischen, biologischen und chemischen Eigenschaften des Ablagerungsraums spielen dabei eine große Rolle. Unterteilt wird in a) subaerisch, arid, heiß (tropisch bis subtropisch); b) subaerisch, arid, warm (subtropisch bis gemäßigt) und c) marin.

Bei der darauf folgenden Mesogenese (Versenkungsdiagenese) kommt es zur mechanischen Kompaktion und Zementation (chemische Kompaktion). Die Zementation ist ein chemischer Prozess, der kurz nach der Ablagerung beginnt. Im Porenraum des Sediments bilden sich dabei Kristalle durch Abscheidung von z.B. Salzen aus dem Porenwasser. Die Porosität verringert sich und die Körner des Sediments werden verkittet. Bei Tonsteinen spielt die Zementation nur eine untergeordnete Rolle, da aufgrund der Feinkörnigkeit und der geringen Durchlässigkeit eine Durchdringung mit Zement im Sediment behindert wird. Außerdem führt die Kornform und die Oberflächenladung der Tonminerale zu einer schlechten Haftung des Zements. In Schluffsteinen hingegen ist eine Durchdringung mit Zement gut möglich [120].

Durch eine langanhaltende Überlagerung konsolidiert der sedimentierte Ton, d.h. mit

kleiner werdendem Porenraum wird Wasser ausgepresst. Bei zunehmendem Druck sowie ausreichend Zeit regelt sich die primäre Sedimentationsstruktur senkrecht zur Druckrichtung ein. Die im Lockergestein bestehenden Koagulationskontakte werden durch die Verdichtung in atomare Kontakte umgewandelt. Der Beginn der diagenetischen Verfestigung ist gleichzusetzen mit der Umwandlung atomarer Kontakte in Phasenkontakte. Bei einem diagenetisch verfestigten Tonstein besteht die Mehrzahl der Kontakte aus Phasenkontakten [131].

Während der Mesogenese kann es zu Mineralneubildungen kommen. So wandelt sich beispielsweise Gips bei 50 bis 120°C in Anhydrit und Smektit bei >90°C in Illit [97].

2.3.3 Verwitterung und Zerfall

Wird das überlagerte Material abgetragen, kommt es zu einer Entlastung und damit zu einer Gefügebrauchung durch Öffnen bereits vorhandener und neu entstehender Trennflächen. Die neu entstehenden Trennflächen bilden Angriffsflächen für physikalische und chemische Vorgänge [8]. Bei der physikalischen Verwitterung kommt es zur Zerstörung ohne mineralogische Änderungen [2, 162]. Das Gestein wird rein mechanisch zerlegt, ohne dass sich der chemische Zustand des Gesteins wesentlich verändert. Zur physikalischen Verwitterung zählen neben Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln, die Temperaturverwitterung, die Frostsprengung, die Salzsprengung und die Druckentlastung. Auch die Volumenzunahme quellfähiger Tonminerale zählt zu den physikalischen Verwitterungsvorgängen [159]. Eine chemische Verwitterung bedeutet eine chemische Zersetzung des Gesteins und Um- bzw. Neubildungen von Mineralen. Zur chemischen Verwitterung gehören die Lösungsverwitterung, die Hydratation, die Hydrolyse und die Oxidationsverwitterung [106].

Die bei der Diagenese von Tonstein entstandenen Tonaggregate werden durch die Verwitterungseinflüsse zerlegt, womit eine Veränderung des mechanischen Verhaltens verbunden ist [120]. Neben der Aggregatzerlegung ändert sich auch die chemisch-mineralogische Zusammensetzung der Tonsteine. Es kann unter Einfluss von Wasser zur Anhydrit-Gips-Umwandlung und zum Lösen karbonatischer und sulfatiger Komponenten kommen. Außerdem kann zweiwertiges Eisen oxidieren. Mit zunehmender Verwitterung stellt sich so ein unterschiedliches Fe(III)/Fe(II)-Verhältnis ein und es kommt zur Neubildung von Eisenoxihydroxiden [90].

Der Ablauf der Verwitterung kann in drei Phasen unterteilt werden [76]:

In Phase 1 zerbricht der Gesteinsverband durch Entlastungseffekte. Die Gebirgsfestigkeit verringert sich, die Gesteinsfestigkeit hingegen wird noch nicht beeinflusst. In den neu gebildeten Trennflächen kommt es zu einer flächenhaften, mechanischen Zerstörung der atomaren Bindungen.

In Phase 2 kommt es durch mechanische Beanspruchungen (vor allem Quellen und Schrumpfen) zu einer weiteren Zerstörung der Zementations- und atomaren Bindungen. Durch die Zerklüftung kommt es zu Auslaugungen und dann zur weiteren Auflösung von Zementations- und atomaren Bindungen. Chemische Einflüsse wie die Oxidation und pH-Wert-Reduktion führen zu einer Umwandlung von atomaren Kontakten in Koagulationskontakte. Es kommt zu einer Reduktion der Gesteins- und der Gebirgsfestig-

keit. Die Neubildung der Koagulationskontakte ist noch im Anfangsstadium, daher ist in Phase 2 der Anteil an wirksamen Bindungen pro Volumeneinheit minimal, wodurch ein Maximum an Klüftigkeit und ein Minimum an Kohäsion vorhanden ist.

In Phase 3 bilden sich viele Koagulationsbindungen neu. Der natürliche Wassergehalt, die Konsistenzgrenzen, die freie Tonfraktion und die Kationenaustauschkapazität erhöhen sich.

Bei der Verwitterung wird eine Gesteinsschicht in einer sehr langen Zeitspanne abgetragen und gelangt unter dem Schutz der noch verbleibenden Gesteinsschichten nur sehr langsam an Oberflächenbedingungen. Das Gestein wird dabei sukzessive zersetzt. Ein Zerfall tritt hingegen auf, wenn das Gestein sehr schnell freigelegt wird. Innerhalb von Tagen bis Monaten kommt das Gestein z.B. durch Bauprozesse unmittelbar an die Oberfläche und wird den Atmosphärien ausgesetzt. Ein Zerfallsprozess benötigt deutlich weniger Zeit als ein Verwitterungsprozess. Chemische Prozesse können den Zerfall nicht beeinflussen, da diese mehr Zeit benötigen. Zum Zerfall führen physikalische Prozesse, wie z.B. Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel [120].

Insbesondere ein spontanes Zerbrechen des Gesteins durch Kompression von Porenluft und die Aufhebung kapillarer Saugspannungen wird als vorherrschender Mechanismus des Zerfalls angesehen (u.a. [62, 100, 118, 146, 160]). Über die bei der Austrocknung entwässerten Poren und neu entstandenen Risse kann Luft ins Innere des Gesteins gelangen. Die dabei entstandenen Kapillarspannungen bewirken bei Wasserzutritten ein schnelles Ansaugen von Wasser. Neben der Festigkeitsabnahme aufgrund der Reduzierung der Saugspannungen kann zudem die Luft in den inneren Poren nicht entweichen und wird zusammengepresst, wodurch ein Überdruck in den Poren entsteht, der zu einem spontanen Zerbrechen der diagenetischen Bindungen führen kann (siehe Abbildung 2.8).

Des Weiteren wird ein unregelmäßiger Abbau von Saugspannungen bei Wasserzutritten als entscheidend angesehen [12]. Sind die Poren groß genug, kann bei Wasseraufnahme das Wasser schnell genug nach innen transportiert werden, sodass sich die Saugspannungen gleichmäßig abbauen. Ist die Wasserdurchlässigkeit aber niedrig und der Wassertransport erfolgt langsam, kann es zu Spannungsunterschieden kommen, wenn in benachbarten Porenräumen die Saugspannungen teilweise abgebaut und teilweise noch vorhanden sind. Diese Spannungsunterschiede können zur Deformation des Gefüges führen.

Auch der Zusammenhang zwischen Saugspannung und Sättigungsgrad wird als zerfallsbeeinflussend beschrieben [101]. Bei Luftkontakt wird der Sättigungsgrad reduziert, was sich auf die Saugspannungen auswirkt. Steht das Gestein ununterbrochen in Kontakt mit (Grund-)Wasser, bleibt der In-situ-Sättigungszustand erhalten und die Saugspannungen sind im Gleichgewicht mit den In-situ-Spannungsbedingungen. Durch Entlastungen, z.B. durch Abgrabung, werden Saugspannungen aktiviert, da der an die frühere Belastung angepasste Sättigungszustand nicht zum durch die Entlastung reduzierten aktuellen Spannungszustand passt. Durch eine Erhöhung des Porenvolumens

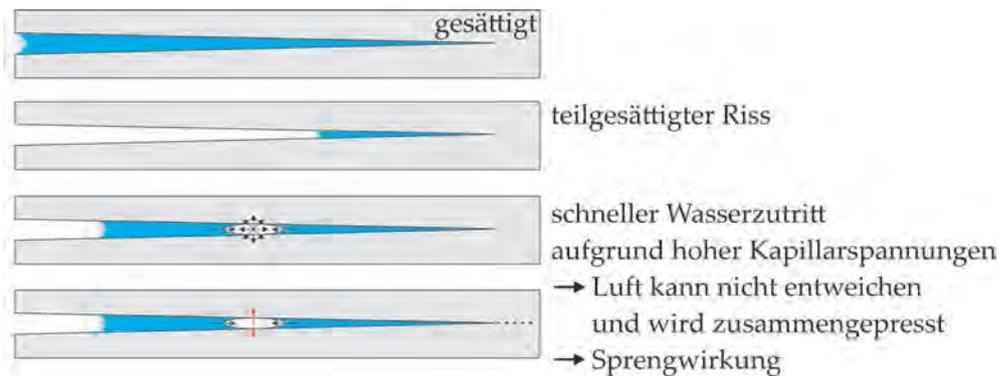


Abbildung 2.8: Zerbrechen des Gesteins durch Kompression von Porenluft (schematische Darstellung nach [71])

kommt es zu einer Absenkung des Sättigungsgrades und so zu einer Erhöhung der wirksamen Saugspannungen. Ist ein Nachströmen des Grundwassers – aufgrund geringer Durchlässigkeit oder da das Gestein oberhalb des Grundwasserspiegels ansteht – nicht schnell genug möglich, entsteht ein Sättigungsdefizit, das durch die Saugspannungen mit Kluft- und Rissbildungen kompensiert wird [101]. Der Umstand, dass es durch Spannungsentlastungen zum Auftreten von Saugspannungen kommt und diese den Zerfall von Probenmaterial bewirken, wurde auch von der Nagra [117] beschrieben.

Auch osmotische Prozesse werden (u. a. [127, 150]) als zerfallsrelevant beschrieben [71]. Durch Unterschiede in der Zusammensetzung und Konzentration des freien oder des adsorbierten Porenwassers und einer externen Lösung (z. B. Niederschlag, Bohrspülung) finden thermodynamische Ausgleichsreaktionen statt, d.h. Ionen bewegen sich von der höheren zur niedrigeren Konzentration. Dabei erhöht sich der Druck im Bereich der höheren Konzentration. Wenn dieser Druck die Festigkeit des Korngerüsts übersteigt, kommt es zu Deformationen und lokalen Entfestigungen [127].

2.4 Zerfallsrelevante Gesteinseigenschaften

In diesem Unterkapitel wird näher auf die Gesteinseigenschaften eingegangen, die die Neigung eines Gesteins, unter Umwelteinflüssen zu zerfallen, maßgeblich beeinflussen.

2.4.1 Sättigungsgrad und Saugspannungen

Sobald ein Gestein in Kontakt zur Atmosphäre gelangt, kommt es zu Austrocknungen und Rissbildungen. Der Sättigungsgrad wird reduziert, was zu einer Erhöhung der Saugspannungen führt. Insbesondere die Saugspannungen führen bei Wasserkontakt zu einem schnellen Ansaugen des Wassers ins Gestein, was wiederum zu einem stärkeren Zerfall führt (siehe Absatz 2.3.3). In Untersuchungen wurde aber ermittelt [12], dass mit steigender Saugspannung die Zerfallsneigung sinkt. Ursache hierfür könnte eine durch

die Saugspannungen herbeigeführte erhöhte Festigkeit sein, die einem Zerfall entgegenwirkt.

2.4.2 Spezifische Oberfläche

Die spezifische Oberfläche ist die Summe aus der inneren und äußeren Oberfläche. Sie ist abhängig von der Porengrößenverteilung, der Oberflächenstruktur und Rauigkeit der Feststoffoberflächen und gibt einen Hinweis über die für die Interaktion mit Wasser zur Verfügung stehenden Feststoffoberflächen [12]. In Untersuchungen wurde festgestellt, dass mit zunehmender innerer Oberfläche die Zerfallsneigung von Gesteinen ansteigt [107]. Ursache ist das mit zunehmender innerer Oberfläche ansteigende Wasseradsorptionsvermögen.

2.4.3 Porosität und Porengrößenverteilung

In Sedimentgesteinen nehmen alle Festigkeitseigenschaften mit zunehmender Porosität ab [34, 56, 93, 136], da eine hohe Porosität eine Vernetzung von spannungsinduzierten Mikrorissen begünstigt [81]. In Untersuchungen wurde ermittelt, dass Material mit einer höheren Porosität tendenziell mehr zum Zerfall neigt als ein Material mit einer geringen Porosität [120].

Eine große Fließporosität bedeutet viele zusammenhängende Poren und somit eine hohe Durchlässigkeit, was wiederum eine hohe Zerfallsneigung bedeutet. Bei einer geringen Durchlässigkeit tritt das Wasser nur langsam und in geringen Mengen in das Gestein ein, es kommt nur langsam zu einer Aufsättigung und somit zu keiner Sprengwirkung. Zudem bewirkt in kleinen Poren eine große Saugspannung eine erhöhte Festigkeit [120]. Eine geringe Durchlässigkeit soll also einen Widerstand gegenüber Zerfallsangriffen bewirken.

Ist die Porengrößenverteilung ungleichförmig und die Gesamtporosität hoch, ist eine geringe Durchlässigkeit aber ungünstig. Durch die größeren Poren gelangt Wasser ins Gestein. In den feineren Poren kann die Porenluft nicht entweichen und es baut sich ein Überdruck auf. Dieser kann zu einem Zerschlagen des Mineralgerüsts oder auch zu einem spontanen Bruch des Gesteins führen und die Dauerhaftigkeit wird reduziert [120]. Besitzt ein Gestein eine hohe Gesamtporosität aber hauptsächlich Makro- und Grobporen, so hat das Gestein eine niedrige spezifische Oberfläche. Herrschen aber bei einer hohen Gesamtporosität vor allem Nano- und Mikroporen vor, so ist die spezifische Oberfläche hoch. Je kleiner also die Porenradien sind, desto größer ist die spezifische Oberfläche und desto höher die Zerfallsneigung [107, 127].

2.4.4 Mineralogische Zusammensetzung

Quellfähige Tonminerale haben hauptsächlich einen Einfluss auf die Zerfallsneigung eines Tonsteins, da diese Wasser anlagern können [28, 35, 68, 98, 107, 112, 161]. Dies reduziert die Festigkeit und somit die Zerfallsbeständigkeit erheblich. In Untersuchungen

wurde festgestellt, dass mit steigendem Gehalt an quellfähigen Tonmineralen die Zerfallsanfälligkeit steigt [107]. Tonminerale bestimmen aufgrund ihrer Kristallform und Kristallgröße die Geometrie des Porenraums und somit auch Transportparameter, wie zum Beispiel die hydraulische Durchlässigkeit und die Diffusionskonstante [115].

Gesteine mit hohem Gehalt an zementierenden Mineralen (z.B. Karbonat und Sulfat) sind widerstandsfähiger gegenüber Zerfallsangriffen. Sobald aber durch chemische Reaktionen diese Minerale auslaugen, wird das Gestein deutlich anfälliger [28].

Wenn Pyrit vorhanden ist, können durch Oxidation saure Lösungen entstehen, wodurch in Reaktion mit Tonmineralen und Karbonat Sulfatmineralien, wie z.B. Gips ausfallen können [28].

2.4.5 Diagenetische Verfestigung

Die Zerfallsneigung eines Gesteins steht im Zusammenhang mit der Stärke der Partikelkontakte [107]. Je stärker diese sind, umso niedriger ist die Zerfallsneigung. Während der Diagenese verfestigt sich die primäre Sedimentationsstruktur zu Partikeln, die aus parallel angeordneten Tonmineralblättchen bestehen. Umso größer die Überlappung der Blättchen, desto stärker ist die Bindung innerhalb dieser Partikel. Das Gestein wird fester und resistenter gegenüber physikalischen Einflüssen. Der Diageneseegrad beeinflusst demnach das Zerfallsverhalten. Je stärker die diagenetische Verfestigung, desto weniger zerfallsanfällig ist das Gestein.

2.4.6 Entlastung

Falls das Gestein ununterbrochen in Kontakt mit Wasser steht, bleibt der In-situ-Sättigungszustand erhalten und die Saugspannungen sind im Gleichgewicht mit den In-situ-Spannungsbedingungen. Wird das Gestein entlastet, vergrößert sich der Porenraum, wodurch sich der Sättigungsgrad erniedrigt und die Saugspannungen erhöhen. Falls nicht schnell genug Wasser nachströmen kann, entsteht ein Sättigungsdefizit, das die Saugspannungen mit Rissneubildungen kompensieren [101]. Durch die neu entstandenen Risse sind Angriffsflächen für Zerfallsprozesse vorhanden.

2.4.7 Austrocknung

Oftmals zerfallen Gesteine nicht, wenn sie mit ihrem In-situ-Sättigungszustand in Kontakt mit Wasser kommen (u.a. [1, 141]). Trocknen diese Gesteine aber aus und kommen im ausgetrockneten Zustand mit Wasser in Kontakt, kann es sein, dass sie sich innerhalb kurzer Zeit vollständig zerlegen. Durch Schrumpfungsvorgänge werden bei Austrocknungen die diagenetischen Bindungen geschwächt. Bei einer folgenden Reaktion mit Wasser können diese vollständig zerstört werden. Die Zerstörung der diagenetischen Bindungen bei der Reaktion mit Wasser wird insbesondere durch den in Absatz 2.3.3 erläuterten Effekt des Zusammenpressens der mit Luft gefüllten Poren bewirkt [100]. Die durch Überlagerungsdruck entstandenen Punktkontakte wandeln sich dabei in Koagulationskontakte, bei denen die Partikel von durchgehenden Hydrathüllen umgeben sind.

Ohne erneute Kondensationsdrücke ist es ausgeschlossen, dass neue stabile Bindungen entstehen [100].

2.4.8 Verwitterungsgrad

Vergleichende Untersuchungen an einem Kalkstein zeigen, dass angewitterte Gesteine eine deutlich höhere Zerfallsneigung als das unverwitterte Ausgangsmaterial besitzen [121]. Die untersuchten frischen Gesteine zeigten keine Reaktion im Zerfallsversuch, während das angewitterte Gestein eine höhere Zerfallsneigung besaß. Die leicht verwitterten Gesteine zeigten nochmals einen Anstieg der Zerfallsneigung. Eine detaillierte Untersuchung der Zerfallsneigung verschiedener Gesteine in Abhängigkeit des natürlichen Verwitterungszustandes erfolgte bislang allerdings noch nicht.

Die Zerfallsneigung eines Gesteins ist abhängig von der Art der Partikelkontakte. Je stärker die Partikelkontakte sind, umso niedriger ist die Zerfallsneigung eines Gesteins. Während der Verwitterung wandeln sich die festen atomaren Kontakte und Phasenkontakte zurück in weniger feste Koagulationsbindungen [76]. Die Zerfallsneigung eines Gesteins sollte demnach mit dem Grad der Verwitterung ansteigen. Neben den Partikelkontakten haben die Beschaffenheit des Porenhohlraums, die Struktur, das Gefüge und die mineralogische und geochemische Zusammensetzung einen Einfluss auf die Zerfallsneigung [120]. All diese Eigenschaften ändern sich während der Verwitterung, so dass ein Einfluss des Verwitterungsgrades auf die Zerfallsneigung naheliegt.

2.5 Geomechanik veränderlich fester Ton- und Schlufftonsteine

Zur Planung von geotechnischen Bauwerken sind insbesondere die geomechanischen Eigenschaften des Baugrunds von Bedeutung. In den gültigen Normen sind jedoch keinerlei Hinweise für die Ermittlung der geomechanischen Eigenschaften veränderlich fester Gesteine enthalten, obwohl diese deutschlandweit häufig als Baugrund anzutreffen sind. Gültige Normen existieren nur für Fest- und für Lockergesteine. Problematisch ist oftmals die Frage, ob die im Grenzbereich liegenden Gesteine als Fest- oder als Lockergestein zu betrachten sind und welche Untersuchungen demzufolge notwendig sind.

In diesem Absatz wird auf die geomechanischen Eigenschaften veränderlich fester Gesteine im Allgemeinen näher eingegangen. Besonderheiten bei der Versuchstechnik werden in Kapitel 7 näher erläutert.

2.5.1 Eigenspannungszustand überkonsolidierter Tonsteine

Als überkonsolidiert werden Böden und Gesteine bezeichnet, die in ihrer Entstehungsgeschichte belastet und teilweise wieder entlastet wurden. Die zuvor maximale Belastung wird als Vorbelastungsspannung bezeichnet. Das Überkonsolidierungsverhältnis

OCR beschreibt das Verhältnis der Vorbelastungsspannung zur aktuellen Spannung.

Die oberflächennahen Keupergesteine des süddeutschen Trias wurden von großen Überlagerungsmassen der Jurazeit belastet und anschließend durch Erosion entlastet. Die unverwitterten Gesteine des Keupers sind daher überkonsolidierte, diagenetisch verfestigte Tonsteine, deren effektive Horizontalspannung ein Mehrfaches der heutigen Auflast betragen kann.

Die ehemalige Sedimentationsüberlagerung wird aber seit dem Tertiär durch Erosion abgetragen. Seit Ende der letzten Eiszeit – also seit Zehntausenden von Jahren –, wirkt nur noch die wenige Meter dicke Verwitterungsdecke – ca. 1% der ursprünglichen Spannung – als Auflast. Es ist daher unklar, wieviel der Spannung in den Gesteinen gespeichert ist und ob sie nicht bereits weitestgehend entspannt sind [100].

Unterschieden werden muss hierbei zwischen einer Gebirgsspannung und einer Korngefügeentspannung. Infolge der Erosion entspannt das Gebirge, es bilden sich steilstehende Klüfte und schräge oder schichtparallele Trennflächen. Das entspannte Gebirge besteht aus einem System von Klüftkörpern, die aber in sich weiter verspannt sind. Im Korngefüge sind Restspannungen gespeichert und der einzelne Klüftkörper bleibt stabil, auch wenn er nicht mehr im Gebirgsverband eingespannt ist. Eine weitere Entfestigung führt dann zu einer Entspannung des Korngefüges [100].

Der Eigenspannungszustand wird durch das Verhältnis der horizontalen zur vertikalen Spannung beschrieben. Das Spannungsverhältnis wird mit dem Seitendruckbeiwert K_0 bezeichnet und hängt von der Spannungsgeschichte des Bodens ab (siehe Abbildung 2.9). Bei der Erstbelastung nimmt die horizontale Spannung linear mit der Zunahme der vertikalen Spannung zu (siehe Abbildung 2.9 Punkt 0 bis A). Der Wert für den Erdruchdruckbeiwert K_0 ist konstant. Der Boden wird als normalkonsolidiert bezeichnet. Der Erdruchdruckbeiwert K_0 hat für den normalkonsolidierten Boden innerhalb der Spannungsgeschichte den kleinsten Wert. Bei der Entlastung reduziert sich die vertikale Spannung stärker als die horizontale, da eine ungehinderte Ausdehnung nur vertikal möglich ist. Die gespeicherte Formänderungsenergie wird also nur in vertikaler Richtung frei und bleibt in horizontaler Richtung erhalten. Der Erdruchdruckbeiwert wird also immer größer, je mehr die Überlagerung abnimmt und hat am Ende der Entlastung (Punkt C) einen Hochwert erreicht. Bei der Wiederbelastung nimmt die Vertikalspannung stärker zu als die Horizontalspannung. Der Erdruchdruckbeiwert nimmt von seinem Maximalwert wieder auf den Wert im normalkonsolidierten Zustand (Punkt E) ab. Dabei ist bei gleicher Vertikalspannung der Wert für den Erdruchdruckbeiwert bei der Entlastung größer als bei der Wiederbelastung (vergl. Punkt B und D) [179].

Wenn in einem Boden diagenetische Bindungen vorhanden sind, beeinflusst dies maßgeblich das Entlastungsverhalten (siehe Abbildung 2.10). Bei diagenetisch verfestigten Böden bleiben während der Entlastung weniger Horizontalspannungen erhalten als bei unverfestigten Böden. Ursache ist, dass in diagenetisch verfestigten Böden bei der Entlastung ein höherer Scherwiderstand den Boden teilweise hindert sich auszudehnen. Infolge der diagenetischen Bindungen verhält der Boden sich daher elastischer und besitzt

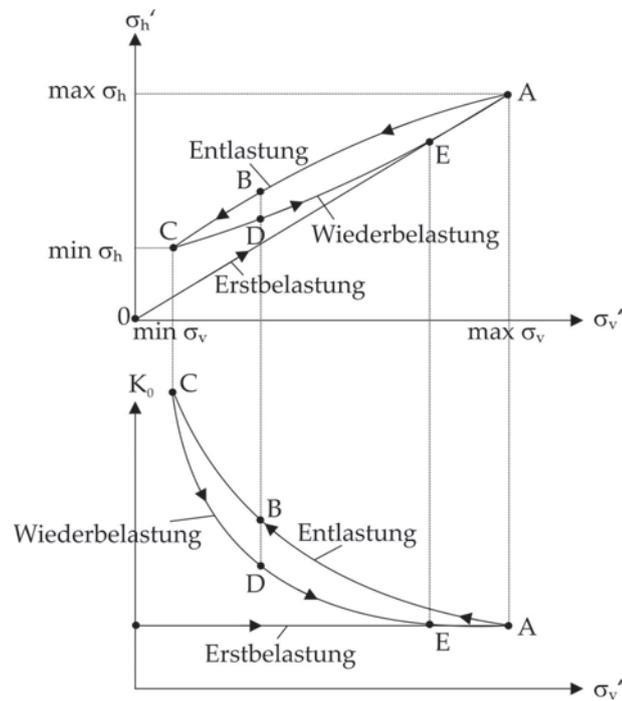


Abbildung 2.9: Spannungsgeschichte eines Bodenelements (in Anlehnung an [179])

eine größere Querdehnungszahl [179].

Bei homogenem Baugrund kann der Seitendruckbeiwert K_0 nach der Elastizitätstheorie in Abhängigkeit der Querdehnungszahl ν abgeschätzt werden [11]:

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (2.3)$$

Feldmessungen der Horizontalspannungen speziell in Keupergesteinen sind nicht bekannt. Im Labor wurden für stark verwitterte (V4/V5) Keupergesteine der Grabfeld-Formation K_0 -Werte zwischen 0,41 und 0,58 ermittelt [79].

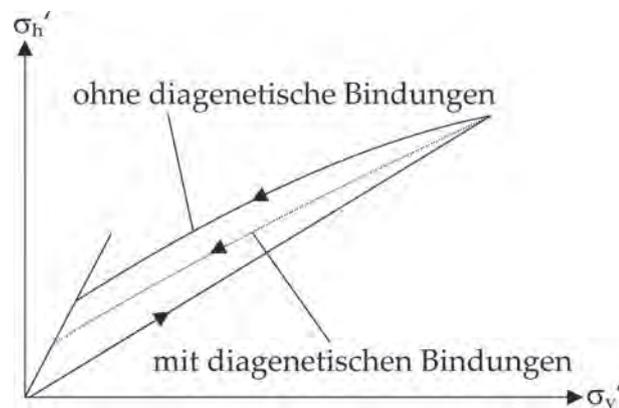


Abbildung 2.10: Einfluss diagenetischer Bindungen auf den Spannungspfad (nach [179])

2.5.2 Einaxiale Druckfestigkeit

Die einaxiale Druckfestigkeit σ_u nach DIN DIN 18141-1 [40] für Festgestein bzw DIN EN ISO 17892-7 [51] für Böden ist die maximale Druckspannung, die ein Gestein aufnehmen kann. Der Probekörper kann dabei seitlich frei ausweichen, da er ungestützt ist. Die einaxiale Druckfestigkeit dient als Maß zur Einschätzung der Festigkeit eines Gesteins (siehe hierzu auch Absatz 2.1). Durch Verwitterungseinflüsse werden Gesteine poröser, weicher, bröckeliger und geschwächer, da die Bindungen geschwächt werden, Mikrorisse entstehen und neue Mineralien gebildet werden. Die Verwitterung eines Gesteins führt daher zu einer deutlichen Reduzierung der einaxialen Druckfestigkeit (u.a. [3]).

2.5.3 Scherfestigkeit

Die Scherfestigkeit ist die maximale Schubspannung, die ein Festkörper tangentialen Scherkräften entgegensetzen kann. Sie setzt sich aus dem spannungsunabhängigen Kohäsionsanteil und dem spannungsabhängigen Reibungsanteil zusammen. Zur Ermittlung der Kohäsion c und des Reibungswinkels ϕ können triaxiale Druckversuche und direkte Scherversuche durchgeführt werden. Des Weiteren können mit In-situ-Versuchen die Scherparameter abgeleitet werden. Bei direkten Scherversuchen nach DIN EN ISO 17892-10 [46] wird die Probe in zwei Rahmen eingebaut. Die beiden Rahmen werden in eine Richtung relativ zueinander bewegt und eine Scherfuge wird erzeugt. Die Probe wird dabei durch eine vertikale konstante Auflast und eine sich erhöhende horizontale Scherkraft belastet. Die Scherfläche wird durch die Geräteanordnung erzwungen, es handelt sich demnach nicht um eine Schwächezone in der eingebauten Probe. Beim triaxialen Druckversuch nach DIN EN ISO 17892-9 [52] werden die zylindrischen Probekörper durch einen konstanten seitlichen Druck σ_3 und einen sich erhöhenden vertikalen Druck σ_1 belastet. Die Bruchfläche kann sich während des Abschervorgangs frei ausbilden. Wird kein seitlicher Druck angesetzt, handelt es sich um einen einaxialen Druckversuch.

Bruchkriterien für Locker-und Festgesteine

In der Bodenmechanik wird zur Beschreibung der Scherfestigkeit in der Regel das Mohr-Coulomb-Kriterium verwendet [70]. Bei Materialien, die nach dem Mohr-Coulomb-Kriterium versagen, kommt es zum Bruch, wenn die Schubspannung aus der äußeren Belastung größer als die Festigkeitsgrenze des inneren Scherwiderstandes ist. Die lineare Bruchbedingung lautet:

$$\tau = \sigma \cdot \tan\phi + c \quad (2.4)$$

wobei ϕ den Winkel der inneren Reibung und c die Kohäsion bezeichnet. Die Scherfestigkeit kohäsiver Böden kann ausreichend genau mit dem Mohr-Coulomb-Kriterium beschrieben werden. Als Funktion der Parameter σ_1 und σ_3 aus dem triaxialen Druckversuch gilt:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_u + \frac{2 \cdot \sin\phi}{1 - \sin\phi} \cdot \sigma_3 \quad (2.5)$$

mit

$$\sigma_u = \frac{2 \cdot c \cdot \cos\phi}{1 - \sin\phi} \quad (2.6)$$

In der Felsmechanik werden bei großen Spannungsbereichen teilweise nicht-lineare Kriterien verwendet, die das nicht-lineare Bruchverhalten von Gesteinen besser beschreiben. Ursache für die Nichtlinearität sind unterschiedliche Bruchmechanismen bei unterschiedlichen Beanspruchungen. Wenn kein Seitendruck vorhanden ist, verhält sich ein Festgestein eher spröde. Zu Beginn des Versagens öffnen sich im Gestein vorhandene Mikrorisse, wodurch das Volumen des Gesteins zum Zeitpunkt des Versagens zunimmt. Dies führt zu einem hohen Reibungswinkel bei niedrigen Seitendrücken. Bei höheren Seitendrücken wird die Neigung zum Öffnen von Mikrorissen und damit die Dilatation unterdrückt. Das Verhalten verschiebt sich von spröde zu duktil. Bei ausreichend hohem Seitendruck wird das Gestein vollständig duktil. Bei weiterem Anstieg des Grenzdrucks tritt das Gestein in den kritischen Zustand ein. Die Grenzbedingung von Festgestein ist daher nicht-linear und konkav nach unten gekrümmt. Der tangentielle Gradient der Umhüllenden ist bei kleinen Seitendrücken zunächst steil und wird bei ausreichend hohem Seitendruck zu einer horizontalen Linie. Diese Bruchbedingung wird als kritischer Zustand bezeichnet [5] und repräsentiert die maximal mögliche Scherfestigkeit des Gesteins. Für jedes Gestein gibt es einen kritischen effektiven Grenzdruck, oberhalb dessen der Scherwiderstand nicht zunimmt. Das Mohr-Coulomb-Kriterium zur Beschreibung der Nichtlinearität kann wie folgt modifiziert werden [152] (siehe auch Abbildung 2.11):

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_u + \frac{2 \cdot \sin\phi_0}{1 - \sin\phi_0} \cdot \sigma_3 - A' \cdot \sigma_3^2 \quad (2.7)$$

mit

$$A' = \frac{1}{\sigma_u} \cdot \frac{\sin\phi_0}{1 - \sin\phi_0} \quad (2.8)$$

und

$$\sigma_u = \frac{2 \cdot c_0 \cdot \cos\phi_0}{1 - \sin\phi_0} \quad (2.9)$$

wobei ϕ_0 und c_0 die Scherparameter für $\sigma_3 = 0$ beschreiben. Über Tangenten an die Grenzbedingung beim gewünschten Seitendruck, können die Scherparameter in Abhängigkeit des Seitendrucks ermittelt werden.

Oftmals wird auch das Hoek-Brown-Kriterium zur Beschreibung der Krümmung verwendet. Hier wird ein parabolischer Ansatz vorgeschlagen:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \sqrt{m \cdot \sigma_u \cdot \sigma_3 + \sigma_u^2} \quad (2.10)$$

m ist ein Materialkennwert für das intakte Gestein.

Teilgesättigte Proben

Die Scherfestigkeit teilgesättigter Böden wird durch folgenden Zusammenhang beschrieben [63]:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \cdot \tan\phi' + (u_a - u_w) \cdot \tan\phi_b \quad (2.11)$$

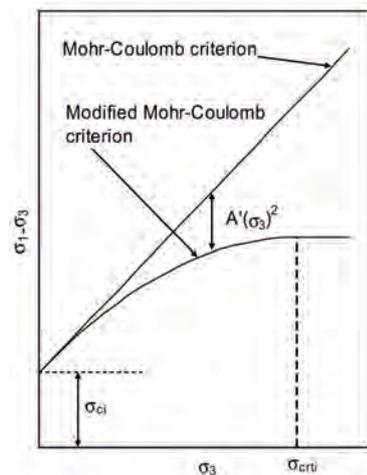


Abbildung 2.11: Modifiziertes Mohr-Coulomb-Kriterium (aus [152])

wobei c' der effektiven Kohäsion und ϕ' dem effektiven Reibungswinkel eines gesättigten Bodens entspricht. ϕ_b entspricht dem auf Saugspannungen basierendem Anteil des Reibungswinkels. $(\sigma - u_a)$ beschreibt die Normalspannung auf der Scherfläche beim Abscheren und $(u_a - u_w)$ die kapillare Saugspannung auf der Scherfläche. Der Saugspannungseinfluss führt zu einer Zunahme des Scherwiderstandes (Abbildung 2.12). Ist der Boden vollgesättigt entspricht der Porenluftdruck dem Porenwasserdruck und Gl. 2.11 geht in Gl. 2.4 über.

Untersuchungen [122] ergaben aber eine Nichtlinearität der Beziehung. An einem schluffigen Boden wurde festgestellt, dass die Scherfestigkeit mit zunehmender Saugspannung zunimmt. Die Beziehung zwischen der Scherfestigkeit und der Saugspannung ist zunächst bis zum Lufttrittspunkt linear und im weiteren Verlauf gekrümmt. Dabei steigt die Scherfestigkeit bis zu einer Saugspannung, die dem Lufttrittswert entspricht, mit $\tan\phi'$ und darüber mit $\tan\phi_b$ an. Bei hohen Saugspannungen (in den publizierten Untersuchungen bei 400 kPa) nähert sich die Scherfestigkeit einer horizontalen Gerade an. Ein weiterer Anstieg der Saugspannungen führt zu keiner weiteren Zunahme der Scherfestigkeit.

Scherfestigkeit veränderlich fester Gesteine

Untersuchungen an verschiedenen stark verwitterten Gesteinen zeigten, dass mit zunehmender Verwitterung die Scherfestigkeit abnimmt [3, 76, 78]. Die Abnahme der Festigkeit mit der Verwitterung kommt durch die Zerstörung der diagenetischen Bindungen, durch die Auflösung vorhandener Bindemittel und durch eine erhöhte Wasseraufnahme und einer damit einhergehenden Gefügezerstörung zustande [3].

Untersuchungen an verwitterten Bunten Mergeln (V3) der Steigerwald-Formation des Mittleren Keupers [181] ergaben, dass die Umhüllende der Bruchspannungskreise im unteren Druckbereich bis 200 kN/m^2 eine starke Krümmung aufweist, da sich bei niedrigen Seitendrücken die Kohäsion reduzierte und der Reibungswinkel erhöhte. Auch an einem englischen Keuperton – der in etwa dem Bunten Mergel der Steigerwald-For-

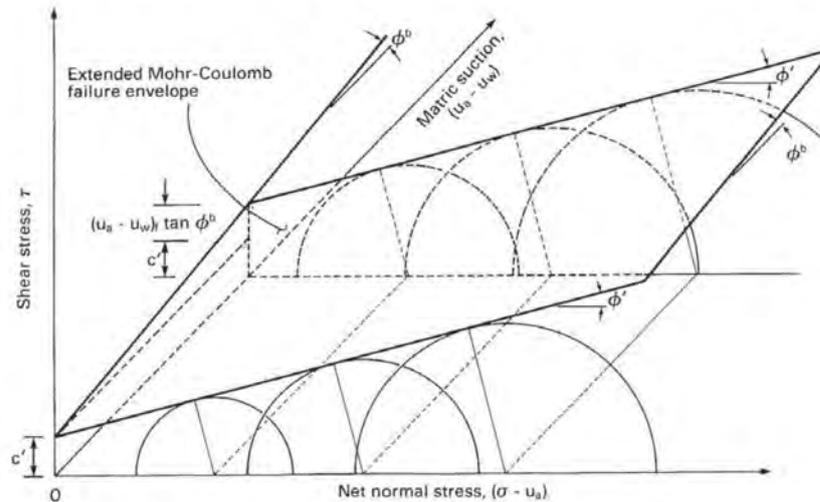


Abbildung 2.12: Erweiterte Mohr-Coloumb-Bedingung für teilgesättigte Böden (aus [64])

mation entspricht [103] – wurden Scherversuche durchgeführt [25]. Auch hier zeigten die verwitterten Proben (etwa V3) eine starke Krümmung der Fließfläche, die mit zunehmender Verwitterung abnimmt. Die Krümmung der Versagenskurve wird mit dem Zerschneiden schluffkorngroßer Aggregate bei hohen Drücken in Verbindung gebracht. Es stellt sich weiterhin die Frage, inwieweit die Krümmung der Grenzbedingung in Beziehung zum Verwitterungsgrad gebracht werden kann. Mit zunehmendem Verwitterungsgrad sollte die Krümmung abflachen, bis die Grenzbedingung bei den völlig verwitterten Gesteinen (V5) in eine lineare Beziehung übergeht. Eine ausführliche Messreihe hierzu gibt es bislang nicht.

2.5.4 Kompressionsverhalten

Die theoretischen Grundlagen der Komprimierbarkeit homogener Tonböden gehen auf Terzaghi [163, 164] zurück. Der Steifemodul E_s ist das Verhältnis zwischen Spannung und Setzung und ist abhängig vom Spannungsbereich, da das Druck-Setzungsverhalten nicht linear ist. Zudem ist der Steifemodul abhängig von der Spannungsgeschichte. Der Steifemodul eines vorbelasteten Bodens ist deutlich größer als der eines unvorbelasteten Bodens, da nur ein geringer Anteil der Setzungen eines Bodens elastisch ist und die Verformungen des Bodens daher größtenteils irreversibel sind. Unterteilt wird das Zeit-Setzungs-Verhalten in die drei Anteile Sofort-, Primär- (Konsolidation) und Sekundärsetzung (Kriechen).

Einfluss des Verwitterungszustandes

Der Verwitterungsgrad hat einen erheblichen Einfluss auf das Kompressionsverhalten. Für Opalinuston wurde ermittelt, dass der Steifemodul mit zunehmender Verwitterung sowohl für die Erstbelastung als auch für die Wiederbelastung abnimmt [3].

Probenstörung durch Versuchstechnik

Setzungsberechnungen mit Steifemodulen aus Oedometerversuchen ergeben oftmals größere Werte als am Bauwerk gemessen [79, 145]. Als Ursache wird zum einen die meist zu kleine Probenabmessung, mit der die Struktur des Materials nicht wiedergegeben werden kann und zum anderen eine Strukturstörung beim Einpressen in den Ring vermutet. Als Alternative zum Standard-Oedometerversuch wurden Steifemodule an Proben mit einem Durchmesser von 98 mm und einer Probenhöhe von 150 mm im Triaxialversuchsgerät unter K_0 -Bedingungen (K_0 -Triax) ermittelt [79, 145]. Verglichen wurden diese mit Steifemodulen, die in einem klassischen Oedometerversuch mit einem Probendurchmesser von 70 mm und einer Probenhöhe von 20 mm ermittelt wurden. Im K_0 -Triax wurden etwa doppelt so große Steifemodule als im Standard-Oedometer ermittelt [79, 145]. Ein In-situ-Großversuch zeigte vergleichbare Setzungen wie die mit den Ergebnissen aus K_0 -Triax prognostizierten [79].

2.5.5 Spannungs-Verformungs-Verhalten

Untersuchungen an einem Opalinuston ergaben einen verwitterungsabhängigen Verlauf der Spannungs-Verformungs-Linien. Das unverwitterte Material verhielt sich spröde. Mit zunehmender Verwitterung setzte ein duktileres Materialverhalten ein [3, 4]. Zudem wurde auch auf das Nachbruch-Verhalten hingewiesen. Eine Peakfestigkeit wird ausschließlich durch die Partikelkontakte hervorgerufen und trat nur bei unverwitterten bis gering verwitterten Gesteinen auf. Sobald die Partikelkontakte zerstört waren, reagierte das Material plastisch [4]. Zerstört werden können Partikelkontakte durch Schrumpfen – entstehende Mikrorisse zerstören dabei die Kontakte und lockern das Gestein auf, Lösungsvorgänge und Umschließungsdrücke, durch die Zugspannungen innerhalb der Partikelkontakte aufgehoben werden [4]. Auch an einem englischen Keupertonstein wurde diese Abhängigkeit des Spannungs-Verformungsverhalten vom Verwitterungsgrad, also dem Grad der Entfestigung, beobachtet [25].

2.6 Bestehende Klassifikationsschemata für veränderlich feste Ton- und Schlufftonsteine

Klassifiziert werden veränderlich feste Gesteine nach dem Grad der Verwitterung, also dem aktuellen visuell erkennbaren Entfestigungszustand und nach dem Grad der Veränderlichkeit (der Zerfallsneigung), also der Eigenschaft, sich unter Umwelteinflüssen zukünftig potentiell zu verändern. In diesem Unterkapitel wird auf gängige Ansätze zur Klassifizierung des Verwitterungsgrades und der Zerfallsneigung eingegangen, die zunächst zusammenfassend in Tabelle 2.1 angegeben sind.

2.6 Bestehende Klassifikationsschemata für veränderlich feste Ton- und Schlufftonsteine

	Autor	Vorgehen	Index
Grad der Verwitterung	Lambe & Martin (1956)	Verwitterungsindex	Aggregationszahl
	Einsele & Wallrauch (1964)	Visuell & Siebanalyse	V0 - V5
	Wallrauch (1969)	Visuell & Siebanalyse	V0 - V5
	Chandler (1969)	visuell	Zone 1 - 4b
	ISRM (1978)	visuell	WI - WVI
	FGSV 532 (1980)	visuell	VU - VZ
	Einsele et al (1985)	visuell	V0 - V5
	Keller & Mack (1985)	Konsistenzgrenzen	Index VW
	DIN EN ISO 14689	visuell	Grad 0 - 5
Grad der Veränder- lichkeit	DIN EN ISO 14689	Wasserlagerung / visuell	Grad 1 - 5
	Merklein (1982)	TB-Wechsel / Berechnung	TB-Wert
	Bönsch (2006)	TB-Wechsel / Berechnung	Z
	Nickmann (2009)	TB-Wechsel / Berechnung	VK 0 - VK 5

Tabelle 2.1: Bestehende Klassifikationsschemata für veränderlich feste Ton- und Schlufftonsteine. TB = Trocknung-Befeuchtung.

2.6.1 Klassifikation nach dem Grad der Verwitterung

Es existiert eine Vielzahl von Schemata zur Klassifizierung des aktuellen Verwitterungszustandes, den ein Material aufgrund geologischer Verwitterungsprozesse eingenommen hat. Die Klassifikation erfolgt bislang meist nach visuellen Aspekten, teilweise kombiniert mit Korngrößenverteilungen. Auch existieren Definitionen des Verwitterungsgrades über rechnerisch zu bestimmende Indizes. Erfahrungen zeigen, dass die mechanischen Eigenschaften der Gesteine von deren natürlichem Wassergehalt abhängen (u.a. [18]). Daher werden in der Praxis die visuellen Einteilungen meist mit einer Einteilung nach dem Wassergehalt kombiniert. Im Folgenden wird auf die vorhandenen Schemata näher eingegangen.

Visuelle Klassifikation

Chandler [25] hat 1969 in Zusammenarbeit mit Skempton und Davis ein Klassifizierungsschema für den englischen Keuper Marl vorgeschlagen. Eingeteilt wird das Material visuell in die Zonen 1 bis 4b, wobei 4b ein vollständig verwitterter Tonmergel ist.

Im Merkblatt 532 ‚Felsgruppenbeschreibung für bautechnische Zwecke im Straßenbau‘ der FGSV [60] wurden 1980 die vier Verwitterungsklassen VU ‚unverwittert‘ bis VZ ‚zersetzt‘ definiert. Eingeteilt wird das Material nach visuellen Aspekten des Gesteins und des Gebirges.

Die ISRM empfahl 1978 [6] eine Unterteilung in 6 Klassen von WI ‚frisch‘ bis WVI ‚völlig verwittert (Boden)‘. Von Thuro [165] wurde diese Einteilung 2007 um eine Klasse zwischen ‚angewittert‘ und ‚mittelstark verwittert‘ ergänzt.

Für Granit, Basalt und Ton-Mergelsteine haben Einsele et al. [57] 1985 unterschiedliche Klassifikationsschemata angegeben. Für einen mittelstark konsolidierten (geologische Auflast maximal $10\text{-}50\text{ MN/m}^2$), diagenetisch verfestigten Ton-Mergelstein gelten sechs Verwitterungsklassen von V0 (bzw. W0 im Englischen) ‚bergfrisch‘ bis V5 bzw. W5 ‚Bodenbildung‘. Auch hier wird das Material rein visuell in Klassen eingeteilt.

Die DIN EN ISO 14689 [44] gibt für Gestein vier Verwitterungsklassen von ‚frisch‘ bis ‚zersetzt‘ vor, in die das Gestein visuell nach Grad und Ausmaß der Veränderung der Farbe durch die Verwitterung und die ursprüngliche und durch die Verwitterung veränderte Festigkeit eingeteilt werden kann. Für das Gebirge sind sechs Verwitterungsstufen von 0 bis 5 vorgesehen. Auch hier erfolgt die Unterteilung nach visuellen Aspekten.

Visuelle Klassifikation kombiniert mit Siebanalysen

Einsele und Wallrauch [58] stellten 1964 ein generalisiertes Verwitterungsprofil des Opa-linustons mit Bodenkennwerten dar. Klassifiziert wird das Material neben einer visuellen Einteilung auch anhand von Kornverteilungen, bei denen die Größe von ‚Tonkörperchen‘ erfasst wird, in die das verwitterte Gestein zerfällt, wenn es ausgetrocknet oder aufgeschlämmt wird. Das Material wird dabei durch die Siebe mit viel Wasser geschlämmt.

Wallrauch [174] schlug 1969 eine empirische Einteilung in die verschiedenen Verwitterungsgrade durch die Ermittlung der Korngrößenverteilung vieler Proben vor, die aus ähnlich erscheinenden Verwitterungszonen entnommen werden sollen. Hierzu sollen verschiedene Merkmale und Geländebeobachtungen berücksichtigt werden. Angegeben werden visuelle Merkmale für sechs verschiedene Verwitterungsklassen von V0 ‚unverwittert‘ bis V5 ‚völlig verwittert‘. Wallrauch führte einen Verwitterungsgradienten ein. Jedem Verwitterungsgrad wird dazu eine kennzeichnende Korngröße zugeordnet, durch die dann die Tiefenlage der Probe dividiert wird.

Berechenbarer Verwitterungsindex

Lambe und Martin [96] gaben 1956 die sogenannte Aggregationszahl an. Maßstab ist dabei nicht der Grad der Gefügeauflösung, sondern der Grad der Aggregation. Hierzu wird der Gehalt an Tonmineralien sowohl mit Hilfe von mineralogischen Analysen als auch mit einer konventionellen Sedimentationsanalyse ermittelt. Das Verhältnis dieser beiden Werte ist die Aggregationszahl A (Gl 2.12).

$$A = \frac{\text{Tonmineralgehalt}}{\text{Kornfraktion} < 0,002\text{ mm}} \quad (2.12)$$

Keller und Mack [90] bezeichnen die Aggregationszahl 1985 als unzureichend, da wesentliche Einflussfaktoren nicht berücksichtigt werden. Statt der Aggregationszahl soll

ein Quotient P_F (Gl. 2.13), der das Verhältnis der plastischen zu den nicht plastischen Feststoffen angibt, verwendet werden.

$$P_F = \frac{\text{plastische Feststoffe}}{\text{nicht-plastische Feststoffe}} = \frac{\text{Kornfraktion} < 0,002 \text{ mm}}{\text{Feststoff} - \text{Kornfraktion} < 0,002 \text{ mm}} \quad (2.13)$$

Zu den plastisch aktiven Stoffen in den Tonsteinen gehören nur die Anteile der Kornfraktion $< 2 \mu\text{m}$. Die Tonmineralaggregate verhalten sich nicht plastisch, genauso wie die restlichen Feststoffe mit einer Korngröße $> 2 \mu\text{m}$ (Quarz, Feldspat sowie die löslichen Karbonate und Sulfate).

Weiter wird ein Zustandsindex I_W (Gl. 2.14) angegeben, der ein normierter Mittelwert aus dem natürlichen Wassergehalt, der Ausrollgrenze und der Fließgrenze ist.

$$I_W = 1/3[(w_L - 10)/7,9 + (w_P - 10)/2,4 + w/4,47] \quad (2.14)$$

Mittels des Quotienten P_F und dem Zustandsindex I_W kann über einige Korrelationen der Verwitterungsindex V_M (Gl. 2.15) und der Verwitterungsgrad V_R (Gl. 2.16) berechnet werden.

$$V_M = \frac{1/3[(w_L - 10)/7,9 + (w_P - 10)/2,4 + w/4,47]}{6,6[\text{Tomineralgehalt}/(\text{Quarzgehalt} + \text{Feldspatgehalt})]^{1/2} - 0,75} \quad (2.15)$$

$$V_R = 100(V_M - V_B)/(V_E - V_B) \quad (2.16)$$

wobei V_B dem Verwitterungsindex des unverwitterten Gesteins und V_E dem Verwitterungsindex des vollständig verwitterten Gesteins entspricht.

Zur Bestimmung des Verwitterungsgrades sind der natürliche Wassergehalt und die Konsistenzgrenzen, die nach DIN 18122-1 [37] zu bestimmen sind, notwendig. Außer bei stark verwitterten Gesteinen mit Lockergesteinscharakter ist aber fraglich, wie bei diesem Klassifikationsvorgehen die Konsistenzgrenzen bestimmbar sind.

Anwendung in der süddeutschen Praxis

In der Praxis wird für Schluff- und Tonsteine – u. a. auch für die im Stuttgarter Raum vorkommenden oberen Triasgesteine – häufig die Klassifikation des Verwitterungsgrades nach Wallrauch [174] angewendet. Dabei werden die Gesteine aber meist nur qualitativ nach visuellen Kriterien in die Verwitterungsklassen unterteilt, ohne Korngrößenverteilungen zu berücksichtigen. Der über Kornverteilungen ermittelte Koeffizient nach Wallrauch [174] ist insbesondere für die Gesteine der Grabfeld-Formation nicht sinnvoll, da in gleicher Tiefe verschiedene Verwitterungsgrade vorkommen können. Der Grad der Verwitterung ist bei diesen Gesteinen, im Gegensatz z.B. zum Opalinuston, insbesondere von möglichen Wasserzutritten und damit verbundener Anhydrit-Gips-Umwandlung und Gipsauslaugung abhängig.

Oftmals werden neben der visuellen Ansprache nach Wallrauch [174] aber zusätzlich der natürliche Wassergehalt und eine nach DIN EN ISO 14689 [44] abgeschätzte Festigkeit berücksichtigt. Zur Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit nach DIN EN ISO 14689 [44] werden Ritzungen mit dem Messer und Aufschläge mit dem Geologenhammer durchgeführt.

2.6.2 Klassifikation nach dem Grad der Veränderlichkeit/ der Zerfallsneigung

Für die Baupraxis ist es von großer Relevanz zu erkennen, ob bzw. wie stark ein Gestein dazu neigt unter Umwelteinflüssen zu zerfallen. Im Folgenden wird auf die gängigen Versuche zur Einschätzung der Zerfallsneigung eingegangen und die Grenzen der Versuche erläutert.

Einfacher Wasserlagerungsversuch

Die DIN EN ISO 14689 [44] empfiehlt, anhand des einfachen Wasserlagerungsversuches zu testen, ob ein Gestein veränderlich ist. Unterschieden wird auf Basis visueller Kriterien zwischen fünf Veränderlichkeitsgraden. Der Wasserlagerungsversuch ist sehr einfach durchzuführen und wird daher in der Praxis häufig angewendet. Ein häufig erwähntes Phänomen ist, dass einige Gesteine nicht reagieren, wenn sie mit natürlichem Wassergehalt unter Wasser gelagert werden, sie jedoch stark zerfallen, wenn sie zuvor im Ofen getrocknet wurden (z.B. [118]). Die Ursache hierfür wurde in Absatz 2.4.7 erläutert. In der DIN EN ISO 14689 [44] wird zwar im Gegensatz zur früheren deutschen Norm DIN 4022 [41] auf dieses Phänomen hingewiesen, allerdings wird in der Praxis der Wasserlagerungsversuch meist an Proben mit natürlichem Wassergehalt durchgeführt. Die natürlichen Bedingungen können im einfachen Wasserlagerungsversuch aber nur unzureichend abgebildet werden, da es in natürlicher Umgebung meist nicht nur zu einer Bewässerung, sondern vielmehr zu Wechselbeanspruchungen zwischen Austrocknungen und Wiederbefeuchtungen kommt [120]. Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel können dies besser abbilden. Allerdings ist zu beachten, dass die ermittelte Zerfallsgeschwindigkeit nicht auf das In-situ-Verhalten übertragbar ist, da die Vorgänge in der Natur weniger intensiv stattfinden [120].

Bestimmung mit Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln

Merklein [107] schlägt vor, zur Bestimmung der Trocknungs-Befeuchtungs-Neigung gebrochenes Material zu verwenden und die Fraktion zwischen 19 mm und 13 mm abzusieben. 400 g des fraktionierten Materials sollen dann 24 h bei 105°C getrocknet werden. Nach Bestimmung des Trockengewichts wird das Material 24 h in Wasser gelagert und anschließend durch ein 13 mm-Sieb nassgesiebt und bei 105°C im Ofen getrocknet. Dreimal wird der Vorgang wiederholt. Zur Ermittlung des Trocknungs-Befeuchtungs-Wertes TB wird die Differenz zwischen der Ausgangstrockenmasse und dem Rückstand auf dem 13 mm-Sieb nach den drei Durchgängen errechnet und diese auf die Ausgangstrockenmasse bezogen. Vorteil ist, dass durch vorhergehende Absiebung der feineren Bestandteile sichergestellt wird, dass die Ausgangsmasse auf die der Rückstand bezogen wird, bei den verschiedenen Gesteinen vergleichbar ist. Die Methode ist somit gegensätzlich zu der von Nickmann [120] auch an verwitterten Materialien anwendbar, aber nur solange das Ausgangsmaterial Bestandteile > 13 mm enthält. Stark homogen verwitterte Materialien können daher nicht untersucht werden.

Von Bönsch [12] wurde ein Zerfallsversuch vorgeschlagen, bei dem zunächst die Aggregatgrößenverteilung an bei 40°C getrockneten Proben bestimmt wird. Im Anschluss wird das Material gewässert, erneut getrocknet und gesiebt. Dieses Vorgehen wird fünfmal wiederholt. Zur Abschätzung der Zerfallsneigung des Materials wird die Differenz des Medianwerts der Aggregatgrößenverteilung, d.h. der D_{50} -Wert der Korngrößenverteilung, nach der fünften Siebung zum Medianwert der Aggregatgrößenverteilung nach der ersten Siebung gebildet und diese Differenz auf den Medianwert der Aggregatgrößenverteilung nach der ersten Siebung bezogen. Mit diesem Verfahren können aber nur Materialien untersucht werden, deren Siebdurchgang bei 0,063 mm kleiner 50 % ist, da ansonsten Schlämmanalysen durchgeführt werden müssten. Bei dem im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Halbfestgesteinen trat aber häufig ein sehr starker Zerfall auf und der Anteil < 0,063 mm lag über 50 %. Zudem wird der Klassifikationsansatz bei Gesteinen, die außen dispergieren, im Inneren aber noch unverändert bleiben, sehr ungenau. Die Kornverteilung einer teilweise zerfallenen und teilweise unveränderten Probe weist eine große Fehlkörnung auf. Ein Material, bei dem zum Beispiel 51 % in der Kornfraktion > 63 mm erhalten bleibt und 49 % in Partikel < 0,063 mm zerfällt, wird als deutlich weniger veränderlich ($Z \sim 0,3$) klassifiziert als ein Material, das zu 49 % in der Kornfraktion > 63 mm erhalten bleibt und zu 51 % in Partikel < 0,063 mm zerfällt ($Z = 1,0$). Obwohl beide Beispiele am Ende der Versuche nahezu im gleichen Zustand vorliegen.

Nickmann [120] schlägt vor, das Ausgangsmaterial mit natürlichem Wassergehalt zunächst 24 Stunden in Wasser zu lagern. Anschließend wird mittels einer Nasssiebung die Korngrößenverteilung ermittelt. Die Trocknung erfolgt dann im Ofen bei 50°C. Insgesamt sollen drei Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln durchgeführt werden. Bei jeder Siebung wird auch die Masse des sogenannten ‚größten verbleibenden Stücks‘ ermittelt. An Gesteinen, die im Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel bis zum dritten Wechsel keine Reaktion zeigen, wird ein Kristallisationsversuch nach DIN EN 12370 [42] durchgeführt. Ein zu ermittelnder Veränderlichkeitsindex ergibt sich als Summenparameter aus den anteilig zur Ausgangsmasse verbleibenden Massen des ‚größten verbleibenden Stücks‘ nach der 1. und 3. Wasserlagerung und nach dem Kristallisationsversuch. Die Bestimmung des ‚größten verbleibenden Stücks‘ ist bei verwitterten Materialien kaum durchführbar und zudem stark von anderen Faktoren abhängig. Liegt zum Beispiel ein Mikroriss – der im Versuch zu einem Auseinanderbrechen der Probe führen kann – nahe der Oberfläche, bleibt ein großes ‚größten verbleibenden Stücks‘ erhalten, liegt dieser aber mittig im Gestein, bleibt ein deutlich geringeres Stück erhalten. Dieses Problem lässt sich zwar mit einer ausreichend großen Zahl von Versuchen minimieren, allerdings ist der Versuch sehr aufwändig und daher eine große Zahl an Versuchen nicht praktikabel.

Siebtrommelversuche

Auch der Siebtrommelversuch, bei dem das Material sowohl auf Befeuchtung als auch auf Abrasion beansprucht wird, ist eine Möglichkeit, die Zerfallsbeständigkeit von Gesteinen zu untersuchen. Dabei werden zehn abgerundete, ofengetrocknete Einzelstücke einer Probe zehn Minuten mit normierter Geschwindigkeit in einer sich drehenden Trom-

mel rotiert. Die aus einem Siebgewebe mit Maschenweite 2 mm bestehende Trommel taucht dabei zu etwa ein Drittel in eine Prüfflüssigkeit, um die Probe zu benetzen. Der Anteil < 2 mm wird durch das Siebgewebe während des Versuchs abtransportiert. Der zurückbleibende Anteil wird nach Versuchsende bei 105°C getrocknet und der Index der Zerfallsbeständigkeit I_d ermittelt, indem der nach Abschluss des Versuchs in der Siebtrommel verbleibende Anteil auf die Ausgangsmasse der zehn Gesteinsstücke bezogen wird. Nach ISRM [61] sind zwei Durchgänge zur Ermittlung der Beständigkeit eines Gesteins notwendig. Einige Autoren aber erläutern, dass zwei Durchgänge nicht ausreichen, die Beständigkeit von Tonsteinen zu untersuchen und schlagen mehr Durchgänge vor [93], [68], [108].

Der Siebtrommelversuch gilt für Halbfestgesteine aber als ungeeignet, da die Beanspruchung zu stark ist und soll daher eine zu geringe Auflösung zur Beschreibung der Zerfallsneigung bieten [139].

Kapitel 3

Allgemeine Beschreibung der untersuchten Gesteine

Im Folgenden wird allgemein die Entstehung der Keupertonsteine in Süddeutschland beschrieben und erläutert, wie diese verwittern können. Dabei wird zunächst auf die Lithostratigraphie des Keupers eingegangen. Im Anschluss werden die Ablagerungsbedingungen, die Diagenese und die Verwitterungsprozesse beschrieben.

Die untersuchten Gesteine entstammen unterschiedlichen Entnahmeorten, auf die kurz eingegangen wird. Zum Abschluss des Kapitels wird erläutert, wie die Gesteine in Verwitterungsgrade unterteilt wurden.

3.1 Aufbau des Keupers in Süddeutschland

Nach Geyer und Gwinner [67] besteht die Germanische Trias aus den lithostratigraphischen Einheiten Buntsandstein, Muschelkalk und Keuper und beherrscht den Norden und Westen des südwestdeutschen Schichtstufenlandes. Der Keuper wird in die Untergruppen Unterer, Mittlerer und Oberer Keuper unterteilt (Abbildung 3.1).

Die hier untersuchten Gesteine entstammen dem Mittleren Keuper aus Baden-Württemberg. Der Mittlere Keuper wird in Baden-Württemberg in acht Formationen gegliedert. Die unterste Formation des Mittleren Keupers, die Grabfeld-Formation (auch mit km 1 und Gipskeuper bezeichnet) gliedert sich wiederum in die Subformationen Untere, Mittlere und Obere Grabfeld-Formation. Die Untere Grabfeld-Formation beginnt mit den bis zu zwanzig Meter mächtigen Grundgipsschichten, die aus Sulfatgesteinen bestehen. Es folgt der ein bis vier Meter mächtige Bochinger Horizont, der überwiegend aus graugrünem bis schwarzgrauem dolomitischen Tonstein besteht. Im unteren Drittel des Bochinger Horizontes tritt die Bochinger Bank auf, die als gelblichgraue Dolomitsteine ansteht. Darüber folgt der Dunkelrote Mergel, in dem rötlichbraune bis violette Tonsteine vorherrschen. Die Mittlere Grabfeld-Formation beginnt mit dem ein bis drei Meter mächtigen Weinsberg-Horizont (auch als Bleiglanzbank bezeichnet). Sie besteht im Stuttgarter Talkessel allgemein aus einem 0,05 bis 0,1 m mächtigen dolomitischen Tonstein [170]. Es folgt der bis vierzig Meter mächtige Mittlere Gipschizont, in dem hauptsächlich Sulfatgesteine in dünnen Bänken und Knollen eingelagert sind. Ihre Auslaugung hinterlässt rotgraue bis hellolivgrüne Auslaugungsschluffe. In den Tonsteinen finden sich meist dünne Lagen von Dolomitstein und dolomitischen Tonstein. Der Mittlere Gipschizont kann aufgrund der charakteristischen Farbabfolge in den Tonsteinen in vier

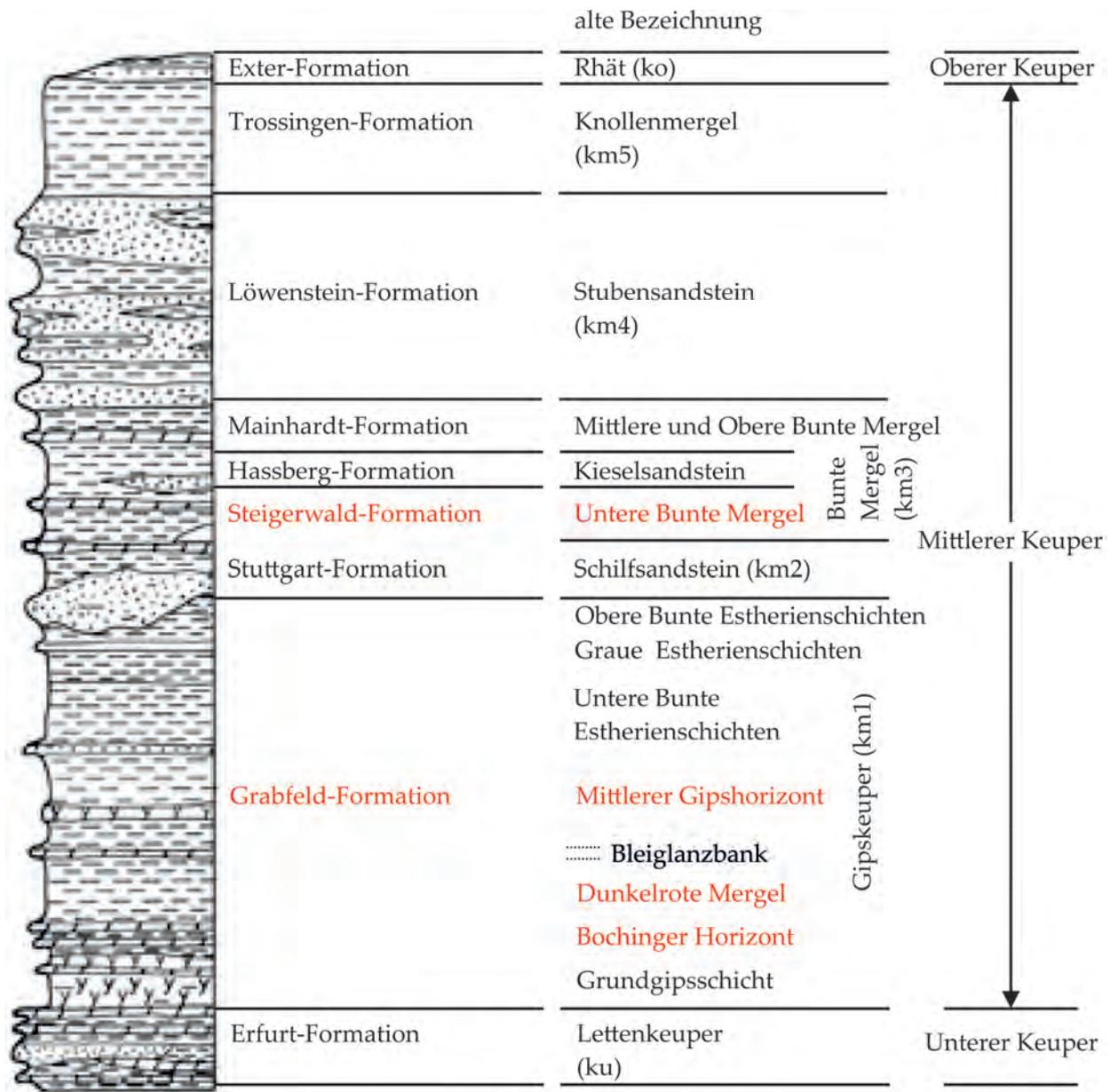


Abbildung 3.1: Stratigraphische Übersicht des Keupers (aus [173], erweitert). In rot die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Formationen.

Teilbereiche untergliedert werden (Mittlerer Gipschizont 1 bis 4) [17]. Die obere Grabfeld-Formation wird als Estherienschicht bezeichnet. Im Stuttgarter Raum kommen die Estherienschichten allerdings nicht vor.

Auf die Grabfeld-Formation folgt die Stuttgart-Formation (oft auch bezeichnet mit km 2 und Schilfsandstein). Sie besteht vorwiegend aus dunkelgrauen bis braungrauen Schluff- und Tonsteinen mit wechselndem Feinsandgehalt. Die Steigerwald-Formation (auch als km 3 und Untere Bunte Mergel bezeichnet) besteht vorwiegend aus rotbraunen bis ziegelroten ungeschichteten Schlufftonsteinen. Es folgt die Hassberg-Formation (auch als Kieselsandstein bezeichnet), die Mainhard-Formation (auch als Mittlerer und Oberer Bunter Mergel bezeichnet), die Löwenstein-Formation (auch als Stubensandstein bezeichnet) und die Trossinger-Formation (auch als Knollenmergel bezeichnet).

Als Probenmaterialien wurden verschieden stark verwitterte Gesteine aus den Schichten Bochinger Horizont (BH), Dunkelroter Mergel (DRM) und Mittlerer Gipschizont (MGH) der Grabfeld-Formation (Mittlerer Keuper) verwendet. Zudem wurden auch Untere Bunte Mergel (UBM) der Steigerwald-Formation (Mittlerer Keuper) untersucht. Eingeteilt wurden die Materialien visuell unter zusätzlicher Berücksichtigung des natürlichen Wassergehalts in die Verwitterungsklassen nach Wallrauch [174] (siehe hierzu Absatz 3.5).

3.2 Ablagerungsbedingungen im Mittlerem Keuper

Im süddeutschen Raum bedeckte zu Beginn des Mittleren Keupers ein flachgründiges, zeitweise übersalzenes Epikontinentalmeer das germanische Becken¹ (Abbildung 3.2). Dieses Epikontinentalmeer hatte nur eine sehr begrenzte Verbindung zum Weltmeer und somit einen mangelnden Wasseraustausch [67]. Später entwickelte sich im noch immer sehr warmen Klima eine trockene, beckenartige Landschaft, die von höherliegenden Gebieten umgeben war [119].

Die Vielfalt der Keupergesteine an verschiedenen Gesteinsarten und -farben entstanden durch Änderungen der Liefergebiete und sich wechselnde Ablagerungsräume. Zu Beginn des Mittleren Keupers hinterließen Meeresvorstöße und die nachfolgende Eindampfung im trockenen Klima mächtige Gipsablagerungen (den sogenannten Gipskeuper) mit dünnen Karbonat- und Mergelbänken [119].

Zur Zeit des Schilfsandsteins herrschten hingegen fluviale Ablagerungsbedingungen. In Flüssen wurde Abtragungsschutt aus den Hochgebieten im skandinavischen Raum nach Süden transportiert. Nach langem Transport wurde der Schutt als feinkörniger Sand in Flussrinnen abgesetzt und bildete die Flutfazies des Schilfsandsteins. Durch Hochwasser traten die Flüsse teilweise über das Ufer. Zwischen den Flussrinnen entstanden dabei feine tonig-sandige Sedimente. Auch das Meer drang nochmals tief in die Flussrinnen vor und hinterließ Sandsteine mit Hinweisen auf Gezeiten [119].

¹Das Germanische Becken war ein Sedimentationsgebiet in West- und Mitteleuropa. Es erstreckte sich im Perm und in der Trias von England bis an die Ostgrenze von Polen [9].

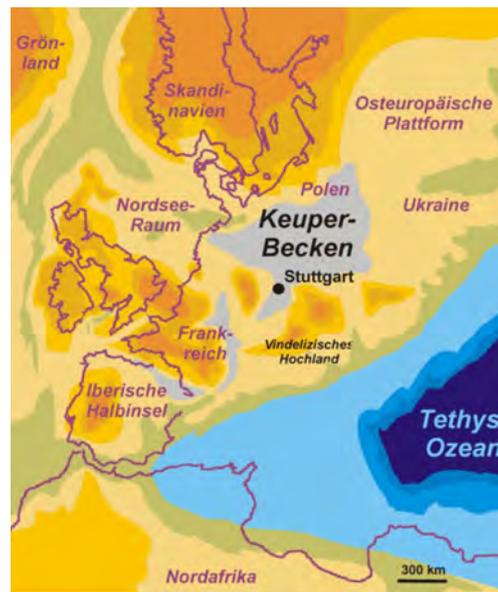


Abbildung 3.2: Paläogeografische Karte Europas zur Zeit des Mittleren Keupers (aus [119]).

Durch Hebungen im Südosten und Osten des Keuperbeckens lieferte das Böhmisches-Vindelizische Land weitere Sedimente in das Germanische Becken. Durch starke Niederschläge wurden große Gesteinsmengen in Schlammfluten in das Becken transportiert. Am Beckenrand entstanden dadurch weite Schwemmfächer mit grobkörnigen hellen Sandsteinen (Stubensandstein). Bunte Tonsedimente (Bunte Mergel) wurden weiter nach Westen ins Beckenzentrum transportiert [119]. Sulfate (Anhydrit / Gips) werden in diesen Gesteinen in der Literatur nicht beschrieben.

3.3 Diagenese und Verwitterung

Während der Mesogenese kam es bei den Keupergesteinen, insbesondere durch mechanische Kompaktion, zur Bildung der in Absatz 2.2.2 erläuterten Aggregatstruktur. Dabei bildeten sich zunächst Partikel mit starken Bindungen, die als diagenetisch verfestigt bezeichnet werden können. Diese Partikel wiederum bilden Aggregate. Die Grenzflächen zwischen den Partikeln innerhalb der Aggregate sind mit Tonmatrix besetzt und werden daher über Kohäsionskräfte zusammengehalten.

3.3.1 Grabfeld-Formation

Bei den Gesteinen der Grabfeld-Formation spielt der infolge der Meeresvorstöße und anschließender Eindampfung abgelagerte Gips eine wesentliche Rolle am Aufbau der Gesteine und bei den Verwitterungsprozessen.

Ablagerung von Gips
in stehenden Gewässern

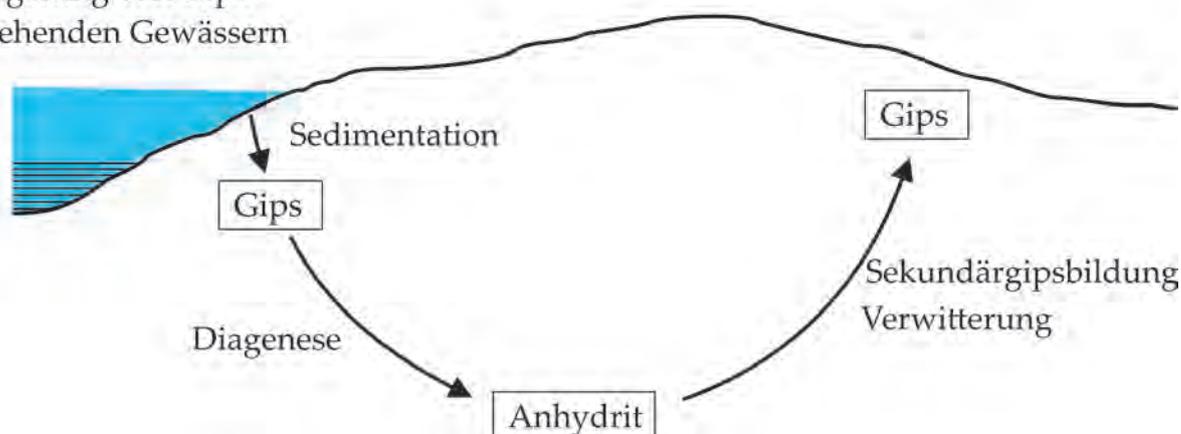


Abbildung 3.3: Gips-Anhydrit-Diagenese-Zyklus in Anlehnung an [97]

Diagenese

Die Tonaggregate werden bei den Gesteinen der Grabfeld-Formation mit Gips zementiert, wodurch sich der Porenraum verkleinert und die Festigkeit des Gesteins erhöht. Durch Auflast dehydriert der Gips ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) zu Anhydrit (CaSO_4) (siehe Abbildung 3.3) und die Formationsdicke reduziert sich stark. So soll aus 100 m Gips etwa 62 m Anhydrit entstehen [97]. Zunächst [102] wurde davon ausgegangen, dass eine 800 m dicke Sedimentschicht zur Umwandlung des Gips in Anhydrit notwendig sei. Etwas später [13, 14] wurde publiziert, dass bereits ein sehr geringer dynamischer Metamorphismus mit Scherspannungen – die durch lokale Verwerfungen und ungleichmäßiges Absetzen des Beckens erzeugt werden – die Höhe des notwendigen Sedimentstapels stark reduziert [97].

Verwitterung

Durch tiefe Frosteinwirkung während des Pleistozäns, Gebirgsentspannungen sowie der Hangentlastung an Taleinschnitten sind Gefügelockerungen durch Öffnen bzw. Neubildung von Trennflächen sowie durch Minerallösungen bzw. -umbildungen entstanden. Es entsteht somit die notwendige Wegsamkeit, dass sulfatuntersättigtes Wasser mit Anhydrit in Kontakt treten, diesen in Gips umwandeln und später wieder lösen kann [169]. Der im unverwittertem Zustand vorhandene Anhydrit ist nur in Abwesenheit von freiem Porenwasser stabil. Geringe Mengen Wasser führen zur Hydratation und das Anhydrit wird in Gips umgewandelt. Die Umwandlung von Anhydrit in Gips ist mit einer Volumenzunahme von etwa 61% verbunden [21]. Dieses überschüssige Gipsvolumen führt zu einem Raumproblem. In Abbildung 3.4 sind zwei denkbare Lösungen dargestellt. Im Fall A bleibt das Volumen des Gesteins konstant. Das Anhydritvolumen kann daher nur durch ein gleich großes Gipsvolumen ersetzt werden und das überschüssige Sulfat muss abtransportiert werden. Die Gipsstrukturen zeigen dabei keine wesentliche Aufweitung im Vergleich zur Anhydritstruktur. Im Fall B wird der gesamte Anhydrit in Gips gewandelt und das Gestein dehnt sich aus [124].

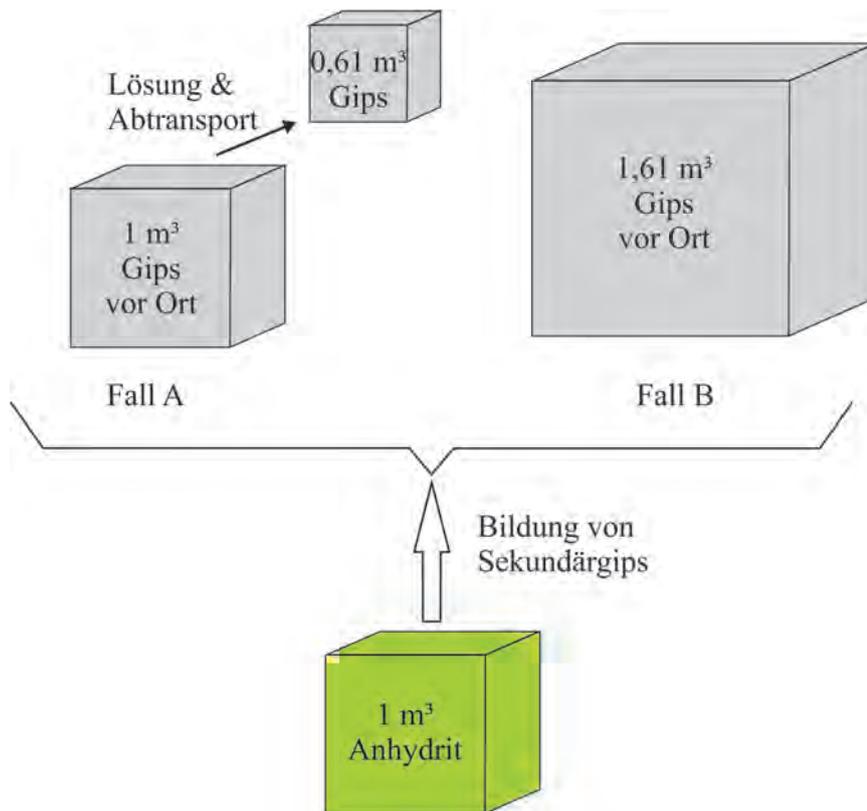


Abbildung 3.4: Möglichkeiten für den Volumenausgleich bei der Sekundärgipsbildung in Anlehnung an [124].

Im Grundwasser geht Gips in Lösung und wird abtransportiert. Der Gipskeuper verliert so seine sulfatbedingte Festigkeit und hat im ausgelaugten Zustand einen Halbfest- bis Lockergesteinscharakter [103, 184]. Die Gipsauslaugungsresiduen treten in den ehemals gipsführenden Abschnitten als mürbe, oft feinschichtige Schlufflagen auf [170]. Aufgrund des Anhydrits haben die Tonsteine der Grabfeld-Formation einen anderen Verwitterungsablauf als die übrigen Sedimentgesteine des Keupers, da das Material durch das Herauslösen des Gipses bereits in großen Tiefen in Aggregate zerlegt werden kann [103].

3.3.2 Steigerwald-Formation

Die Gesteine der Steigerwald-Formation wurden in stehenden oder sehr langsam fließenden Gewässern abgelagert und bestehen deshalb aus sehr feinkörnigen Ablagerungen.

Sie weisen oftmals nur in den obersten Schichten verwitterungsbedingte Änderungen auf, da sie vergleichsweise verwitterungsresistent sind. Ursache hierfür ist vor allem, dass keine oder nur stark verminderte chemische Verwitterungsvorgänge stattfinden, da



Abbildung 3.5: Steinbruch Vellberg

bei der Ablagerung und/oder der Diagenese oxidierende Bedingungen vorlagen. Das elektrochemische Potential steht im Gleichgewicht mit den Umweltbedingungen. Als Verwitterungsvorgänge findet nur ein Herauslösen karbonatischer Bestandteile und die Disintegration der Tonmineralaggregate statt [103].

3.4 Probennahmeorte

Gesteine der Grabfeld-Formation

Steinbruch Vellberg

Im Auftrag der Firma Schwenk-Zement wird nahe Vellberg ein Steinbruch von der Rüdell-Gruppe betrieben. Gewonnen wird dort durch Sprengungen Gipsstein aus den Grundgipsschichten (Grabfeld-Formation) zur Zementherstellung. Über der Rohstoffschicht stehen größtenteils ausgelaugte Gesteine der Grabfeld-Formation an (Abbildung 3.5), in denen die Proben entnommen wurden.

Aufgeschlossen sind vom Liegenden zum Hangenden die Grundgipsschichten (GI, ca. 11 - 14 m; Untereinheiten: GiF = Felsengips, Glp = Plattengips und Glt = Rote Grundgipsletten), der Bochinger Horizont (BH, ca. 6 - 7 m), die Dunkelroten Mergel (DRM, ca. 8 - 11 m) mit dem Entringen Sulfat (ENS) an der Basis, der Weinsberg-Horizont (WEH, ca. 1 - 1,5 m) und der unterste Teil des Mittleren Gipshorizonts (Gm). Diese Gliederung wurde vom LGRB, Regierungspräsidium Freiburg vorgenommen [180] und ist in Abbildung 3.6 dargestellt.

Gewonnen wurden die Proben im Bochinger Horizont (BH) und im Dunkelroten Mergel (DRM). Die Gesteine hatten Verwitterungsgrade V4 und V5 und wurden vorwiegend mit Ausstechzylindern entnommen (siehe Absatz 7.2).



Abbildung 3.6: Steinbruch Vellberg (aus [180])

Stuttgart Mitte

Gesteine der Grabfeld-Formation wurden auch im Stuttgarter Innenstadtbereich bei zahlreichen Baumaßnahmen entnommen. Unter anderem wurden die Proben im Rosensteintunnel, im Tunnel Cannstatt, beim Neubau der Stadtbahnhaltestelle Staatsgalerie sowie bei Erkundungsbohrungen in Zuffenhausen, Untertürkheim und bei der Stadtbibliothek gewonnen.

Die Morphologie und Geologie im Stuttgarter Talkessel ist in Abbildung 1.1 dargestellt. Der Bochinger Horizont hat eine Mächtigkeit von ca. 5 m, der Dunkelrote Mergel von 16 - 18 m und der Mittlere Gipshorizont von 35 - 38 m. Der Sulfatgehalt schwankt je nach Verwitterungszustand. Gewonnen wurden die Gesteine innerhalb dieser drei Horizonte in verschiedenen Verwitterungszuständen von V0 bis V5.

Gesteine der Steigerwald-Formation

Die Gesteine der Steigerwald-Formation wurden mit Erkundungsbohrungen auf dem Gelände der Deponie Hamberg bei Maulbronn sowie bei Erkundungsbohrungen beim Bau der Schleuse in Kriegenbrunn gewonnen.

Die auf dem Gelände der Deponie Hamberg durchteuften Schichten der Steigerwald-Formation setzten sich aus sehr gleichförmigen Serien dunkelrotbrauner Schlufftonsteine zusammen, die stark verwittert (V4 bis V5) und dann mürbe bis sehr mürbe ausgebildet (V2 bis V3) bzw. zu einem Ton halbfester bis fester Konsistenz entfestigt sind.



Abbildung 3.7: Verschieden stark verwitterte Dunkelrote Mergel der Grabfeld-Formation

3.5 Visuelle Unterteilung in die Verwitterungsgrade nach Wallrauch

Im Rahmen dieser Arbeit wurde die Klassifikation des Verwitterungsgrades nach Wallrauch [174] (Tabelle 3.1) verwendet. Diese Klassifikation wird in der Praxis häufig für die in Süddeutschland vorkommenden oberen Triasgesteine angewendet und ist vergleichbar mit der in DIN EN ISO 14689 [44] gegebenen visuellen Klassifizierung für Gebirge. Meist werden die Gesteine dabei qualitativ rein nach visuellen Kriterien in die sechs Verwitterungsgrade unterteilt, indem das Verwitterungsprofil anhand verschiedener makroskopischer Merkmale wie z.B. Gefüge, Trennflächen, Bruchflächen, Festigkeit und Farbe betrachtet wird. Von Wallrauch wurde zudem vorgeschlagen, Korngrößenverteilungen zur Unterteilung zu nutzen. Diese werden in der Praxis aber selten ermittelt. Oftmals werden aber bei der Klassifikation zusätzlich Wassergehalte berücksichtigt, da bekannt ist, dass der Wassergehalt mit dem Grad der Verwitterung ansteigt. Die visuellen Klassifikationskriterien sowie die Wassergehaltsangaben der Klassifikation nach Wallrauch sind in Tabelle 3.1 dargestellt.

Verwitterungsklasse nach Wallrauch		visuelle Beschreibung	w [%]
V0	unverwittert	keine sichtbare Verwitterung des Gesteins, weitständige, tektonische Klüftung	7 - 9
V1	angewittert	festes Gefüge, beginnende Farbänderungen an den Trennflächen, scharfe Klufkörperkanten	10 - 12
V2	mäßig verwittert	deutlich aufgelockertes Gefüge, entfestigt, aber nicht mürb, Klufkörper an Oberfläche oxidiert und randlich plastifiziert	13 - 15
V3	verwittert	aufgelockert, Verwitterung hat gesamtes Trennflächengefüge erfasst, die Klufkörper haben abgerundete, bröckelige Kanten	16 - 19
V4	stark verwittert	zu Boden verwittert, die Trennflächenstruktur ist aber noch erkennbar, mit der Hand zerbröselbar	20 - 25
V5	völlig verwittert	keine Struktur erkennbar, knet- bzw. ausrollbar	25 - 30

Tabelle 3.1: Kriterien zur visuellen Klassifikation des Verwitterungsgrades nach Wallrauch [174]

Die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten mittleren Wassergehalte weichen im Mittel teilweise von denen zur Klassifikation von Wallrauch angegebenen Werten leicht ab und sind meist etwas niedriger (siehe hierzu Absatz 5.5).

Beispielhaft sind in Abbildung 3.7 drei verschieden stark verwitterte Dunkelrote Mergel der Grabfeld-Formation abgebildet.

Kapitel 4

Zusammenfassende Übersicht der durchgeführten Untersuchungen

In diesem Kapitel werden die in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen zusammenfassend dargestellt. Dabei wird jeweils kurz auf zu klärende Fragestellungen sowie die Versuchsmethoden eingegangen. In einer tabellarischen Übersicht wird jeweils beschrieben, welche Untersuchungen an welchen Formationen durchgeführt wurden sowie die Datenbasis angegeben. Eine ausführliche Vorstellung der Versuchsmethoden sowie die Diskussion der Ergebnisse findet sich in den nachfolgenden Kapiteln.

4.1 Untersuchung der verwitterungsabhängigen Gesteinseigenschaften

Während der Verwitterung ändern sich die Gesteinseigenschaften, wie z.B. der Porenraum oder die Dichte und die geochemisch-mineralogische Zusammensetzung, wodurch sich auch das mechanische Verhalten verändert. Ziel der in Tabelle 4.1 angegebenen Untersuchungen war zu betrachten, welche Gesteinseigenschaften sich während der natürlichen Verwitterung insbesondere verändern und die Ergebnisse später als Grundlage zur Untersuchung des mechanischen Verhaltens zu verwenden. Im Folgenden wird auf die zu untersuchenden Gesteinseigenschaften näher eingegangen.

Mikroskopie Mit Hilfe verschiedener bildgebender Verfahren – ESEM, SEM und Lichtmikroskopie – wurden die verwitterungsabhängigen Gefügeflockungen, die Aggregatstruktur und die Verteilung des Sulfats in den Gesteinen der Grabfeld-Formation untersucht. Im Absatz 5.1 wird auf die Ergebnisse eingegangen.

Mineralogie und Geochemie Häufig wird der Einfluss der Verwitterung auf die mineralogische Zusammensetzung und der Einfluss der mineralogischen Zusammensetzung auf Zerfallsprozesse beschrieben (hierzu 2.4.4). Untersuchungen an verwitterten Opalinustonproben einer Lokalität ergaben aber keinen signifikanten Unterschied in der mineralogischen Zusammensetzung. Der beobachtete Unterschied des Verwitterungsgrades wurde daher als Resultat der mechanischen Verwitterung beschrieben [12].

Die hier untersuchten Gesteine der Grabfeld-Formation sind im unverwitterten Ausgangszustand anhydrithaltig und es kommt unter Einfluss von Wasser zur Anhydrit-Gips-Umwandlung und zum Lösen karbonatischer und sulfathaltiger Komponenten.

Die Anwesenheit von Anhydrit führt bei diesen Gesteinen zu einem anderen Verwitterungsverlauf als beim Opalinuston.

Ein Ziel der hier vorgestellten Untersuchungen war zu prüfen, inwieweit sich die mineralogische Zusammensetzung während der Verwitterung bei den Gesteinen der Grabfeld-Formation verändert und ob es im Anschluss an die Sulfatauslaugung im Zuge der Verwitterung zu weiteren mineralogischen Veränderungen kommt oder ob die physikalische Verwitterung dominiert. Es wurde daher eine Reihenuntersuchung an den Gesteinen der Grabfeld-Formation durchgeführt.

Die Gesteine der Steigerwald-Formation verwittern vorwiegend durch physikalische Prozesse. Mineralogische Änderungen sollten daher – ähnlich wie bei der Opalinuston-Formation – keine auftreten. Zwei verschieden stark verwitterte Gesteine werden untersucht, um dies zu verifizieren.

Die mineralogische und geochemische Zusammensetzung wurden mit Röntgendiffraktometrie (XRD), Röntgenfluoreszenz-Analysen (RFA) und Redoxtitration mit Kaliumpermanganat ermittelt. Im Absatz 5.2 wird auf die Ergebnisse eingegangen.

Wassergehalt Es ist bereits für verschiedene Formationen wie z.B. der Opalinuston-Formation bekannt, dass der Wassergehalt vom Grad der Verwitterung abhängt (u.a. [3, 12]). Auch für die Gesteine der Grabfeld- und der Steigerwald-Formation sind in der Praxis Erfahrungswerte für eine Verwitterungsabhängigkeit des Wassergehalts vorhanden. Allerdings wurden bislang keine ausführlichen Reihenuntersuchungen durchgeführt und publiziert. Im Rahmen dieser Arbeit konnten die Wassergehalte einer sehr großen Anzahl verschieden stark verwitterter Gesteine sowohl der Grabfeld- als auch der Steigerwald-Formation ermittelt werden.

Der Wassergehalt wurde mittels Ofentrocknungen DIN EN ISO 17892-1 [45] bestimmt. Im Absatz 5.5 wird auf die Ergebnisse eingegangen.

Dichte und Porenraum Die Zerfallsneigung eines Gesteins wird stark vom Porenraum beeinflusst (hierzu Absatz 2.4.3). Verändert sich dieser also während der natürlichen Verwitterung, können die Gesteine deutlich empfindlicher auf Umwelteinflüsse reagieren. Außerdem wurde bereits häufig publiziert, dass bei Sedimentgesteinen alle Festigkeitseigenschaften mit zunehmender Porosität abnehmen. Es ist daher von großem Interesse, mehr über den Einfluss der Verwitterung auf den Porenraum zu erfahren. Im Rahmen dieser Arbeit wurde deshalb neben der Dichte und dem Gesamtporengehalt auch die Porengrößenverteilung näher betrachtet.

Die Dichte der Gesteine wurde mittels Tauchwägungen und während der geomechanischen Untersuchungen mit dem Ausmessverfahren nach DIN EN ISO 17892-2 [47] bestimmt (siehe Absatz 5.4) und damit der Porenanteil ermittelt (siehe Absatz 5.6). Die Porengrößenverteilung wurde mit Quecksilberporosimetrie (siehe Absatz 5.7) bestimmt.

Saugspannungen Mit zunehmender Verwitterung ändern sich sowohl Porenraum als auch Wassergehalt. Demnach werden sich auch die Saugspannungen verändern. Ziel der Untersuchungen war es zu betrachten, wie stark der Einfluss des Verwitterungsstandes auf die Saugspannungen ist.

Die Untersuchungen wurden mit einem Feuchtigkeitsmessgerät nach der Taupunktmethode durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Absatz 5.8 beschrieben.

	Grabfeld-Formation									Steigerwald-Formation				
	Stuttgart Mitte						SV							
	V0	V1	V2	V3	V4	V5	V2	V4	V5	V1	V2	V3	V4	V5
ESEM / SEM	2	2	2	3	2	1	-	1	-	-	-	-	-	-
Lichtmikroskop	2	2	1	3	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-
Mineralogie	3	2	2	2	2	2	1	1	-	-	1	-	1	-
Geochemie	3	2	1	2	2	1	-	-	-	-	-	-	-	-
Wassergehalt	15	10	14	17	20	19	1	21	14	3	8	23	12	5
Dichte	12	6	11	9	15	13	-	21	14	3	8	20	11	4
Porenanteil	12	6	11	9	15	13	-	21	14	3	8	20	11	4
PGV	5	2	8	3	2	3	-	-	-	-	-	-	-	-
Saugspannungen	2	6	2	3	7	2	-	-	-					

Tabelle 4.1: Durchgeführte Untersuchungen zur Betrachtung der verwitterungsrelevanten Gesteinseigenschaften und Angabe der Menge untersuchter Gesteine. SV = Steinbruch Vellberg, PGV = Porengrößenverteilung.

4.2 Untersuchung der Zerfallsneigung

Ziel war, den Einfluss des natürlichen Verwitterungszustandes auf die Neigung eines Gesteins unter Umwelteinflüssen zu zerfallen, näher zu betrachten. Zur Ermittlung der Zerfallsneigung wurden Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel (siehe Absatz 6.1.1) durchgeführt. Die Auswertung der Versuche erfolgte mit Hilfe eines neu entwickelten Verfahrens (siehe Absatz 6.1.2).

Zudem war ein weiteres Ziel, für die Gesteine der Grabfeld-Formation zu untersuchen, welche Gesteinseigenschaften zerfallsrelevant sind und die Verwitterungsabhängigkeit der Zerfallsneigung begründen (siehe Absatz 6.3). Betrachtet wurden der Einfluss der mineralogischen Zusammensetzung, des Porenraums und von Saugspannungen (siehe Tabelle 4.2).

Während eines Zerfallsprozesses sollen keine chemischen Änderungen auftreten, da diese keine Zeit haben stattzufinden [120]. Untersuchungen hierzu gibt es bislang allerdings nicht. Daher wurde an Proben vor und nach dem Zerfallsversuch die chemische Zusammensetzung untersucht, um zu beurteilen, ob chemische Änderungen während des Zerfalls stattfinden (siehe Absatz 6.2).

		Grabfeld-Formation							Steigerwald-Formation					
		Stuttgart Mitte					SV							
		V0	V1	V2	V3	V4	V5	V4	V5	V1	V2	V3	V4	V5
Zerfallsversuch		6	4	20	10	6	7	5	2	1	3	4	2	-
Geochemie		1	1	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ursachen- analyse	Mineralo.	3	2	2	2	2	2	-	-	-	-	-	-	-
	Porenan.	3	5	2	1	7	4	-	-	-	-	-	-	-
	PGV	5	2	8	3	2	2	-	-	-	-	-	-	-
	Saugsp.	1	1	2	3	4	1	-	-	-	-	-	-	-

Tabelle 4.2: Durchgeführte Untersuchungen zur Betrachtung der Zerfallsneigung sowie der zerfallsrelevanten Gesteinseigenschaften. Angabe der Probenmenge. SV = Steinbruch Vellberg, PGV = Porengrößenverteilung, Mineralo = Mineralogie, Porenan = Porenanteil, Saugsp = Saugspannung

4.3 Untersuchung der mechanischen Eigenschaften

Ziel der Untersuchungen war eine umfassende Betrachtung der verwitterungsabhängigen mechanischen Eigenschaften. In Tabelle 4.3 sind die durchgeführten Untersuchungen der jeweiligen Formation und Verwitterungsgrad angegeben. Grenzen für die Ausführbarkeit waren in der Regel Grenzen der Probenvorbereitung (siehe Absatz 7.2) oder der vorhandenen Belastungseinrichtung. Zur Ermittlung der unterschiedlichen mechanischen Gesteinseigenschaften kamen verschiedene Techniken zum Einsatz, die in Absatz 7.1 näher beschrieben werden. Die Ergebnisse der Untersuchungen werden in den Absätzen 7.3, 7.4, 7.5 und 7.6 beschrieben.

		Grabfeld-Formation							Steigerwald-Formation					
		Stuttgart Mitte					SV							
		V0	V1	V2	V3	V4	V5	V4	V5	V1	V2	V3	V4	V5
K0	Triax	-	-	-	-	2	1	1	2	-	-	2	-	-
Scher- fest. ig. Steifig.	Triax	2	-	-	7 (24)	24 (66)	36	20	-	3	-	21 (40)	-	-
	Oedo.	1	-	3	2	8	13	7	8	3	7	18	3	3
	Triax	-	-	-	-	2	1	1	2	-	-	2	-	-
	Pressio.	-	-	1	10	19	21	-	-	-	-	-	-	-
Druck- festig.	Einax	12	5	4	-	5	4	12	5	3	3	5	8	2
	Punktl.	-	6	4	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Pressio.	-	-	1	10	19	21	-	-	-	-	-	-	-

Tabelle 4.3: Durchgeführte Untersuchungen zur Betrachtung der mechanischen Eigenschaften. Angabe der Probenmenge. Teilweise wurden Literaturdaten mit ausgewertet. In () die zur Auswertung vorhandene Datenbasis. Druckfestig = Druckfestigkeit, Oedo = Oedometer, Pressio = Pressiometer, Punktl = Punktlast, Scherfestig = Scherfestigkeit, Steifig = Steifigkeit, SV = Steinbruch Vellberg.

Kapitel 5

Einfluss des natürlichen Verwitterungszustandes auf die Gesteinseigenschaften

Durch natürliche Verwitterungsprozesse entfestigt das Gestein. Ursache der Entfestigung sind sich ändernde Gesteinseigenschaften, wie zum Beispiel die Vergrößerung des Porenraums und Änderung der Porengrößen, die Zunahme des Wassergehalts, die Abnahme der Saugspannungen und die sich ändernde mineralogische Zusammensetzung. Je nach Gesteinsart sind die Ursachen der Entfestigung aber sehr unterschiedlich und kaum verallgemeinerbar. Anhand der im Folgenden vorgestellten Untersuchungen kann beurteilt werden, welche Gesteinseigenschaften sich bei den untersuchten Keuper-tonsteinen der Grabfeld- und Steigerwald-Formation während der Verwitterung verändern und welche physiko-chemischen Verwitterungsprozesse verantwortlich sind. Mit den im folgenden Kapitel vorgestellten Ergebnissen erfolgt später eine Beurteilung der verwitterungsabhängigen Änderung der Zerfallsneigung und der mechanischen Eigenschaften auf Basis der hier vorgestellten physiko-chemischen Änderungen.

Welche Untersuchungen durchgeführt wurden ist in Absatz 4.1 beschrieben. Im Folgenden wird auf Ergebnisse näher eingegangen.

5.1 Darstellung von Strukturänderungen mit bildgebenden Verfahren

Zunächst wurden die Gesteine mit Hilfe von bildgebenden Verfahren untersucht. Im Vordergrund der Untersuchungen stand dabei die Verteilung des Sulfats in den unverwitterten Gesteinen der Grabfeld-Formation und die sich während der Verwitterung ändernde Struktur der Gesteine.

5.1.1 Überblick der verwendeten bildgebenden Verfahren

Es gibt verschiedene Möglichkeiten, die Struktur von Gesteinen mit Hilfe von bildgebenden Verfahren zu untersuchen. Bei den meisten gängigen Mikroskopen werden Oberflächenaufnahmen an Bruchflächen gemacht. Je nach gewünschter Auflösung kommen verschiedene Mikroskope zum Einsatz. Mit Lichtmikroskopen können Auflösungen bis etwa 200 nm erreicht werden.

Die gängigste Aufnahmemethode mit einer sehr hohen Auflösung (bis etwa 1 bis 2 nm)

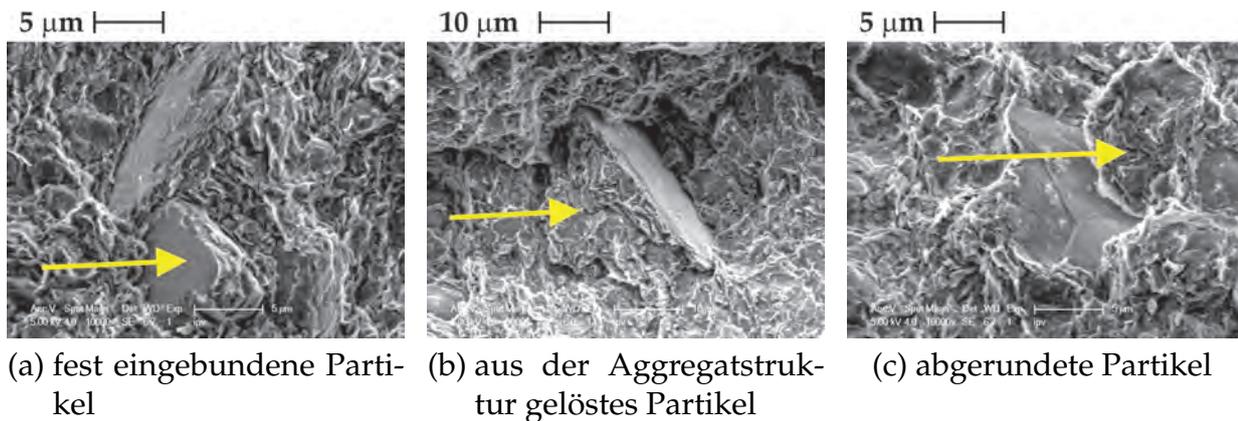


Abbildung 5.1: Untersuchungen im Elektronenstrahlmikroskop (SEM). Dunkelroter Mergel, Verwitterungsgrad V2

ist die Rasterelektronenmikroskopie (scanning electron microscopy SEM), bei der ein Elektronenstrahl in einem bestimmten Muster über die zu untersuchende Probe geführt wird. Wechselwirkungen zwischen den Elektronen und der Probe werden zur Erzeugung einer Aufnahme genutzt. Die erzeugten Bilder sind Oberflächenaufnahmen und haben meist eine hohe Schärfentiefe. Für Untersuchungen in einem konventionellen SEM müssen die Proben vakuumbeständig sein. Es ist also nicht möglich, hydrierte Proben zu untersuchen, da im Vakuum das Wasser aus der Probe frei werden würde. Die Proben müssen daher zunächst getrocknet werden, was bei den zu untersuchenden Tonsteinen in der Regel zu Strukturänderungen führt. Bei mikrostrukturellen Untersuchungen im SEM kann demnach die Probenpräparation einen großen Einfluss auf die Ergebnisse haben. Vorteil dieser Untersuchungsmethode ist das große Auflösungsvermögen.

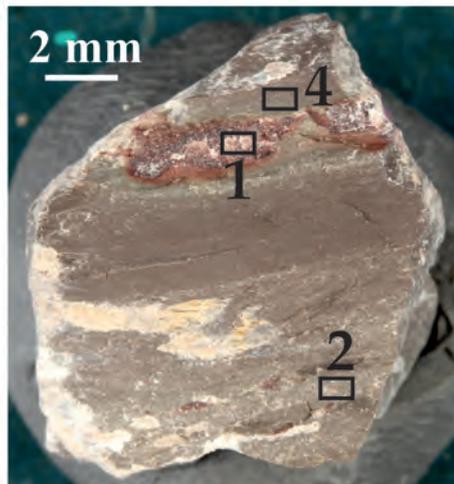
Das environmental scanning electron microscope (ESEM) ist eine Variante des SEM, bei der Untersuchungen bei einem geringeren Vakuum möglich sind. Vorteil ist, dass nicht vakuumstabile Proben untersucht werden können. Nachteilig ist, dass im ESEM-Modus sehr große Vergrößerungen kaum realisierbar sind.

5.1.2 Aggregatstruktur

Während der Diagenese wurde die primäre Struktur des sedimentierten Tons zu wasserarmen Partikeln (2 - 63 μm nach [153]) komprimiert. Diese Partikel wiederum bilden Aggregate, deren Größe mit 50 - 300 μm angegeben wird [69]. Ziel der Untersuchungen war, die gebildeten Partikel mit Hilfe eines Elektronenstrahlmikroskops aufzunehmen. In Abbildung 5.1 sind Partikel aus Tonmineralen zu sehen. Die Partikel sind teilweise fest in die Struktur eingebunden (Abbildung 5.1a), teilweise bereits aus der Struktur gelöst und als Einzelelement vorhanden (Abbildung 5.1b). Außerdem liegen sie teilweise stark gerundet mit oberflächigen Schüppchen bedeckt vor (Abbildung 5.1c).

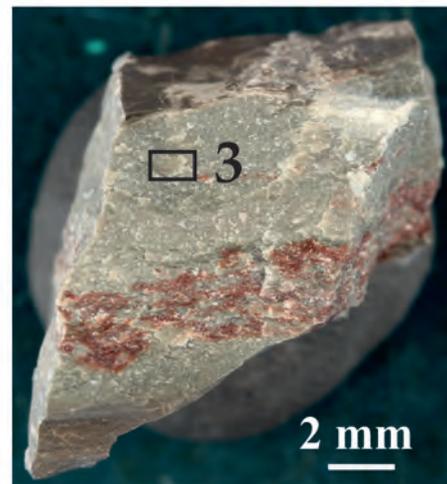
5.1.3 Verteilung des Sulfats im Gestein

Mit Hilfe von Elektronenmikroskopaufnahmen wurde die Verteilung des Sulfats in den unverwitterten Gesteinen untersucht. Untersucht wurden ein Dunkelroter Mergel der Grabfeld-Formation (Abbildungen 5.2a) der ca. 25% Sulfat, vorwiegend in Form von Anhydrit enthält und ein Gestein aus dem Bochinger Horizont (Abbildungen 5.2b), das ca. 10% Sulfat enthält.



- Dunkelroter Mergel
1. unverwitterter fester Tonstein
 2. sulfathaltige, bereits angewitterte Zwischenschichten
 3. sulfathaltige Tonsteinlagen

(a) Dunkelroter Mergel



- anhydrithaltiger, grüner Tonstein
aus dem Bochinger Horizont

(b) Bochinger Horizont

Abbildung 5.2: Photographie der im ESEM untersuchten Proben

Es wurde festgestellt, dass der Anhydrit vorwiegend als eine zementierende Matrix auftritt, in die Quarzminerale (Abbildung 5.3, Stelle 1a) aber auch Aggregate aus Tonmineralen eingebettet sind. In Abbildung 5.3, Stelle 1b tritt Sulfat auch als noch nicht auskristallisierte, nadelige Porenfüllung auf. Als auskristallisierte Porenfüllung ist der Anhydrit in Abbildung 5.4, Stelle 2 fächerartig ausgebildet. In Stelle 3 (Abbildung 5.5) tritt der Anhydrit in Form von Aggregaten auf, die teilweise schon wieder angelöst sind.

5.1.4 Verwitterungsabhängige Strukturen

Verwitterungsabhängige Änderungen der Dichte sowie die Zunahme von Rissen und Makroporen können am besten mit Lichtmikroskopen dargestellt werden. Die in Abbildung 5.6 zu sehenden Aufnahmen an verschieden stark verwittertem Dunkelrotem Mergeln wurden mit 100-facher Vergrößerung durchgeführt.

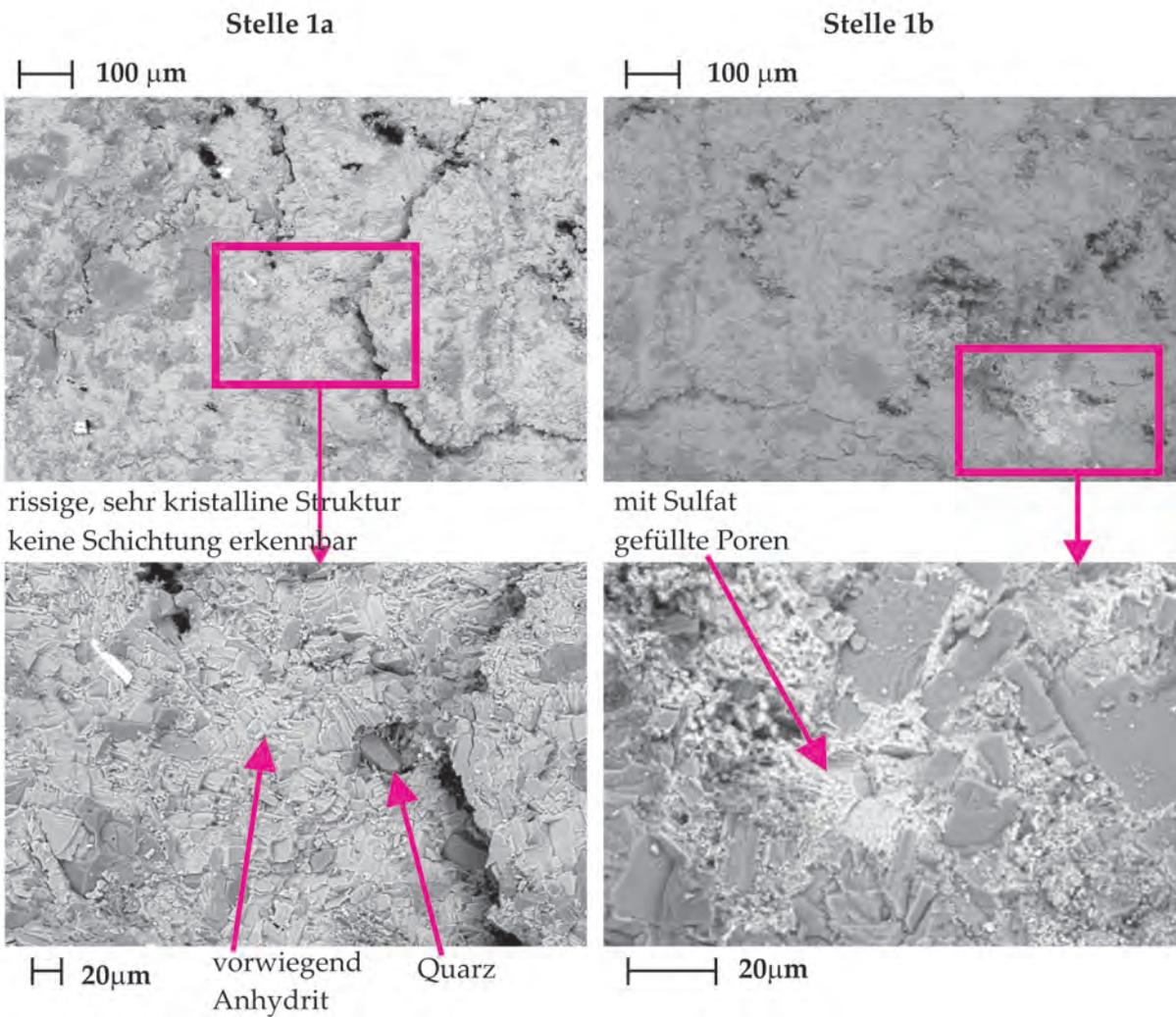


Abbildung 5.3: Dunkelroter Mergel, Stelle 1: deutlich kristallinere und rissigere Struktur mit großflächig auskristallisiertem Sulfat als Zement zwischen anderen Mineralen (1a) und als eher nadelige Porenfüllung (1b).

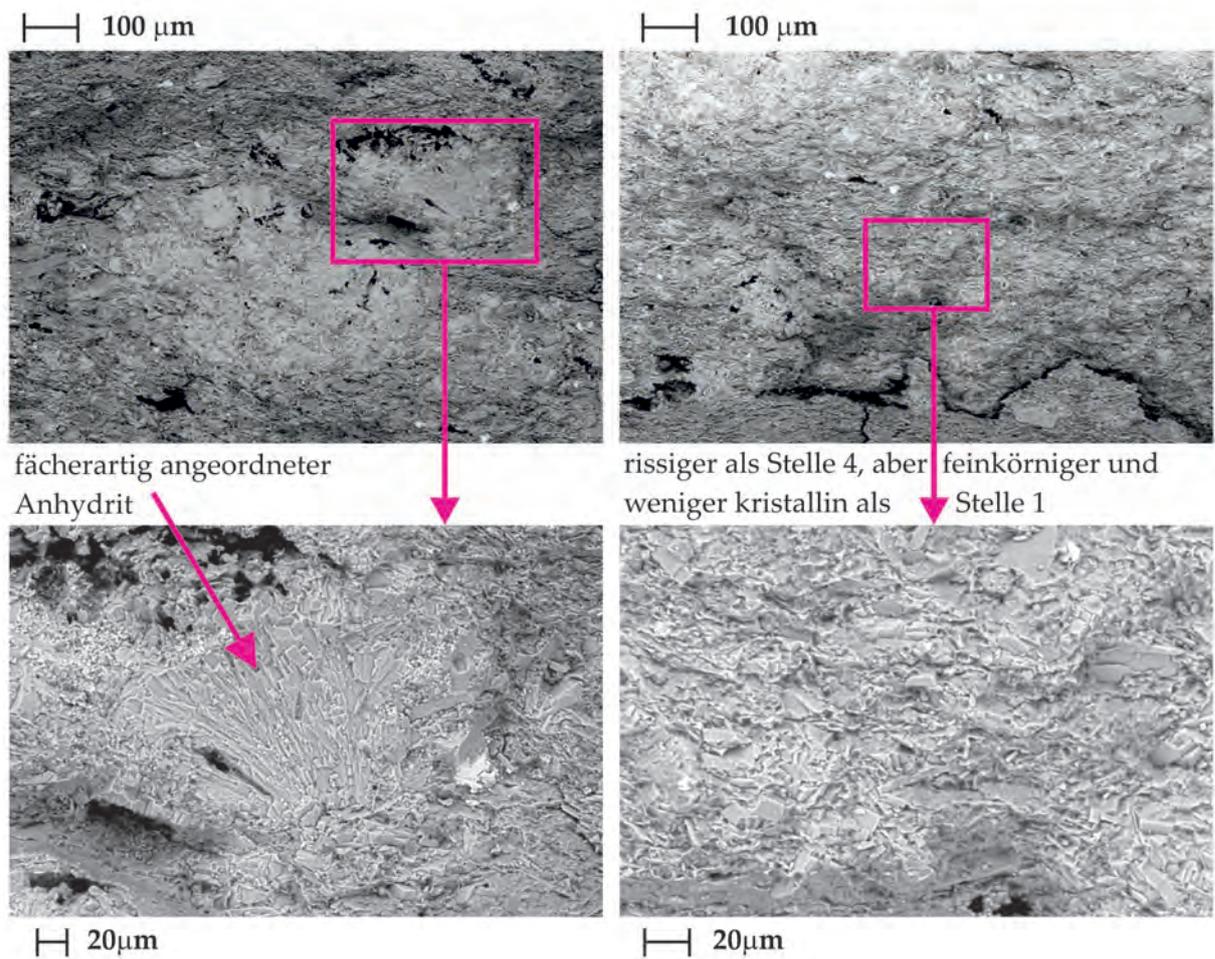


Abbildung 5.4: Dunkelroter Mergel, Stelle 2: fächerartig angeordneter Anhydrit als Porenfüllung.

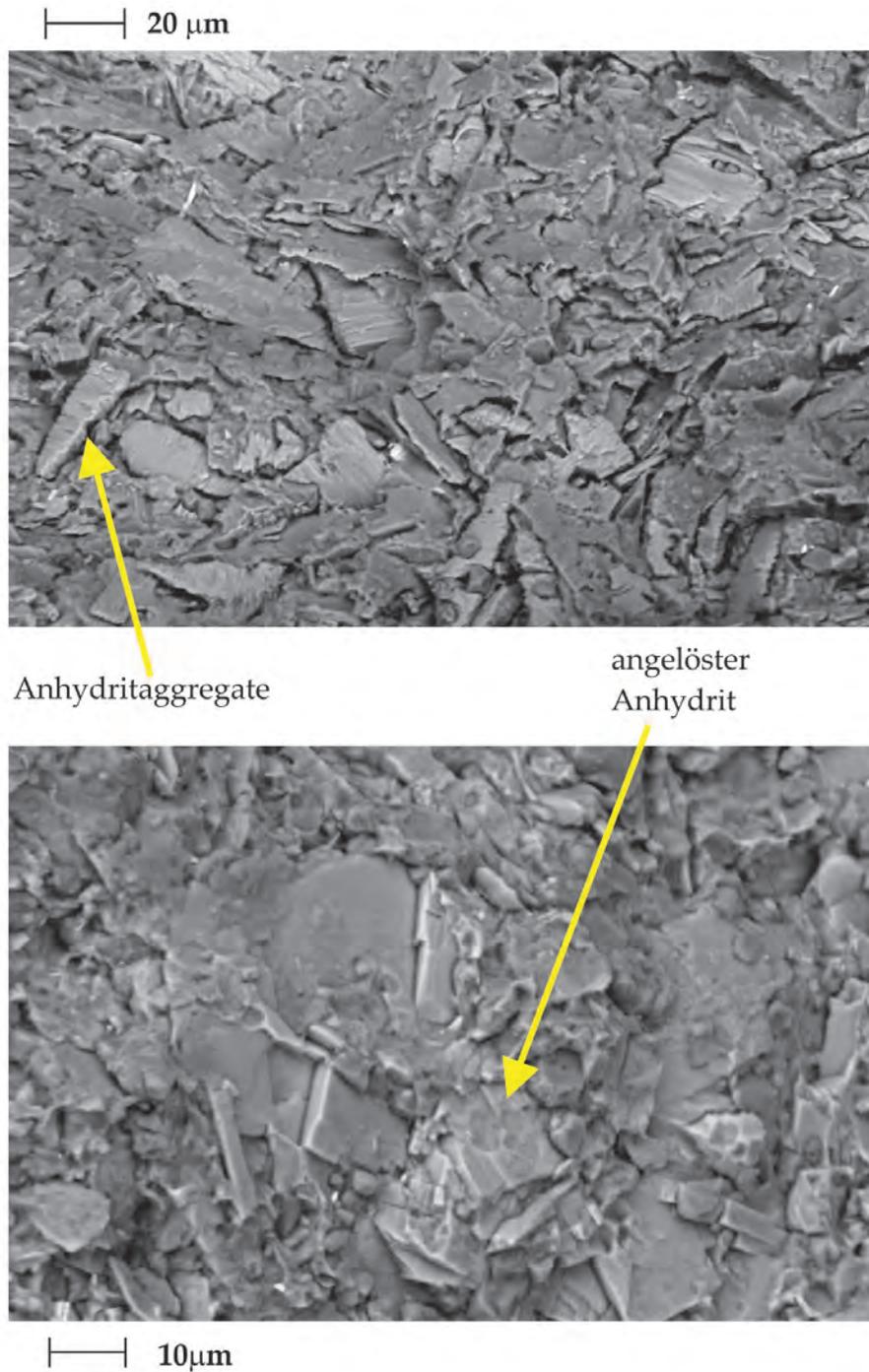
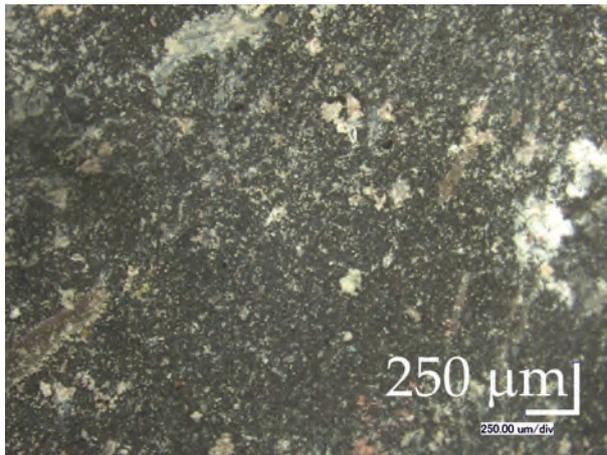
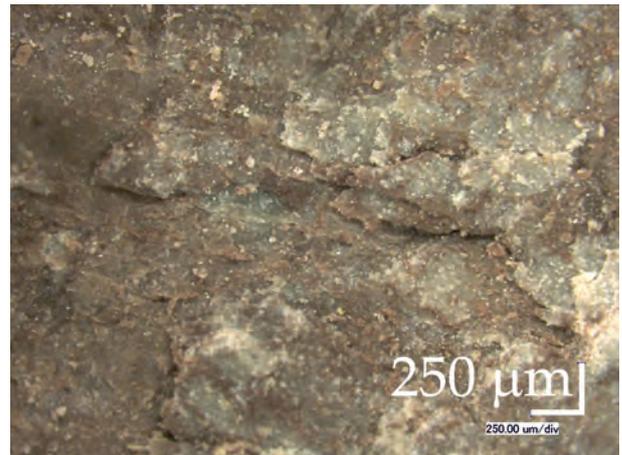


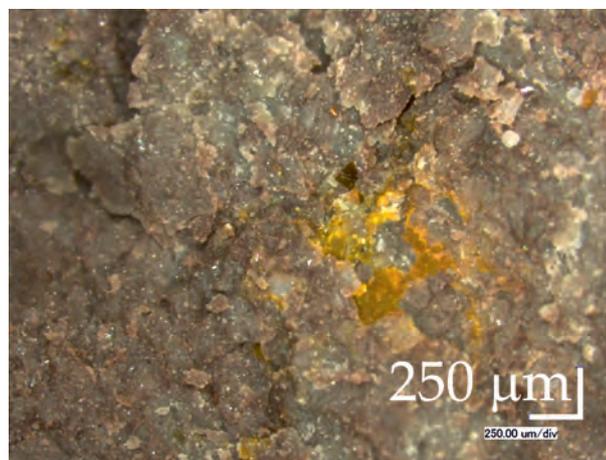
Abbildung 5.5: Bochinger Horizont, Stelle 3: Anhydrit tritt in Aggregaten auf und ist teilweise bereits angelöst.



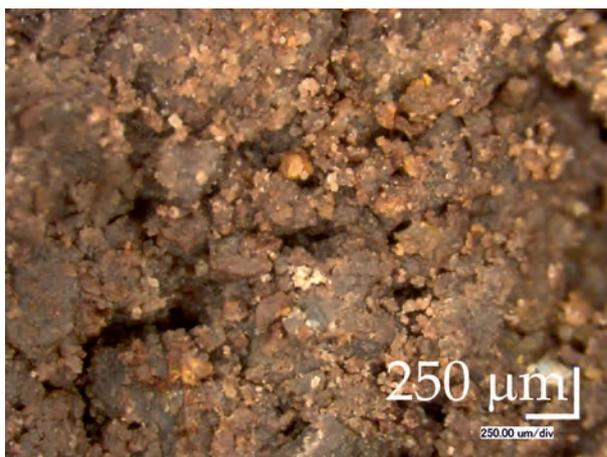
(a) V0



(b) V2



(c) V3



(d) V4



(e) V5

Abbildung 5.6: Lichtmikroskopische Untersuchungen an verschiedenen stark verwitterten Dunkelroten Mergeln. Mit zunehmendem Grad der Verwitterung lässt sich Auflockerung und Rissbildung beobachten.

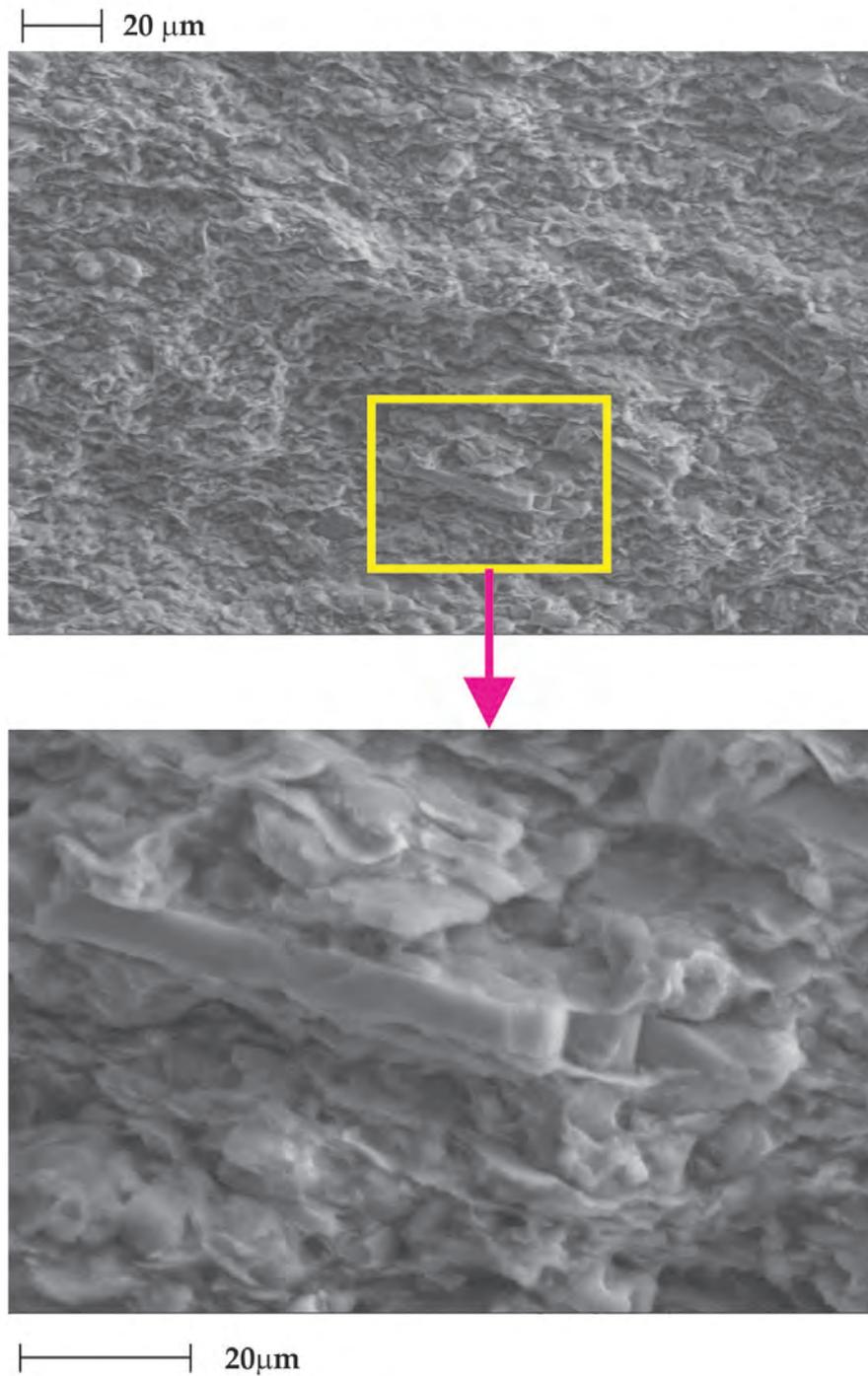


Abbildung 5.7: Dunkelroter Mergel, Stelle 4: anhydritfreie, gleichmäßige Tonmineralschichtung.

Die unverwitterte Probe (Abbildung 5.6a) weist einen signifikanten Anteil weiß verfärbter Minerale auf und hat eine sehr dichte Struktur. Der Anteil der weiß verfärbten Minerale nimmt mit zunehmendem Verwitterungsgrad ab. Mit zunehmendem Verwitterungsgrad wird das Gestein außerdem rissiger und deutlich weniger kompakt im Gefüge. Auch nehmen gelbliche Verfärbungen zu. Die Oberfläche der Gesteine wird augenscheinlich mit dem Grad der Verwitterung zunächst rauer, um dann im völlig entfestigtem Zustand (V5) wieder eine glattere Oberfläche zu erlangen.

Auch mit einem Elektronenstrahlmikroskop konnten verwitterungsabhängige strukturelle Änderungen dargestellt werden. Untersucht wurde ein nahezu unverwitterter Dunkelroter Mergel (Abbildung 5.2a), der aber in einigen Bereichen bereits erste angewitterte Stellen aufweist (Stelle 1). Vergleichend wurden die verwitterte Stelle 1 und die unverwitterte Stelle 4 betrachtet.

Bereits auf dem Foto sind die eisenroten Verfärbungen infolge von Verwitterungseinflüssen der Stelle 1 zu sehen. Die Stelle 4 hat die – für den Dunkelroten Mergel typische – dunkelrote Farbe. Die elektronenstrahlmikroskopischen Aufnahmen zeigen bei Stelle 4 (Abbildung 5.7) eine gleichmäßige Tonmineralschichtung. Die Struktur ist sehr dicht, große Poren und Risse wurden nicht beobachtet. Die Stelle 1 (Abbildung 5.3) hingegen ist deutlich aufgelockerter und rissiger.

5.2 Mineralogie

Die im Folgenden beschriebenen mineralogischen Untersuchungen wurden vom Institut für Aquatische Geochemie des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) durchgeführt. Die meisten untersuchten Gesteine entstammen der Grabfeld-Formation aus Stuttgart Mitte. Untersucht wurden hier nur Gesteine, die im unverwitterten Ausgangszustand sulfathaltig sind. Die im Gipskeuper vorkommenden Dolomitbänke wurden nicht betrachtet. Zwei weitere Probenmaterialien der Grabfeld-Formation wurden im Steinbruch Vellberg entnommen. Zudem wurden zwei Gesteine der Steigerwald-Formation untersucht. Eine Übersicht der Untersuchungsergebnisse ist in Tabelle A.1, Anhang A angegeben. Da sich die Gesteine der Grabfeld-Formation mineralogisch von denen der Steigerwald-Formation unterscheiden und auch die Gesteine aus dem Steinbruch Vellberg nicht ohne Weiteres mineralogisch mit denen aus Stuttgart Mitte verglichen werden können, werden die Ergebnisse im Folgenden getrennt betrachtet.

5.2.1 Ergebnisse Grabfeld-Formation, Stuttgart Mitte

Sulfat

Als verwitterungsabhängige Kenngröße wird bei den Gesteinen der Grabfeld-Formation insbesondere der Sulfatgehalt angesehen. Im unverwitterten Ausgangsgestein sind die hier untersuchten Gesteine anhydrithaltig. Bei Wasserzutritt wandelt sich Anhydrit in Gips. Im Grundwasser wird der Gips gelöst und abtransportiert, das Gestein laugt sukzessive aus und entfestigt sich bei steigendem Verwitterungsgrad. Anhand des hier

ermittelten Sulfatgehalts sollte geprüft werden, wie schnell die Auslaugung stattfindet. Festgestellt wurde, dass bei den hier untersuchten Gesteinen lediglich die Gesteine der Verwitterungsklassen V0 und V1 relevante Mengen Sulfat in Form von Anhydrit und Gips aufweisen (Abbildung 5.8a), wobei der Gesamtsulfatgehalt in den Gesteinen der Verwitterungsklasse V1 bereits sehr stark reduziert ist. Bei den Gesteinen der Verwitterungsklasse V0 wurde festgestellt, dass das Sulfat in Form von Anhydrit im Gestein vorhanden ist. Eines der Gesteine mit Verwitterungsgrad V0 hat einen auffallend hohen Anhydritgehalt (ca. 80%), es handelt sich um ein Anhydritgestein mit geringem Ton- und Karbonatgehalt. Die anderen beiden untersuchten Gesteine mit Verwitterungsgrad V0 sind Tonsteine mit hohem Anhydritgehalt (ca. 25%).

Ab Verwitterungsgrad V1 tritt das Sulfat dann in Form von Gips auf (Abbildung 5.8a). Die Anhydrit-Gips-Umwandlung findet also zwischen dem Verwitterungsgrad V0 und V1 statt. Der Gesamtsulfatgehalt ist bei V1 aber auch bereits deutlich geringer als bei Verwitterungsgrad V0. Es geht also zwischen Verwitterungsgrad V0 und V1 bereits Gips in Lösung. Aufgrund der horizontalen und vertikalen Einspannung kann die Anhydrit-Gips-Umwandlung – und die damit verbundene Volumenzunahme – wahrscheinlich nur einsetzen, wenn der Gips gleichzeitig teilweise in Lösung geht (Fall A, Abbildung 3.4). Zwischen V1 und V2 geht der restliche Gips in Lösung und ab dem Verwitterungsgrad V2 ist Sulfat kaum noch enthalten, die Gesteine sind ausgelaugt.

Im nächsten Schritt war zu klären, ob im Anschluss an die Sulfatauslaugung im weiteren Verwitterungsverlauf mineralogische Änderungen – wie z.B. Änderungen der Tonmineralogie oder des Karbonatgehalts – auftreten.

Karbonat

In den untersuchten Gesteinen sind Karbonate in Form von Calcit und Dolomit enthalten. Zu beachten ist, dass hier die sulfatführenden bzw. ehemals sulfatführenden Schichten der Grabfeld-Formation untersucht wurden, es sich also nicht um Karbonatgesteine handelt – die innerhalb der Grabfeld-Formation durchaus auch auftreten. Der Karbonatgehalt ist daher über die Verwitterungsgrade hinweg relativ konstant (Abbildung 5.8b) und kann nicht als verwitterungsabhängig angesehen werden. Die untersuchten Gesteine enthalten bis auf wenige Ausnahmen vorwiegend Dolomit.

Tonminerale

In Abbildung 5.8c ist der Gesamttonmineralgehalt der untersuchten Gesteine aus Stuttgart Mitte dargestellt. Bis zum Verwitterungsgrad V3 steigt der Tonmineralgehalt an, was zunächst auf die Sulfatauslaugung zurückzuführen ist, wie auch in Abbildung 5.8d zu erkennen ist. Die Gesteine mit Verwitterungsgrad V3 haben dann einen vergleichsweise geringen Karbonatgehalt (Abbildung 5.8d), was zu einem hohen Tongehalt führt. Dies ist aber probenabhängig und keine zu verallgemeinernde Tatsache. Der Karbonatgehalt ist bei den hier untersuchten Gesteinen verwitterungsunabhängig und es kann daher nicht verallgemeinert werden, dass Gesteine der Grabfeld-Formation mit Verwitterungsgrad V3 allgemein einen niedrigen Karbonatgehalt haben. Die Gesteine mit Ver-

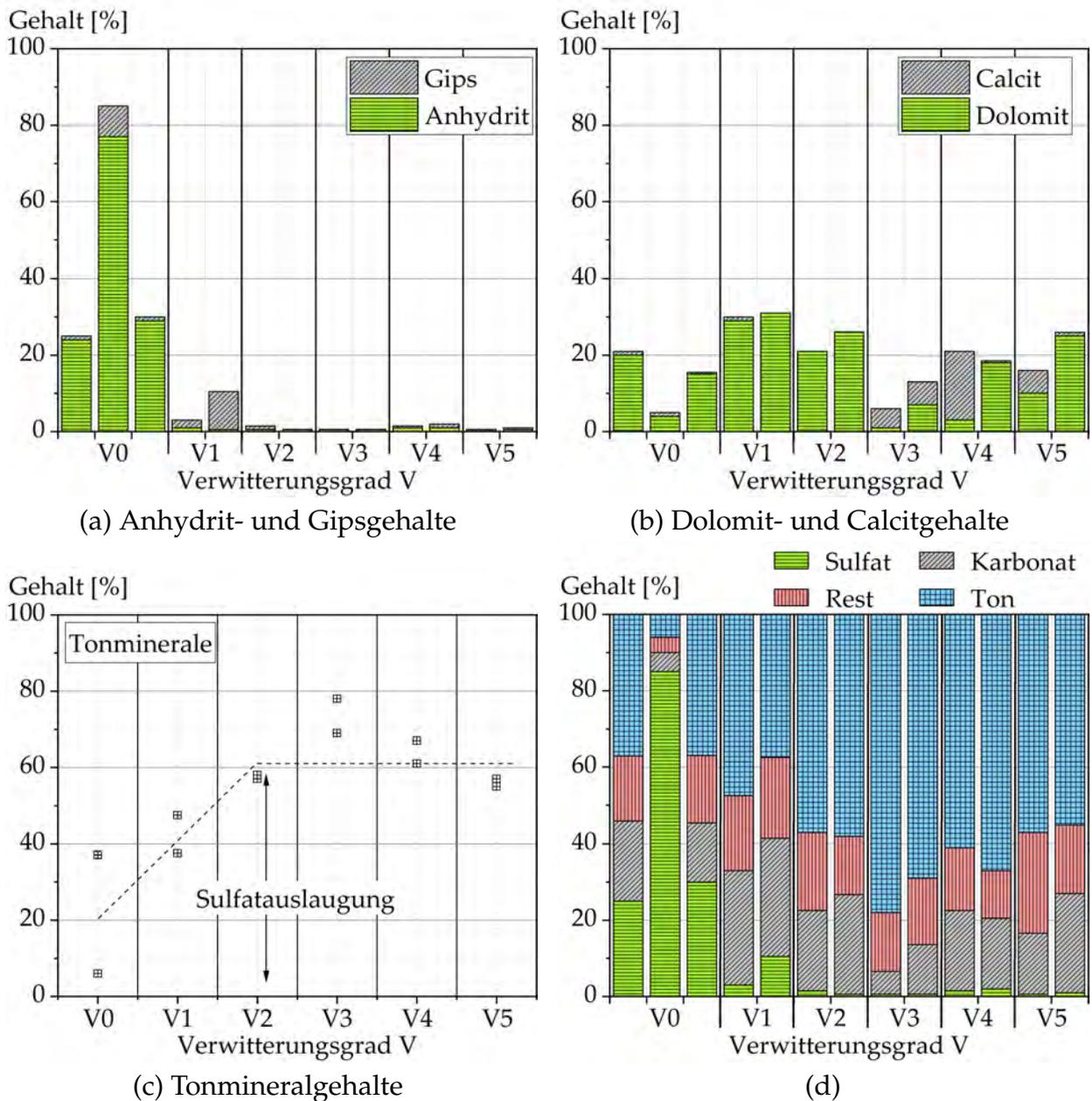


Abbildung 5.8: Sulfat-, Karbonat- und Tonmineralgehalt in Abhängigkeit der visuell bestimmten Verwitterungsgrade der Gesteine aus Stuttgart Mitte (SM), Grabfeld-Formation. a) Zwischen V0 und V1 Umwandlung von Anhydrit in Gips, ab V2 ist Gestein ausgelaugt. b) Kein Einfluss des Verwitterungsgrades auf den Karbonatgehalt erkennbar. c) Der absolute Tonmineralgehalt steigt mit der Verwitterung bis zum Grad V2 infolge der Auslaugung an. Es wird angenommen, dass der Tonmineralgehalt ab Grad V2 nahezu konstant ist. d) Übersicht der Gesamtzusammensetzung.

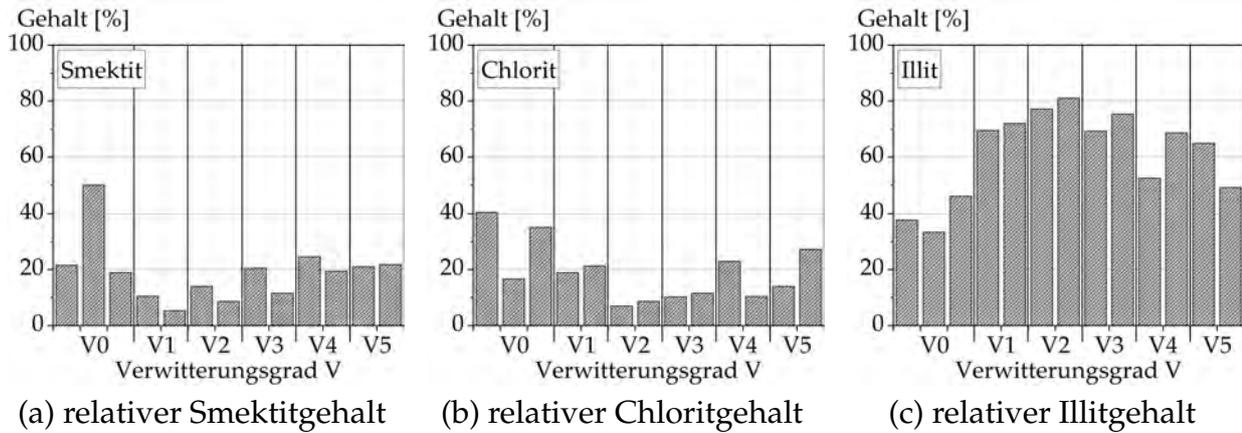


Abbildung 5.9: Relative tonmineralogische Zusammensetzung der Gesteine aus Stuttgart Mitte (SM), Grabfeld-Formation. Keine eindeutige Abhängigkeit zum Verwitterungsgrad.

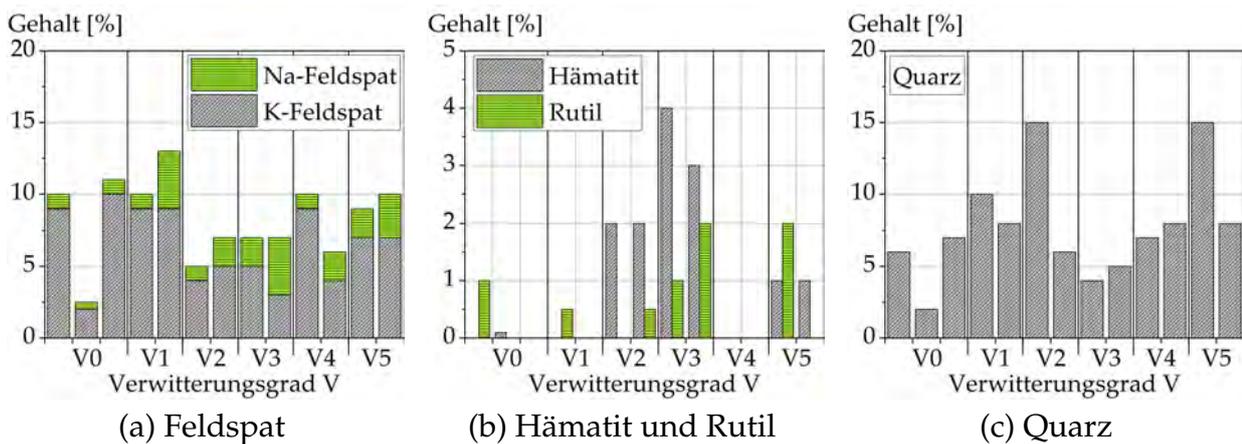


Abbildung 5.10: Feldspat-, Quarz-, Hämatit- und Rutilgehalte in Abhängigkeit der visuell bestimmten Verwitterungsgrade der Gesteine aus Stuttgart Mitte (SM). Keine eindeutige Abhängigkeit zum Verwitterungsgrad.

witterungsgraden V4 und V5 weisen einen niedrigeren Tongehalt auf als die mit Grad V3. Ursache ist insbesondere, dass der Karbonatgehalt bei den Gesteinen mit Verwitterungsgraden V4 und V5 wieder höher ist als bei denen mit Verwitterungsgrad V3. Nach der Sulfatauslaugung beeinflusst also vor allem der Karbonatgehalt den absoluten Tongehalt. Infolge der Sulfatauslaugung steigt der Tongehalt bis zum Grad V2 an (Abbildung 5.8c). Es wird angenommen, dass der Tongehalt anschließend mehr oder weniger konstant bleibt – beeinflusst vom probenabhängigen Karbonatgehalt.

Zur Überprüfung, ob die tonmineralogische Zusammensetzung der Gesteine verwitterungsabhängig ist, ist in Abbildung 5.9 die relative tonmineralogische Zusammensetzung dargestellt. Das vorherrschende Tonmineral ist Illit. Aber auch Smektit und Chlorit sind enthalten. Kaolinit kommt kaum vor (siehe Tabelle A.1, Anhang A) und ist daher nicht abgebildet. Die Smektit- und Chloritgehalte sind schwankend, allerdings ohne direkten Bezug zum Verwitterungsgrad. Mit Ausnahme der Gesteine des Verwitterungsgrades V0, bei denen die Chlorit- bzw. Smektitgehalte erhöht sind, ist der Illitgehalt verhältnismäßig konstant. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der tonmineralogischen Zusammensetzung und dem Verwitterungsgrad konnte nicht festgestellt werden.

Restliche Zusammensetzung

Neben den zuvor erläuterten Mineralen war in den untersuchten Gesteinen Feldspat, Hämatit, Rutil und Quarz enthalten (Abbildung 5.10). Nahezu alle untersuchten Gesteine enthalten deutlich mehr Kalium- als Natrium-Feldspat (Abbildung 5.10a). Hämatit ist nur in geringen Mengen vorhanden (Abbildung 5.10b), Rutil nur teilweise in sehr geringen Mengen. Auch der Quarzgehalt ist bis auf wenige Ausnahmen niedrig (Abbildung 5.10c). Bei keinem der Minerale konnte ein Zusammenhang mit dem Verwitterungsgrad festgestellt werden.

5.2.2 Ergebnisse Grabfeld-Formation, Steinbruch Vellberg

Aus dem Steinbruch Vellberg wurden zwei verschieden stark verwitterte Gesteine (V2 und V4) untersucht. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Tabelle A.1, Anhang A angegeben. Das Gestein mit Verwitterungsgrad V2 aus dem Steinbruch Vellberg ist mit den Gesteinen aus Stuttgart Mitte des gleichen Verwitterungsgrades vergleichbar. Das stärker verwitterte Gestein mit Verwitterungsgrad V4 hingegen enthält deutlich mehr Karbonat und weniger Tonminerale als Gesteine des gleichen Verwitterungsgrades aus Stuttgart Mitte.

5.2.3 Ergebnisse Steigerwald-Formation

Untersucht wurden ein Gestein der Steigerwald-Formation mit Verwitterungsgrad V2 und eines mit V4. Beide Gesteine der Steigerwald-Formation enthalten kein Karbonat und dementsprechend mehr Tonminerale (Tabelle A.1, Anhang A). Das Gestein mit Verwitterungsgrad V4 enthält den höchsten Tonmineralgehalt aller Proben. Der etwas weniger stark verwitterte Untere Bunte Mergel enthält mehr K-Feldspat und Quarz und

daher dementsprechend weniger Tonminerale. Die beiden untersuchten Gesteine aus den Unteren Bunten Mergeln enthielten vergleichsweise viel Hämatit.

5.2.4 Zusammenfassung

Die mineralogische Untersuchung der Gesteine der Grabfeld-Formation aus Stuttgart-Mitte ergab, dass nur die unverwitterten (V0) und die angewitterten (V1) Gesteine Sulfat enthalten. Zwischen dem Grad V0 und V1 wandelt sich der Anhydrit zunächst in Gips. Parallel geht Gips bereits in Lösung, weshalb sich der Gesamtsulfatgehalt bereits zwischen V0 und V1 stark reduziert. Bei Verwitterungsgrad V1 ist kaum noch Anhydrit vorhanden. Zwischen V1 und V2 geht der restliche Gips in Lösung und ab Grad V2 sind die Gesteine nahezu ausgelaugt.

Die übrige mineralogische Zusammensetzung zeigte keinen eindeutigen Zusammenhang mit dem Grad der Verwitterung.

5.3 Geochemie

Ziel der geochemischen Untersuchungen war, an einer Serie Gesteinen gleicher Lokalität mit verschiedenen Verwitterungsgraden die chemische Zusammensetzung zu betrachten und zu klären, welche Elemente sich während des Verwitterungsprozesses ändern. Die geochemischen Untersuchungen wurden vom Institut für Aquatische Geochemie des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT) durchgeführt. Der geochemische Elementbestand wurde mit einer Röntgenfluoreszenz-Analyse (RFA) ermittelt. Außerdem wurde der Gehalt an Eisen(II)-oxid mit Hilfe einer Redox titration mit Kaliumpermanganat bestimmt. Die Untersuchungen wurden an Gesteinen der Grabfeld-Formation (Bochinger Horizont und Dunkelroter Mergel) aus Stuttgart Mitte durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle B.1, Anhang B angegeben.

Das chemisch instabilste Element ist Eisen, da es sehr leicht oxidieren kann. In früheren Untersuchungen [3, 103] wurde festgestellt, dass mit zunehmendem Verwitterungsgrad der Gehalt an Eisen(III)-hydroxidoxid ($\text{FeO}(\text{OH})$) steigt und an Eisen(II)-disulfid (FeS_2) sinkt. Das Verhältnis zwischen FeIII und FeII steigt somit an. Die hier untersuchten Gesteine der Grabfeld-Formation zeigen ab einem Verwitterungsgrad V1 das gleiche Verhalten (Abbildung 5.11).

Nur die unverwitterten Gesteine enthalten Schwefeltrioxid (SO_3) (Abbildung 5.12), was auf das Vorhandensein von Sulfat zurückzuführen ist. Die Sulfat-Minerale Anhydrit, Halbhydrat und Gips werden – in Abhängigkeit des gebundenen Kristallwassers – durch Schwefeltrioxid (SO_3) und Calciumoxid (CaO) gekennzeichnet. Wobei das Verhältnis CaO/SO_3 bei 0,7 liegt. Darüber hinaus vorliegendes Calciumoxid wird den Karbonaten zugerechnet [22].

In allen Proben tritt Magnesiumoxid (MgO) in ähnlicher Menge auf. Magnesiumoxid ist in den Karbonaten Dolomit und Chlorit und auch in geringeren Anteilen in den Phyllosilikaten Illit/Glimmer/Serizit und Smektit enthalten.

Tonminerale und Feldspate setzen sich im Wesentlichen aus Siliciumdioxid (SiO_2), Aluminiumoxid (Al_2O_3) und den Alkalioxiden K_2O und Na_2O zusammen. Der Gehalt an

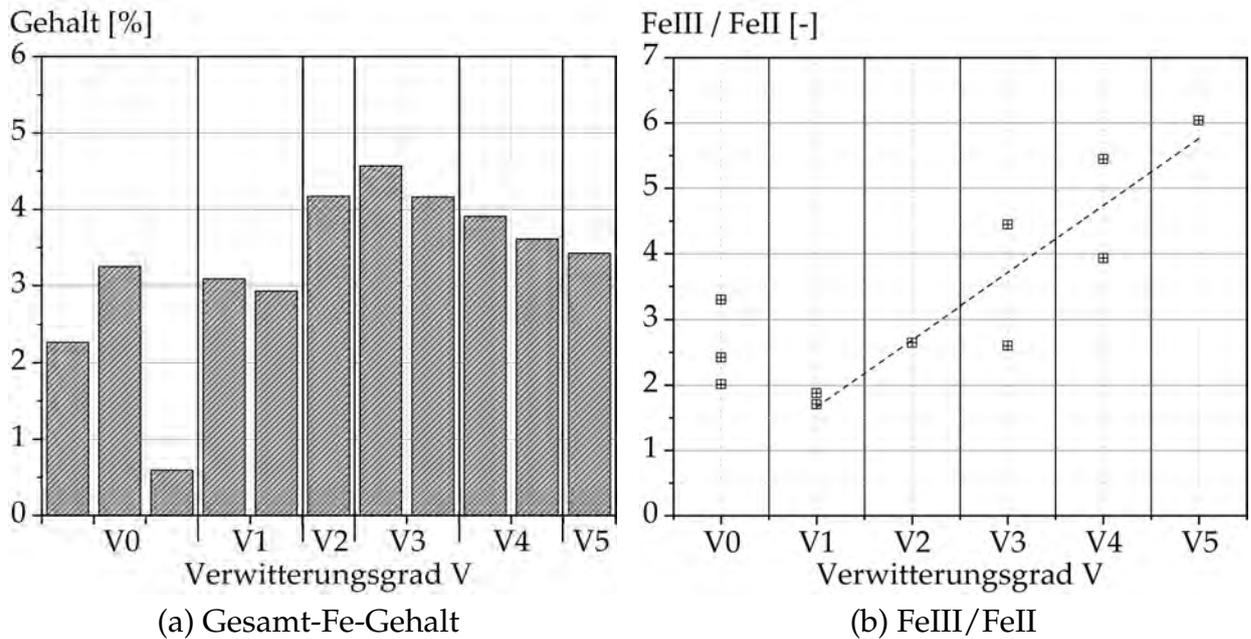


Abbildung 5.11: Fe-Gehalte, Redox titration mit Kaliumpermanganat

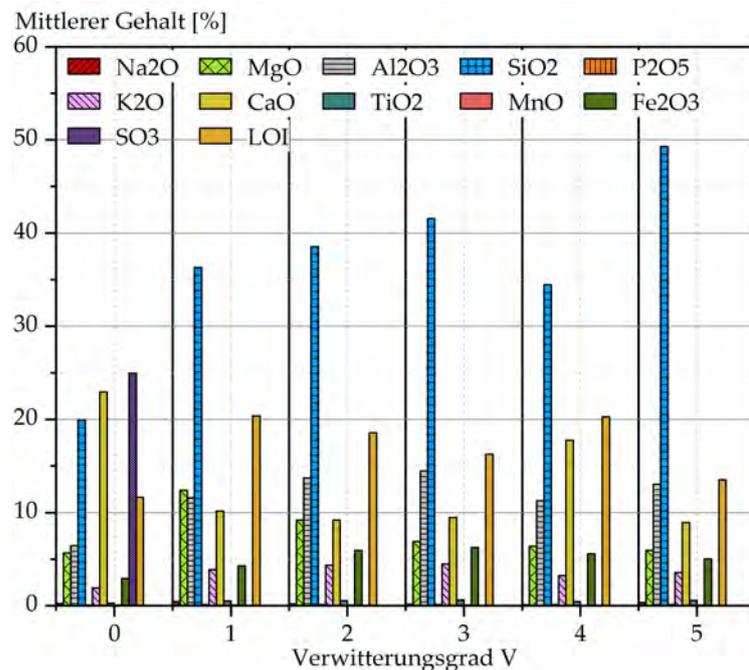


Abbildung 5.12: Mittlere geochemische Zusammensetzung der untersuchten Gesteine der Grabfeld-Formation. Ermittelt mit Röntgenfluoreszenz-Analysen.

Siliciumdioxid (SiO₂) steigt bei den untersuchten Proben mit zunehmendem Verwitterungsgrad an. Die Gehalte an Aluminiumoxid (Al₂O₃) und Kaliumoxid (K₂O) im gleichen Maße. Die Natriumoxid-Gehalte (Na₂O) sind durchweg niedrig, was mit den ge-

ringen Anteilen an Na-Feldspat korreliert.

Ein wesentlicher Vorteil der chemischen Untersuchungen ist, dass diese deutlich weniger aufwendig und günstiger als mineralogische Reihenuntersuchungen sind. Allerdings können nur bedingt Aussagen über die mineralogische Zusammensetzung getroffen werden.

5.4 Dichten

Zur Charakterisierung von Gesteinen werden drei verschiedene Dichten verwendet. Die Dichte ρ (auch Feuchtdichte) wird über die Masse und das Volumen des bergfeuchten Gesteins ermittelt. Die Masse und das Volumen, die sich nach Trocknung bei 105°C einstellen, ergeben die Trockendichte ρ_d . Die Korndichte ρ_s ist die Rohdichte der festen Einzelbestandteile (Körner) des Bodens einschließlich geschlossener Hohlräume innerhalb des Korns. Im Folgenden wird auf die Dichte ρ und die Korndichte ρ_s der untersuchten verschieden stark verwitterten Gesteine eingegangen.

5.4.1 Feuchtdichte

Eine fortgeschrittene Verwitterung bedeutet eine Auflockerung des Gefüges und eine sich im Zuge der Verwitterung ändernde Dichte ist demnach anzunehmen. Die Dichte der hier untersuchten Gesteine wurde mit Hilfe von Tauchwägungen nach DIN EN ISO 17892-2 [47] oder im Rahmen der geomechanischen Untersuchungen ermittelt. In Abbildung 5.13 ist der Zusammenhang zwischen Dichte und Verwitterungsgrad dargestellt.

Die Dichte der Gesteine der Grabfeld-Formation (Abbildung 5.13a) nimmt zwischen Verwitterungsgrad V0 und V1 nur sehr wenig ab. Der Anhydrit wird in Gips umgewandelt und der Gips geht bereits teilweise in Lösung. Während der Anhydrit-Gips-Umwandlung bleibt die Dichte vermutlich nahezu konstant und die geringe Zunahme zwischen V0 und V1 ist darauf zurückzuführen, dass bei V1 bereits Gips in Lösung gegangen ist. Zwischen V1 und V2, wenn der gesamte Gips in Lösung geht, nimmt die Dichte stärker ab. Während der physikalischen Verwitterung zwischen V2 und V5 reduziert sich die Dichte gleichmäßig. Es kann während der physikalischen Verwitterung ein linearer Zusammenhang zwischen Dichte und Verwitterungsgrad angenommen werden (Abbildung 5.13a).

Die Gesteine der Steigerwald-Formation (Abbildung 5.13b) sind im unverwitterten Ausgangszustand nicht sulfatführend und verwittern rein physikalisch. Die Dichte nimmt somit gleichmäßig mit dem Grad der Verwitterung ab. Auch hier kann ein linearer Zusammenhang zwischen Dichte und Verwitterungsgrad angenommen werden.

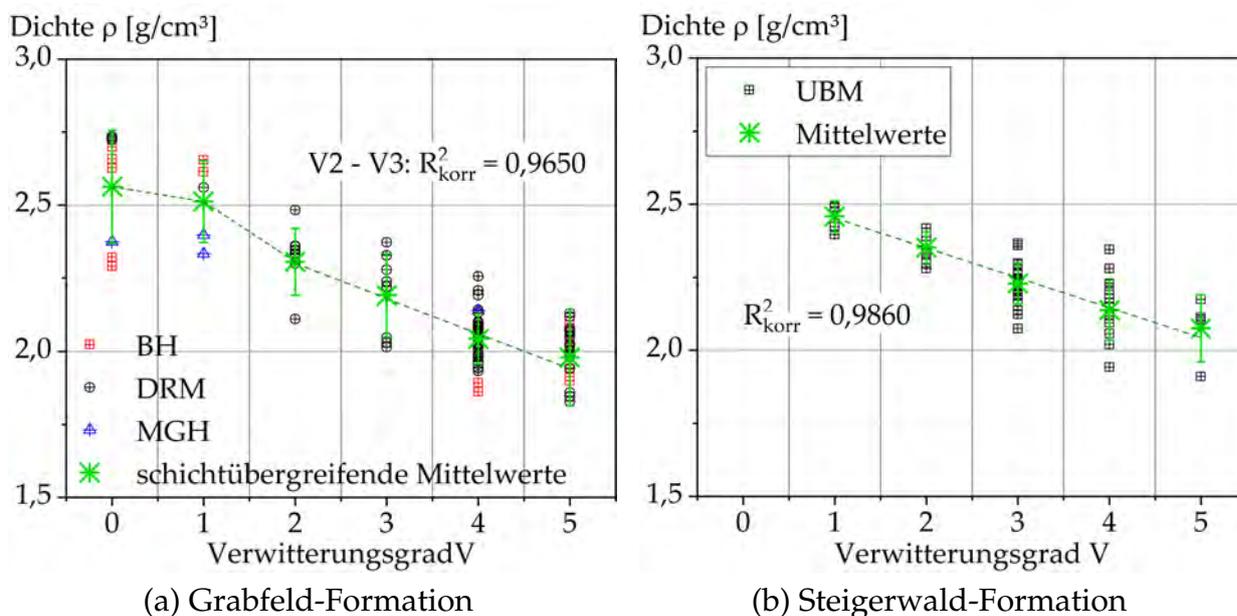


Abbildung 5.13: Abhängigkeit der Dichte vom visuell bestimmten Verwitterungsgrad. Bei den Gesteinen der Grabfeld-Formation (a) führt die Sulfatauslaugung zwischen V0 und V2 zu einem nichtlinearen Abfall der Dichte. Während der physikalischen Verwitterung (V2 bis V5) nimmt die Dichte linear ab. Bei den Gesteinen der Steigerwald-Formation (b) kommt es nur zu einer physikalischen Verwitterung und die Dichte nimmt linear ab. Kurvenanpassungen an die Mittelwerte.

5.4.2 Korndichte

Zur Bestimmung der Korndichte wird das Gestein in seine Körner zerkleinert, ohne dass dabei einzelne Partikel mit geschlossenen Poren zerstört werden. Aufgrund der Aggregation während der Diagenese ist eine klare Definition des sogenannten Kornes bei den hier untersuchten Gesteinen praktisch nicht möglich. Es war daher schwierig, reproduzierbare bzw. vergleichbare Korndichten zu ermitteln.

An einigen der untersuchten Gesteine wurde die Korndichte mit dem Kapillarpknometer-Verfahren nach DIN EN ISO 17892-3 [48] bestimmt, wobei die Korngröße – und somit die Probenvorbereitung – einen enormen Einfluss auf die Ergebnisse hatte. So wurden bei gleichem Material bei unterschiedlicher maximaler Korngröße verschiedene Korndichten ermittelt.

Aufgrund dieser Schwierigkeiten bei der Ermittlung im Kapillarpknometer wurde für die weiteren Untersuchungen, bei denen die Korndichte benötigt wurde, die Korndichte mit $2,78 \text{ g/cm}^3$ angenommen. Dieser Wert entspricht der mittleren im Kapillarpknometer ermittelten Korndichte.

5.5 Natürlicher Wassergehalt

Im Folgenden wird auf die Ergebnisse der Wassergehaltsbestimmungen an den verschiedenen stark verwitterten Gesteinen näher eingegangen. Unterschieden wird zwischen dem gravimetrischen und dem volumetrischen Wassergehalt.

In der Regel wird unter dem sogenannten natürlichen Wassergehalt w_n der gravimetrische Wassergehalt verstanden, der den Anteil der Wassermasse, bezogen auf die Gesamtmasse, angibt. Die Masse des Luftvolumens wird dabei mit Null abgeschätzt.

Der volumetrische Wassergehalt θ beschreibt den Anteil des Wasservolumens am Gesamtvolumen. Der Volumenanteil der Luft wird dabei berücksichtigt. Der volumetrische Anteil ist somit bei teilgesättigten Böden deutlich aussagekräftiger als der gravimetrische und zur Bewertung von z.B. Saugspannungen sehr wichtig.

5.5.1 Gravimetrischer Wassergehalt

Es ist für verschiedene Formationen wie z.B. der Opalinuston-Formation bekannt, dass der Wassergehalt vom Grad der Verwitterung abhängt (u.a. [3]). Auch für die Gesteine der Grabfeld-Formation sind in der Praxis Erfahrungswerte für eine Verwitterungsabhängigkeit des Wassergehalts vorhanden (u.a. [18, 174, 184]). Der Wassergehalt wird daher oftmals zur Klassifikation des Verwitterungsgrades verwendet. Im Rahmen dieser Arbeit konnte die vermutete Abhängigkeit zwischen Verwitterungsgrad und Wassergehalt anhand einer ausführlichen Messreihe nachgewiesen werden.

Der natürliche Wassergehalt wird nach DIN EN ISO 17892-1 [45] bei 105°C bestimmt. Adsorptiv gebundenes Wasser oder innerkristallines Wasser verdampfen bei 105°C nicht und es wird somit nur das freie Wasser ausgetrieben. Ist Calciumsulfat-Dihydrat enthalten kann dieses bei Trocknung in Calciumsulfat-Halbhydrat übergehen. Bei diesen Gesteinen ist der Wassergehalt bei niedrigeren Temperaturen, z.B. 50°C, zu ermitteln.

In Abbildung 5.14 sind die natürlichen Wassergehalte w_n aller hier untersuchten Materialien getrennt nach Formation in Abhängigkeit des visuell ermittelten Verwitterungsgrades dargestellt. Der Wassergehalt der Gesteine aus der Steigerwald-Formation (Abbildung 5.14b) ist bei den gering verwitterten Gesteinen tendenziell etwas höher als der der Grabfeld-Formation (Abbildung 5.14a). In Summe sind die Werte aber unter Berücksichtigung der starken Streuung in vergleichbarer Größe.

Mit zunehmender Verwitterung steigt der Wassergehalt gleichmäßig an. Zwischen dem natürlichen Wassergehalt w_n und dem visuell bestimmten Verwitterungsgrad V kann bei beiden Formationen ein linearer Zusammenhang angenommen werden.

Es ist erkennbar, dass der natürliche Wassergehalt zwar als Kenngröße zur Einteilung in Verwitterungsklassen anwendbar ist, aber aufgrund der hohen Bandbreiten innerhalb der einzelnen Verwitterungsgrade auch mit Vorsicht zu betrachten ist. Der Wassergehalt ist eine sehr sensible Gesteinseigenschaft, die sich sehr leicht verändern kann. Nicht nur bei Probennahme, Lagerung und Transport, sondern auch bereits vor der Probennahme kann der Wassergehalt zum Beispiel in offenen Böschungen durch Witterungseinflüsse beeinflusst bzw. verfälscht werden. Es ist daher davon abzuraten, Klassifikationen allein

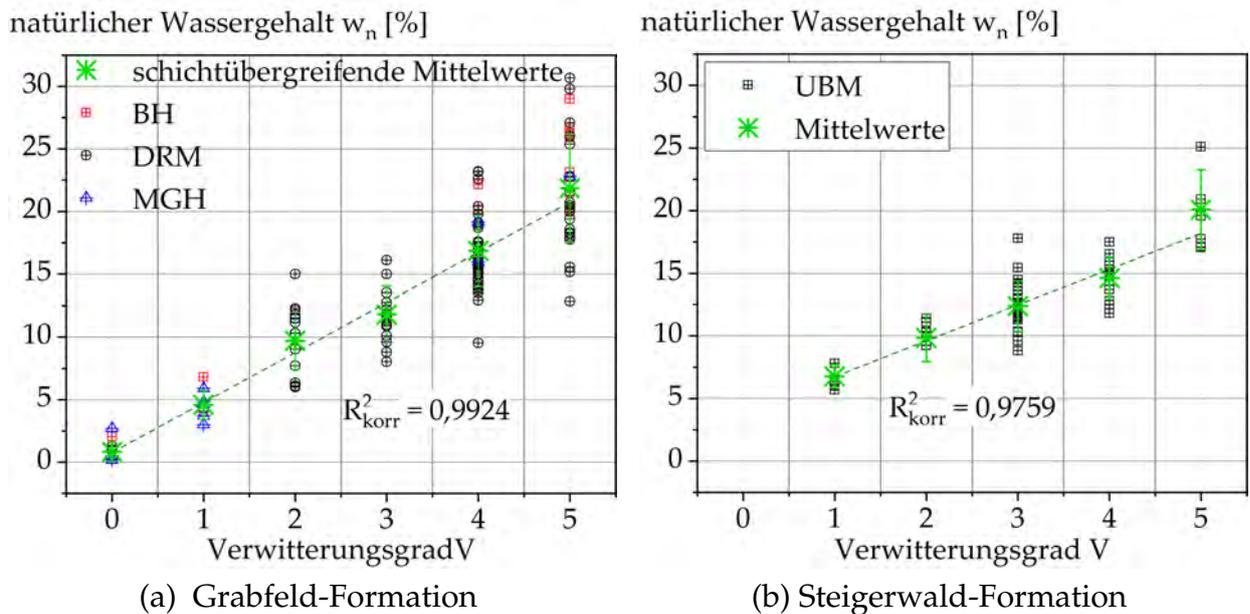


Abbildung 5.14: Abhängigkeit des gravimetrischen Wassergehalts vom visuell bestimmten Verwitterungsgrad. Mit steigendem Verwitterungsgrad steigt der Wassergehalt linear an. Starke Streuung innerhalb der Verwitterungsklassen. Kurvenanpassung an Mittelwerte.

anhand des Wassergehalts durchzuführen.

5.5.2 Volumetrischer Wassergehalt

Bei bekannter Trockendichte kann der gravimetrische Wassergehalt mit folgendem Zusammenhang in den volumetrischen Wassergehalt umgerechnet werden:

$$\theta = w \cdot \frac{\rho_d}{\rho_w} \quad (5.1)$$

In Abbildung 5.15 sind die Ergebnisse für die Gesteine der Grabfeld- (Abbildung 5.15a) und der Steigerwald-Formation (Abbildung 5.15b) dargestellt. Mit zunehmender Verwitterung nimmt der volumetrische Wassergehalt zu.

Bei Annahme einer linearen Abhängigkeit der Trockendichte vom Verwitterungsgrad (Abbildung 5.13) folgt aus Gleichung 5.1 und der linearen Abhängigkeit des gravimetrischen Wassergehalts (Abbildung 5.14) vom Verwitterungsgrad, dass der Zusammenhang zwischen dem volumetrischen Wassergehalt und dem Verwitterungsgrad polynomiell sein muss. Aufgrund des unstetigen Verhaltens der Dichte ist eine Kurvenanpassung bei den Gesteinen der Grabfeld-Formation allerdings nicht sinnvoll.

5.5.3 Fazit

Sowohl der gravimetrische als auch der volumetrische Wassergehalt werden vom Verwitterungsgrad beeinflusst. Mit steigendem Verwitterungsgrad nimmt der Wasserge-

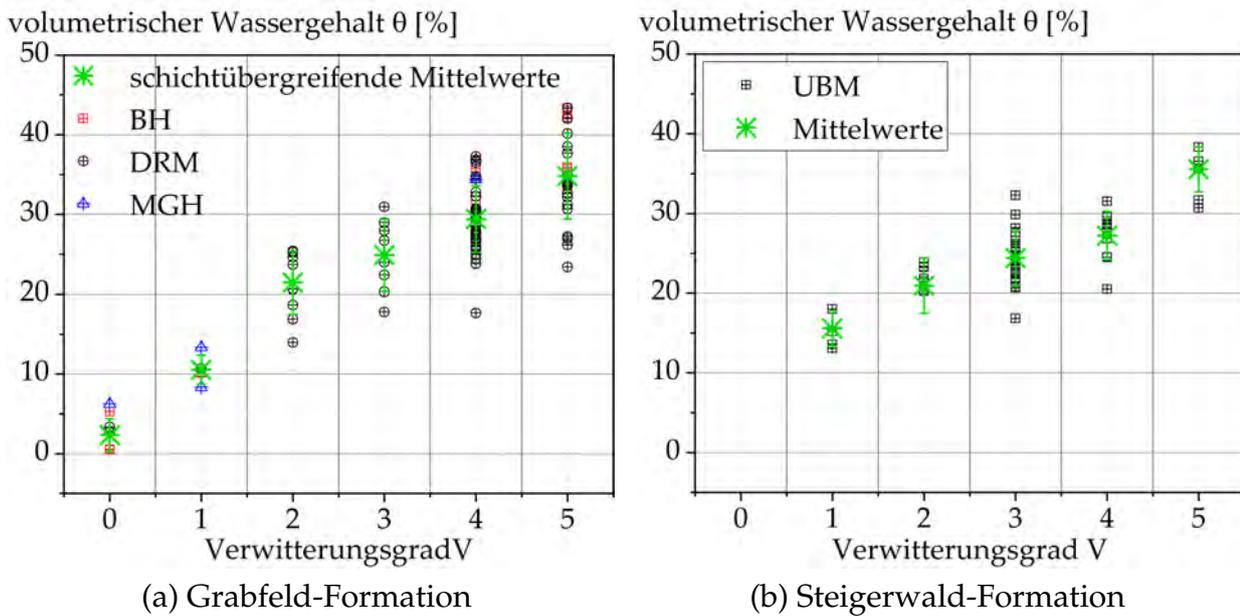


Abbildung 5.15: Abhängigkeit des volumetrischen Wassergehalts vom visuell bestimmten Verwitterungsgrad. Mit zunehmendem Verwitterungsgrad steigt der volumetrische Wassergehalt an.

halt zu. Während der Verwitterung werden das Gesteinsgefüge und die diagenetischen Kornbindungen aufgelockert, wodurch eine größere Wasseranlagerung ermöglicht wird und der Wassergehalt steigt daher mit dem Grad der Verwitterung an.

Innerhalb der einzelnen Verwitterungsgrade ist die Streuung der Wassergehalte allerdings recht groß. Ursächlich für diese Streuung kann aber auch eine starke Streuung innerhalb der visuellen Ansprache sein. Der Wassergehalt sollte daher weiterhin wie von Wallrauch vorgeschlagen neben der visuellen Ansprache bei der Klassifikation nur als Hinweis dienen. Zu beachten ist auch, dass der Wassergehalt eine sehr sensitive Gesteinseigenschaft ist. Unverfälschte Ergebnisse erfordern besondere Sorgfalt bei Probenahme, Probenlagerung und Bestimmung des Wassergehalts.

5.6 Gesamtporosität

Neben Änderungen des Wassergehalts und der mineralogischen Zusammensetzung ändert sich während der Verwitterung auch der Porenanteil. Ziel war zu ermitteln, inwiefern sich die Verwitterung auf die Porosität auswirkt.

Der Gesamtporenanteil n (physikalische Porosität, siehe Abschnitt 2.2.3) einer Probe mit geschlossenen Poren kann über die Korndichte ρ_s und die Trockendichte des porösen Körpers ρ_d berechnet werden (Gl. 5.2).

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (5.2)$$

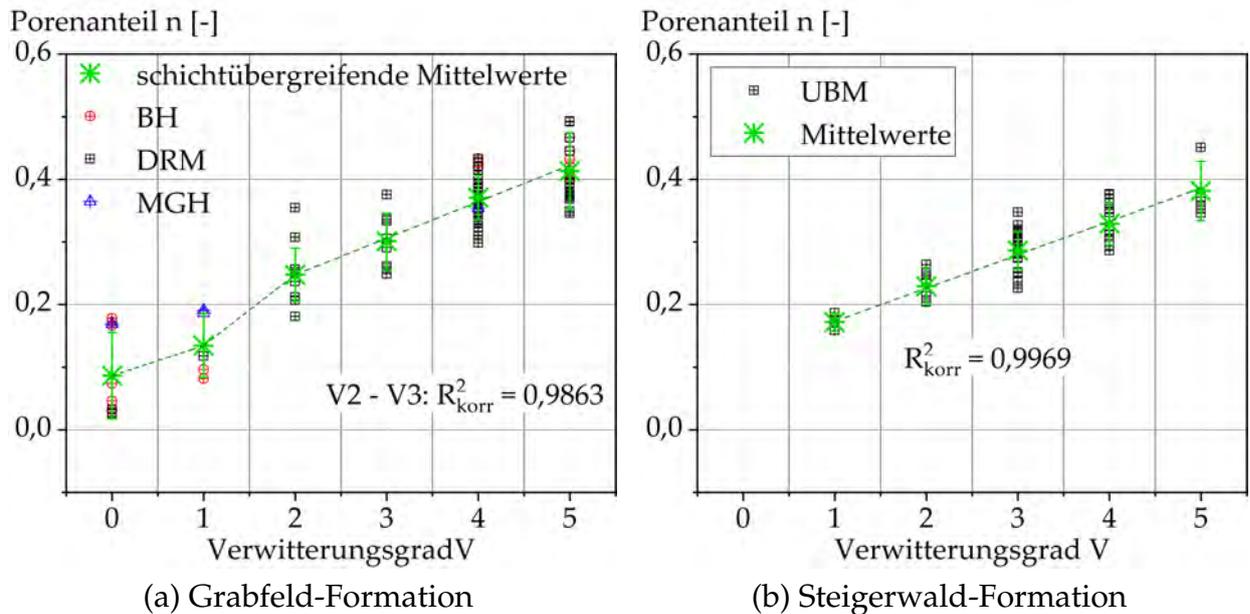


Abbildung 5.16: Porenanteil in Abhängigkeit des visuell bestimmten Verwitterungsgrades. a) Grabfeld-Formation: Während der chemischen Verwitterung zunächst leichter Anstieg zwischen V0 und V1, dann sprunghafter Anstieg bis V2. Konstanter Anstieg zwischen V2 und V5 während der physikalischen Verwitterung. b) Steigerwald-Formation: rein physikalische Verwitterung, daher konstanter Anstieg.

Die Korndichte wurde mit $2,78 \text{ g/cm}^3$ angenommen (siehe Absatz 5.4.2). Die Trockendichten wurden über Tauchwägungen und während der geomechanischen Untersuchungen mit dem Ausmessverfahren nach DIN EN ISO 17892-2 [47] ermittelt.

In Abbildung 5.16 sind die ermittelten Porenanteile getrennt nach Formation in Abhängigkeit der visuell bestimmten Verwitterungsgrade dargestellt. Bei den Gesteinen der Grabfeld-Formation (Abbildung 5.16a) kann aufgrund der chemischen Verwitterung zu Beginn des Verwitterungsprozesses zwischen V0 und V2 nicht wie bei der physikalischen Verwitterung zwischen V2 und V5 von einem linearen Zusammenhang ausgegangen werden. Zwischen V0 und V1 wandelt sich der Anhydrit in Gips, wovon der Porenanteil nur geringfügig beeinflusst wird. Der Gips geht bereits teilweise in Lösung und der Porenanteil steigt leicht an. Zwischen V1 und V2, wenn der gesamte restliche Gips in Lösung geht, steigt der Porenanteil stärker an.

Die Gesteine der Steigerwald-Formation (Abbildung 5.16b) sind im unverwitterten Ausgangszustand nicht sulfatführend, weshalb angenommen wird, dass nur physikalische Verwitterungsprozesse stattfinden. Der Zusammenhang zwischen Porenanteil und Verwitterungsgrad kann bei dieser Formation daher linear angenommen werden.

5.7 Porengrößenverteilung

Neben der Gesamtporosität sind insbesondere die Porengrößenverteilung und die durchströmbare Porosität von Interesse, da diese das Verwitterungsverhalten stark beeinflussen sollten. Ob sich während des Verwitterungsprozesses die Porengrößenverteilung verändert und ob ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Verwitterungsgrad und Porengrößenverteilung existiert, ist bislang noch nicht geklärt.

Zur Untersuchung der Porengrößenverteilung wurde ein Quecksilberporosimeter der Firma micrometrics, Typ AutoPore IV, verwendet, das vom Institut für Angewandte Geologie, Abteilung Ingenieurgeologie, Karlsruher Institut für Technologie (KIT) zur Verfügung gestellt wurde.

5.7.1 Verfahren zur Ermittlung der Porengrößenverteilung

Mittels der Quecksilberporosimetrie kann die Porengrößenverteilung insbesondere im Makro- und Mesoporenbereich einer trockenen Probe ermittelt werden. Dazu wird die nicht benetzende Flüssigkeit Quecksilber mit Überdruck in das poröse System gedrückt. Der notwendige Überdruck nimmt dabei mit sinkender Porenweite zu. Mit Hilfe der Washburn-Gleichung (Gl. 5.3) [175] kann aus dem angelegten Druck die entsprechende Porenweite berechnet werden:

$$d = \frac{-4\gamma \cdot \cos(\theta)}{p} \quad (5.3)$$

d entspricht hierbei dem Porendurchmesser, γ der Oberflächenspannung von Quecksilber (485 dyne/cm), θ dem Kontaktwinkel des Quecksilbers zur Oberfläche und p dem aufgetragenen Druck. Die Annahme der Washburn-Gleichung setzt voraus, dass alle Poren als durchgehende Kapillarröhrchen gesehen werden und dass sich während des Versuchs die Bodenstruktur nicht ändert. Dies ist eine starke Vereinfachung des natürlichen porösen Materials [19, 33].

Der Quecksilberdruck wird stufenweise bis zu einem Maximalwert gesteigert. Sobald die Quecksilbermenge einen bestimmten Wert unterschreitet, also sobald quasi-stationäre Verhältnisse vorliegen, wird die nächste Druckstufe eingeleitet. Für jede Stufe werden der Quecksilberdruck und die einströmende Quecksilbermenge erfasst (Intrusion). Nachdem der Maximaldruck erreicht wurde, wird der Quecksilberdruck wieder schrittweise reduziert und die nun ausströmende Quecksilbermenge gemessen (Extrusion). Die Extrusionskurve liegt dabei in der Regel über der Intrusionskurve. Ursache für diese Hysterese ist der sogenannte Flaschenhalseffekt. Poren mit einem großen Innendurchmesser aber nur kleiner Verbindung zu anderen Poren werden erst gefüllt, wenn ausreichend Druck zur Füllung der kleinen Porendurchmesser aufgegeben wird. Geleert werden diese Poren aber erst bei einem geringen Druck, der dem großen Innendurchmesser entspricht. Ein weiterer Grund für die Hysterese ist, dass die Poren nicht vollständig entleert werden, sondern Quecksilber verbleibt.

Zur Auswertung wird das Intrusionsvolumen auf die Trockenmasse der Probe bezogen. Über das Intrusionsvolumen, die Trockenmasse der Probe und die Korndichte kann der

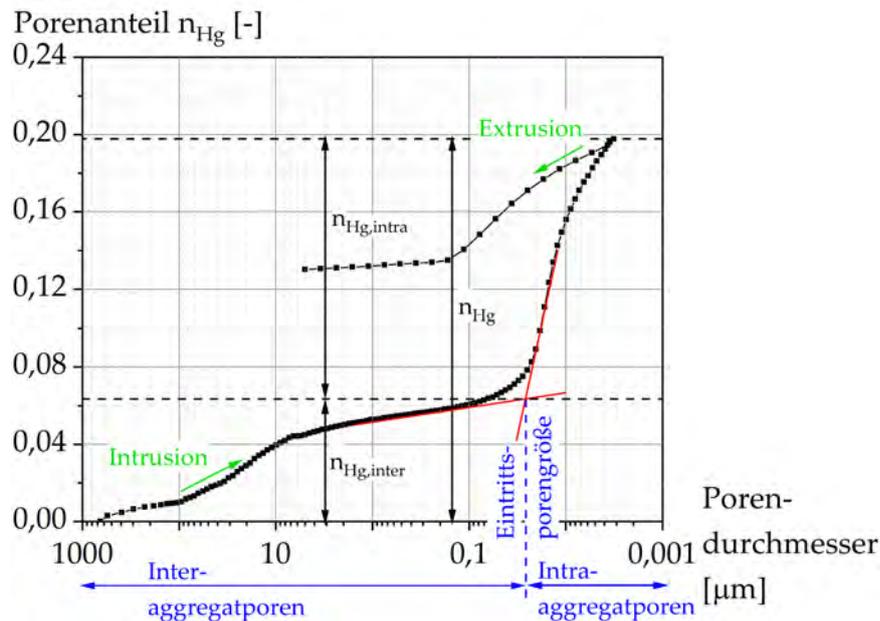


Abbildung 5.17: Der mit Quecksilber gefüllte Porenanteil und Ermittlung des Inter- sowie Intraaggregatporenvolumens nach [10]

mit Quecksilber gefüllte Porenanteil n_{Hg} ermittelt werden [10]. In Abbildung 5.17 ist der mit Quecksilber gefüllte Porenanteil n_{Hg} in Abhängigkeit des jeweiligen Porendurchmessers beispielhaft für eine Probe aus den Dunkelroten Mergeln, Verwitterungsgrad V3, als Summenkurve dargestellt.

Neben der Porengrößenverteilung wird bei der Quecksilberporosimetrie auch der Porenanteil des untersuchten Materials bestimmt. Dieser weicht teilweise von denen durch Tauchwägung und Ausmessverfahren ermittelten ab. Ursache hierfür ist, dass mit Quecksilberporosimetrie nur Porendurchmesser bis 3,2 nm ermittelt werden können. Kleinere Poren werden deshalb in der im Quecksilberporosimeter ermittelten Gesamtporosität nicht berücksichtigt. Des Weiteren werden separierte Poren nicht gemessen, da in diese das Quecksilber nicht eintreten kann. Die mittels Quecksilberporosimetrie bestimmte Porosität sollte demnach geringer sein als die über Tauchwägung ermittelte Porosität. Andererseits führen unebene Probenoberflächen zur Ermittlung scheinbar großer Poren, da die nicht benetzende Flüssigkeit Quecksilber erst bei Anlegen eines Drucks in die Unebenheiten der Oberfläche dringt. Umso unebener die Oberfläche ist, desto größer wird der Anteil scheinbar vorhandener großer Poren und somit auch der im Quecksilberporosimeter ermittelte Gesamtporenanteil. Es ist somit bei Gesteinen durchaus auch möglich, dass im Quecksilberporosimeter größere Porenanteile als eigentlich vorhanden gemessen werden. Ein direkter Vergleich der Gesamtporosität und der mit Quecksilber durchströmbaren Porosität ist daher nur eingeschränkt möglich. Bei den hier untersuchten Gesteinen hatte die Unebenheit der Gesteine aber nur einen geringen Einfluss, da die Gesteine je Verwitterungsgrad vergleichbare Porenanteile hatten und somit die Oberflächen keine größeren Fehlstellen aufwiesen.

Bei Verwendung der Quecksilberporosimetrie kann außerdem durch die hohen Drücke die Struktur beschädigt werden. Es kann dadurch zu einer Aufweitung des Porenraums durch elastische Deformation des Feststoffs kommen [10]. Außer bei sehr weichen Böden gilt dies aber als vernachlässigbar [151]. Ein solches Aufbrechen der Struktur (Crack) trat bei den hier untersuchten Gesteinen aber nur bei einer Probe mit Verwitterungsgrad V5 auf (siehe Abbildung C.1f, Anlage C).

5.7.2 Unterteilung in Inter- und Intraaggregatporen

Es bestehen zwei Ansätze ([10] und [32]) zur Unterteilung des mit Quecksilber gefüllten Porenanteils n_{Hg} in Inter- und Intraaggregatporen (Unterscheidung Inter- und Intraaggregatporen siehe Absatz 2.2.3). Beim ersten Ansatz entspricht der am Ende der Extrusion mit Quecksilber gefüllte Porenanteil dem Interaggregatporenvolumen und der geleerte Anteil den Intraaggregatporen [32]. Zu kritisieren ist an diesem Ansatz, dass der während der Extrusion geleerte Porenanteil rein auf den Flaschenhalseffekt zurückzuführen ist [10]. Beim zweiten Ansatz – der in Abbildung 5.17 dargestellt ist – wird die Trennung in Inter- und Intraaggregatporen über die Steigung der Intrusionskurve ermittelt. Zunächst werden im Zuge der Intrusion die größeren Poren zwischen den Aggregaten (Interaggregatporen) mit Quecksilber gefüllt. Die Kurve flacht sichtlich ab, bevor es zu einem erneuten starken Anstieg des Porenanteils kommt. Der Beginn der Füllung der Intraaggregatporen ist an einem starken Anstieg der Kurve erkennbar, kann über Tangenten an die Wendepunkte ermittelt werden und wird als Eintrittsporengröße bezeichnet [10].

5.7.3 Probenauswahl und -vorbereitung

Es wurden die Gesteine der Grabfeld-Formation (Bochinger Horizont, Dunkelroter Mergel und Mittlerer Gipshorizont) aus Stuttgart Mitte untersucht. Vor der Untersuchung wurden die Gesteine zunächst in Stückchen mit ca. 0,5 - 1 cm Durchmesser zerkleinert. Anschließend wurden sie gefriergetrocknet. Durch das Gefriertrocknen soll die Bodenstruktur möglichst wenig gestört werden. Durch die niedrige Temperatur des flüssigen Stickstoffs wird das Gestein so schnell gefroren, dass die beim natürlichen Gefriervorgang stattfindende Bildung von kristallinem Eis und die damit verbundene Volumenzunahme weitestgehend unterbunden wird [10]. Anschließend wird das gefrorene Wasser durch Herabsetzen des Drucks sublimiert.

5.7.4 Versuchsergebnisse

In Abbildung C.2, Anlage C sind die Intrusions- und Extrusionsvolumen aller untersuchten Proben dargestellt, in Abbildung 5.17 beispielhaft für eine Probe aus dem Dunkelrotem Mergel, Verwitterungsgrad V3. Zur Ermittlung des Porenanteils wurde die

Korndichte mit $2,78 \text{ g/cm}^3$ angenommen. Es ist deutlich zu sehen, dass das Porenvolumen mit dem Verwitterungsgrad zunimmt. Die Eintrittsporengröße in die Intraaggregatporen steigt mit zunehmendem Verwitterungsgrad.

In Abbildung 5.18a ist der mit Quecksilber durchströmbare Porenanteil n_{Hg} in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades dargestellt. Auch hier ist wie beim Gesamtporenanteil n (Abbildung 5.16a) ein sprunghafter Anstieg zwischen V1 und V2 zu sehen.

In Abbildung 5.18b sind die mit Quecksilber durchströmbaren Intraaggregatporenanteile $n_{\text{Hg,intra}}$ und in Abbildung 5.18c die Interaggregatporenanteile $n_{\text{Hg,inter}}$ der untersuchten Proben in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades dargestellt. Es ist zu sehen, dass der sprunghafte Anstieg zwischen V1 und V2 auf eine Erhöhung des Intraaggregatporenanteils zurückzuführen ist. Infolge der Auslaugung zwischen V1 und V2 lockern demnach die Aggregate stark auf. Von der Anhydrit-Gips-Umwandlung zwischen V0 und V1 wird der Intraaggregatporenanteil hingegen nicht beeinflusst.

Sowohl der Interaggregatporenanteil als auch der Anteil hydraulisch wirksamer Poren¹ (Abbildung 5.18d) steigen bis V2 nur schwach an.

Ab Verwitterungsgrad V2 – während der physikalischen Verwitterung – steigt der Intraaggregatporenanteil nur noch gering weiter und der Interaggregatporenanteil sowie der Anteil hydraulisch wirksamer Poren nehmen aufgrund der mechanischen Verwitterung und der damit verbundenen Entfestigung des Gesteins stärker zu, da sich durch die weitere Entfestigung insbesondere Poren zwischen den Aggregaten bilden.

Da die Interaggregatporen mit zunehmender Verwitterung monoton und progressiv steigen, kann der Anstieg des Interaggregatporenanteils mit zunehmendem Verwitterungsgrad unter der Annahme, dass der Zuwachs an Interaggregatporen proportional zum Bestand ist, mit einem exponentiellem Wachstum beschrieben werden. Die Differentialgleichung lautet:

$$\lambda \cdot \frac{dn_{\text{Hg,inter}}}{dV} = n_{\text{Hg,inter}} \quad (5.4)$$

und deren Lösung ist

$$n_{\text{Hg,inter}}(V) = a \cdot e^{V/\lambda}, \text{ für } 0 \leq V \leq 5 \quad (5.5)$$

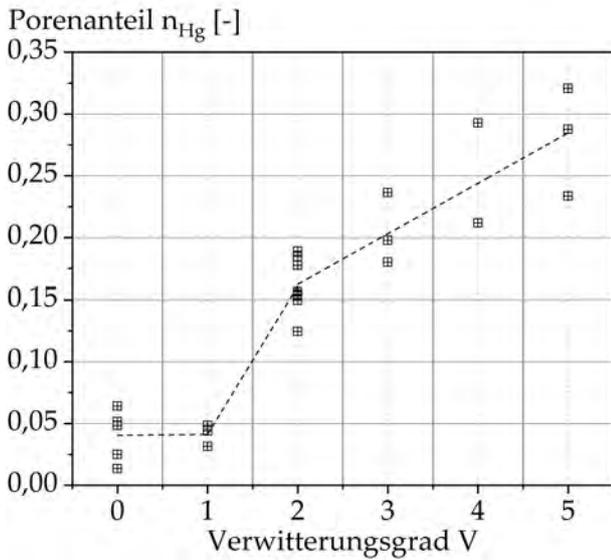
λ ist dabei die Spanne, in der der Interaggregatporenanteil $n_{\text{Hg,inter}}$ auf das e-fache vom Ausgangswert a anwächst.

Die Anpassung der Exponentialfunktion (Gl. 5.5) an die Messdaten (Abbildung 5.18c) zeigt, dass bei Verwitterungsgrad V3 der ursprüngliche Bestand auf das e-fache angestiegen ist.

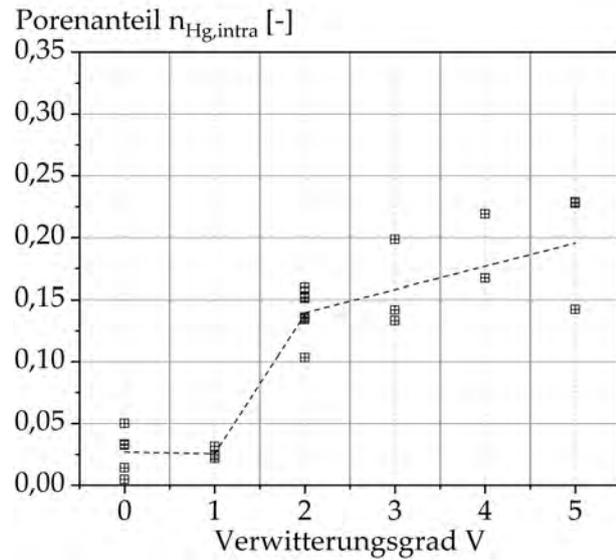
Der Anstieg der Intraaggregatporen hingegen hat Unstetigkeitsstellen und kann daher nicht anhand einer Funktion beschrieben werden.

Üblicherweise werden bei Angabe von Porengrößenverteilungen auch die Dichtefunktionen dargestellt (siehe Abbildung C.1, Anlage C), da hier die Anteile der einzelnen

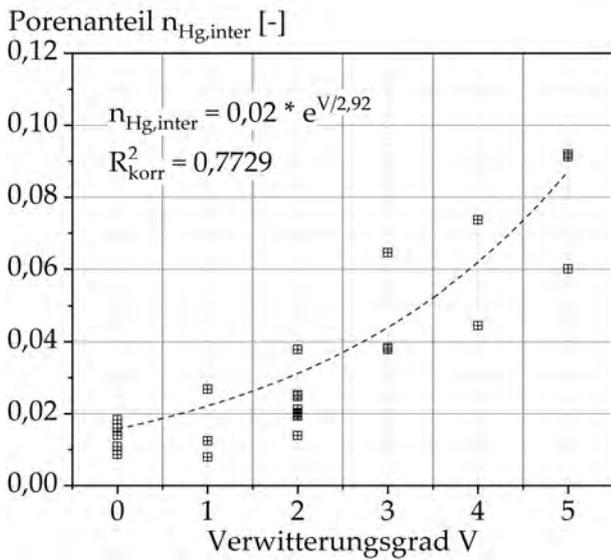
¹Nach [20] sind Poren > 3 bis $8 \mu\text{m}$ hydraulisch wirksam.



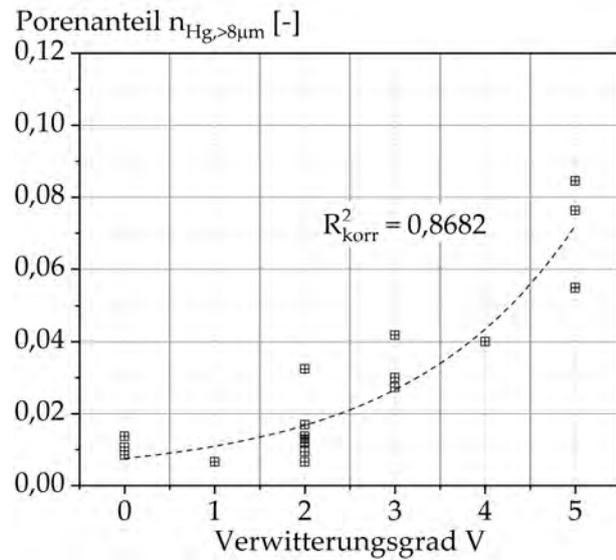
(a) Mit Quecksilber durchströmbarer Porenanteil



(b) Intraaggregatporen



(c) Interaggregatporen



(d) Hydraulisch wirksamer Porenanteil

Abbildung 5.18: Im Quecksilberporosimeter ermittelte Porenräume in Abhängigkeit vom Verwitterungsgrad. Der mit Quecksilber durchströmbarer Porenanteil verhält sich wie der Gesamtporenanteil n (Abbildung 5.16a). Die Unterteilung in Intra- und Interaggregatporen zeigt, dass infolge der Sulfatauslaugung zwischen V1 und V2 insbesondere der Intraaggregatporenanteil ansteigt, da durch die Sulfatauslaugung die Aggregate auflockern. Der hydraulisch wirksame Porenanteil entspricht hier nahezu dem Interaggregatporenanteil und steigt erst während der physikalischen Verwitterung ab V2 stark an.

Poren leicht herausgelesen werden können. Alle untersuchten Proben haben einen signifikanten Peak im Nanoporenbereich, der bis zum Verwitterungsgrad V3 zunimmt und beim Verwitterungsgrad V4 und V5 geringer ist. In den Verwitterungsklassen V2 und V3 gibt es Proben, die neben dem Peak im Nanoporenbereich einen weiteren im Übergang zum Mikroporenbereich zeigen. Im Mikroporenbereich haben die Proben mit Verwitterungsgrad V4 und V5 einen weiteren signifikanten Peak bei 1 μm . Außerdem haben die Proben mit Verwitterungsgrad V3, V4 und V5 weitere kleine Peaks zwischen 6 und 100 μm .

5.8 Saugspannungen

Mit dem Grad der Verwitterung ändert sich der Porenraum und der Wassergehalt. Eine Änderung der Saugspannungen mit dem Verwitterungsgrad ist demnach naheliegend. Ziel der in diesem Absatz vorgestellten Untersuchungen war es zu betrachten, wie groß der Einfluss des Verwitterungszustandes auf die Saugspannungen ist.

Zur Bestimmung der Saugspannungen wurde ein Feuchtigkeitsmessgerät nach der Taupunktmethode (Decagon, WP4) verwendet, das vom Zentrum für Geotechnik, Technische Universität München zur Verfügung gestellt wurde. Das Gerät nutzt den thermodynamischen Zusammenhang zwischen Bodenluftfeuchtigkeit und den totalen Saugspannungen. Zur Messung wurden kleine Gesteinsstückchen (Höhe ca. 8 mm, Durchmesser ca. 10 - 20 mm) in eine luftdicht verschlossene Kammer gegeben. Zwischen der Feuchtigkeit der Probe und der darüber befindlichen Luftfeuchtigkeit wird vom Gerät mit Hilfe eines Ventilators ein Gleichgewicht hergestellt. Die relative Luftfeuchtigkeit in der Kammer entspricht dann der relativen Feuchte in den luftgefüllten Poren der Probe. In der Kammer ist ein Spiegel eingebaut. Wenn dieser weit genug abgekühlt ist, kondensiert bei Erreichen des Taupunkts die Luftfeuchte am Spiegel. Aus der Temperatur des Spiegels (Taupunkttemperatur) und der dabei in der Kammer herrschenden Temperatur wird die relative Luftfeuchtigkeit ermittelt. Ermittelt werden die totalen Saugspannungen. Das Gerät wird ausführlich in [10] beschrieben.

Die Saugspannungsmessungen wurden an verschiedenen stark verwitterten Gesteinen in ihrem natürlichen Zustand durchgeführt. Anschließend wurde jeweils der Wassergehalt des untersuchten Gesteins bestimmt. Da eine künstliche Aufsättigung der hier untersuchten Keupertonsteine wegen der Zerfallsneigung sehr schwierig ist, wurden hier keine künstlich gesättigten Proben untersucht. Es ist daher nicht möglich, Aussagen über die Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehungen der einzelnen Gesteine zu treffen.

Die Saugspannungen sind definiert als die Differenz zwischen dem Porenluft- und dem Porenwasserdruck. Daher sind die Saugspannungen insbesondere abhängig vom Sättigungszustand des Gesteins. Je höher der Porenluftanteil, also umso niedriger der Sättigungsgrad, desto höher sind die Saugspannungen. Des Weiteren gilt: je stärker entwässert ein Gestein ist, umso höher sind die Saugspannungen, da die Durchmesser der Poren, die entwässert werden, kleiner werden.

Die Abhängigkeit der Saugspannungen vom volumetrischen Wassergehalt, der das Wasservolumen im Verhältnis zum Gesamtvolumen inklusive des Luftvolumens angibt, ist

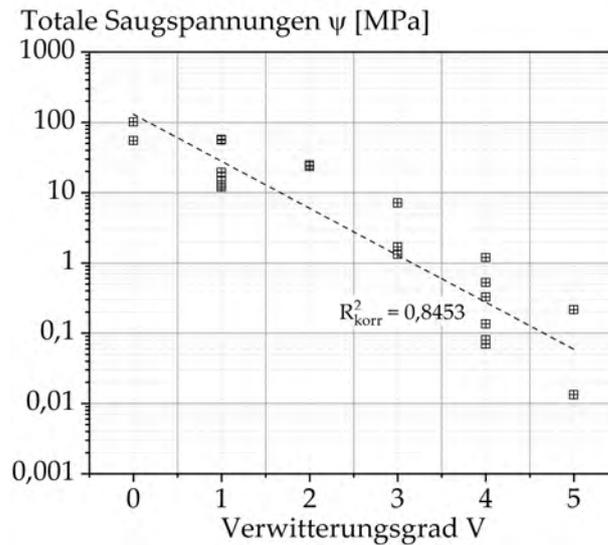


Abbildung 5.19: Saugspannung in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades. Gesteine der Grabfeld-Formation aus Stuttgart-Mitte

allgemein bekannt (u.a. [142]). In Abschnitt 5.5 wurde bereits über die Abhängigkeit des volumetrischen Wassergehalts vom Verwitterungsgrad berichtet. Eine Abhängigkeit des Verwitterungsgrades von den Saugspannungen liegt demnach nahe.

In Abbildung 5.19 sind die an Gesteinen der Grabfeld-Formation ermittelten Saugspannungen in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades dargestellt. Mit zunehmender Verwitterung nehmen die Saugspannungen in halblogarithmischer Darstellung linear ab. Ursache hierfür ist der mit dem Grad der Verwitterung ansteigende volumetrische Wassergehalt (siehe Abbildung 5.15a). Bei den unverwitterten Gesteinen gibt es demnach einen geringeren Anteil mit Wasser gefüllter Poren und einen hohen Anteil luftgefüllter Poren, wodurch die Saugspannungen hoch sind. Im Zuge der Verwitterung steigt der Anteil durchströmbarer Poren, wodurch der mit Luft gefüllte Porenanteil teilweise mit Wasser aufgefüllt wird. Zudem entstehen neue mit Wasser gefüllte Porenräume. Die Saugspannungen reduzieren sich, da der volumetrische Wassergehalt zunimmt.

5.9 Zusammenfassende Beurteilung der verwitterungsrelevanten Gesteinseigenschaften

Ziel der in diesem Kapitel dokumentierten Untersuchungen war herauszuarbeiten, welche Gesteinseigenschaften sich während der Verwitterung verändern. Hierzu wurden Gesteine aus den Schichten Bochinger Horizont, Dunkelroter Mergel und Mittlerer Gips-horizont der Grabfeld-Formation und aus der Steigerwald-Formation in verschiedenen Verwitterungszuständen entnommen. Untersucht wurden dann die verwitterungsrelevanten Gesteinseigenschaften Wassergehalt, geochemisch-mineralogische Zusammensetzung, Porosität, Porengrößenverteilung und Saugspannungen. Im Folgenden werden die gewonnenen und in diesem Kapitel dokumentierten Erkenntnisse nochmal zusam-

5.9 Zusammenfassende Beurteilung der verwitterungsrelevanten Gesteinseigenschaften

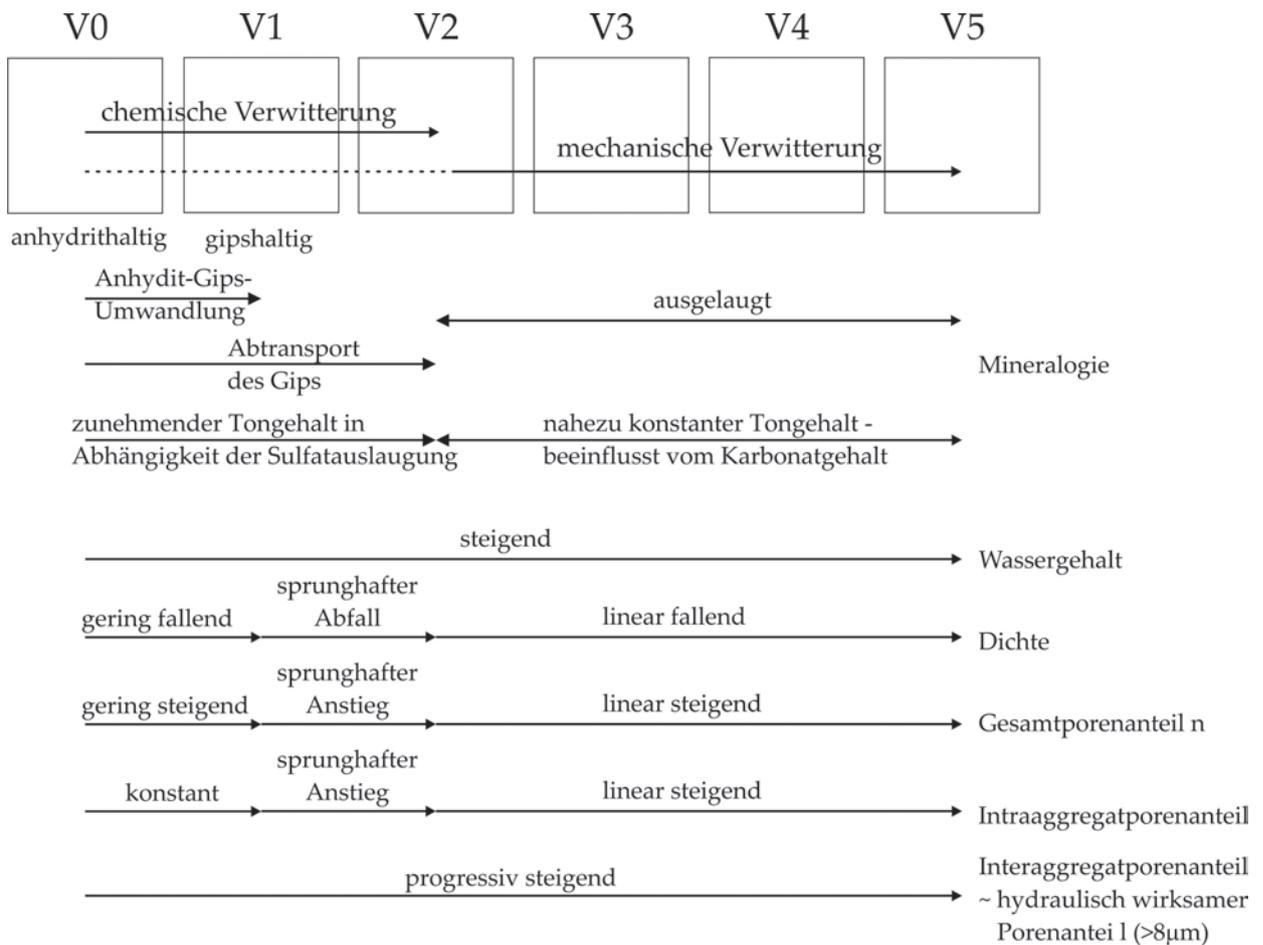


Abbildung 5.20: Zusammenfassende Erkenntnisse zur Verwitterung der Grabfeld-Formation.

mengefasst.

Die über das Verwitterungsverhalten der Gesteine der Grabfeld-Formation erlangten Erkenntnisse sind zusammenfassend in Abbildung 5.20 dargestellt.

Mit Röntgendiffraktometrie wurde nachgewiesen, dass die untersuchten unverwitterten Gesteine (V0) der Grabfeld-Formation vorwiegend anhydrithaltig sind (Abbildung 5.8a). Die Gesteine mit Verwitterungsgrad V1 enthalten nur noch Gips. Zwischen V0 und V1 hat somit eine Anhydrit-Gips-Umwandlung stattgefunden. Zudem muss aber auch bereits Gips in Lösung gegangen sein, da der Sulfatgehalt bei V1 reduziert ist. Es ist anzunehmen, dass zwischen V0 und V0/V1 das Anhydritvolumen zunächst durch ein gleich großes Gipsvolumen ersetzt wird, wobei das überschüssige Sulfat abtransportiert wird (nach Fall A, Abbildung 3.4). Im weiteren Verlauf geht dann der Gips immer mehr in Lösung, bis das Gestein bei V2 vollständig ausgelaugt ist. Ab dem Verwitterungsgrad V2 sind die Gesteine nahezu ausgelaugt. Die ausgelaugten Gesteine (V2 – V5) unterscheiden sich mineralogisch kaum voneinander und der Porenanteil steigt konstant an.

Die weitere Verwitterung der ausgelaugten Gesteine ist somit auf physikalische Prozesse zurückzuführen.

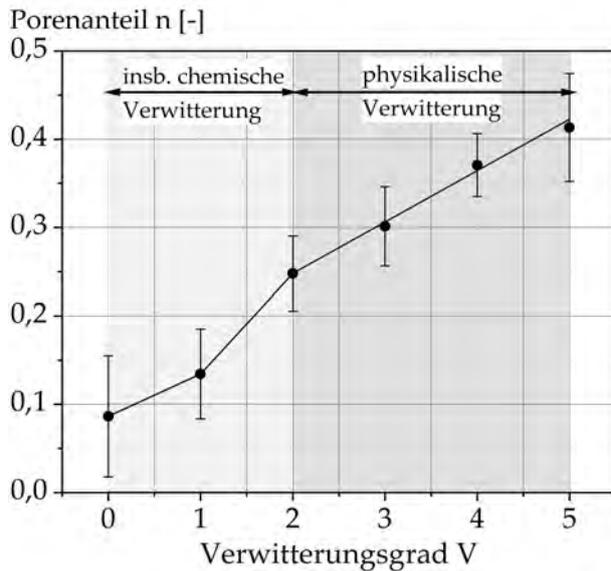
Der gravimetrische und volumetrische Wassergehalt steigen mit zunehmender Verwitterung sukzessive an (Absatz 5.5). Während der Verwitterung werden das Gesteinsgefüge und die diagenetischen Kornbindungen geschwächt, wodurch eine Wasseranlagerung ermöglicht wird und der Wassergehalt steigt daher mit dem Grad der Verwitterung an. Der Anstieg des volumetrischen Wassergehalts führt zu einer mit dem Grad der Verwitterung abnehmenden Saugspannung (Absatz 5.8).

Es wurde festgestellt, dass der Verlauf der Verwitterung am besten mit Hilfe des Porengehalts und der Porengrößen beschrieben werden kann. In Abbildung 5.21a ist dies nochmals mit Hilfe von mittleren Porengrößen je Verwitterungsgrad dargestellt. Während bei den Gesteinen der Grabfeld-Formation im Bereich der chemischen Verwitterung ein sprunghafter Anstieg zwischen V1 und V2 zu sehen ist, ist der Verlauf im Bereich der physikalischen Verwitterung konstant steigend. Die Gesteine der Steigerwald-Formation verwittern rein physikalisch und haben daher einen konstant steigenden Verlauf (Abbildung 5.21b).

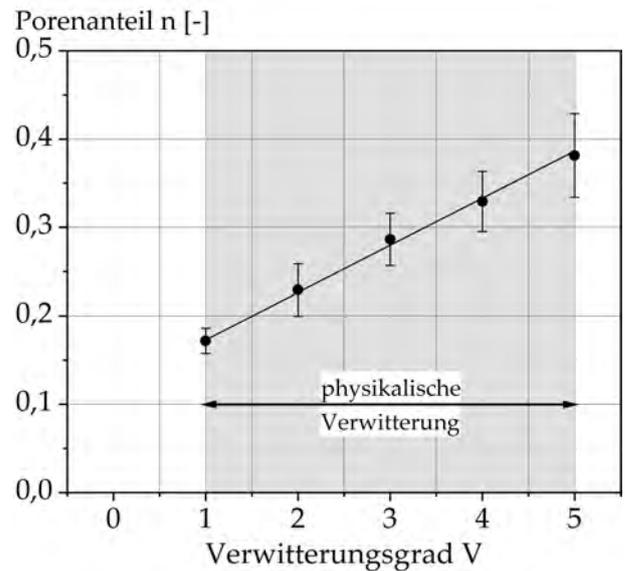
Die Porengrößenverteilung der Gesteine der Grabfeld-Formation wurde mit einem Quecksilberporosimeter untersucht. Zu beachten ist, dass im Quecksilberporosimeter nicht der Gesamtporenraum, sondern nur der mit Quecksilber durchströmbare Porenanteil ermittelt werden kann und sich daher die beiden Porenanteile n und n_{Hg} voneinander unterscheiden.

Der im Quecksilber durchströmbare Porenanteil n_{Hg} (Abbildung 5.21c) zeigt den gleichen Verlauf wie der Gesamtporenanteil n (Abbildung 5.21a). Zwischen dem Verwitterungsgrad V0 und V1, wenn der Anhydrit sich in Gips umwandelt und der Gips teilweise in Lösung geht, nehmen die Porenanteile n und n_{Hg} zunächst nur sehr gering zu. Festgestellt wurde, dass dieser Anstieg auf einen leicht steigenden Interaggregatporenanteil zurückzuführen ist. Zwischen V1 und V2, wenn der Gips nahezu vollständig in Lösung geht, nimmt der Porenanteil sprunghaft zu. Dies ist auf einen Anstieg des Intraaggregatporenanteils zurückzuführen, da infolge der Auslaugung der Porenanteil zwischen den Partikeln innerhalb der Aggregate ansteigt und die Aggregate auflockern. Während der physikalischen Verwitterung steigt der Intraaggregatporenanteil nur noch sehr gering. Der Interaggregatporenanteil steigt mit zunehmender Verwitterung monoton und progressiv an und kann unter der Annahme, dass der Zuwachs an Interaggregatporen proportional zum Bestand ist, mit einem exponentiellem Wachstum (Gl. 5.5) beschrieben werden. Der Anstieg der Intraaggregatporen hingegen hat zwei Unstetigkeitsstellen und kann daher nicht anhand einer Funktion beschrieben werden.

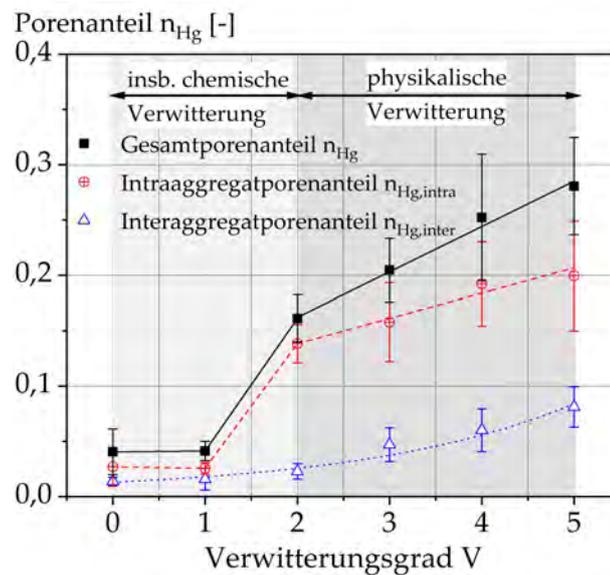
5.9 Zusammenfassende Beurteilung der verwitterungsrelevanten Gesteinseigenschaften



(a) Grabfeld-Formation, Ausmessverfahren



(b) Steigerwald-Formation, Ausmessverfahren



(c) Grabfeld-Formation, Quecksilberporosimeter

Abbildung 5.21: Mittlere Porenanteile in Abhängigkeit des visuell bestimmten Verwitterungsgrades

5.10 Modell zur Beschreibung der Verwitterung

In Abbildung 5.22 sind die in den vorherigen Absätzen gewonnenen Erkenntnisse über die Verwitterungsprozesse der sulfatführenden Keupertonsteine und die damit einhergehenden Änderungen des Porenraums modellhaft dargestellt.

Zwischen Verwitterungsgrad V0 und V1 wandelt sich zunächst der Anhydrit in Gips um. Das Volumen bleibt dabei konstant, weshalb überschüssiges Gips bereits in Lösung gehen muss. Parallel setzen bereits erste physikalische Verwitterungsprozesse ein und der Interaggregatporenanteil steigt leicht an. Nachdem der gesamte Anhydrit in Gips umgewandelt ist, geht der Gips in Lösung. Zwischen Verwitterungsgrad V1 und V2 kommt es aufgrund der vollständigen Auslaugung des Gesteins zu einem sprunghaften Anstieg des Intraaggregatporenanteils, d.h. die Aggregate lockern auf. Das Sulfat hat wahrscheinlich zuvor eine zementierende Wirkung innerhalb der Aggregate gehabt. Bei den ausgelaugten Gesteinen steigt der Intraaggregatporenanteil zwar weiter mit zunehmender Verwitterung an, allerdings nur noch sehr gering. Der Interaggregatporenanteil steigt von Beginn des Verwitterungsprozesses monoton und progressiv an. Unter der Annahme, dass der Zuwachs an Interaggregatporen proportional zum Bestand ist, kann dies mit einem exponentiellem Wachstum (Gl. 5.5) beschrieben werden. Es ist anzunehmen, dass der Interaggregatporenanteil aufgrund physikalischer Verwitterungsprozesse zunimmt und der Intraaggregatporenanteil infolge chemische Prozesse ansteigt.

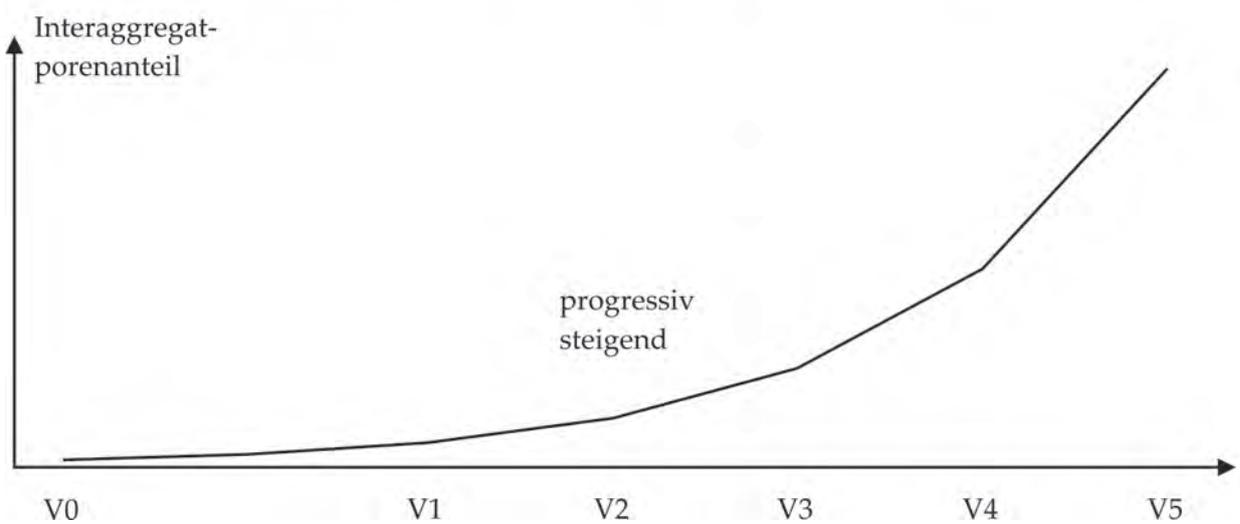
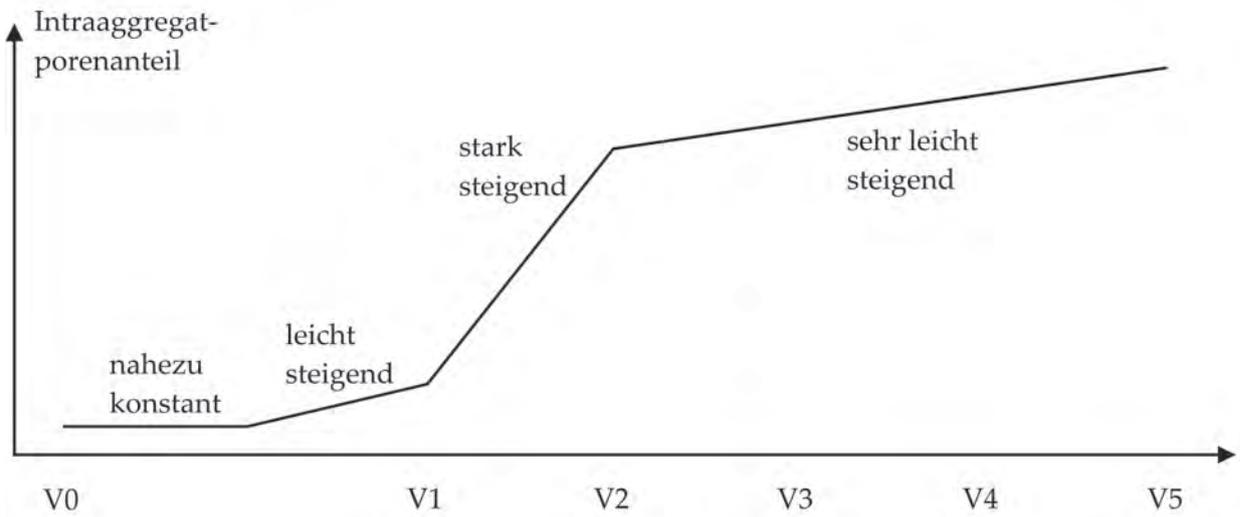
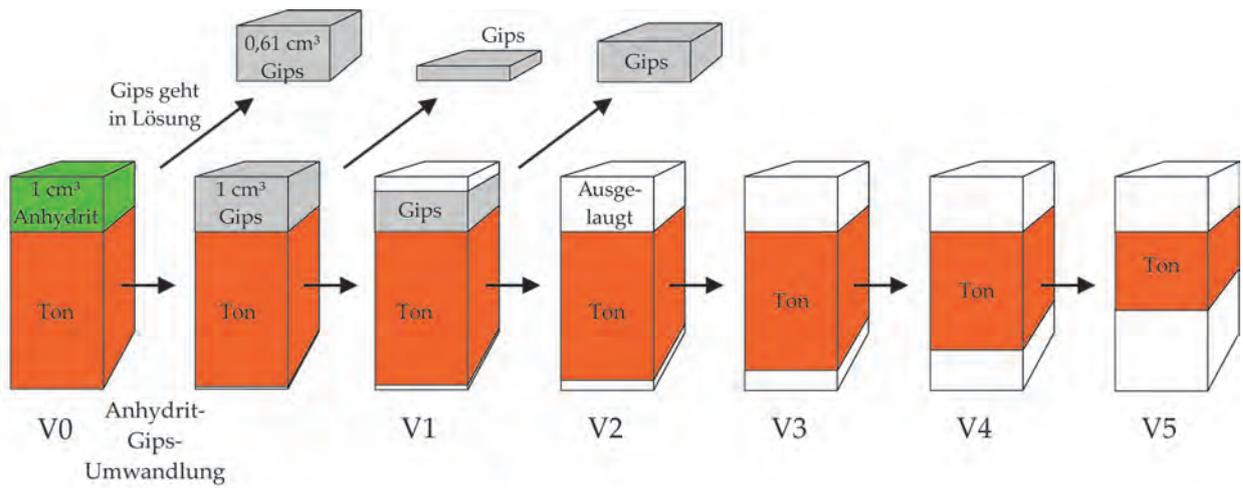


Abbildung 5.22: Modellvorstellung zur Verwitterung der sulfatführenden Gesteine der Grabfeld-Formation.

Kapitel 6

Zerfallsverhalten veränderlich fester Ton- und Tonschluffsteine

Wie veränderlich ein Gestein ist, wird meist anhand von Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln untersucht (siehe Absatz 2.6.2). Zur Auswertung der Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel wurden in der Vergangenheit in der Literatur verschiedene Indizes sowie Ansätze zur Klassifizierung der Zerfallsneigung vorgeschlagen. Die Ansätze sind aber nur begrenzt anwendbar (siehe Absatz 2.6.2). Deshalb wird in diesem Kapitel zunächst ein neu entwickeltes Verfahren vorgestellt. In einem weiteren Schritt wird eine Ursachenanalyse für das unterschiedliche Zerfallsverhalten durchgeführt. Hierbei wird insbesondere die Porenstruktur und die Mineralogie im Bezug zum Zerfallsindex näher betrachtet.

6.1 Neuer Klassifizierungsansatz zur Bestimmung der Zerfallsneigung

Im Folgenden wird ein neuer Ansatz zur Klassifizierung der Zerfallsneigung vorgestellt und bewertet. Zunächst wird der Versuchsablauf beschrieben. Im Anschluss werden die Auswertung und Bewertung der Ergebnisse erläutert. Der neue Klassifizierungsansatz wurde bereits publiziert [91] und wird hier zusammenfassend erläutert.

6.1.1 Versuche zur Bestimmung des Zerfallsverhaltens

Zur Untersuchung des verwitterungsabhängigen Zerfallsverhaltens können Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel sowohl mit Trocken- als auch mit Nasssiebungen durchgeführt werden. Im Folgenden wird auf beide Verfahren näher eingegangen.

Verfahren Trockensiebung

Beim Verfahren Trockensiebung (siehe Abbildung 6.1) wird die Probe zunächst 24 Stunden schonend bei 50°C im Ofen getrocknet. Nach der Ofentrocknung wird die Probe trocken mit Hilfe einer Siebmaschine gesiebt. Hierbei wird der Siebsatz mit Probe 10 Minuten bei mittlerer Stärke gerüttelt. Nachdem die Siebrückstände bestimmt sind, wird die Probe 24 Stunden in Wasser gelagert, erneut bei 50°C im Ofen getrocknet und wieder gesiebt. Insgesamt werden fünf Siebungen durchgeführt [91].

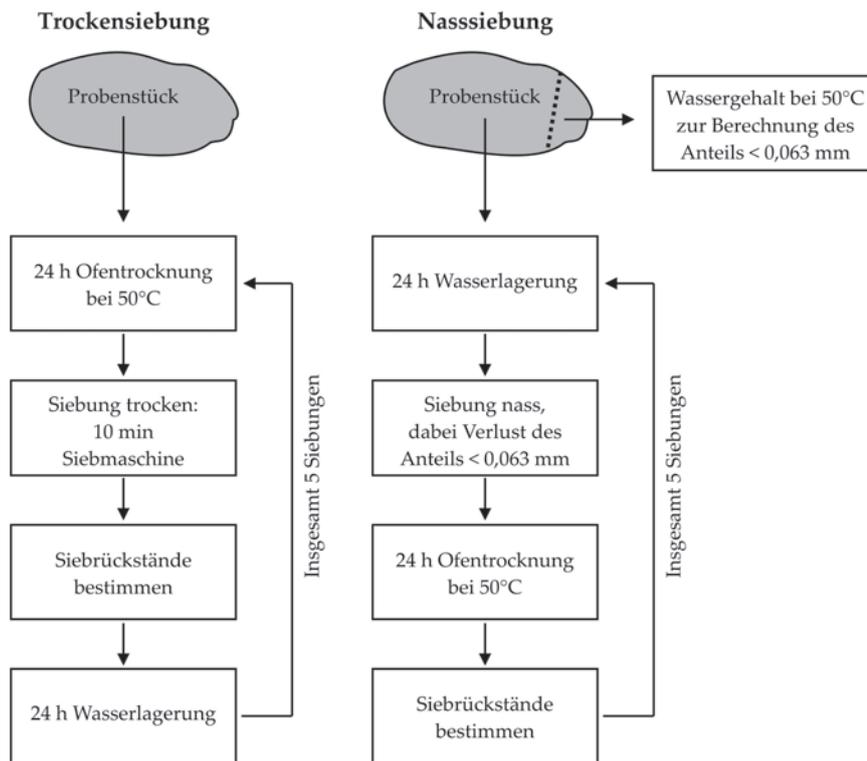


Abbildung 6.1: Ablaufplan der beiden Siebverfahren

Verfahren Nasssiebung

Beim Verfahren Nasssiebung (siehe Abbildung 6.1) wird die Probe zunächst 24 Stunden in Wasser gelagert. Im Anschluss wird sie schonend mit viel Wasser durch den Siebsatz gewaschen. Die Siebe werden dann mit Rückstand bei 50°C im Ofen getrocknet. Nach der Ofentrocknung wird der Siebsatz für 30 Sekunden auf die Siebmaschine gestellt. Anschließend werden die Siebrückstände bestimmt. Insgesamt werden fünf Siebungen durchgeführt. Bei der Nasssiebung wird der Anteil $< 0,063\text{ mm}$ nicht aufgefangen, sondern über die Ausgangstrockenmasse berechnet. Hierzu wird vor Versuchsbeginn an einem separaten Stück, welches von der Ausgangsprobe abgebrochen wird, der Wassergehalt bestimmt.

Es kann allerdings so nicht untersucht werden, ob innerhalb der Fraktion $< 0,063\text{ mm}$ während des Zerfallsversuches Veränderungen auftreten. Da aber allgemein davon ausgegangen wird, dass die schluffkorngroßen Partikel aufgrund sehr stabiler Bindungen zwischen den Kristallgruppen mechanischen Beanspruchungen widerstehen [31, 153], ist davon auszugehen, dass während der Zerfallsversuche innerhalb der Fraktion $< 0,063\text{ mm}$ keine signifikanten Veränderungen auftreten [91].

In Zusammenarbeit mit einer Bachelorstudentin [55] wurden verschiedene Einflussfaktoren auf die Ergebnisse des Verfahrens Nasssiebungen untersucht. Die Untersuchungen wurden an Dunkelroten Mergeln aus Stuttgart Mitte der Verwitterungsklasse V3 durchgeführt.

Einflussfaktor: Dauer der Wasserlagerung

Es stellte sich die Frage, inwieweit die Dauer der nassen Siebung einen Einfluss auf die Zerfallsneigung hat. Zur Überprüfung des Einflusses der Dauer der Wasserlagerung wurden Proben unterschiedlich lang im Wasser gelagert. Als Lagerungszeiten wurden 2 Minuten, 30 Minuten, 1 Stunde, 48 Stunden und 72 Stunden gewählt. Für jede Versuchszeit wurde eine Referenzprobe 24 Stunden in Wasser gelagert. Es wurde kein Einfluss auf die Ergebnisse festgestellt. Die Proben zeigten alle die gleiche Zerfallsneigung wie die Referenzprobe. Demnach sollte es nicht von Bedeutung sein, wie lange die Siebung andauert, da davon auszugehen ist, dass der Zerfall während der 24-stündigen Wasserlagerung abgeschlossen ist.

Einflussfaktor: Feinanteile während der Wasserlagerung

Bei dem bisherigen Vorgehen wird der Anteil $< 0,063$ mm bei der Nasssiebung nicht aufgefangen und ist somit während der Wasserlagerung nicht mehr vorhanden. Es stellte sich die Frage, ob dies die Zerfallsanfälligkeit beeinflusst. Zu überprüfen war, ob ein Vorhandensein des Feinanteils während der Wasserlagerung zu einem geringeren Zerfall führt, da sich dieser z.B. schützend um die größeren Aggregate legt. Auch hier wurde kein Einfluss festgestellt.

Vergleich der beiden Verfahren

Wesentlich ist die unterschiedliche Probenbehandlung vor der ersten Siebung. Beim Verfahren Trockensiebung wird die Probe vor der ersten Siebung im Ofen getrocknet. Beim Verfahren Nasssiebung wird die Probe vor der ersten Siebung in Wasser gelagert. Die beiden Verfahren unterscheiden sich also in der Sofortreaktion und es ist bei der Wahl des Siebverfahrens zu beachten, welche Sofortreaktion zu untersuchen ist. Im baupraktischen Sinne ist das Verfahren Nasssiebung oftmals sinnvoller, da durch die initiale Wasserlagerung der Einfluss von Wasserzutritten (z.B. Bohrspülung) auf das natürliche Gestein untersucht werden kann [91].

Zum Vergleich der beiden Verfahren wurden in Zusammenarbeit mit einer Bachelorstudentin [171] vergleichende Untersuchungen an einem Dunkelroten Mergel der Verwitterungsklasse V2 durchgeführt. Ziel war es zu prüfen, ob die beiden Siebmethoden zu verschiedenen Ergebnissen führen. Es wurde festgestellt, dass die Wasserlagerung vor der ersten nassen Siebung das Material mehr zerlegte als die Ofentrocknung vor der ersten trockenen Siebung. Nach fünf Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln wurde bei nass gesiebten Proben ein höherer Anteil der Fraktion $< 0,063$ mm als bei trocken gesiebten Proben festgestellt. Bei trocken gesiebten Proben hingegen wurden höhere Anteile zwischen 0,125 und 4,0 mm als bei nass gesiebten Proben festgestellt. Ursache ist ein Verklumpen des Materials bei der Ofentrocknung vor der trockenen Siebung. Ab einem Feinanteil $> 5\%$ sollen beim Trocknen der Proben sekundäre Aggregate aus dem Feinanteil entstehen, die bei einer trockenen Siebung ohne große mechanische Beanspruchung nicht gelöst werden können [12]. Bei der nassen Siebung hingegen werden diese sekundären Aggregate während der Siebung durch Wasser gelöst.

Aggregatklasse	Siebfraktion [mm]
1	< 0,063
2	0,063-0,125
3	0,125-0,25
4	0,25-0,5
5	0,5-1,0
6	1,0-2,0
7	2,0-4,0
8	4,0-8,0
9	8,0-16,0
10	16,0-31,5
11	31,5-63
12	> 63

Tabelle 6.1: Aggregatklassen. Unterteilung in Siebfraktionen nach DIN 18123-2011 [38].

6.1.2 Neue Methode zur Auswertung der Zerfallsversuche

Zur Entwicklung des neuen Klassifikationsansatzes wurde nur das Nasssiebverfahren angewendet.

Zur Auswertung werden die Siebfraktionen in Aggregatklassen unterteilt, wobei die Aggregatklasse 12 der Siebfraktion > 63 mm, die Aggregatklasse 11 der Fraktion 31,5 - 63 mm, die Klasse 10 der Fraktion 16 - 31,5 mm usw. entspricht. Die Aggregatklasse 1 entspricht der Fraktion < 0,063 mm (Tabelle 6.1). Verwendet wurden die Siebfraktionen nach DIN 18123-11 [38]¹. Ursache für die Unterteilung in die Aggregatklassen 1 bis 12 ist, dass so die Anteile (Siebrückstände) der Fraktionen < 0,063 mm und > 63 mm erfasst werden können.

In Abbildung 6.2 sind beispielhaft die Ergebnisse eines Zerfallsversuches nach dem Nasssiebverfahren (siehe Absatz 6.1.1) an einem Gestein aus dem Bochinger Horizont mit Verwitterungsgrad V1 dargestellt. Insbesondere nach der ersten Ofentrocknung (zwischen Wechsel 1 und 2) zerfällt das Gestein sehr stark. Ab dem dritten Wechsel verändert es sich nur noch sehr geringfügig. Die Verteilungskurve (Siebrückstände) des Wechsels n kann durch den Schwerpunkt S_n

$$S_n = \sum_{i=1}^{12} [R_{i,n} \cdot C_i] \quad (6.1)$$

¹Mit Einführung der DIN EN ISO 17892-4 [49] wurden die Siebfraktionen neu unterteilt. Das vorgestellte Verfahren sollte auch mit den neuen Fraktionen anwendbar sein und zu ähnlichen Ergebnissen führen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde dies allerdings nicht näher überprüft.

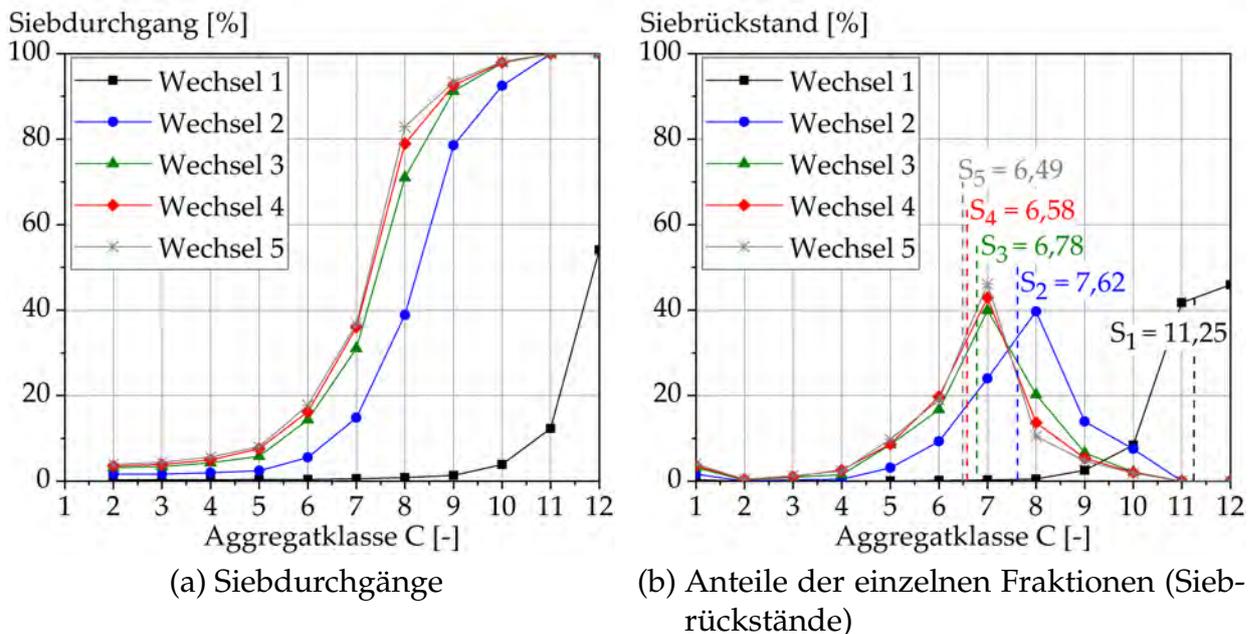


Abbildung 6.2: Ergebnis eines Zerfallsversuches an einer Probe aus dem Bochinger Horizont, Verwitterungsgrad V1. Zwischen Wechsel 1 und 2 zerfällt das Gestein stark und die Position des Schwerpunkts verschiebt sich hin zu niedrigeren Aggregatklassen. Bei den folgenden Wechseln nimmt der Schwerpunkt immer weniger ab.

parametrisiert werden, wobei C_i die Aggregatklasse i und $R_{i,n}$ den Anteil der Aggregatklasse i im Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel n angibt. Bei dem in Abbildung 6.2 dargestellten Gestein reduziert sich der Schwerpunkt der Verteilungskurve zwischen Wechsel 1 und Wechsel 5 von 11,25 auf 6,49.

Wie sich die Schwerpunkte während der fünf Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel verändern, ist in Abbildung 6.3 dargestellt. In Abbildung 6.3a ist die Änderung aller im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Gesteine und in Abbildung 6.3b eine Auswahl zur Veranschaulichung der unterschiedlichen Zerfallsverhalten dargestellt.

Als Ausgangsprobentück wurden Stücke mit einer Größe von > 63 mm verwendet. Bei völlig verwitterten Materialien der Verwitterungskategorie V5 handelt es sich bei den Ausgangsprobentücken um Tonmatrix, deren Partikel durch kohäsive Bindungen zusammengehalten werden. Im Ausgangszustand (Wechsel 0) hat die Verteilung des Materials den Schwerpunkt 12. Die bergfeuchten Proben werden dann unter Wasser gelagert und im Anschluss nass gesiebt. Die Reaktion des Materials auf die erste Wasserlagerung ohne vorherige Austrocknung kann über die Differenz des Schwerpunktes im Ausgangszustand zum Schwerpunkt der Verteilungskurve des Wechsels 1 beschrieben werden. Diese Differenz wird im Folgenden als Sofortreaktion bezeichnet und beschreibt die Reaktion eines Gesteins im einfachen Wasserlagerungsversuch nach DIN EN ISO 14689 [44]. Im Anschluss an die erste Nasssiebung wird das Material getrocknet, erneut befeuchtet und gesiebt (Wechsel 2). Die Differenz des Schwerpunktes der Verteilungskurve des

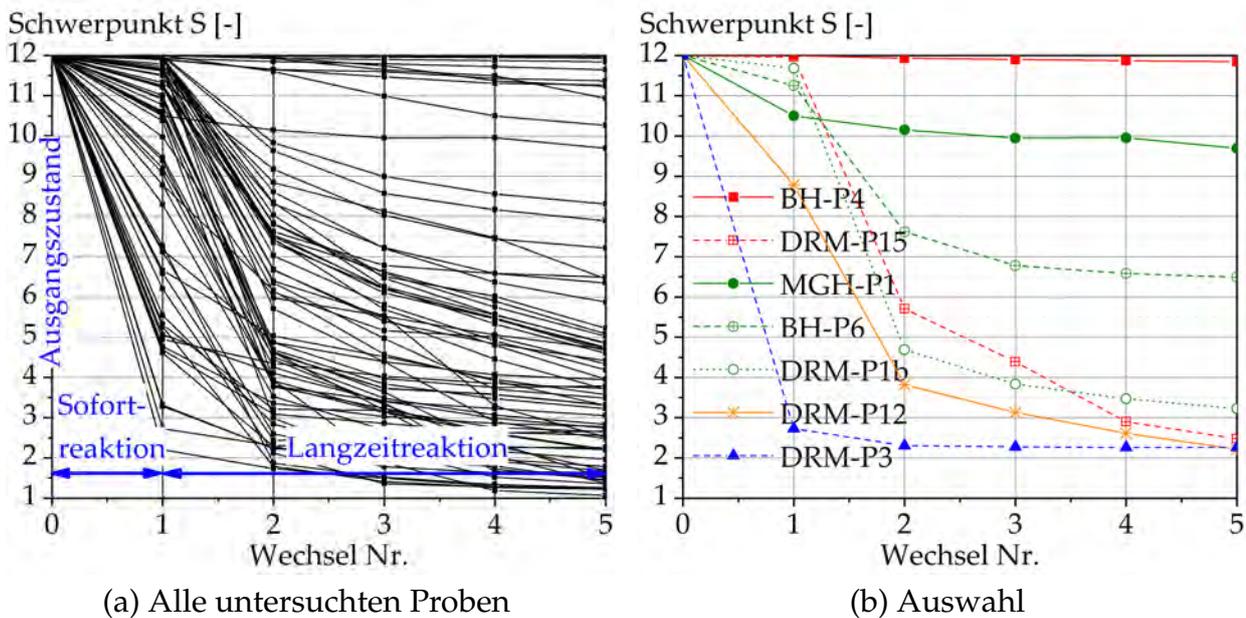


Abbildung 6.3: Änderung der Schwerpunkte der Siebrückstände während der fünf Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel. Die Sofortreaktion ist die Reaktion des bergfeuchten Gesteins auf die erste Wasserlagerung, die Langzeitreaktion die Reaktion auf mehrere Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel.

Wechsels 1 zum Schwerpunkt der Verteilungskurve des Wechsels 2 stellt den Einfluss einer Austrocknung vor Wasserkontakt dar. Bei den darauffolgenden drei Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln zerlegte sich das Material mit jedem Wechsel weniger und die Schwerpunkte nähern sich einer Asymptote an. Die Reaktion des Materials zwischen Wechsel 1 und Wechsel 5 wird als Langzeitreaktion bezeichnet.

Aus Abbildung 6.3 können folgende Erkenntnisse gewonnen werden:

- Es besteht in der Regel ein deutlicher Unterschied im Zerfallsverhalten zwischen den Wechseln 0 und 1 (Wasserlagerung ohne vorherige Austrocknung) und den Wechseln 1 und 2 (Wasserlagerung mit vorheriger Austrocknung). Viele bergfrische Gesteine zeigten bei Wasserkontakt kaum eine Reaktion, reagierten aber nach einer Austrocknung sehr stark (z.B. DRM-P15, Abbildung 6.3b), andere Gesteine reagierten aber auch im weiteren Versuchsverlauf nicht (z.B. BH-P4, Abbildung 6.3b). Hingegen reagieren andere Gesteine bereits bei der ersten Wasserlagerung mehr oder weniger stark und zeigten danach kaum noch eine Reaktion (z.B. MGH-P1 und DRM-P3, Abbildung 6.3b). Wieder andere Gesteine zeigten bereits bei der ersten Wasserlagerung eine Reaktion, allerdings war das Zerfallspotential bei weitem noch nicht ausgeschöpft, da die Gesteine bei den folgenden Wasserlagerungen weiter reagierten (z.B. BH-P6, DRM-P1b und DRM-P12, Abbildung 6.3b). Eine Unterteilung in eine Sofort- und eine Langzeitreaktion ist zur detaillierten Betrachtung des Zerfallsverhaltens daher sinnvoll.
- Nur bei wenigen der untersuchten Gesteine konnte anhand des Wasserlagerungsversuches an einer bergfeuchten Probe, wie er in DIN EN ISO 14689 [44] genormt

ist (Sofortreaktion), der potentiell mögliche Zerfall einer Probe zutreffend ermittelt werden (nur DRM-P3 und BH-P4 in Abbildung 6.3b). Auch eine Austrocknung mit anschließender einmaliger Wasserlagerung reicht bei den meisten Proben nicht aus, das gesamte Zerfallspotential zu ermitteln. Vielmehr waren bei der überwiegenden Anzahl der untersuchten Proben wiederholte Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel (Langzeitreaktion) notwendig, um das Zerfallsverhalten beurteilen zu können.

- Bei den hier untersuchten Gesteinen waren fünf Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel zur Beschreibung des Zerfallsverhaltens ausreichend, da sich mit dieser Anzahl von Wechseln die Änderungen der Schwerpunkte einer Asymptote annäherten. Grundsätzlich sollte aber vor Beendigung eines Zerfallsversuches anhand der Änderung des Schwerpunktes geprüft werden, ob der Zerfall der Probe abgeschlossen ist.

Über die Differenz des Schwerpunktes der Verteilungsfunktion im Ausgangszustand zu dem Schwerpunkt der Verteilungsfunktion im Endzustand kann die Zerfallsneigung D beschrieben werden:

$$D = S_0 - S_5 = 12 - \sum_{i=1}^{i=12} [R_{i,5} \cdot C_i] \quad (6.2)$$

Baupraktisch ist es oft interessant, ob für große Veränderungen bereits ein einfacher Wasserkontakt ausreicht, oder ob dafür Wechselbeanspruchungen zwischen Austrocknungen und Wiederbefeuchtungen notwendig sind. Hierfür können die Sofortreaktion D_I und die Langzeitreaktion D_L getrennt betrachtet werden:

$$D_I = S_0 - S_1 = 12 - \sum_{i=1}^{i=12} [R_{i,1} \cdot C_i] \quad (6.3)$$

$$D_L = S_1 - S_5 = \sum_{i=1}^{i=12} [R_{i,1} \cdot C_i] - \sum_{i=1}^{i=12} [R_{i,5} \cdot C_i] \quad (6.4)$$

Die Summe aus D_I und D_L ist der Zerfall D .

Sechs neue Veränderlichkeitsklassen werden über die Zerfallsneigung D unterteilt. In Tabelle 6.2 sind die Veränderlichkeitsklassen angegeben. Die Kenngröße D kann zur Klassifizierung entweder nach Gl. 6.2 ermittelt werden oder als Summe der beiden Kenngrößen D_I und D_L . Zur besseren Kenntnis der untersuchten Materialien empfiehlt sich die Unterteilung in die Sofort- und Langzeitreaktion.

In Abbildung 6.4 sind für alle untersuchten Proben die beiden den Zerfall beschreibenden Parameter D_I und D_L dargestellt. Zudem sind die sechs Veränderlichkeitsklassen aus Tabelle 6.2 abgegrenzt. Eine große Anzahl der untersuchten Proben reagiert im bergfrischen Zustand kaum auf einen Wasserkontakt. Im ausgetrockneten Zustand fanden dann aber starke Reaktionen statt. Nur wenige Proben reagierten bereits sehr stark im bergfrischen Zustand.

Veränderlichkeitsklasse VKL		Zerfallsneigung D
1	nicht veränderlich	$\leq 0,5$
2	gering veränderlich	0,5 - 3
3	mäßig veränderlich	3 - 5
4	stark veränderlich	5 - 7
5	sehr stark veränderlich	7 - 9
6	extrem veränderlich	9 - 11

Tabelle 6.2: Veränderlichkeitsklassen

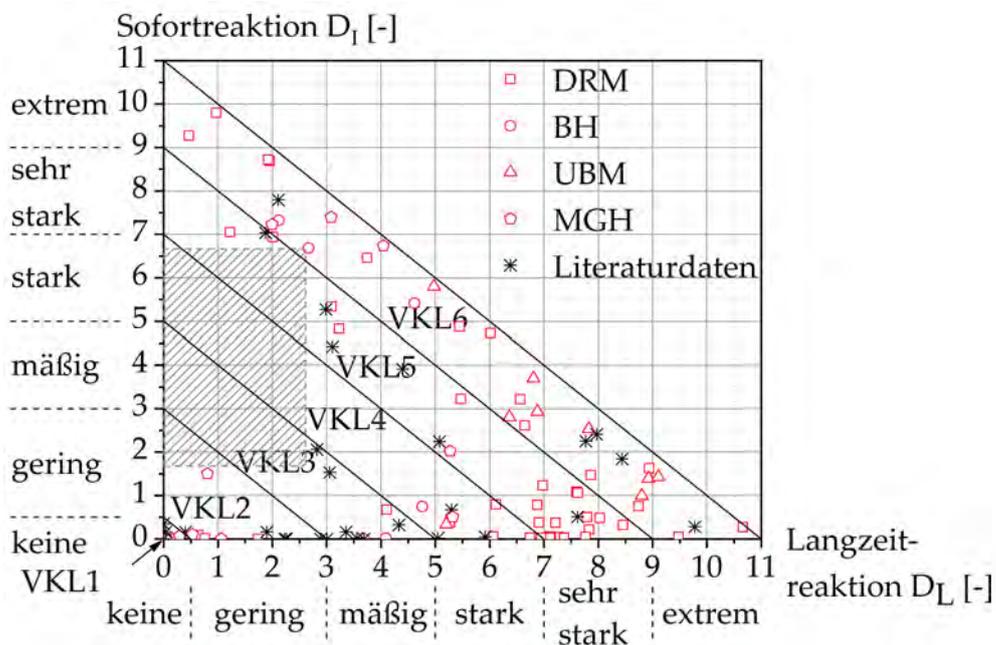


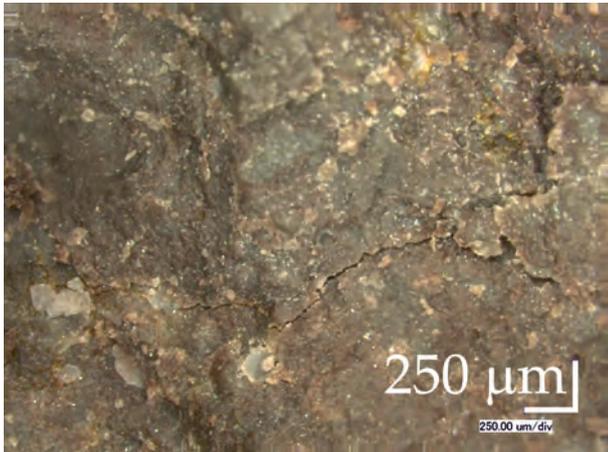
Abbildung 6.4: Einteilung in Veränderlichkeitsklassen anhand der beiden den Zerfall beschreibenden Parameter D_1 und D_L

Zusätzlich zu den eigenen Versuchsergebnissen wurden publizierte Versuchsdaten an Gesteinen aus Jura, Kreide und Tertiär [120] mit dem neuen Verfahren ausgewertet und in Abbildung 6.4 integriert. Durchgeführt wurden auch Nasssiebungen nach einem ähnlichen Verfahren. Die sich dabei ergebenden Einteilungen in die Veränderlichkeitsklassen nach Tabelle 6.2 stimmt mit den publizierten visuellen Reaktionsbeschreibungen überein.

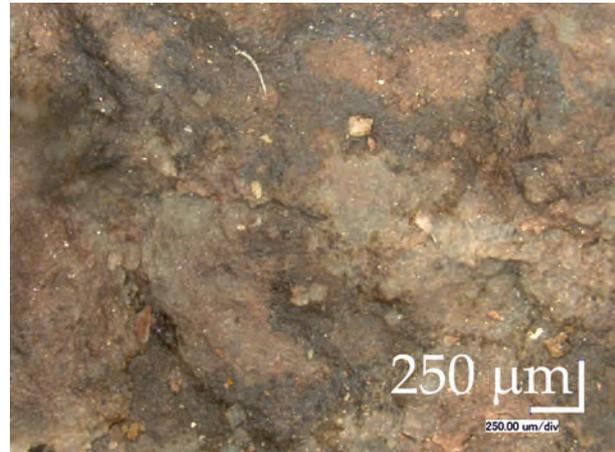
In Abbildung 6.4 fällt auf, dass bislang weder bei den hier vorgestellten Untersuchungen noch bei denen in der Literatur publizierten Untersuchungen Gesteine untersucht wurden, bei denen es zunächst zu einer geringen bis sehr starken Sofort- und im Anschluss zu keiner bzw. nur geringer Langzeitreaktion kommt (schrattierte Fläche in Abbildung 6.4). Gesteine, die sich während der Sofortreaktion nicht vollständig in Partikel zerlegen (also nicht sehr stark oder extrem reagieren) und während der Langzeitreaktion keine bzw. nur geringe Veränderungen zeigen, müssten stark geklüftete Gesteine sein, deren Kluffkörper aber weitgehend unveränderlich sind. Durch die initiale Aufsättigung würden diese Gesteine entlang den vorhandenen Trennflächen auseinanderbrechen. Die bei der ersten Wasserlagerung entstandenen Kluffkörper würden sich im Langzeitverhalten nicht bzw. nur gering verändern. Gesteine, die ein solches Verhalten zeigen, wurden bislang jedoch weder im Rahmen der hier dokumentierten Untersuchungen noch in den in der Literatur dokumentierten Untersuchungen angetroffen.

Dass viele Gesteine erst nach einer Austrocknung auf Zerfallsangriffe reagieren, ist sehr anschaulich in Abbildung 6.5 dargestellt. Von einem Dunkelroten Mergel, Verwitterungs-klasse V3 wurde eine Teilprobe im natürlichen Zustand bewässert (Abbildungen 6.5a und 6.5b) und eine im getrockneten Zustand (Abbildungen 6.5c und 6.5d). Es ist zu sehen, dass die im Ofen getrocknete Teilprobe deutlich stärker zerfällt.

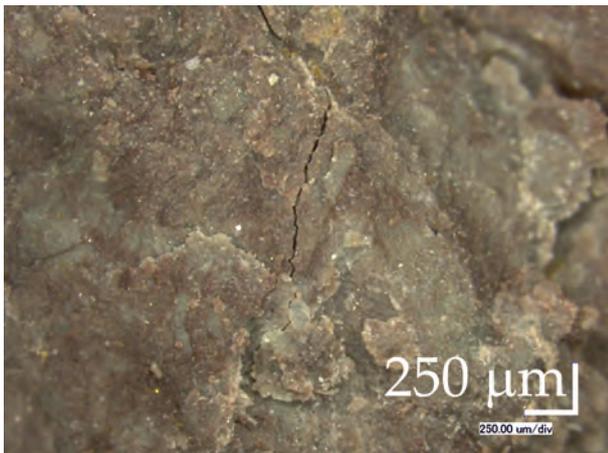
In Abbildung 6.6 sind beispielhaft die Verteilungen einer Probe aus dem Bochinger Horizont, Verwitterungsgrad V1 (Abbildung 6.6a) und einer Probe aus dem Dunkelroten Mergel, Verwitterungsgrad V3 (Abbildung 6.6b) dargestellt. Beide den Endzustand beschreibenden Kurven haben nahezu den gleichen Schwerpunkt S5 und es ergibt sich eine nahezu gleiche Zerfallsneigung D. Bei der in Abbildung 6.6a dargestellten Probe aus dem Bochinger Horizont beträgt die Zerfallsneigung $D = 5,51$ und bei der in Abbildung 6.6b dargestellten Probe aus dem Dunkelroten Mergel beträgt die Zerfallsneigung $D = 5,65$. Beide Proben werden daher als ähnlich veränderlich klassifiziert. Allerdings unterscheiden sie sich stark in der Art des Zerfalls. Während die in Abbildung 6.6a dargestellte Probe aus dem Bochinger Horizont hauptsächlich in Aggregate im Größenbereich 0,5 bis 8 mm ($C_i = 5-8$) zerbricht, dispergiert bei der in Abbildung 6.6b dargestellten Probe aus dem Dunkelroten Mergel ein Teil des Probenstücks in Partikel $< 0,063$ mm ($C_i = 1$), während sich der andere Teil des Stücks innerhalb der fünf Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel nicht verändert. Dieses unterschiedliche Verhalten kann mit der Standardab-



(a) Bergfeuchte Probe - vor Wässerung



(b) Bergfeuchte Probe - nach Wässerung



(c) Ofengetrocknete Probe - vor Wässerung



(d) Ofengetrocknete Probe - nach Wässerung

Abbildung 6.5: Dunkelroter Mergel, Verwitterungsgrad V3. Vom Gestein wurde eine Teilprobe im natürlichen und eine im ofengetrockneten Zustand bewässert. Die ofengetrocknete Probe reagierte deutlich stärker auf die Wasserzugabe.

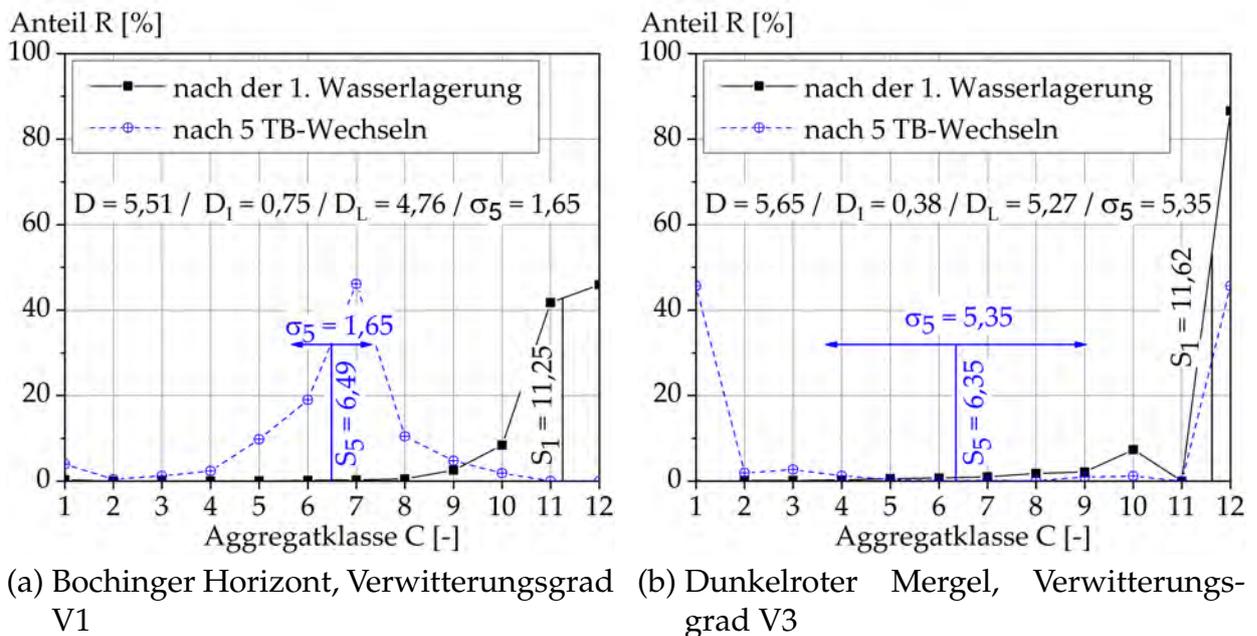


Abbildung 6.6: Zwei unterschiedlich stark verwitterte Gesteine mit nahezu gleichen Zerfallsindizes, aber unterschiedlicher Aggregatverteilung im Endzustand. Die Standardabweichungen σ_5 gibt die Abweichung vom Schwerpunkt an.

weichung σ_n beschrieben werden:

$$\sigma_n = \sqrt{\sum_{i=1}^{12} [R_{i,n} \cdot (C_i - S_n)^2]} \quad (6.5)$$

Nach fünf Trocknungs-Befeuchtungs-Wechselsn beträgt die Standardabweichung der in Abbildung 6.6a dargestellten Probe aus dem Bochinger Horizont $\sigma_5 = 1,65$ und der in Abbildung 6.6b dargestellten Probe aus dem Dunkelroten Mergel $\sigma_5 = 5,35$. Die Standardabweichung σ_n beschreibt die Streuung der Anteile in die unterschiedlichen Aggregatklassen. So kann festgestellt werden, ob die Aggregatgrößen der Proben nach den fünf Trocknungs-Befeuchtungs-Wechselsn eher eng nahe dem Schwerpunkt oder weit verteilt vorliegen (vgl. Abbildung 6.6).

6.1.3 Beurteilung des neuen Klassifikationsverfahrens

Im Vergleich zum einfachen Wasserlagerungsversuch nach DIN EN ISO 14689 [44] führt das neu vorgeschlagene Klassifikationsverfahren zwar zu einem Mehraufwand, aber auch zu einer deutlich besseren Beurteilung der Zerfallsneigung des Gesteins. Die Sofortreaktion beim Verfahren Nasssiebung beschreibt die Zerfallsreaktion des bergfrischen Materials auf einen 24-stündigen Wasserkontakt ohne vorige Austrocknung, also das Ergebnis, das sich bei Durchführung des Versuches nach DIN EN ISO 14689 [44]

ergeben würde. In Abbildung 6.3 ist deutlich ersichtlich, dass bei den meisten hier untersuchten Gesteinen bei einer einfachen Wasserlagerung das Zerfallspotential erheblich unterschätzt wird. Die DIN EN ISO 14689 [44] weist zwar darauf hin, dass manche Gesteine erst nach Austrocknung zerfallen, allerdings wurde festgestellt, dass auch nach einer einfachen Austrocknung mit anschließender Befeuchtung das Zerfallspotential eines Gesteins nicht vollständig erfasst wird (siehe hierzu Abbildung 6.3). Der Mehraufwand im Vergleich zum einfachen Wasserlagerungsversuch ist also wegen der höheren Beurteilungssicherheit und dem mit einer Fehleinschätzung verbundenen baupraktischen Risiko gerechtfertigt.

Die hier vorgeschlagene Versuchsdurchführung ähnelt Verfahren aus der Literatur [12, 120], allerdings wurden Veränderungen eingeführt, die die Versuchszeit erheblich reduzieren. Insbesondere ist dies das neu eingeführte Abwaschen des Feinanteils während der nassen Siebung. Die Versuchszeit wird verringert, da das Auffangen des Feinanteils sehr aufwändig ist. Ein weiterer Vorteil des Abwaschens ist, dass der Feinanteil den Siebsatz während der Nasssiebung nicht verstopfen kann. Insbesondere bei stark veränderlichen Gesteinen, die während des Versuches dispergieren, kann dies die Versuchszeit stark reduzieren.

Beim neuen Verfahren wird der Feinanteil bei jeder Siebung ausgewaschen und später über die Ausgangstrockenmasse ermittelt. Die Berechnung des Feinanteils führt dazu, dass jeder Siebverlust direkt in den Feinanteil eingerechnet wird und es muss daher sehr sorgfältig gearbeitet werden.

Ein weiterer Vorteil des neuen Verfahrens ist, dass bei den Literaturverfahren die Vorgehensweisen zur Auswertung der Versuchsdaten sehr fehleranfällig (siehe Abschnitt 2.6.2) ist, die hier neu vorgeschlagene Betrachtung der Schwerpunktsänderung hingegen weniger. Des Weiteren kann über die Standardabweichung ein Rückschluss auf die Kornverteilung gezogen werden.

6.2 Geochemische Zusammensetzung

Verwitterungs- und Zerfallsprozesse werden dahingehend unterschieden, dass bei letzteren keine chemischen Änderungen auftreten sollen (siehe Abschnitt 2.3.3). Zur Überprüfung dieses bislang nur vermuteten Zusammenhangs wurde die geochemische Zusammensetzung zweier unterschiedlich stark verwitterter Gesteine ermittelt. Hierfür wurde jeweils ein Teilstück der Probe abgetrennt und die geochemische Zusammensetzung ermittelt. Am restlichen Probenstück wurde der Zerfallsversuch nach Absatz 6.1.1 durchgeführt und nach Absatz 6.1.2 ausgewertet. Im Anschluss an den Versuch wurde erneut die geochemische Zusammensetzung ermittelt.

In Abbildung 6.7 sind die Ergebnisse der Untersuchungen dargestellt. Zu sehen ist, dass es während der Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel zu keiner Änderung der geochemischen Zusammensetzung kam.

Da beide Gesteine allerdings im Ausgangszustand keinen Schwefel enthielten, demnach

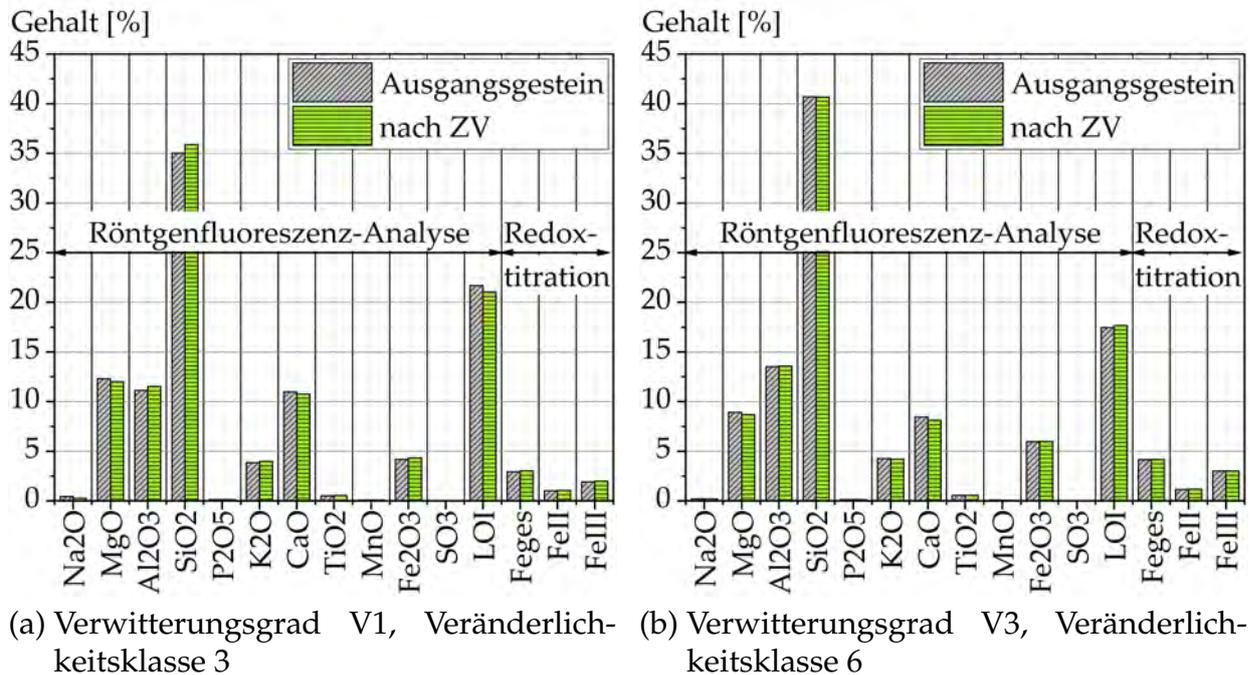


Abbildung 6.7: Chemische Zusammensetzung vor und nach einem Zerfallsversuch. Die geochemische Zusammensetzung bleibt bei beiden Gesteinen während des Zerfallsversuches nahezu unverändert.

auch kein Sulfat, wurde an einem dritten Gestein – das definitiv Sulfat enthält – der Schwefelgehalt vor und nach dem Zerfallsversuch getestet. Es stellte sich heraus, dass beide Teilproben des sulfathaltigen Gesteins den gleichen Schwefelgehalt haben. Auch der Sulfatgehalt wird also während des Zerfallsversuchs nicht verändert. In Summe wurde festgestellt, dass sich die geochemische Zusammensetzung während der Zerfallsversuche nach Absatz 6.1.1 bei den hier untersuchten Gesteinen nicht verändert.

6.3 Untersuchung zerfallsrelevanter Gesteinseigenschaften

Ziel der im Folgenden beschriebenen Untersuchungen war zu betrachten, welche Gesteinseigenschaften die Zerfallsneigung beeinflussen. Durchgeführt wurden die Untersuchungen an den Gesteinen der Grabfeld-Formation.

6.3.1 Mineralogische Zusammensetzung

Insbesondere gelten zementierende Mineralien und quellfähige Tonminerale als zerfallsbeeinflussend. Erstere sollen die Widerstandsfähigkeit des Gesteins erhöhen, letztere das

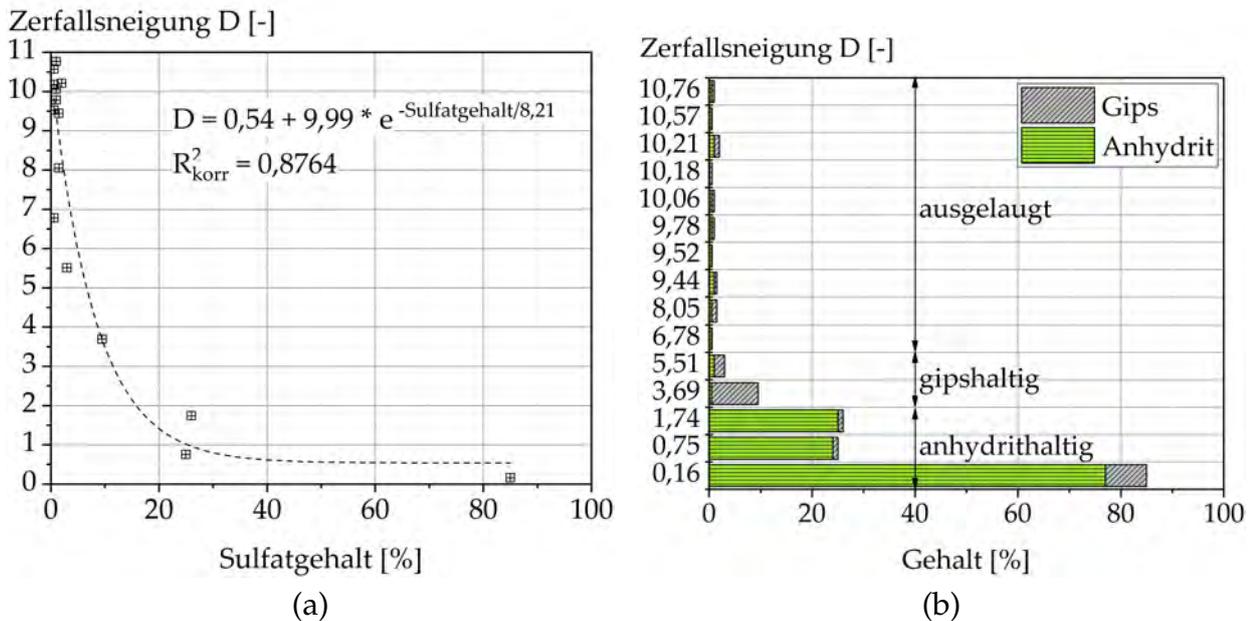


Abbildung 6.8: Einfluss des Sulfatgehalts auf die Zerfallsneigung. Ein hoher Sulfatgehalt führt zu einer geringen Zerfallsneigung. Die Umwandlung von Anhydrit in Gips und die Reduktion des Sulfatgehalts führt zu einem Anstieg der Zerfallsneigung.

Gestein zerfallsanfälliger machen (siehe Absatz 2.4.4). Im Folgenden wird auf den Einfluss der mineralogischen Zusammensetzung auf die Zerfallsneigung der hier untersuchten Gesteine der Grabfeld-Formation näher eingegangen.

Sulfat

Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Gesteine der Grabfeld-Formation sind sulfatführende Tonsteine mit Anhydrit im unverwitterten Ausgangsgestein. Geringe Mengen Wasser führen dazu, dass Anhydrit in Gips umgewandelt wird. Im Grundwasser geht Gips in Lösung und wird abtransportiert. Eine Beständigkeit gegenüber den Zerfallsversuchen sollte daher insbesondere auf den Sulfatgehalt zurückzuführen sein, der eine zementierende Wirkung hat.

In Abbildung 6.8a ist zu sehen, dass Gesteine mit einem hohen Sulfatgehalt eine niedrige Zerfallsneigung aufweisen, die Reduktion des Sulfatgehalts führt zu einem Anstieg der Zerfallsneigung. Bei Unterteilung des Sulfatgehalts in Anhydrit- und Gips-Anteile (Abbildung 6.8b) fällt auf, dass die Umwandlung von Anhydrit in Gips zu einem Anstieg der Zerfallsneigung führt. Wenn kein Anhydrit sondern nur noch Gips enthalten ist, sind die Gesteine zerfallsanfälliger.

Je höher also der Sulfatgehalt und dabei insbesondere der Anhydritgehalt, desto widerstandsfähiger ist das Gestein gegenüber Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln.

Gesteine mit einer Zerfallsneigung $D > 5$ enthalten kaum noch Sulfat. Bei Gesteinen mit

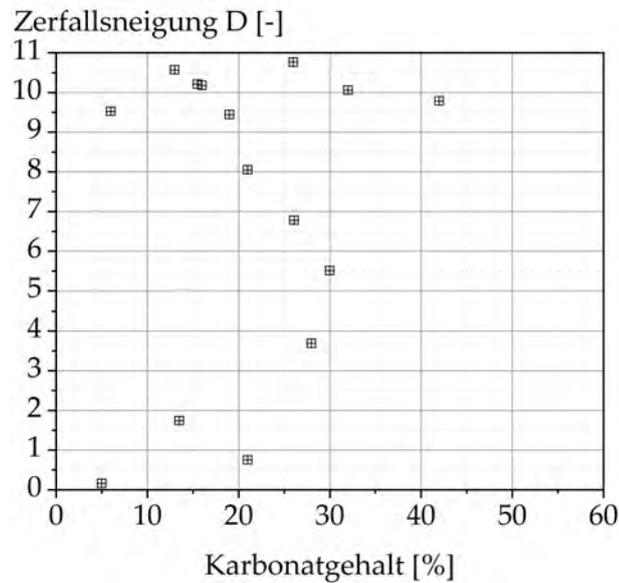


Abbildung 6.9: Einfluss des Karbonatgehalts auf die Zerfallsneigung. Kein eindeutiger Einfluss erkennbar.

einer höheren Zerfallsneigung müssen demnach andere Einflussfaktoren Ursache einer Zunahme der Zerfallsneigung sein. Es stellte sich nun die Frage, ob hierfür andere mineralogische Ursachen existieren oder ob die weitere Zunahme der Zerfallsanfälligkeit eher auf physikalische Eigenschaften zurückzuführen ist.

Karbonat

Karbonate sollen aufgrund der zementierenden Wirkung die Widerstandsfähigkeit gegenüber Zerfallsangriffen erhöhen [28]. Bei den hier untersuchten Gesteinen der Grabfeld-Formation, wurde allerdings keine Abhängigkeit zwischen Karbonatgehalt und Zerfallsneigung beobachtet. In Abbildung 6.9 ist zu sehen, dass der Karbonatgehalt nahezu konstant und bei hohen Zerfallsneigungen zudem sehr schwankend ist. Auch Gesteine mit einem hohen Karbonatgehalt können eine hohe Zerfallsneigung haben.

Summe aus Karbonat und Sulfat

Karbonat und Sulfat sind zementierende Minerale. Beide liegen aber oftmals auch in Klüften vor (siehe hierzu z.B. die Anhydritaggregate in Abbildung 5.5) und wirken nicht zementierend. Anhand der hier durchgeführten Untersuchungen ist eine Abgrenzung der nicht-zementierend wirkenden Anteile allerdings nicht möglich. In Abbildung 6.10 ist die Zerfallsneigung in Abhängigkeit der Summe aus Karbonat- und Sulfatgehalt dargestellt. Mit abnehmender Summe aus Karbonat- und Sulfatgehalt steigt die Zerfallsneigung.

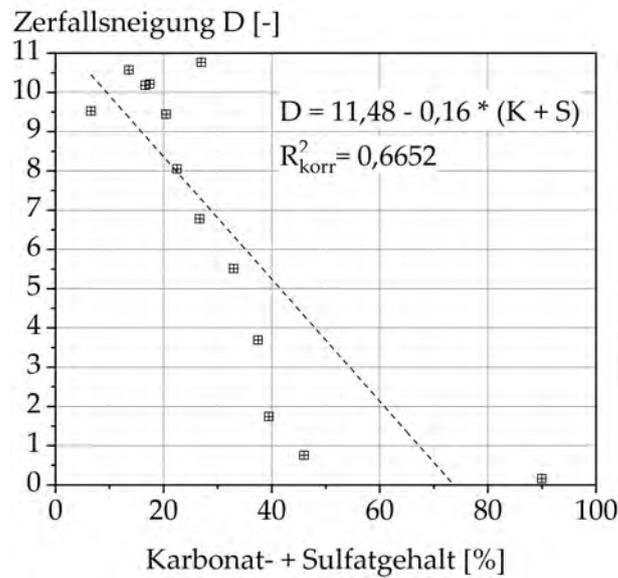
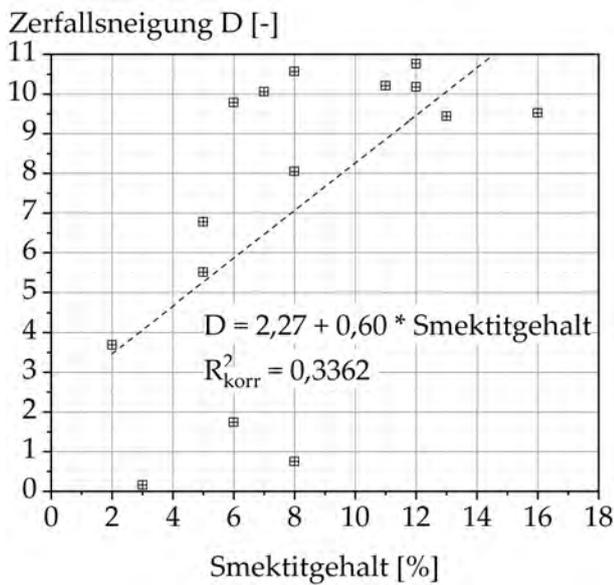
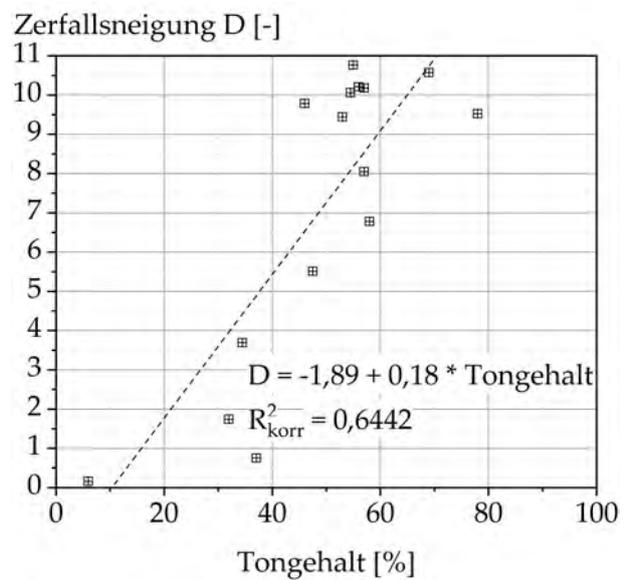


Abbildung 6.10: Einfluss der Summe aus Karbonat- und Sulfatgehalt auf die Zerfallsneigung. Je geringer die Summe der beiden zementierenden Minerale, desto höher ist die Zerfallsneigung.



(a) Smektitgehalt



(b) Gesamttonmineragehalt

Abbildung 6.11: Einfluss der Tonmineralogie auf die Zerfallsneigung. Mit steigendem Tongehalt steigt die Zerfallsanfälligkeit tendenziell an.

Ton

Bei den Tonmineralen gilt insbesondere der quellfähige Smektit als zerfallsrelevant (u.a. [107]).

Bei den hier untersuchten Gesteinen der Grabfeld-Formation nahm die Zerfallsneigung zwar mit zunehmendem Smektitgehalt tendenziell zu, allerdings mit einer hohen Streubreite und niedriger Korrelation (Abbildung 6.11a), so dass der Smektitgehalt nicht eindeutig als wesentlicher Einfluss auf die Zerfallsneigung betrachtet werden kann.

Mit zunehmendem Gesamttongehalt steigt die Zerfallsneigung tendenziell an (Abbildung 6.11b). Ursache hierfür ist wahrscheinlich zum einen die mit einer Zunahme des Tongehalts verbundene Abnahme des Sulfatgehalts und zum anderen aber auch die Tatsache, dass ein zunehmender Tongehalt auch eine Zunahme der spezifischen Oberfläche und somit eine Zunahme des Wasseraufnahmevermögens bedeutet. Es ist also naheliegend, dass der Tongehalt – zumindest tendenziell – die Zerfallsneigung beeinflusst.

Fazit

Bei den hier untersuchten Gesteinen der Grabfeld-Formation beeinflussen insbesondere der Sulfatgehalt und die Anhydrit-Gips-Umwandlung die Zerfallsanfälligkeit. Ein abnehmender Sulfatgehalt und die Umwandlung des Anhydrit in Gips führen zu einer Zunahme der Zerfallsanfälligkeit.

Der Karbonatgehalt konnte nicht als Einflussfaktor auf die Zerfallsneigung identifiziert werden. Wird aber die Summe aus Sulfat- und Karbonatgehalt als zementierender Anteil betrachtet, ist zu sehen, dass eine Abnahme dieser Summe zu einer Zunahme der Zerfallsneigung führt.

Eine Zunahme des Tongehalts führt zu einer höheren Wasseraufnahmefähigkeit und somit auch zu einer Zunahme der Zerfallsanfälligkeit. Der Smektitgehalt, der auch als zerfallsrelevant gilt, streut bei den hier untersuchten Gesteinen stark. Es wurde zwar festgestellt, dass mit zunehmendem Smektitgehalt die Zerfallsanfälligkeit tendenziell zunimmt, aber die Korrelation ist aufgrund der starken Streuung niedrig.

6.3.2 Porosität und Porengrößenverteilung

Die Porosität zählt zu den zerfallsrelevanten Gesteinsparametern, da mit zunehmender Porosität die Festigkeit sinkt (siehe hierzu Absatz 2.4.3). Insbesondere sollen aber die durchströmbare Porosität und die Porengrößenverteilung die Zerfallsneigung beeinflussen. Im Folgenden wird auf die Einflüsse des Porenraums auf die Zerfallsneigung der hier untersuchten Gesteine näher eingegangen.

In Abbildung 6.12a ist zu sehen, dass die Zerfallsneigung mit steigendem Gesamtporenanteil n zunimmt. Auch ein Anstieg der mit Hilfe eines Quecksilberporosimeters ermittelten mit Quecksilber durchströmbaren Porosität n_{Hg} führt zu einem Anstieg der Zerfallsneigung (Abbildung 6.12b). Grundsätzlich ist es aber schwer zu untersuchen, inwiefern der Porengehalt einen Einfluss auf die Zerfallsneigung hat. Die Zerfallsneigung D ist die Neigung eines Gesteins, auf kombinierte Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel

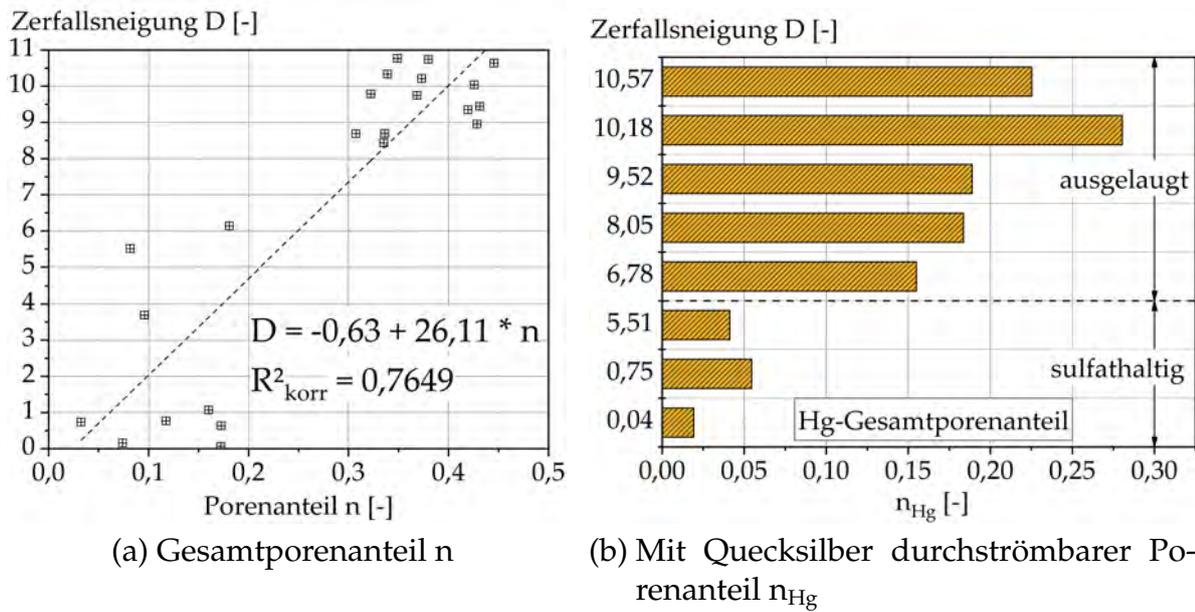


Abbildung 6.12: Einfluss des Porenraums auf die Zerfallsneigung. Mit steigendem Porenanteil n und auch mit steigendem mit Quecksilber durchströmbarer Porenanteil n_{Hg} steigt die Zerfallsneigung.

zu reagieren. Sowohl der Gesamtporenanteil als auch der mit Quecksilber durchströmbarer Porenanteil werden am Ausgangsgestein ermittelt. Der Porengehalt wird bereits durch die erste Austrocknung während des Zerfallsversuchs verändert. Die Reaktion auf Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel anhand des Porengehalts des Ausgangsgesteins kann daher nicht interpretiert werden. Gleiches gilt für die Interpretation der Zerfallsneigung D anhand der im Rahmen dieser Arbeit im Quecksilberporosimeter gemessenen Porengrößenverteilung, denn auch diese wird sich während der Austrocknung verändern.

Möglich ist aber eine Interpretation des Einflusses des Porenraums auf die Sofortreaktion des Ausgangsgesteins. Festgestellt wurde, dass bis zu einem Gesamtporenanteil n von etwa 20% das Ausgangsgestein keine Reaktion auf Wasserkontakt zeigt (Abbildung 6.13). Beträgt der Porenanteil mehr als 20% nimmt die Reaktionsstärke mit steigendem Porenanteil sehr stark zu. Es ist demnach ein gewisser Mindestanteil an Poren notwendig, damit Wasser in das Gestein eintreten an.

Bei der Unterteilung in Inter- und Intraaggregatporen wurde festgestellt, dass die Sofortreaktion wesentlich vom Interaggregatporenanteil beeinflusst wird (Abbildung 6.14a). Erst ab einem Interaggregatporenanteil von etwa 4% steigt die Neigung bei einfachem Wasserkontakt zu zerfallen an. Es ist also ein gewisser Mindestanteil an Interaggregatporen notwendig, damit Wasser überhaupt in das bergfrische Gestein eintreten kann. Sobald dieser Mindestanteil an Interaggregatporen überschritten wird, steigt die Reaktion des Gesteins stark an. Der Intraaggregatporenanteil hingegen beeinflusst die So-

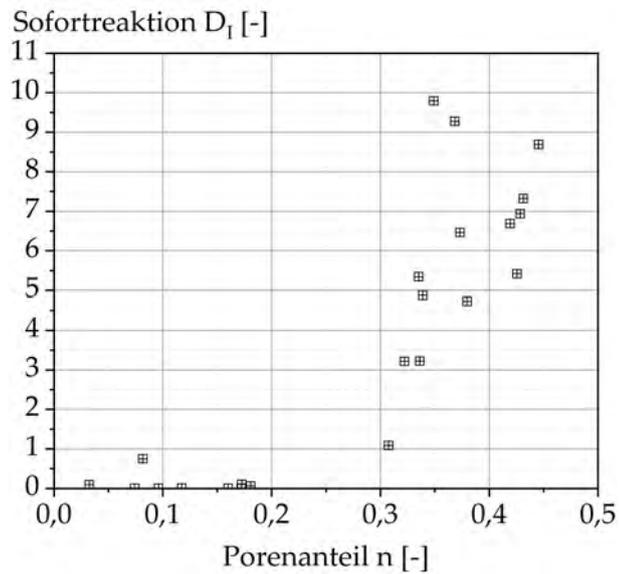


Abbildung 6.13: Einfluss des Gesamtporenanteils n von Gesteinen der Grabfeld-Formation auf die Sofortreaktion.

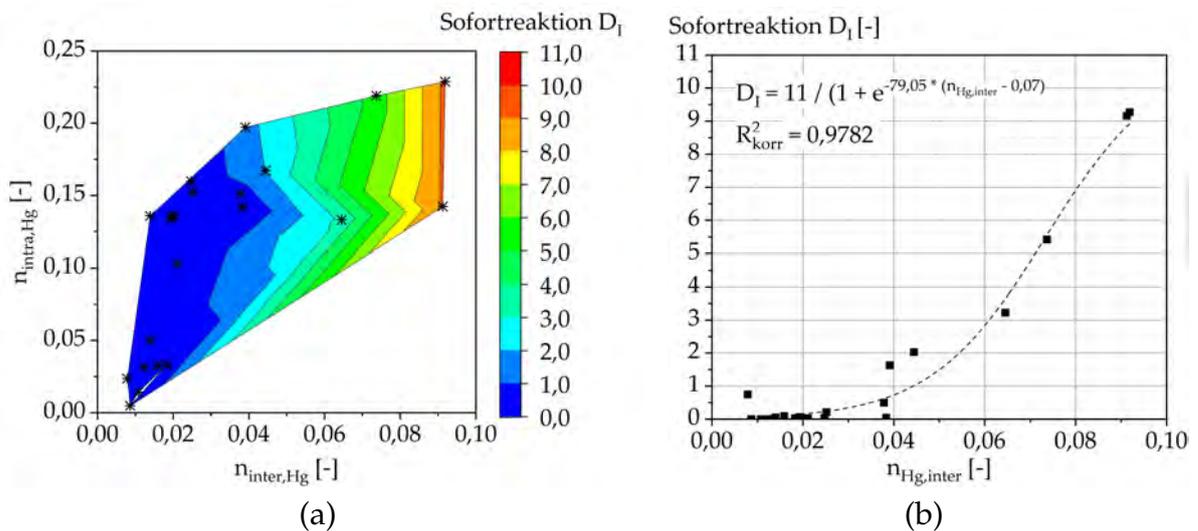


Abbildung 6.14: Einfluss des Inter- und Intraaggregatporenanteils von Gesteinen der Grabfeld-Formation auf die Sofortreaktion.

fortreaktion kaum. Gesteine mit niedrigem Interaggregatporenanteil können nur nach einer Austrocknung zerfallen, da während der Austrocknung vermutlich Schrumpfrisse entstehen, über die Wasser in das Gestein eintreten kann und die diagenetischen Bindungen durch die Schrumpfungsvorgänge geschwächt werden. Gesteine mit einem sehr niedrigem Gesamtporengehalt zerfallen aber auch nach einer Austrocknung nicht. Es ist anzunehmen, dass hier die diagenetischen Bindungen so stark sind, dass diese bei der Austrocknung nicht deutlich geschwächt werden und keine Risse entstehen.

Die begrenzte Unterteilung in die Aggregatklassen 1 bis 12 bildet eine obere Schranke von $D_I = 11$ für die Zerfallsneigung. Unter der Annahme, dass die Zunahme der Sofortreaktion proportional zur aktuellen Reaktionsstärke sowie zur noch vorhandenen Kapazität ist, kann der Zusammenhang zwischen der Sofortreaktion und dem Interaggregatporenanteil durch ein beschränktes logistisches Wachstum beschrieben werden:

$$D_I(n_{Hg,inter}) = \frac{D_{I,max}}{1 + e^{-k(n_{Hg,inter} - n_c)}} \quad (6.6)$$

wobei $D_{I,max}$ die obere Schranke, k die Proportionalitätskonstante und n_c den Wendepunkt beschreibt.

6.3.3 Einfluss der Saugspannungen

Es ist bekannt, dass die meisten Gesteine insbesondere nach einer Austrocknung dazu neigen, Wasser aufzunehmen und zu zerfallen. Im In-situ-Sättigungszustand hingegen nehmen sie kaum Wasser auf. Als Ursache hierfür wird vermutet, dass im getrockneten Zustand sehr große Saugspannungen innerhalb der Gesteine herrschen, die dem Material Festigkeit geben. Bei einem erneuten Wasserzutritt wird das Wasser sehr schnell in das Gestein aufgenommen und es kommt infolge der Porenluftüberdrücke zum Zerfall (siehe Absatz 2.3.3). Ein Zusammenhang zwischen den Saugspannungen innerhalb des Gesteins und dem Zerfall ist naheliegend.

Frühere Untersuchungen an Opalinuston [12] ergaben, dass mit steigender Saugspannung die Zerfallsneigung des Opalinuston sinkt. Hohe Saugspannungen wirken demnach dem Zerfall entgegen, wobei sich hier die Frage nach Ursache und Wirkung stellt. Fraglich ist, ob die Saugspannung des Ausgangsgesteins nicht eher mit der Festigkeit und diese mit der Zerfallsneigung zu korrelieren ist.

In Absatz 5.8 wurden Saugspannungsmessungen, die in Bezug auf den Verwitterungsgrad ausgewertet wurden, diskutiert. An den gleichen Gesteinen wurden zudem auch Zerfallsversuche durchgeführt. Da nach dem ersten Wasserkontakt die Saugspannung im Gestein nicht mehr der In-situ-Saugspannung entsprechen kann, können die Saugspannungen nur mit der Sofortreaktion in Zusammenhang gebracht werden. In Abbildung 6.15 ist zu sehen, dass mit abnehmender Saugspannung die Sofortreaktion steigt. Gesteine mit hohen Saugspannungen neigen demnach dazu, im bergfeuchten Zustand weniger auf Wasserzutritte zu reagieren. Ursache ist wahrscheinlich, dass diese Gesteine eine hohe Festigkeit haben und so widerstandsfähiger sind.

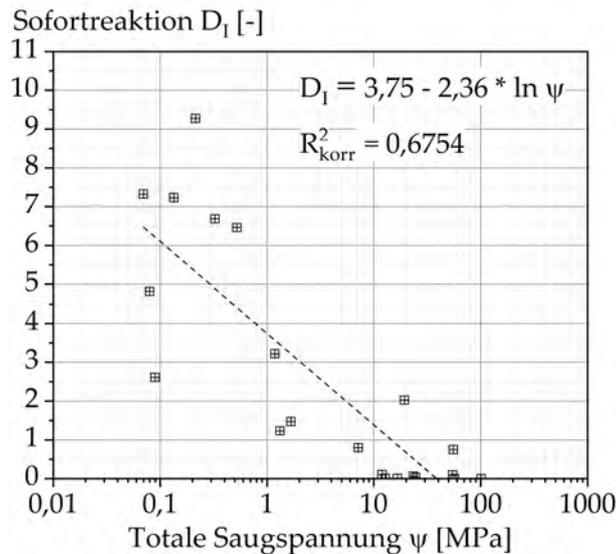


Abbildung 6.15: Sofortreaktion in Abhängigkeit der wirkenden Saugspannungen im Ausgangsgestein. Gesteine der Grabfeld-Formation

6.3.4 Zusammenfassende Beurteilung der zerfallsrelevanten Gesteinseigenschaften

Bei den hier untersuchten Gesteinen der Grabfeld-Formation konnte eine niedrige Zerfallsneigung auf einen hohen Sulfatgehalt zurückgeführt werden. Die Sulfatauslaugung führt zu einem Anstieg der Zerfallsneigung. Weiter wurde festgestellt, dass Gesteine mit Anhydrit widerstandsfähiger als die sind, bei denen bereits die Anhydrit-Gips-Umwandlung eingesetzt hat (Abbildung 6.8).

Gesteine mit Zerfallsneigungen $D > 5$ sind bereits ausgelaugt. Hier stellte sich die Frage, welche Gesteinseigenschaften bei den ausgelaugten Gesteinen zu einem Anstieg der Zerfallsneigung führen.

Festgestellt wurde, dass hierfür keine weiteren mineralogischen Eigenschaften relevant sind. Zwar nimmt die Zerfallsneigung mit steigendem Tongehalt zu, allerdings ist die Korrelation gering (Abbildung 6.11b).

Bei der Untersuchung des Porenraums wurde festgestellt, dass die Zerfallsneigung mit steigendem Porenanteil zunimmt. Festgestellt wurde im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen, dass für eine Reaktion des bergfrischen Gesteins ein gewisser Mindestanteil an Interaggregatporen notwendig ist, damit Wasser in das Gestein eintreten kann und es zu einer Reaktion kommen kann. Gesteine mit niedrigerem Interaggregatporenanteil können nur nach einer Austrocknung zerfallen, da dann über – während der Austrocknung entstandene – Schrumpfungsrisse Wasser in das Gestein eintreten kann. Ein sehr niedriger Gesamtporenanteil führt dazu, dass es auch nach einer Austrocknung zu keinem Zerfall kommt.

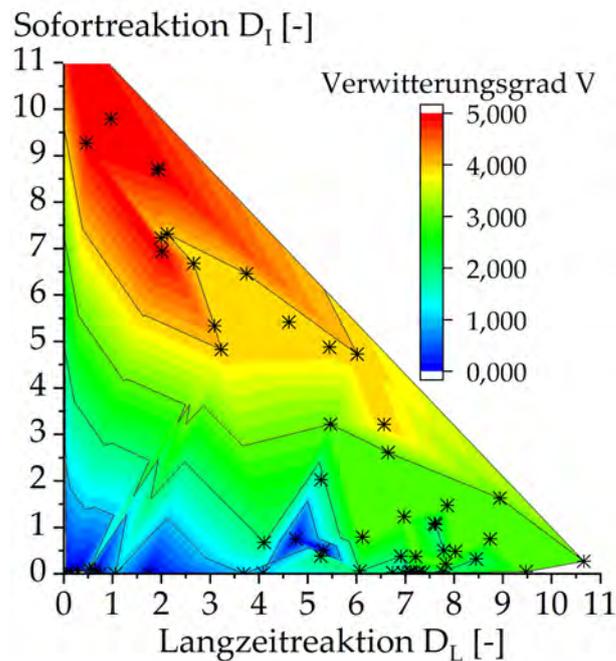


Abbildung 6.16: Grabfeld-Formation: Zusammenhang zwischen Sofortreaktion, Langzeitreaktion und Verwitterungsgrad

6.4 Einfluss der Verwitterung auf die Zerfallsneigung

Auffallend ist, dass die Gesteinseigenschaften, die die Zerfallsanfälligkeit maßgeblich beeinflussen, mit dem Grad der Verwitterung ansteigen (vergl. Absatz 5.9 und 6.3.4). Ein Einfluss des Verwitterungsgrades auf die Zerfallsneigung ist daher naheliegend. Im Folgenden werden die Versuchsdaten der Gesteine der Grabfeld-Formation dahingehend ausgewertet.

In Abbildung 6.16 ist die Abbildung 6.4 um die Abhängigkeit der einzelnen Proben zum Verwitterungsgrad erweitert. Dargestellt sind aber hier nur noch die Gesteine der Grabfeld-Formation. Deutlich ist zu sehen, dass mit dem Grad der Verwitterung die Reaktionsstärke ansteigt. Interessant ist auch, dass stark verwitterte Gesteine ($>V3$) in der Regel zu einer starken Sofortreaktion neigen.

In Abbildung 6.17 sind die den Zerfall beschreibenden Kenngrößen – die Zerfallsneigung D und die Sofortreaktion D_I – der hier untersuchten Gesteine der Grabfeld-Formation in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades dargestellt.

Die bergfrischen Gesteine reagieren bis zum Verwitterungsgrad $V2$ kaum bei einfacher Wasserlagerung (Sofortreaktion, Abbildung 6.17a). Ursache ist ein sehr geringer Anteil an Interaggregatporen zwischen $V0$ und $V2$ (Abbildung 5.18c). Zudem sind die diagenetischen Bindungen wahrscheinlich sehr stark und werden durch einen Kontakt mit Wasser nicht zerstört. Für den Zerfall sind Austrocknungen und damit verbunden Schrumpfrisse notwendig (siehe hierzu Absatz 6.3.2), da nur so Wasser in das Gestein eintreten

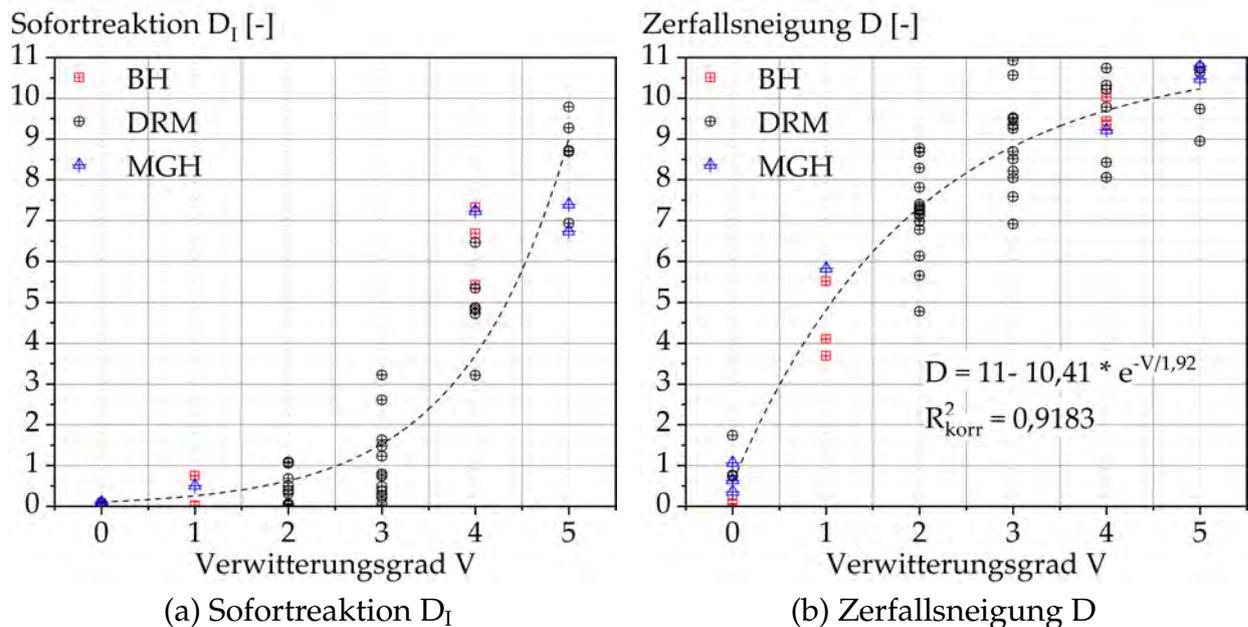


Abbildung 6.17: Grabfeld-Formation: Sofortreaktion D_I , Langzeitreaktion D_L und Zerfallsneigung D , in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades.

kann². Ab Verwitterungsgrad V2 fangen die bergfrischen Gesteine langsam an auf einen Wasserkontakt zu reagieren, da der Interaggregatporenanteil $> 4\%$ beträgt (Abbildung 5.18c), was etwa der Mindestanteil an Interaggregatporen für eine Reaktion ist (siehe hierzu Absatz 6.3.2 und Abbildung 6.14a).

Die den gesamten Zerfall beschreibende Zerfallsneigung D ist die Summe aus der Sofortreaktion D_I und der Langzeitreaktion D_L . Sie steigt bei den hier untersuchten Keupertonsteinen mit zunehmendem Verwitterungsgrad zunächst bis zum Verwitterungsgrad V2 sehr stark und im Anschluss mit abnehmender Stärke an (Abbildung 6.17b). Die Gesteine mit Verwitterungsgrad V0 enthalten kaum Interaggregatporen und reagieren daher nicht im bergfrischen Zustand auf Wasserkontakt (Sofortreaktion). Bei der Austrocknung entstehen aufgrund starker Bindungen durch einen hohen Sulfatgehalt keine Schrumpfrisse und es kommt daher auch in der Langzeitreaktion zu keinem Zerfall. Gesteine mit Verwitterungsgraden V1 und V2 haben einen deutlich reduzierten Sulfatgehalt und somit auch schwächere Bindungen. Während der Sofortreaktion kommt es weiterhin zu keinem Zerfall, allerdings können bei der Austrocknung Risse entstehen und die Gesteine reagieren mit steigender Intensität auf Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel. Ab Verwitterungsgrad V2 steigt die Sofortreaktion wegen des steigenden Interaggregatporenanteils an und die Langzeitreaktion nimmt ab. Die Zerfallsneigung D – die Summe aus der Sofortreaktion D_I und der Langzeitreaktion D_L – steigt deutlich

²Der in der Praxis übliche einfache Wasserlagerungsversuch nach DIN EN ISO 14689 [44] unterschätzt – außer bei Gesteinen mit Verwitterungsgrad V5 – die Zerfallsneigung erheblich. Der Befeuchtung vorlaufende bzw. zwischenzeitliche wiederholte Austrocknungen der Probe, wie sie unter natürlichen Bedingungen regelmäßig vorkommen, erhöhen die Zerfallsneigung maßgeblich.

schwächer als zwischen V0 und V2. Ursache ist, dass sich die Zerfallsneigung D einer Asymptote – dem maximal möglichem Zerfall annähert. Es handelt sich also um einen degressiven Wachstumsverlauf. Unter der Annahme, dass die Zunahme der Reaktionsstärke proportional zum Bestand und sich asymptotisch dem maximal möglichem Zerfall annähert, lassen sich die Vorgänge durch folgende Differentialgleichung beschreiben:

$$-m \cdot \frac{dD}{dV} = D - D_{\infty} \quad (6.7)$$

deren Lösung ist

$$D(V) = D_{\infty} - A \cdot e^{-V/m} \quad (6.8)$$

wobei die Asymptote D_{∞} die Zerfallsneigung für den Verwitterungsgrad $V \rightarrow \infty$ und A die Differenz zwischen der Asymptote D_{∞} und der Zerfallsneigung bei Verwitterungsgrad V0 beschreibt. Die Konstante m gibt den Verwitterungsgrad an, bei dem die Zerfallsneigung D auf das 1-1/e-fache des Endwerts D_{∞} angestiegen ist. Die Anpassung der Exponentialfunktion an die Messdaten zeigt, dass etwa bei Verwitterungsgrad V2 das 1-1/e-fache (ca. 63%) des maximal möglichem Zerfalls $D_{\infty} = 11$ erreicht ist.

Gesteine mit einem Verwitterungsgrad V5 erreichen den Endwert der Zerfallsneigung D bereits bei einer einfachen Wasserlagerung. Zu beachten ist bei völlig entfestigten Materialien (Verwitterungsgrad V5), dass manche Materialien einen Mindestwassergehalt im Bereich der Ausrollgrenze benötigen, damit sie sich bei der Wasserlagerung auflösen. In halbfester oder fester Konsistenz sind die kohäsiven Bindungen zwischen den Partikeln so stark, dass sie allein durch eine Wasserlagerung nicht gelöst werden können [120]. Auch Gesteine mit einem Verwitterungsgrad V5 können daher keine bis geringe Reaktionen während der ersten Wasserlagerung zeigen und auch bei diesen Materialien kann der einfache Wasserlagerungsversuch nach DIN EN ISO 14689 [44] daher die Zerfallsneigung unterschätzen. Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Proben zeigten dieses Verhalten allerdings nicht.

Es konnten deutlich weniger Gesteine der Steigerwald-Formation untersucht werden, so dass hier nur bedingt Aussagen getroffen werden können, zumal auch keine Ursachenanalyse durchgeführt werden konnte. Die Gesteine der Steigerwald-Formation reagierten ähnlich der Grabfeld-Formation. Bei Verwitterungsgrad V2 und V3 sind die Sofortreaktion und der Gesamtzerfall tendenziell etwas stärker.

Kapitel 7

Geomechanisches Verhalten veränderlich fester Ton- und Tonschluffsteine

Im folgenden Kapitel wird auf die geomechanischen Eigenschaften der hier untersuchten Keupergesteine eingegangen. Insbesondere stehen dabei Änderungen der geomechanischen Eigenschaften durch natürliche Verwitterungsprozesse im Vordergrund. Die untersuchten Gesteine wurden dazu in verschiedenen natürlichen Verwitterungszuständen entnommen und die geomechanischen Eigenschaften untersucht.

Zunächst werden im Folgenden die verschiedenen Versuchstechniken und Probennahmemethoden erläutert. Im Anschluss werden die Eigenspannungen, das Kompressionsverhalten, die Druckfestigkeit und die Scherfestigkeit der Gesteine näher beschrieben. Zudem wurden von der Deutschen Bahn die Daten von Pressiometerversuchen innerhalb der Grabfeld-Formation zur Verfügung gestellt, die hier ausgewertet werden. Das Untersuchungsprogramm ist ausführlich in Absatz 4.3 beschrieben.

7.1 Allgemeine Beschreibung der verwendeten Versuchstechniken

Zur Ermittlung der geomechanischen Gesteinseigenschaften kamen verschiedene Techniken zum Einsatz, auf die im Folgenden näher eingegangen wird. Da mit Hilfe einiger der Techniken die Ermittlung mehrerer Parameter möglich ist, werden die Techniken hier gesondert beschrieben. Auf die zur Untersuchung der jeweiligen Gesteinseigenschaft angesetzten Randbedingungen wird dann im jeweiligen Versuchskapitel näher eingegangen.

In Tabelle 7.1 ist angegeben, welche Techniken zum Einsatz kam.

	Oedometer	Triax	K ₀ -Triax	Einax	Punktlast	Pressiometer
Steifigkeit	x	x	x			x
Scherfestigkeit		x				
Eigenspannungen			x			
Druckfestigkeit				x	x	x

Tabelle 7.1: Verwendete Techniken zur Ermittlung der angegebenen Bodenkennwerte

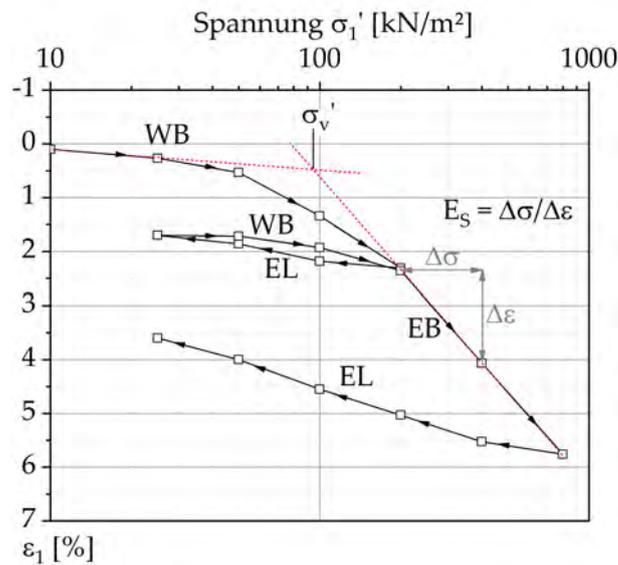


Abbildung 7.1: Typische Versuchsspur eines Kompressionsversuchs mit stufenweiser Laststeigerung (Oedometer). EB = Erstbelastung, WB = Wiederbelastung, EL = Entlastung.

7.1.1 Oedometerversuch

In der Bodenmechanik wird das Kompressionsverhalten meist mit dem sogenannten Oedometerversuch nach DIN EN ISO 17892-5 [50] untersucht. Hierbei wird die Probe in einen Ring eingebaut und somit eine radiale Ausdehnung der Probe verhindert. Die Probenhöhe wird in Abhängigkeit des Durchmessers beschränkt, um Einflüsse der Wandreibung des Rings zu minimieren. Damit das aus der Probe während der Belastung ausgepresste Porenwasser ungehindert entweichen kann, wird die Probe zwischen zwei waagrechte Filterplatten gelegt. Die Belastung wird stufenweise von oben vertikal auf die Probe aufgebracht und in der Regel für 24 Stunden konstant gehalten. Beim mechanischen Oedometer – der im Rahmen dieser Arbeit verwendet wurde – erfolgt das Anlegen der Last mechanisch über ein Hebelsystem. Die aufgebrachten Lasten haben bei der verwendeten Technik einen Lastfaktor von 1:10. Die vertikale Verformung wird mit einer mechanischen Messuhr mit einer Ablesegenauigkeit von 0,001 mm abgelesen. Als Ergebnis des Versuchs ergibt sich eine Zeit-Setzungs-Linie pro Laststufe und eine Spannungs-Dehnungs-Linie für den Gesamtversuch.

In Abbildung 7.1 ist eine typische Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines Oedometerversuchs mit stufenweiser Steigerung der Vertikallast σ_1' und der daraus resultierenden Axialdehnung ϵ_1 zu sehen. Das hier untersuchte Gestein ist im Ausgangszustand überkonsolidiert, d.h. es hat in der Vergangenheit bereits größere Lasten als die aktuell aufgebrachte Last erfahren. Wird beim Versuch durch Steigerung der Vertikallast σ_1' die geologische Vorbelastung σ_v' überschritten, tritt eine signifikante Änderung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens auf, da das Gestein nun erst- und nicht mehr wiederbelastet wird. Der Kurvenverlauf knickt ab und das Gestein wechselt in einen normalkonsolidierten Zustand, d.h. es hat niemals vorher Lasten in dieser Größe erfahren. Im Bereich

der Wiederbelastung wird das Material bei gleicher Belastung deutlich weniger komprimiert als bei Erstbelastung, wodurch der Knick im Kurvenverlauf entsteht. Wegen einer kaum umgänglichen anfänglichen Entspannung der nicht völlig ungestörten Proben ist der Übergang zwischen Wiederbelastungs- und Erstbelastungsbereich aber nicht so ausgeprägt geknickt wie im Idealfall, weshalb die Vorbelastungsspannung σ_v' mit Hilfe von Tangentenkonstruktionen ermittelt werden muss. Hierfür existiert eine Vielzahl an verschiedenen Verfahren. Die Vor- und Nachteile werden ausführlich in [130] diskutiert. Zur Ermittlung der Vorbelastungsspannung σ_v' wurde in Abbildung 7.1 und bei den folgenden Auswertungen das Verfahren nach VanZelst verwendet.

Wird das Gestein während des Versuchs entlastet, kann es schwellen. Die Entlastungspfade sind – egal von welcher Last aus entlastet wird – annähernd parallel. Wird das Gestein anschließend wiederbelastet, folgt die Spannungs-Dehnungs-Beziehung zunächst bis zu der Spannung, die vor der Entlastung vorhanden war, nahezu dem Entlastungspfad. Das heißt, die Schwellung geht vollständig zurück – ist also reversibel. Wird diese Spannung überschritten – und auch die Vorbelastungsspannung σ_v' ist bereits überschritten –, treten irreversible Verformungen auf, da das Gestein erneut normalkonsolidiert ist.

Von baupraktischer Bedeutung ist insbesondere der Steifemodul E_s , da dieser zum Beispiel zur Ermittlung von Setzungen nötig ist. Der Steifemodul E_s ist definiert als das Verhältnis zwischen Spannungs- und Dehnungsänderung und ist somit spannungsabhängig. Der Steifemodul E_s im Wiederbelastungsbereich ist bei gleicher Spannung größer als der im Erstbelastungsbereich. Je weniger schwellfähig ein Gestein ist, desto größer wird der Unterschied.

Neben der bereits erwähnten Wandreibung gibt es einige weitere Einflussfaktoren, die die Ergebnisse beeinflussen. Da die Verformungen in der Regel nicht direkt an der Probe gemessen werden, sind dies unter anderem mitgemessene Verformungen der Versuchseinrichtung. Auch Unebenheiten der Probenoberfläche, ein möglicher Ringspalt zwischen Probe und Ringwandung und die stufenweise aufgebrachte Belastung können die Ergebnisse beeinflussen.

7.1.2 Triaxialer Druckversuch

Der triaxiale Druckversuch wird insbesondere zur Ermittlung von Scherparametern, aber auch zur Ermittlung von Steifigkeitsparametern von Böden und Gesteinen verwendet. Im Folgenden wird zunächst auf den prinzipiellen Aufbau eingegangen. Im Anschluss werden die einzelnen Versuchsschritte speziell im Hinblick auf veränderlich feste Gesteine näher beschrieben.

Versuchsaufbau und -ablauf

Beim triaxialen Druckversuch wird ein zylindrischer Probekörper in einer Druckzelle allseitig belastet. Der radiale Druck wird dabei in der Druckzelle mit Hilfe eines Flüssig-

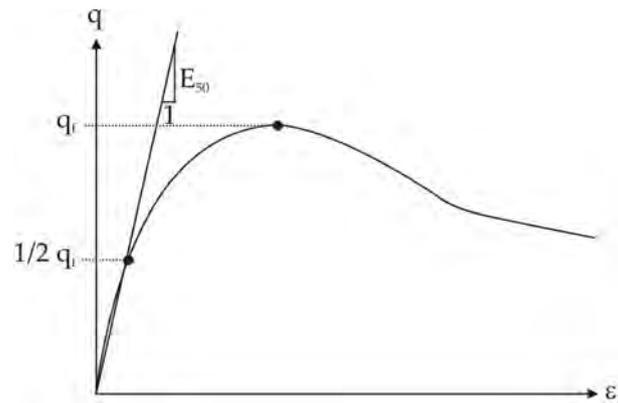


Abbildung 7.2: Definition des Triaxialmoduls E_{50} -Modul (Hardening Soil Model) [105]

keitsdrucks auf die Probe aufgebracht. Eine Membran aus Gummi oder Latex über dem Probekörper verhindert das Eindringen von Zellwasser in den Probekörper. Die axiale Last wird mit Hilfe einer Druckplatte aufgebracht. Oben und unten an der Probe befinden sich Filtersteine. Über Drainageleitungen ist der Wassergehalt bzw. der Porenwasserdruck des Probekörpers beeinflussbar, da – je nachdem, ob die Leitungen verschlossen oder offen sind – Wasser entweichen kann.

Zur Ermittlung von Scherparametern sind mindestens drei Versuche mit verschiedenen Seitendrücken an vergleichbaren Proben notwendig – bzw. drei Stufen beim Mehrstufenversuch. Die Schritte je Versuch sind die Sättigung der Probe, die Konsolidation beim jeweiligen Seitendruck und zuletzt der Abschervorgang, also die Erhöhung der Axialspannung σ_1 bei konstantem Seitendruck σ_3 bis zum Versagen. Es ergibt sich so je Versuch eine σ_1 - σ_3 -Kombination, die zum Versagen geführt hat. Über Kurvenanpassungen an mindestens drei Bruchzuständen können dann die Scherparameter ermittelt werden.

Neben der Ermittlung von Scherparametern ist es mit dem triaxialen Druckversuch auch möglich, Rückschlüsse auf die Steifigkeit zu ziehen, indem die sogenannte triaxiale Steifigkeit E_{50} als Sekantenmodul im q^1 - ϵ -Diagramm ermittelt wird. Der E_{50} -Modul ist die Steigung der Gerade durch den Anfangszustand und der Dehnung bei Erreichen von 50% der maximalen Deviatorspannung q (siehe Abbildung 7.2).

Probengeometrie - Skaleneffekte

Zur Untersuchung von Skaleneffekten wurden an Gesteinen der Steigerwald-Formation Groß- und Standard-Triaxialversuche durchgeführt [114]. Die Groß-Triaxialversuche hatten einen Durchmesser von 550 mm und eine Höhe von 1200 mm. Die Standard-Triaxialversuche hatten einen Durchmesser von 100 mm und eine Höhe von 100 mm. Die Ergebnisse zeigten, dass die Unterschiede vernachlässigbar waren. Auch bei anderen Untersuchungen an Opalinuston wurde kein Einfluss der Probengeometrie auf die Peakscherfestigkeit festgestellt [183].

¹Mit q wird die Deviatorspannung bezeichnet. Im Triaxialzustand gilt $q = \sigma_1 - \sigma_3$

Meist werden in der Literatur schlanke Proben ($H/D = 2$ bis $2,5$) verwendet. Für Bodenproben gibt die DIN EN ISO 17892-9 [52] vor, dass die Proben zylindrisch sein müssen mit einem Durchmesser nicht kleiner als 34 mm und einer Höhe zwischen dem 1,8 und 2,5fachen Wert des Durchmessers. Bei gedrungeenen Proben ist eine Endflächenschmierung notwendig. Die DGGT empfiehlt für dreiaxiale Druckversuche an Fels schlanke Proben mit $H/D > 2,5$ zu verwenden [129]. Schlanke Proben können aber, insbesondere bei kleinen Seitendrücken, ausknicken, weshalb publiziert wurde, dass gedrungene Probekörper ($H/D = 0,8$ bis $1,2$) vorzuziehen sind [181].

Probensättigung und B-Test

Die Proben werden nach DIN EN ISO 17892-9 [52] zunächst vollständig wassergesättigt, da es in Standard-Triaxialgeräten nicht möglich ist, den Porenluftdruck zu erfassen. Es ist daher nötig, ein Zwei-Phasen-System zu schaffen. Der Sättigungsdruck wird in Abhängigkeit der Sättigungszahl gewählt. Nach Abschluss der Sättigung wird der sogenannte B-Test durchgeführt, der zur Überprüfung der Wassersättigung dient. Bei geschlossener Drainageleitung wird der Zelldruck erhöht und die dadurch bewirkte Zunahme des Porenwasserdrucks gemessen. Der B-Wert beschreibt das Verhältnis zwischen der Porenwasserdruckänderung und der Zelldruckänderung. Liegt der B-Wert unterhalb von in der Norm genannten Grenzen, muss der Sättigungsdruck erhöht werden.

Untersuchungen der Bundesanstalt für Wasserbau [71, 72] an einem veränderlich festen Tonstein aus der Unterkreide ergaben einen sinkenden B-Wert mit zunehmender Anzahl an B-Versuchen bei gleicher Sättigungsstufe. Der B-Wert hängt sowohl von der Steifigkeit der (Gesteins)-Matrix K und des Fluids K_f als auch von der Porosität n ab und kann wie folgt berechnet werden [72]:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{1}{1 + n \cdot \frac{K}{K_f}} \quad (7.1)$$

Eine Zunahme der Steifigkeit der Gesteinsmatrix führt also zu einer Abnahme des B-Werts. Festgestellt wurde, dass nach Beendigung des B-Versuchs eine geringe axiale Verformung der Probe erhalten blieb. Dies führt zu einer Erhöhung der Steifigkeit. Zudem wurde festgestellt, dass mit zunehmender Anzahl an B-Versuchen das anfängliche plastische Verhalten der Probe in ein zunehmend elastisches übergeht. Als Ursache für die Entwicklung des B-Wertes wird ein Schließen von Mikrorissen vermutet. Es wird darauf hingewiesen, dass der B-Wert daher nicht repräsentativ für die Sättigung des Gesteins sondern eher für die Güte der Probe ist [71]. Zudem wird empfohlen, den B-Test während der Konsolidierungsphase durchzuführen.

Einige Autoren (z.B. [181]) verzichten auch auf eine Probensättigung, da die Proben in ihrem natürlichen Zustand untersucht werden sollen. Dies hat aber zur Folge, dass bei Verwendung der Standard-Technik, mit der keine Porenluftdrücke gemessen werden können, die ermittelte Kohäsion unbekannte Anteile einer scheinbaren Kohäsion enthält.

Konsolidation und Abschervorgang

Mit Einführung der DIN EN ISO 17892-9 [52] wurden die ehemalige Bezeichnungen CD-Versuche für konsolidiert, drainierte Versuche und CU-Versuchen für konsolidiert, undrainierte Versuche dahingehend erweitert, dass zwischen anisotroper und isotroper Konsolidation unterschieden werden kann. CID bezeichnet einen isotrop konsolidierten, drainierten Versuch; CAD einen anisotrop konsolidierten, drainierten Versuch; CIU einen isotrop konsolidierten, undrainierten Versuch und CAU einen anisotrop konsolidierten, undrainierten Versuch.

Im Folgenden werden die alten Bezeichnungen CD- bzw. CU-Versuch weiterhin verwendet. Da isotrop konsolidiert wurde entspricht dies den neuen Begriffen CID- bzw. CIU-Versuch.

Bei CD-Versuchen (konsolidiert, drainiert) wird die Probe nach der Sättigung zunächst bei einem bestimmten isotropen Zelldruck konsolidiert und dann bei geöffneten Entwässerungsleitungen unter konstantem Zelldruck abgeschert. Dabei ist zu beachten, dass die Abschergeschwindigkeit so langsam sein muss, dass das Wasser abfließen kann und keine Porenwasserdrücke entstehen. Bei CD-Versuchen bleibt das Volumen nicht konstant und die Querschnittsfläche ist somit auch von Volumenänderungen abhängig.

Auch bei CU-Versuchen (konsolidiert, undrainiert) wird die Probe zunächst bei einem bestimmten isotropen Zelldruck konsolidiert, aber dann nach Schließen aller Entwässerungsleitungen schnell abgeschert, sodass sich Porenwasserdrücke bilden können. CU-Versuche können in etwa 10mal schneller als CD-Versuche abgeschert werden [3]. Bei CU-Versuchen bleibt das Volumen während des Abscherens konstant und die Querschnittsfläche ist nur von den Setzungen abhängig. Für die Darstellung der effektiven Spannungen wird bei CU-Versuchen angenommen, dass die Konsolidierung vor dem Abscheren abgeschlossen war.

Es wurde in der Vergangenheit bei Untersuchungen an Opalinuston festgestellt, dass bei CU-Versuchen der Bruch bei einer geringeren Zusammendrückung als bei CD-Versuchen erreicht wird [3]. Bei neueren Untersuchungen an Opalinuston [183] wurden hingegen keine Unterschiede in den Peakscherfestigkeiten drainierter und undrainierter Scherversuche festgestellt. Die Peakscherfestigkeit ist demnach nur abhängig von der effektiven Hauptspannung und somit von der Konsolidationsspannung [183].

Durch das Zusammendrücken ändern die Probekörper während des Abscherens ihre zylindrische Form und bauchen aus. Es kommt so zu uneinheitlichen Spannungsverteilungen. Dies wurde vor allem bei stark verwitterten, bodenähnlichen Gesteinen beobachtet. Weniger stark verwitterte Gesteine hingegen behielten die zylindrische Form und scherten bei geringer Zusammendrückung ab [3].

In einer Publikation der Bundesanstalt für Wasserbau [71] wird darauf hingewiesen, dass die Konsolidationsphase den entscheidenden Abschnitt bei Triaxialversuchen an veränderlich festen Gesteinen darstellt, da hierbei die Mikrorisse komplett geschlos-

sen werden. In einer anderen Literaturstelle [181] wird berichtet, dass die Proben zwar vor Versuchsbeginn einige Stunden isotrop belastet wurden, aber da unter der Belastung kein Wasser abgegeben wurde, nicht von einer Konsolidierung gesprochen werden kann.

Vergleichende Untersuchungen zeigten, dass die Abschergeschwindigkeit die Ergebnisse beeinflussen. Eine niedrige Geschwindigkeit von 0,001 mm/min führte zu einem höheren Reibungswinkel und einer niedrigeren Kohäsion als eine schnelle Abschergeschwindigkeit [149].

Mehrstufentriaxialversuche

Oftmals wurden Mehrstufentriaxialversuche an veränderlich festen Gesteinen durchgeführt (hierzu u.a. [59, 101, 181]). Der Probekörper wird dabei zunächst unter dem gewählten Zelldruck isotrop konsolidiert. Bei konstanter Radialspannung wird in der Abscherphase die Axialspannung gesteigert, bis eine Annäherung an den Grenzzustand erkennbar ist. Der Versuch wird unterbrochen und der Probekörper isotrop auf die nächste Zelldruckstufe konsolidiert. Das Gestein kann so unter unterschiedlichen Spannungsniveaus bis unmittelbar vor den Grenzzustand belastet und dann auf der höchsten Spannungsstufe abgeschert werden [59].

Ein großer Vorteil der Mehrstufentechnik ist, dass zur Versuchsdurchführung nur eine geringe Anzahl von Probekörpern notwendig ist. Dies ist insbesondere dann von Vorteil, wenn Inhomogenitäten die Ergebnisse der Triaxialversuche beeinflussen könnten. Nachteilig ist die hohe Anforderung an die Versuchsdurchführung. Ein Abscheren des Probekörpers muss in den ersten beiden Versuchsstufen verhindert werden, der Bruchprozess darf demnach nur eingeleitet werden. Hier ist es schwierig, den optimalen Abbruchpunkt der jeweiligen Laststufe zu wählen. Zudem kann der Probekörper mit steigender Anzahl an Versuchsstufen und somit eingeleiteten Bruchprozessen entfestigen. Bei Untersuchungen an einem Sandstein wurde anhand von Ultraschallmessungen eine Vorschädigung des Probekörpers durch die vorangegangene Versuchsstufe nachgewiesen. Es wurde aber festgestellt, dass diese Schädigung des Probekörpers nur einen geringen Einfluss auf die ermittelten Scherparameter hatte. Die Mehrstufenversuche wurden als gute Annäherung beschrieben [110].

In den internationalen Normen (ISRM-Empfehlung [85] und die Empfehlung Nr. 12 des Arbeitskreises 3.3 der DGGT [182]) werden unterschiedliche Spannungspfade für die Durchführung von Mehrstufenversuchen empfohlen. Die ISRM empfiehlt den Manteldruck nach Beendigung der ersten Stufe bei konstant gehaltener Axialspannung auf die nächste Stufe zu erhöhen. Die DGGT hingegen empfiehlt, nach Erreichen des Abbruchpunktes auf den ursprünglichen Manteldruck zu entlasten und dann in einer isostatischen Phase Manteldruck und Axialspannung gemeinsam auf die nächste Laststufe zu erhöhen [110].

Untersuchung teilgesättigter Proben

Mittels spezieller Triaxialgeräte ist es möglich, die in teilgesättigten Böden auftretenden Saugspannungen während der Versuchsdurchführung zu messen (hierzu u.a. [132, 147]). Bei Untersuchung teilgesättigter Böden muss beachtet werden, dass die ermittelten Scherparameter nicht den effektiven entsprechen. Die Kohäsion c eines teilgesättigten Bodens setzt sich aus der effektiven Kohäsion c' des gesättigten Bodens und der Kapillarkohäsion c_c des teilgesättigten Bodens zusammen [158] (Abbildung 2.12).

Bei der Untersuchung teilgesättigter Böden spielt die Abschergeschwindigkeit eine große Rolle, da eine zu große Abschergeschwindigkeit eine ausreichende Umverteilung des Porenwassers verhindert [12]. Dabei wird davon ausgegangen, dass Wasser von den Makro- in die Mikro-Poren fließt, bis ein internes Gleichgewicht entsteht. Dafür ist aber eine gewisse Zeit notwendig. Wird die Umverteilung verhindert, kommt es zu einer lokalen Wassergehaltserhöhung im Bereich der Scherfläche und somit zu einer niedrigeren Saugspannung. Der auf Saugspannungen basierende Scherwiderstand (siehe Gl. 2.11) wird so verringert. Bei schnellen Abschergeschwindigkeiten kann aber auch der auf Normalspannungen basierte Scherspannungsteil wegen spröden Materialverhaltens erhöht sein bzw. bei kleinen Abschergeschwindigkeiten wegen duktilem Verhaltens verringert sein [12].

Verwendete Anlagen

Die triaxialen Druckversuche zur Ermittlung der Scherfestigkeit wurden in zwei verschiedenen Anlagen durchgeführt.

Für Gesteine mit Verwitterungsgraden $\geq V3$ wurde eine Anlage mit einer axialen Lastkapazität von 20 kN und einer Zelldruckkapazität von 600 kPa verwendet. Die Versuche können mit Geschwindigkeiten von 0,001 bis 5 mm/min durchgeführt werden. Die zylindrischen Probekörper haben einen Durchmesser von 100 mm und eine Höhe bis 230 mm. Volumenänderungen sind nicht messbar. Die Wegmessung erfolgt an der Kopfplatte der Zelle.

Die Untersuchungen an Gesteinen mit Verwitterungsgraden $< V3$ wurden am Institut für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig (IGB) in einer Anlage mit einer Zelldruckkapazität von 2 MPa und einer axialen Lastkapazität von 60 kN durchgeführt. Die Wegmessung erfolgt an der Kopfplatte der Zelle.

7.1.3 Triaxialer Druckversuch unter K_0 -Bedingungen

Mit dem K_0 -Triaxialversuch kann der Seitendruckbeiwert K_0 und auch der Steifemodul E_S ermittelt werden. Zur Durchführung des K_0 -Triaxialversuchs wird ein Triaxialgerät verwendet und Sensoren an der Probe außen auf der Gummimembran angebracht (siehe Abbildung 7.3). Mit Hilfe dieser Sensoren können K_0 -Bedingungen² erzeugt werden.

²Die sogenannte K_0 -Bedingung bedeutet, dass ein Bodenelement unter dem Ruhedruckzustand ($\sigma_3' = K_0 \cdot \sigma_1'$) steht und nur vertikale Verformungen auftreten. Horizontale Verformungen sind ausgeschlossen.

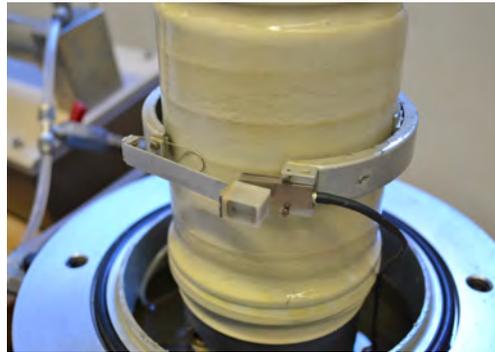


Abbildung 7.3: Sensoren an den Proben zur Messung der radialen Dehnung für den K_0 -Versuch

Dabei gibt es zwei verschiedene Methoden, die K_0 -Bedingungen während des Versuchs zu erzeugen. Bei Methode A wird die Radialspannung σ_3 so nachgeregelt, dass keine Radialdehnungen ϵ_3 auftreten. Die Axialspannung σ_1 wird kontinuierlich gesteigert. Bei Methode B hingegen wird die Radialspannung σ_3 kontinuierlich gesteigert und die Axialspannung σ_1 so nachgeregelt, dass auftretende Radialdehnungen ϵ_3 kompensiert werden.

Verwendete Anlagen

Die im Rahmen dieser Arbeit verwendete K_0 -Triaxialanlage funktioniert nach Methode B. Eine Lastaufbringung über einen kontinuierlichen Vorschub oder eine stufenweise axiale Belastung der Proben war somit nicht möglich. Die Triaxialanlage wurde von der Hochschule für Technik (HfT) Stuttgart zur Verfügung gestellt. Die Anlage hat eine Druckkapazität von 1,7 MPa und eine axiale Lastkapazität von 10 kN. Die zylindrischen Probekörper können Durchmesser von 36 bis 100 mm und Höhen bis 250 mm haben. Die Genauigkeit der Messsensoren (Abbildung 7.3) beträgt 10^{-3} mm.

7.1.4 Einaxialer Druckversuch

Der einaxiale Druckversuch dient zur Ermittlung der Druckfestigkeit bei konstanter Stauchungsgeschwindigkeit und unbehinderter Seitendehnung. Die einaxiale Druckfestigkeit σ_u entspricht dem Höchstwert der einaxialen Druckspannung σ . Zudem kann der Elastizitätsmodul E ermittelt werden. Der E-Modul beschreibt den proportionalen Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung bei der Verformung eines festen Körpers bei linear-elastischem Verhalten und wird im einaxialen Druckversuch als Steigung der Spannungs-Dehnungs-Linie ermittelt.

Der einaxiale Druckversuch an Lockergesteinen wird in der DIN EN ISO 17892-7 [51], der an Festgestein in der DIN 18141-1 [40] geregelt.

Verwendet werden können nach DIN EN ISO 17892-7 [51] für Lockergesteine entweder zylindrische oder prismatische Versuchskörper.

Nach DIN 18141-1 [40] müssen für Festgesteine zylindrische Probekörper verwendet werden, deren Länge \geq dem 1,5-fachen oder \leq des 2,5-fachen des Durchmessers entspricht. Aufgrund des Einflusses der Endflächenreibung können zu hohe Festigkeitswerte ermittelt werden, wenn das Verhältnis der Länge l des Probekörpers zu seinem Durchmesser d kleiner als 2 ist. Die an zu kurzen Probekörpern bestimmte Druckfestigkeit σ_u ist dann nach Gleichung 7.2 auf den Wert $\sigma_{u(2)}$ abzumindern [40, 113, 125].

$$\sigma_{u(2)} = \frac{8 \cdot \sigma_u}{7 + 2 \cdot \frac{d}{l}} \quad (7.2)$$

Die empfohlene Versuchsgeschwindigkeit liegt für Lockergesteine gemäß DIN EN ISO 17892-7 [51] bei 1% bis 2% der Anfangshöhe des Probenkörpers pro Minute. Der Versuch ist beendet, wenn der Grenzzustand eingetreten ist, d.h. die gemessene Axialkraft nicht weiter ansteigt oder die Stauchung der Probe einen Wert von 15% erreicht hat.

Nach DIN 18141-1 [40] können an Festgestein sowohl kraft- als auch weggeregelte Versuche durchgeführt werden. Dehnungsraten sollen zwischen 0,5 und 1,0 mm/(m · min) liegen. Spannungsraten sollen zwischen 2,0 und 10,0 MN/(m² · min) liegen.

Verwendete Anlagen

Stark verwitterte bodenähnliche Proben wurden im Rahmen dieser Arbeit in einer Prüfmaschine mit einer Lastkapazität von 20 kN durchgeführt. Für die weniger verwitterten Proben kam eine Maschine mit einer Lastkapazität von 500 kN zum Einsatz.

7.1.5 Punktlastversuch

Mit Hilfe des sogenannten Punktlastversuchs kann ein Indexwert für die Festigkeit eines Gesteins ermittelt werden, aus dem die einaxiale Druckfestigkeit abgeleitet werden kann [166]. Dabei wird ein Gesteinskörper zwischen zwei Lasteinleitungsspitzen mit einer konzentriert eingeleiteten Kraft bis zum Bruch belastet. Über die Bruchfläche sowie die eingeleitete Kraft wird der Punktlastindex I_5 ermittelt. In der Praxis wird häufig die einaxiale Druckfestigkeit aus der Punktlastfestigkeit abgeleitet. Hierzu ist ein materialspezifischer Faktor c notwendig, der aus vergleichenden einaxialen Druckversuchen abzuleiten ist.

7.1.6 Pressiometerversuch

Auch mit Hilfe von Feldversuchen kann auf die Steifigkeit und Festigkeit des Baugrunds rückgeschlossen werden. Oftmals kommen dazu sogenannte Pressiometerversuche zum Einsatz. Im Folgenden wird auf die Durchführung und Auswertung der Versuche näher

eingegangen. Da im Rahmen dieser Arbeit der Pressiometerversuch nach Menard verwendet wurde, wird sich hier auf die Erläuterung dieses Typs beschränkt.

Durchführung und Auswertung von Pressiometerversuchen nach Menard

Der Pressiometerversuch nach Menard (DIN EN ISO 22476-4 [53]) gehört zu den Pressiometerversuchen, die in vorgebohrten Bohrlöchern durchgeführt werden. Eine Messsonde aus drei Zellen wird dabei in den Baugrund eingebracht. Während des Einpressens des Flüssigkeitsvolumens in die Messsonde werden die drei Zellen ausgedehnt. Zunächst bewirkt die Ausdehnung, dass der Außenmantel der Messsonde die Verbohrungswandung berührt und im weiteren Verlauf des Versuchs dann einen Druck auf diese ausübt, wodurch der Boden verdrängt wird. Gemessen werden der ausgeübte Druck und die Volumenzunahme der Messsonde. Der Druck wird stufenweise aufgebracht und in jeder Druckstufe für 60 Sekunden gehalten. Aufgezeichnet werden in jeder Laststufe jeweils der Druck und das eingepresste Volumen nach 30 Sekunden V_{30} und nach 60 Sekunden V_{60} . Hieraus werden dann je Laststufe die Volumendifferenzen $\Delta V_{60/30}$ und $\Delta V_{60/60}$ ermittelt. Nach Abschluss des Versuchs können dann anhand der Druck-Volumen-Zusammenhänge auf verschiedene Bodenkenngößen geschlossen werden.

Darstellung und Auswertung der Ergebnisse nach DIN 22476-4

Die Pressiometerkurve ist eine graphische Darstellung des Volumens V_{60} in Abhängigkeit des Drucks p (siehe Abbildung 7.4). Des Weiteren wird die Menard-Kriechkurve dargestellt. Hierbei handelt es sich um eine graphische Darstellung des Menard-Kriechens $V_{60/30}$ in Abhängigkeit des auf jeder Druckstufe aufgebrauchten Drucks p .

Die Pressiometerkurve kann nach DIN EN ISO 22476-4 in drei Bereiche unterteilt werden. Der erste Datenbereich stellt die Ausdehnung der Messsonde bis zur Berührung mit der Bohrlochwandung dar. Es folgt ein pseudoelastischer Bereich mit geringem Anstieg der Volumina in Abhängigkeit des Drucks. Der dritte Bereich kennzeichnet die plastische Phase mit hohen Anstiegen und hohen Menard-Kriechwerten (siehe Abbildung 7.4).

Nach DIN 22476-4 werden drei Kenngrößen anhand der Versuchsdaten ermittelt: der Kriechdruck p_f , der Menard-Modul E_M und der Grenzdruck p_L .

Der Kriechdruck p_f wird am Übergang vom linearen zum nicht linearen Teil der Druck-Volumen-Kurve oder an der geänderten Neigung der Kriechkurve bestimmt [111].

Der Menard-Modul E_M wird nach DIN EN ISO 22476-4 für einen elastischen Mantel mit Hilfe der Gl. 7.3 im pseudo-elastischen Abschnitt der korrigierten Pressiometerkurve ermittelt.

$$E_M = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \left(V_C + \frac{V_1 + V_2}{2} \right) \cdot \frac{p_2 - p_1}{V_2 - V_1} \quad (7.3)$$

Die Querdehnzahl ν wird nach DIN EN ISO 22476-4 üblicherweise mit 0,33 festgelegt. V_C entspricht dem Volumen der zentralen Messzelle nach Kalibrierung.

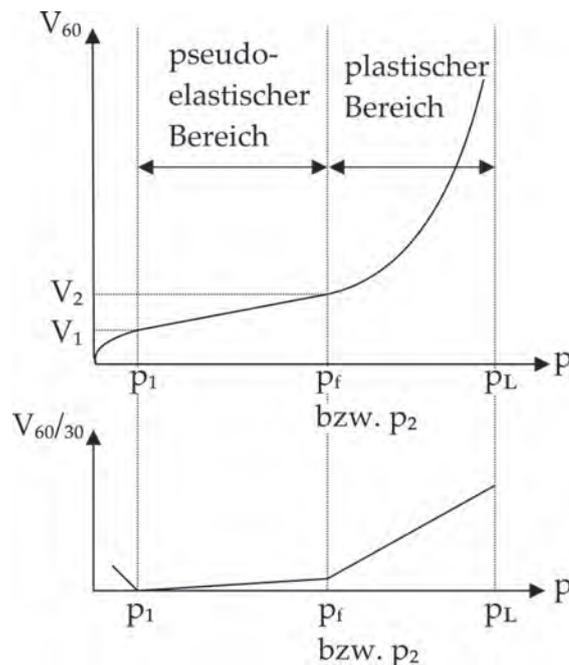


Abbildung 7.4: Auswertung von Pressiometerversuchen nach [111]. Pressiometerkurve (oben) und Menard-Kriechkurve (unten).

Der Menard-Modul E_M kann mit einem bodenspezifischen Faktor, der der Tabelle E.3 der DIN EN 1997-2 [43] bzw. [99] entnommen werden kann, in den Steifemodul E_S umgerechnet werden:

$$E_S = \frac{E_M}{\alpha} \quad (7.4)$$

Der Grenzdruck p_L ist der Druck, bei dem sich das ursprüngliche Volumen der Pressiometer-Versuchsverbohrung in Höhe der Messzelle verdoppelt hat. In der Regel muss der Druck für dieses Volumen über ein Extrapolationsverfahren ermittelt werden. Die DIN EN ISO 22476-4 gibt in Anlage D.4.3 zwei Verfahren vor, die beide anzuwenden sind. Für beide Verfahren ist zudem die Summe der Fehler nach Anlage D.4.4 zu ermitteln. Der Grenzdruck ist dann der nach dem Verfahren mit dem geringsten mittleren Fehler ermittelte.

Da der Menard-Modul im Anfangsbereich der Druck-Volumenkurve ermittelt wird, ist dieser stark abhängig von der Qualität der Bohrlochwandung und möglicher Störung des Bodens durch den Bohrvorgang. Der Pressiometergrenzdruck hingegen gilt als weniger anfällig durch Störungen der Bohrlochwandung. Da der Grenzdruck aber über Extrapolationen ermittelt werden muss, sind für eine genaue Ermittlung Versuchsdaten notwendig, deren höchster gemessener Druck nahe des Grenzdrucks liegen muss. Es ist also wichtig, dass die Versuche nicht zu früh abgebrochen werden.

In Abbildung 7.5 sind beispielhaft verschiedene Pressiometerkurven dargestellt. Der Kurvenverlauf A beschreibt einen korrekt durchgeführten Versuch. In einem Versuch

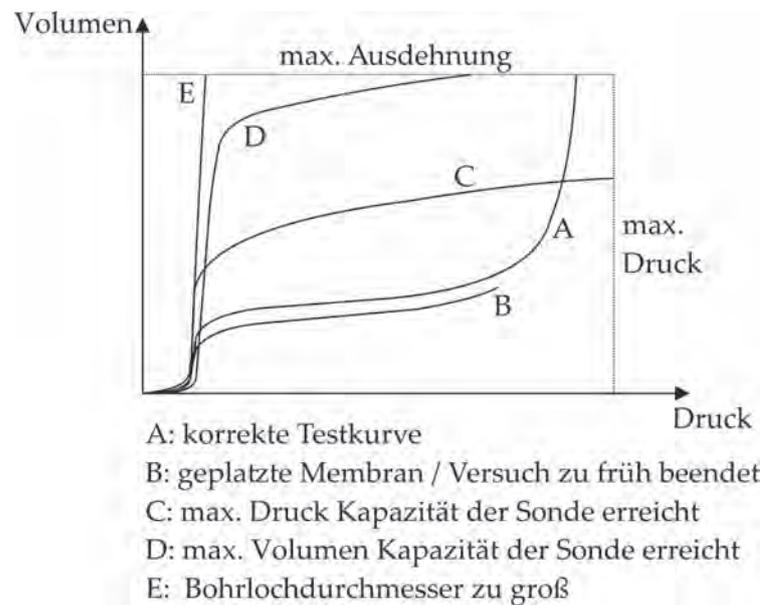


Abbildung 7.5: Qualität der Volumen-Druck-Kurven von Pressiometerversuchen [27]

mit einem Kurvenverlauf ähnlich dem Verlauf B wurde der Versuch zu früh unterbrochen, z.B. weil die Membran geplatzt ist. Bei Verlauf C reichte der maximal mögliche Druck der Sonde nicht aus, den Boden zu komprimieren. Dies tritt insbesondere auf, wenn Fels getestet wird. Bei Verlauf D wurde das maximal mögliche Volumen der Sonde aufgrund von ungleichmäßigen Verformungen erreicht. Der Verlauf E beschreibt einen Versuch, bei dem das Bohrloch zu groß war [27].

Auswertung nach der Hohlräumeaufweitungstheorie

In den vergangenen Jahren wurden verschiedene Ansätze zur Modellierung von Hohlräumeaufweitungen in Böden vorgestellt. Oftmals wird hierbei angenommen, dass der Boden als elastisch-idealplastisch modelliert werden kann (u.a. [23, 24, 77, 172, 104, 185]). Für undrainierte Bedingungen wird bei idealplastischen kohäsiven Böden das Tresca-Fließkriterium, bei drainierten Bedingungen das Mohr-Coulomb-Kriterium verwendet. Ein zur Auswertung von Pressiometerversuchen gängiges Modell ist das von Yu und Houlsby [185].

Elastischer Bereich Yu und Houlsby publizierten einen geschlossenen Ansatz für zylindrische und kugelförmige Hohlräumeausdehnungen in isotropen elastisch-idealplastischen Materialien mit Mohr-Coulombscher Fließbedingung und nicht-assoziierter Fließregel. Nach der Theorie von Yu und Houlsby [185] verhält sich das Material bis zum Erreichen der Fließbedingung, welche durch das Mohr-Coulomb-Kriterium beschrieben wird, elastisch und es gilt das Hooksche Gesetz. Im elastischen Bereich gilt für kleine

Dehnungen:

$$\frac{r - r_0}{r_0} = \frac{p - p_0}{2 \cdot m \cdot G} \quad (7.5)$$

Für zylindrische Probleme wird $m = 1$ gesetzt. r gibt den aktuellen Radius und r_0 den Radius im Ausgangszustand an. p_0 ist der Druck zu Beginn der elastischen Phase, entspricht also dem Druck p_1 nach DIN EN ISO 22476-4 und Abbildung 7.4. Für G gilt:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (7.6)$$

Mit Einsetzen der Gl. 7.6 in Gl. 7.5 kann der Elastizitätsmodul E nach Gl. 7.7 ermittelt werden:

$$E = \frac{(p - p_0) \cdot (1 + \nu) \cdot r_0}{r - r_0} \quad (7.7)$$

Über den allgemein bekannten Zusammenhang

$$E_S = \frac{1 - \nu}{1 - \nu - 2\nu^2} E \quad (7.8)$$

kann mit Annahme der Querdehnzahl ν der Steifemodul E_S ermittelt werden.

Plastischer Bereich - Undrainierte Bedingungen Da der Druck bei Pressiometerversuchen nach DIN EN ISO 22476-4 in jeder Stufe lediglich 60 Sekunden gehalten wird, wird oft näherungsweise von undrainierten Verhältnissen ausgegangen [156]. Es gilt also $\phi = 0$, $\psi = 0$ und $\nu = 0,5$ und das Mohr-Coulomb-Fließkriterium wird auf das Tresca-Kriterium reduziert. Die Annahme undrainierter Bedingungen setzt aber eigentlich eine Vollsättigung voraus. Im Falle einer Teilsättigung und undrainierten Bedingungen würde auch die Porenluft komprimiert werden, wofür höherwertige Modellansätze notwendig sind. Es sollte vor dem Ansetzen undrainierter Bedingungen zunächst geklärt werden, wie hoch der Sättigungsgrad des untersuchten Materials ist und ob eine Vollsättigung angenommen werden kann.

Im plastischen Bereich gilt nach Yu und Houlsby [185] für reibungsfreie Böden der Zusammenhang:

$$p = p_0 + \frac{2 + m}{3} c_u \left[1 + \ln\left(\frac{G}{c_u}\right) + \ln\left(1 - \left(\frac{r_0}{r}\right)^{m+1}\right) \right] \quad (7.9)$$

Mit $m = 1$ folgt:

$$p = \left[p_0 + c_u + c_u \cdot \ln\left(\frac{G}{c_u}\right) \right] + c_u \cdot \ln\left(1 - \left(\frac{r_0}{r}\right)^2\right) \quad (7.10)$$

Mittels Kurvenanpassungen an Gl. 7.10 kann so die undrainierte Kohäsion c_u und der Grenzdruck p_l , der sich für $r_0/r = 0$ ergibt, ermittelt werden.

Über die allgemein gültige Abschätzung:

$$c_u = \frac{\sigma_u}{2} \quad (7.11)$$

kann so die einaxiale Druckfestigkeit abgeschätzt werden.

Es existieren weitere Ansätze für undrainiertes Verhalten (siehe [26, 30, 104]), die zu ähnlichen Ergebnissen wie das Verfahren nach Yu und Houlsby führen und hier nicht detaillierter beschrieben werden.

Plastischer Bereich - Drainierte Bedingungen Bei Tonen (Lockergesteine) können Pressiometerversuche mit dem zuvor beschriebenen undrainierten Modell für homogene, isotrope Materialien ausreichend genau beschrieben werden [73]. Bei Halbfestgesteinen ist aber eine relativ schnelle Entwässerung möglich. Zudem weisen sie oftmals eine erhebliche Dilatation auf und werden durch die Bildung von Radialrissen während des Pressiometerversuchs beeinflusst. Zur Beschreibung des Materialverhaltens unter drainierten Bedingungen sind die sechs Parameter G , ν' , p_0' , c' , ϕ' und ψ' notwendig. Werden noch radiale Risse berücksichtigt, wird die Modellierung nochmals aufwändiger (siehe hierzu [73]). Da die Voraussetzung der Kenntnis dieser Parameter eine Auswertung oftmals unmöglich macht, werden in der Praxis häufig dennoch auch für Halbfestgesteine undrainierte Bedingungen angesetzt.

Aufgrund der relativ kurzen Versuchszeit von 60 Sekunden je Laststufe, wird sicherlich keine vollständige Drainage stattfinden. Von undrainierten Bedingungen ist aber bei teilgesättigten Halbfestgesteinen auch nicht auszugehen. Die Ergebnisse der Pressiometerversuche sind also im Bezug auf abgeleitete Bodenkennwerte mit Vorsicht zu betrachten.

Einfluss des Längen-Durchmesser-Verhältnisses der Sonde Die Aufweitung des Hohlraums wird unter der Annahme von ebenen Bedingungen, für ein Längen-Durchmesser-Verhältnis der Sonde von $L/D \rightarrow \infty$, betrachtet. Houlsby und Carter [80] untersuchten den Einfluss des Längen-Durchmesser-Verhältnisses auf den Grenzdruck und die undrainierte Scherfestigkeit und stellten fest, dass beide überschätzt werden. So wurde zum Beispiel festgestellt, dass bei einem Verhältnis $L/D = 6$ und einem Steifigkeitsindex I_R zwischen 200 und 500 die mit dem Pressiometer ermittelten undrainierten Scherfestigkeiten 24-43% höher waren als wirklich vorhanden. In der Publikation [80] werden Korrekturfaktoren in Abhängigkeit des Steifigkeitsindex I_R angegeben.

Zusammenfassende Darstellung der ermittelbaren Kenngrößen

In Tabelle 7.2 ist dargestellt, welche Kenngrößen sich mit Hilfe des Pressiometerversuchs mit Hilfe verschiedener Modelle ableiten lassen. In der Literatur wird teilweise auch eine Bestimmung von Horizontalspannungen mit Pressiometerversuchen beschrieben (z.B. [27]). Es wird allerdings darauf hingewiesen, dass bei vorgebohrten Pressiometerversuchen – wie z.B. dem Menard-Pressiometerversuch – die Horizontalspannungen aufgrund einer Entlastung der Bohrlochwandung unterschätzt werden können.

Bereich	ermittelbare Kenngröße	Theorie	ableitbare Kenngröße	anzunehmende Parameter
elastischer Bereich	Menard-Modul $E_M = f(p, V, \nu)$	DIN EN ISO 22476-4	$E_S = E_M / \alpha$	ν, α
	E-Modul $E = f(p, V, \nu)$	Hohlraumaufweitungstheorie	$E_S = ((1 - \nu)/(1 - \nu - 2\nu^2))E$	ν
plastischer Bereich	Grenzdruck p_l	DIN EN ISO 22476-4	-	-
		Hohlraumaufweitungstheorie	-	-
	undrainierte Kohäsion c_u	Hohlraumaufweitungstheorie	$\sigma_u = 2 c_u$	-

Tabelle 7.2: Zusammenfassende Darstellung der im Pressiometerversuch ermittelbaren Kenngrößen

7.2 Probengewinnung für die mechanischen Versuche

Bereits bei der Probennahme ist es wichtig, das besondere Gesteinsverhalten der veränderlich festen Gesteine zu beachten. Wie bereits ausführlich erläutert, neigen veränderlich feste Gesteine dazu, unter Umwelteinflüssen zu entfestigen. Wird dies bei der Probennahme, Transport, Lagerung und Probenpräparation nicht beachtet, kann es zur Ermittlung unrealistischer Kennwerte kommen. Es ist demnach sehr wichtig, den natürlichen Feuchtegehalt bis zur Gesteinsprüfung zu erhalten und Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel zu vermeiden.

In einer Studie der BAW [71, 72] wird detailliert untersucht, wie Zerfallsprozesse bis zum Probeneinbau verhindert werden können. Die Proben für die Studie wurden mit Inlinern gewonnen, wobei zwei verschiedene Bohrspülungen zum Einsatz kamen. Bei Variante 1 wurde eine wasserbasierte Polymerspülung und bei Variante 2 eine Klarwasserspülung eingesetzt. Zudem wurde der Inliner alle zwei Bohrmeter mit einer Salzlösung (2,5 g/l NaCl) aufgefüllt. Die anderen Bohrmeter wurden ohne weitere Befüllung mit Wasser gelagert. Es wurde festgestellt, dass die Lagerung in Salzlösung die Kohäsion erhöhte. Vergleichende Untersuchungen an Bohrkernen, die mit Einfachkernrohren gewonnen wurden, wurden allerdings nicht vorgenommen, so dass der Einfluss der Linerbohrung im Vergleich zur Einfachkernrohrbohrung nicht betrachtet wurde.

7.2.1 Gewinnung zylindrischer Probekörper für triaxiale und einaxiale Druckversuche

Die gängigste Methode, zylindrische Proben zu entnehmen, ist die Kernbohrung. Bohren mit Wasserspülung und Einzel- oder Doppelkernzylinder wird als problematisch ange-

sehen (z.B. [134]), da die Proben während des gesamten Bohrvorgangs den Auswirkungen der Wasserspülung ausgesetzt sind. Untersuchungen hierzu gibt es allerdings nicht. Eine Vielzahl der hier untersuchten Keupergesteine zeigte erst nach einer Austrocknung eine Reaktion auf Wasserkontakte (Kapitel 6), weshalb Bohrungen mit Wasserspülungen bei diesen Gesteinen als weniger problematisch angesehen werden. Vor der Entnahme von höherwertigen Proben für Laborversuche sollte die Zerfallsanfälligkeit aber unbedingt gemäß Kapitel 6 geprüft werden.

Bis zum Verwitterungsgrad V3/V4 wurden die Proben meist mit Hilfe von Kernbohrungen entnommen. Hierbei wurden die Bohrungen teilweise mit Einfachkernrohren und Wasserspülung hergestellt. Bei stärker verwitterten Gesteinen war so aber oftmals kein Kerngewinn möglich. Hier wurden Bohrungen mit Inliner (Mehrfachkernrohr) bzw. Sonderprobennahmen durchgeführt.

Ein weiteres Vorgehen zur Probengewinnung bei unverwitterten Gesteinen war eine Entnahme von großen Gesteinsstücken In-situ und ein Herausbohren der Proben im Labor. Ohne seitliche Einspannung des Gesteinsstückes waren die Gesteine bis zu einem Verwitterungsgrad V1 bearbeitbar. Stärker verwitterte Gesteine wurden in einen mit Sand befüllten Behälter gelegt und so seitlich während des Bohrens gestützt.

Stärker verwitterte Proben wurden auch mit Hilfe von Ausstechzylindern aus dem Boden herausgearbeitet. Hierfür wurden die Zylinder möglichst schonend in den Boden eingebracht. Eine Entnahme mit Ausstechzylindern ist meist ab Verwitterungsgrad V4 möglich, wenn das Gestein schon bodenähnlich ist. Weniger stark verwitterte Gesteine erfahren zu große Strukturänderungen, da beim Einschlagen zu viel Energie aufgewendet werden muss.

7.2.2 Gewinnung von Proben für Oedometerversuche

Gesteine mit Verwitterungsgraden V2 bis V3/V4 wurden – wie bereits erläutert – gebohrt. Im Labor wurden dann die Gesteine in die Oedometerringe mit Hilfe einer hydraulischen Presse eingebaut. Die Oedometerringe ($d = 9,6 \text{ cm}$) waren nur geringfügig kleiner als die Kerne ($d = 10,0 \text{ cm}$). Der Oedometerring und ein Pressring wurden auf den Kern gesetzt und der Pressvorgang gestartet. Das überstehende Material des etwas größeren Kerns wurde während des Pressvorgangs dabei vom Oedometerring außen abgeschabt. Der Pressvorgang wurde so langsam wie möglich und mit einer geringen Kraft durchgeführt, so konnte das Material weitestgehend ungestört in den Ring eingebaut werden. Kerne die nicht genug Eigenstandsfestigkeit hatten, wurden in einen sandgefüllten Behälter gelegt und so beim Pressvorgang seitlich vom Sand gestützt.

Wenn Bohrungen nicht möglich waren, wurden oft vom Bagger gelöste Gesteinsstücke verwendet. Die Stücke wurden dann – analog dem zuvor beschriebenen Vorgang – in einen sandgefüllten Behälter gelegt und der Oedometerring mittels eines Pressrings in das Stück gepresst. Nach dem Pressen müssen die beiden Ringe (Abbildung 7.6 Versuchsring (1) und Pressring(2)) getrennt und die Probenendflächen hergestellt werden.

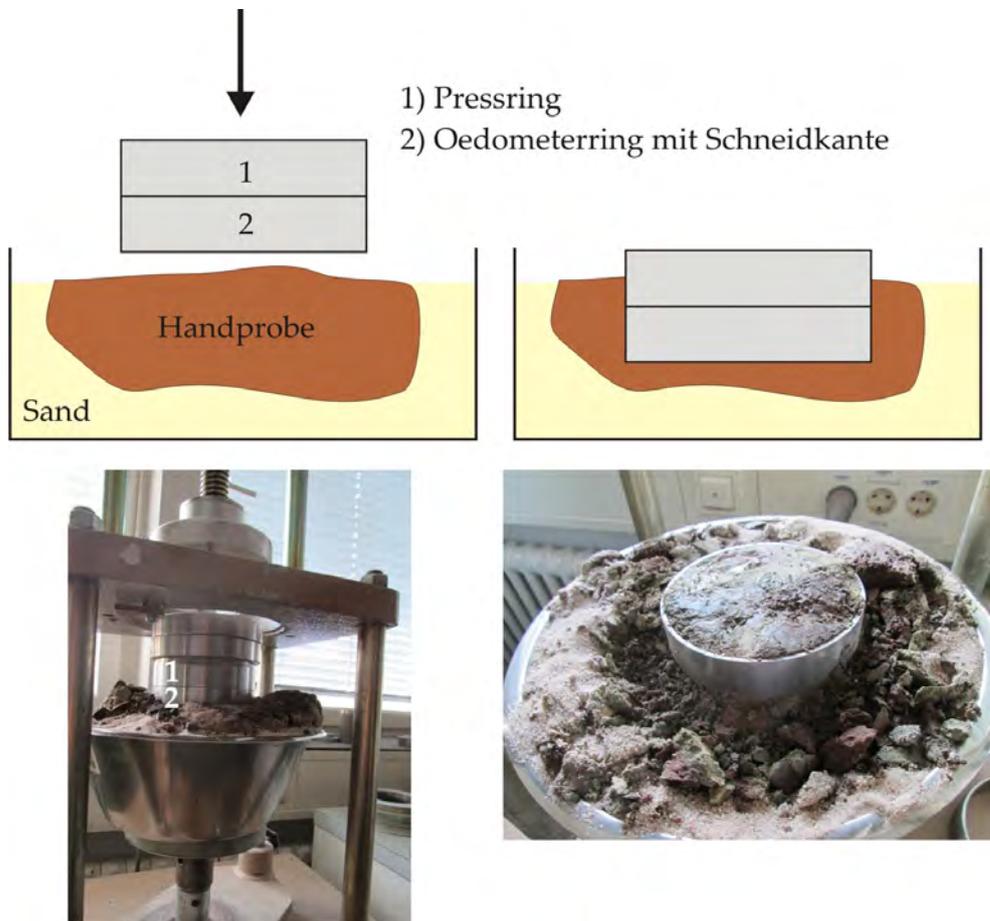


Abbildung 7.6: Einpressen des Rings in Handstücke



Abbildung 7.7: Probennahme mit zugesägten Ausstechzylindern

Eine weitere Methode der Probenahme für Oedometerversuche war, die Probe direkt mit dem Oedometerring zu entnehmen (Abbildung 7.7). Hierfür wurden Ausstechzylinder ($d = 9,6$ cm) auf eine Höhe von 3,5 bis 4 cm abgesägt. Der Ring wurde mit Hilfe einer Schlaghaube so vorsichtig wie möglich in das Gestein eingebracht. Die Probenoberfläche wurde dann im Labor hergestellt. Diese Entnahme eignete sich insbesondere bei Materialien mit Verwitterungsgraden V4 und V5, deren Bindungskräfte bereits so schwach sind, dass Handstücke meist nicht entnehmbar sind, da diese bei Entnahme völlig zerfallen. Für weniger verwitterte Materialien (V3 und V2) ist diese Methode nicht sinnvoll, da zum Einschlagen viel Energie nötig ist und die Proben sehr stark gestört werden.

7.2.3 Präparation der Probenendflächen

Eine besondere Herausforderung ist die Vorbereitung der Probenendfläche bei Halbfestgesteinen. Bei Festgesteinen (V0 und V1) kann die Endfläche gesägt und geschliffen werden. Lockergesteine (V4 und V5) werden geschnitten, wobei kleinere Hindernisse wie Aggregatreste entfernt werden und durch feinkörnige Bestandteile ersetzt werden können. Bei den dazwischen liegenden Halbfestgesteinen (V2, V3 und teilweise V4) sind diese Hindernisse allerdings oftmals sehr groß und führen zu großen Fehlstellen an der Endfläche. Ein Ausgleichen der Fehlstellen mit feinkörnigen Bestandteilen führt zu einer Überschätzung der Deformation und so zu einer Unterschätzung der Steifigkeit. Die Sägen aus dem Felslabor sind allerdings zu grob für diese Gesteine und brechen Aggregate aus den Endflächen. Als gut verwendbar zur Endflächenpräparation haben sich Bandsägen und Multifunktionswerkzeuge mit Sägeblatt erwiesen.

7.3 Eigenspannungszustand - Versuchsergebnisse

Bislang ist nicht hinreichend geklärt, wie stark die Verwitterung die Entspannung der Kluftkörper bei den Keupertonsteinen beeinflusst hat (siehe Absatz 2.5.1). Ziel der hier vorgestellten Untersuchungen war die Ermittlung des Eigenspannungszustandes, der das Verhältnis zwischen der effektiven Spannungen in horizontaler und der in vertikaler Richtung beschreibt.

Im Folgendem wird auf die hier ermittelten Untersuchungen des Eigenspannungszustands verwitterter und vollständig zersetzter (V3 bis V5) Keupertonsteine eingegangen.

7.3.1 Versuchsablauf und -randbedingungen

Für die K_0 -Triaxialversuche (siehe Absatz 7.1.3) wurden ungestörte, gedrungene Proben mit einem Durchmesser und einer Höhe von ca. 10 cm verwendet. Die Proben wurden nicht gesättigt. Vor Versuchsbeginn wurden die Proben ca. 24 Stunden bei 10 kPa isotrop konsolidiert, um sicherzustellen, dass die Gummimembran und der Sensor zur Messung der radialen Dehnungen (Abbildung 7.3) anliegen. Der Zelldruck wurde – auf Basis von Literaturdaten [79] – mit einer Geschwindigkeit von etwa 10 kPa/h aufgegeben.

7.3.2 Versuchsergebnisse

In Abbildung 7.8 sind beispielsweise die Ergebnisse eines Versuchs an einem Dunkelroten Mergel aus dem Steinbruch Vellberg, Verwitterungsgrad V4, in Abhängigkeit der Versuchszeit dargestellt – die Messdaten in Abbildung 7.8a und zur besseren Übersicht geglättet in Abbildung 7.8b.

Die Radialspannung σ_3 wurde kontinuierlich gesteigert und dabei die Axialspannung σ_1 so nachgeregelt, dass die Radialdehnung ϵ_3 etwa Null ist. Zur Nachregelung der Axialspannung wurde der Laststempel verfahren. Als Ergebnis wurde so auch die dabei entstandene Axialdehnung ϵ_1 aufgezeichnet. Das Verhältnis der Radialspannung σ_3 zur Axialspannung σ_1 ergibt den K_0 -Faktor.

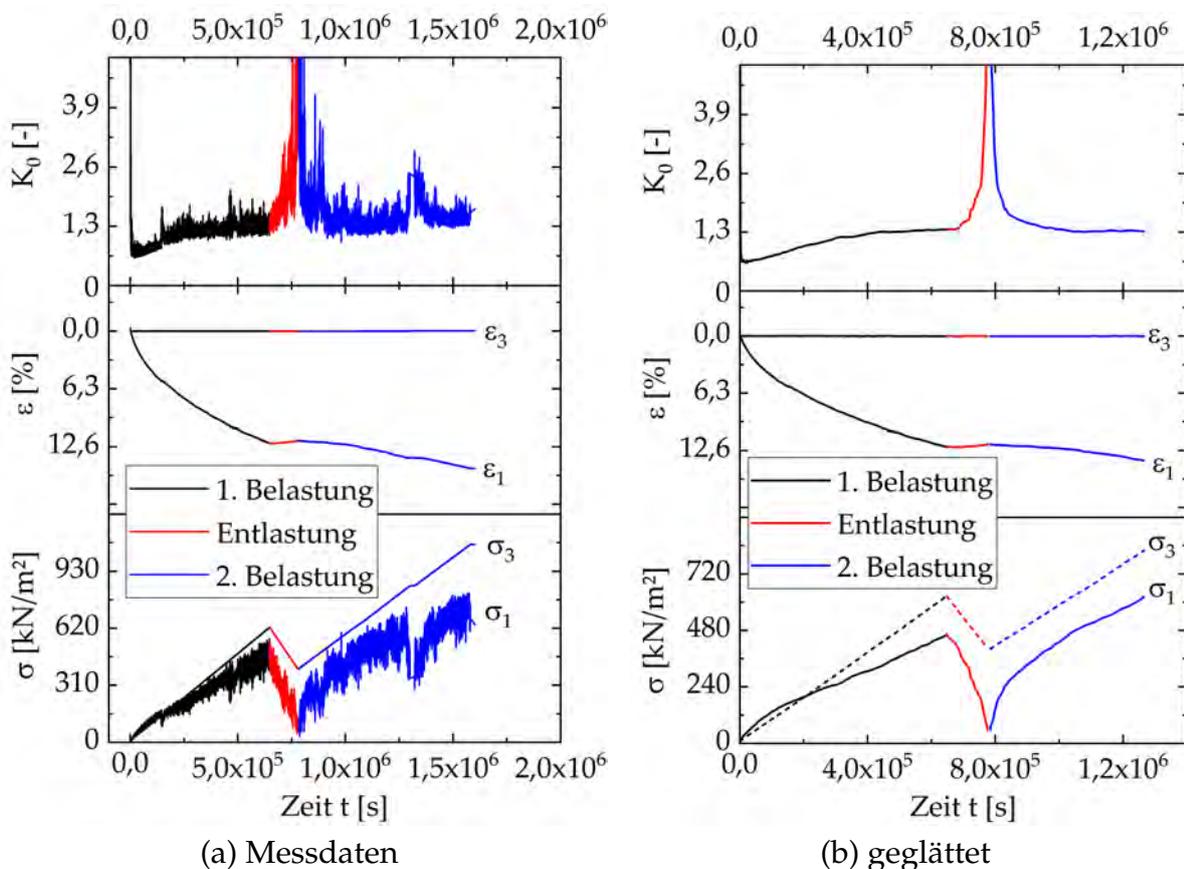


Abbildung 7.8: Ergebnisse der K_0 -Triaxialversuche in Abhängigkeit der Versuchszeit. Dunkelroter Mergel, Steinbruch Vellberg, Verwitterungsgrad V4. Kontinuierliche Steigerung der Radialspannung σ_3 . Nachregelung der Axialspannung σ_1 so, dass keine Radialdehnung ϵ_3 auftritt.

In Abbildung 7.9 sind die Versuchsergebnisse in Abhängigkeit der zur Einhaltung der K_0 -Bedingungen notwendigen Axialspannung σ_1 in linearer (Abbildung 7.9a) und halb-logarithmischer Darstellung (Abbildung 7.9b) zu sehen.

Zu Beginn des Versuchs ist der Zusammenhang zwischen der Axialspannung σ_1 und der Radialspannung σ_3 typisch für überkonsolidierte Böden (hierzu Abbildung 2.9). Die

Axialspannung σ_1 steigt schneller als die Radialspannung σ_3 und der K_0 -Faktor nimmt ab. Der K_0 -Faktor reduziert sich bis auf einen Wert $K_{0,\min}$ und nimmt dann aber entgegen der Theorie – etwa bei Erreichen der Vorbelastungsspannung – wieder zu, bis er ein Plateau ($K_{0,P}$) erreicht. Dies wurde bei allen untersuchten Keupertonsteinen beobachtet (Abbildung D.1, Anhang D).

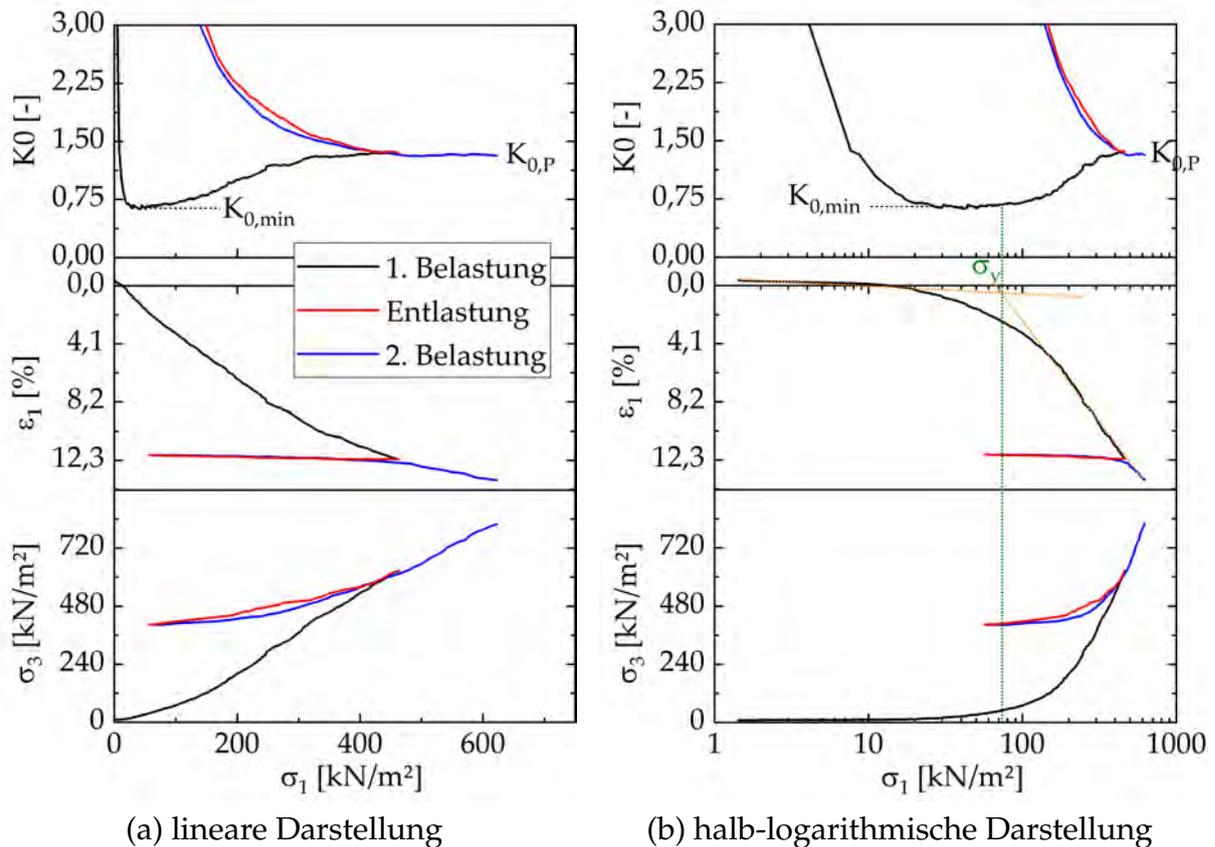


Abbildung 7.9: Ergebnisse der K_0 -Triaxialversuche in Abhängigkeit der zur Einhaltung der K_0 -Bedingung notwendigen Axialspannung σ_1 . Zu Beginn des Versuchs steigt die Axialspannung σ_1 schneller als die Radialspannung σ_3 und der K_0 -Faktor nimmt ab. Etwa bei Erreichen der Vorbelastungsspannung nimmt der K_0 -Faktor wieder zu, bis er einen mehr oder weniger konstanten Wert erreicht hat.

Auch in der Literatur wurde über dieses Verhalten verschiedentlich berichtet (siehe hierzu Anlage D). Allerdings wurde bislang weder die Ursache hierfür näher betrachtet, noch wurden Versuche zum Verhalten bei Wiederbelastung durchgeführt.

Interessanterweise tritt die anfängliche Ab- und Wiederzunahme des K_0 -Werts bei Wiederbelastung nicht erneut auf (Abbildung 7.9a). Der K_0 -Wert reduziert sich auf den bei Beginn der Entlastung vorhandenen und bleibt dann konstant. Es scheint, als ob bei der ersten Belastung eine Auflockerung infolge eines Strukturverlustes auftritt. Ursache

für diesen Strukturverlust ist vermutlich ein Aufbrechen der diagenetischen Bindungen und ein Verlust der Aggregatstruktur. Bei der Wiederbelastung treten dann keine weiteren Auflockerungen auf.

Um dies zu überprüfen, wurden vergleichende Versuche an einem Sand durchgeführt. Verwendet wurde Berliner Sand ($e_{\max} = 0,696$ und $e_{\min} = 0,428$). Eingebaut wurde der Sand trocken in dichtester Lagerung. Der Sand wurde dazu lagenweise eingebaut und durch Klopfen verdichtet.

Untersucht wurde eine bei 100 kN/m^2 vorkonsolidierte und eine nichtkonsolidierte Probe. Beide Proben zeigten nicht die bei den Keupertonsteinen beobachtete Wiederzunahme des K_0 -Werts, sondern hielten nach Erreichen des minimalen K_0 -Werts diesen konstant (Anlage D, Abbildung D.3). Die vorkonsolidierte Probe erreicht wie erwartet den konstanten K_0 -Wert erst bei einer höheren Vertikallast als die nicht-konsolidierte Probe. Der Sand zeigte also keine Wiederzunahme des K_0 -Werts und somit auch keinen Strukturverlust während des Versuchs.

Beobachtet wurde auch, dass mit zunehmendem Wassergehalt – also vermutlich auch mit zunehmender Verwitterung – sowohl der Wert $K_{0,\min}$ als auch der spätere Plateauwert $K_{0,P}$ ansteigen (Abbildung 7.10a). Auch die Änderung des K_0 -Werts – also sozusagen der Grad der Auflockerung –

$$\Delta K_0 = 1 - \frac{K_{0,\min}}{K_{0,P}} \quad (7.12)$$

steigt mit zunehmendem Wassergehalt (Abbildung 7.10b). Je stärker verwitterter ein Gestein ist, desto mehr kann es demnach während der Belastung unter K_0 -Bedingung auflockern.

7.3.3 Erweiterung des Modells für überkonsolidierte Böden um den Einfluss der Diagenese und Verwitterung

In Abbildung 7.11 ist vergleichend die allgemein bekannte Theorie [179] für nicht diagenetisch verfestigte Tone (a) sowie eine neuer Ansatz zur Beschreibung des Materialverhaltens diagenetisch verfestigter Tonsteine im unverwitterten und verwitterten Zustand (b) qualitativ dargestellt.

Im Bereich der Sedimentation (I \rightarrow II bzw. a \rightarrow b bzw. A \rightarrow B) steigt die Horizontalspannung linear mit der Vertikalspannung an. Das Gestein ist normalkonsolidiert (NC).

Bei den diagenetisch verfestigten Tonsteinen reduziert sich während der Diagenese (b \rightarrow c bzw. B \rightarrow C) die Horizontalspannung, da das Gestein verfestigt wird.

Ist das Gestein unverwittert, wird entlastet (c \rightarrow d) und wiederbelastet (d \rightarrow e) verhält es sich analog der Theorie für überkonsolidierte Böden – natürlich mit deutlich niedrigeren Horizontalspannungen. Da bislang keine unverwitterten Gesteine im K_0 -Triax

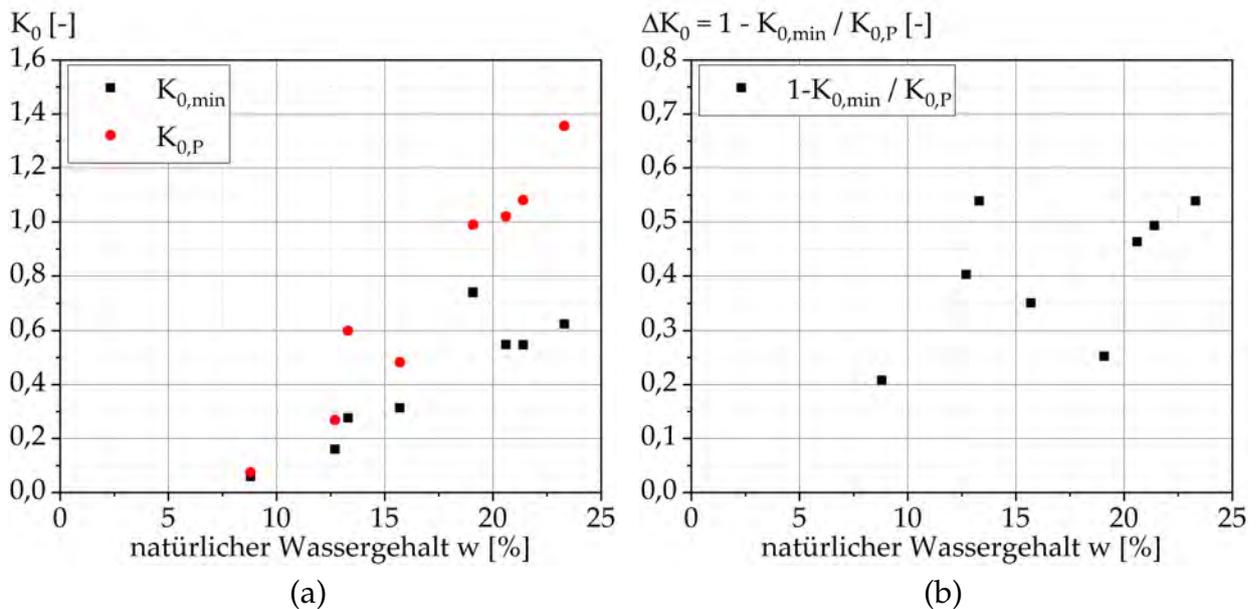
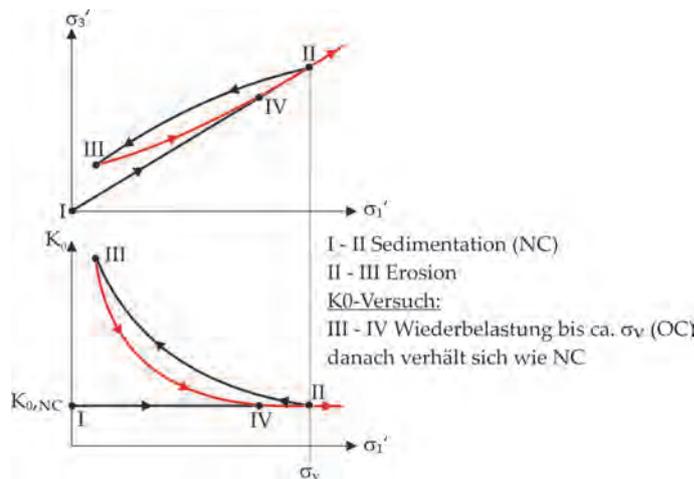


Abbildung 7.10: Mit zunehmendem Wassergehalt steigen sowohl der Wert $K_{0,min}$ als auch der Wert $K_{0,P}$ an. (a) Auch die Änderung ΔK_0 nimmt mit steigendem Wassergehalt zu.

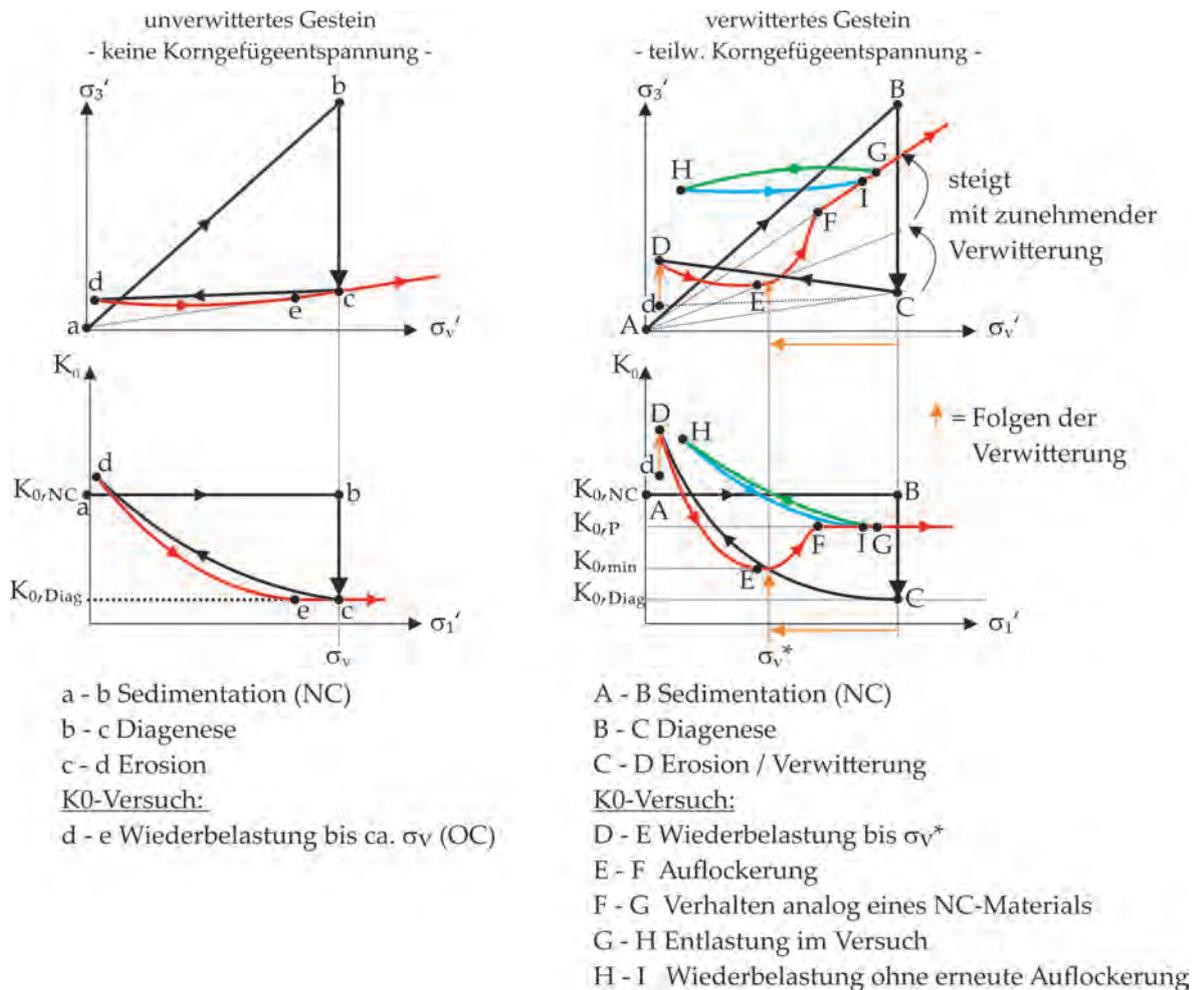
untersucht wurden, ist das Modell für die unverwitterten diagenetisch verfestigten Tonsteine rein hypothetisch.

Liegt das Gestein im verwitterten Zustand vor, entspannt es sich während der Entlastung ($C \rightarrow D$) deutlich stärker und die Horizontalspannungen nehmen zu. Außerdem reduziert sich die im Gestein gespeicherte Vorbelastungsspannung. Während der Verwitterung entsteht die bei den verwitterten Keupergesteinen typische Aggregatstruktur. Die Aggregate in sich sind weiterhin diagenetisch verfestigt, allerdings bereits angewittert und somit je nach Verwitterungszustand teilentfestigt – die Horizontalspannung in den Aggregaten sind daher je nach Verwitterungsgrad höher als die des unverwitterten diagenetisch verfestigten Tonsteins ($K_{0,min} > K_{0,Diag}$).

Wird das verwitterte Gestein erneut belastet ($D \rightarrow E \rightarrow F$), verhält es sich zunächst bis zum Erreichen des Eigenspannungszustands der Aggregate ($D \rightarrow E$) analog der Theorie für überkonsolidierte Böden. Nach Erreichen der gespeicherten Vorbelastungsspannung (E) lockert das Gestein aber auf ($E \rightarrow F$), da die diagenetischen Bindungen aufbrechen und die Struktur zerstört wird. Die Horizontalspannungen nehmen stark zu. Bleiben diagenetische Bindungen erhalten, stellt sich nicht der Zustand vor der Diagenese ein ($K_{0,P} < K_{0,NC}$). Sobald das Gestein aufgelockert ist, steigen die Horizontalspannungen linear mit der Vertikalspannung an. Bei einer erneuten Entlastung ($G \rightarrow H$) und Wiederbelastung ($H \rightarrow I$) lockert das Gestein nicht weiter auf. Ob es bei noch höheren Belastungen zu erneuten Auflockerungen kommt, ist noch nicht untersucht. Je verwitterter das Gestein, umso größer ist der Wert $K_{0,min}$, da die Aggregate entfestigter sind. Zudem kann aufgrund einer stärkeren Vorentfestigung durch die Verwitterung das Gestein während



(a) nicht diagenetisch verfestigtes Gestein (bestehende Theorie)



(b) diagenetisch verfestigtes Gestein (neuer Modellansatz)

Abbildung 7.11: a) Qualitative Darstellung der allgemein bekannten Theorie für nicht diagenetisch verfestigte Tone. b) Neuer Modellansatz: Qualitative Darstellung des Materialverhaltens diagenetisch verfestigter Tonsteine im unverwitterten und verwitterten Zustand.

der Wiederbelastung stärker auflockern, umso verwitterter es im Ausgangszustand ist.

7.4 Scherfestigkeit - Versuchsergebnisse

Gängig ist sowohl die Anwendung direkter Scherversuche (u.a. [2, 12, 16, 59, 74, 76, 78, 109, 133, 157, 186]) als auch triaxialer Druckversuche (u.a. [3, 25, 59, 69, 72, 101, 116, 117, 181]) zur Bestimmung der Scherparameter veränderlich fester Gesteine. Bei direkten Scherversuchen werden die Proben in zwei Rahmen eingebaut. Die Scherfläche wird durch die Geräteanordnung erzwungen und es handelt sich demnach nicht um eine Schwächezone in der eingebauten Probe. Beim Triaxialversuch kann sich die Bruchfläche während des Abschervorgangs frei ausbilden, was bei den hier untersuchten Halbfestgesteinen sinnvoller erscheint. Im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen wurden nur Triaxialversuche durchgeführt.

Im Folgenden wird zunächst auf Versuchsrandbedingungen eingegangen und im Anschluss werden die Versuchsergebnisse³ diskutiert.

7.4.1 Randbedingungen der Triaxialversuche an Keupergesteinen

Die triaxialen Druckversuche wurden in zwei verschiedenen Triaxialanlagen durchgeführt (siehe Absatz 7.1.2).

Randbedingungen der Versuche an Gesteinen mit Verwitterungsgraden $\geq V3$

Da mit der zur Verfügung stehenden Anlage keine Volumenmessungen möglich sind, wurden an den Gesteinen mit Verwitterungsgrad $\geq V3$ primär CU-Versuche durchgeführt. Um zu prüfen, inwieweit die für CU-Versuche notwendige Sättigung vor dem Abscheren die Ergebnisse beeinflusst, wurden zudem CD-Versuche an Proben im natürlichen Sättigungszustand – im Folgenden als CD* gekennzeichnet – durchgeführt. Bei diesen Versuchen war es zudem auch möglich, höhere Seitendrucke anzuwenden als bei den CU-Versuchen.

Die Untersuchungen wurden an Proben mit einem Durchmesser von ca. 10 cm durchgeführt. Oftmals war es nicht möglich, schlanke Proben zu testen. In diesem Fall wurden gedrungene Proben mit einer Endflächenschmierung untersucht. Verwendet wurde hierfür eine runde Glasplatte mit Durchmesser von 10 cm, in deren Mitte ein Filterstein mit einem Durchmesser von 1,2 cm eingelassen ist. Die glatte Glasplatte wurde mit einem Schmiermittel dünn bestrichen. Eine Gummimembran mit Aussparung im Bereich des Filtersteins wurde auf die beschmierte Glasplatte gelegt. Mit Hilfe der Glasplatte, dem Schmiermittel und der Gummimembran sollte die Reibung an den Endflächen des Probekörpers minimiert werden.

³Die Versuchsdaten an den Gesteinen mit Verwitterungsgraden $\geq V3$ wurden teilweise in Zusammenarbeit mit einer Masterstudentin [135] ermittelt und werden hier zur Auswertung verwendet.

Bei den CU-Versuchen wurden Back Pressures von 200 - 300 kN/m² angesetzt. Die erreichten B-Werte lagen im Mittel bei 0,94 (Standardabweichung 0,046).

Die Proben wurden 48 h unter der jeweiligen Radialspannung σ_3 der Laststufe konsolidiert. Die Radialspannungen lagen zwischen 50 und 600 kN/m². Als Abschergeschwindigkeit wurde bei den CD-Versuchen 0,005 mm/min und bei den CU-Versuchen meist 0,05 mm/min gewählt.

Auf Mehrstufenversuche konnte meist verzichtet werden, da meist genügend Proben zur Verfügung standen. Zur Anwendbarkeit der Mehrstufenversuchstechnik siehe Anhang E, Absatz E.2.

Randbedingungen der Versuche an Gesteinen mit Verwitterungsgraden <V3

Anfangs wurden die Gesteine gesättigt. Dies führte augenscheinlich bei den Gesteinen der Steigerwald-Formation zu einer starken Entfestigung der Proben.

Die unverwitterten, unausgelaugten Gesteine der Grabfeld-Formation (Abbildung 7.12a) ließen sich auch mit einem Back Pressure von 800 kPa nicht vollständig sättigen. Bei diesen Gesteinen zeigte sich außerdem, dass insbesondere die Tonpartien der Gesteine Wasser aufnahmen und dabei entfestigten. Die spätere Scherfläche war stark plastifiziert (Abbildung 7.12b). Daher wurde bei den weiteren Versuchen auf eine Sättigung verzichtet.

Verwendet wurden Proben mit einem Durchmesser von 5 cm. Durchgeführt wurden CD*-Versuche an Proben im natürlichen Sättigungszustand. Nach der Konsolidation wurden die Gesteine mit einer Geschwindigkeit von 0,005 mm/min abgeschert. Mehrstufenversuche wurden nicht durchgeführt.

7.4.2 Versuchsergebnisse

In Tabelle 7.3 ist angegeben, welche Versuchsarten bei den jeweiligen Formationen und Verwitterungsgraden durchgeführt wurden. In Tabelle 7.4 sind die mittleren natürlichen Wassergehalte und Sättigungsgrade der untersuchten Gesteine je Verwitterungsgrad gegeben. Im Folgenden wird auf die Ergebnisse näher eingegangen.

CU-Versuche an gesättigten Proben

In Abbildung 7.13 sind beispielhaft die Ergebnisse verschieden stark verwitterter Keupergesteine dargestellt. Durchgeführt wurden die CU-Versuche an gesättigten Probekörpern. Die Radialspannung betrug bei den hier dargestellten Ergebnissen jeweils 200 kN/m².

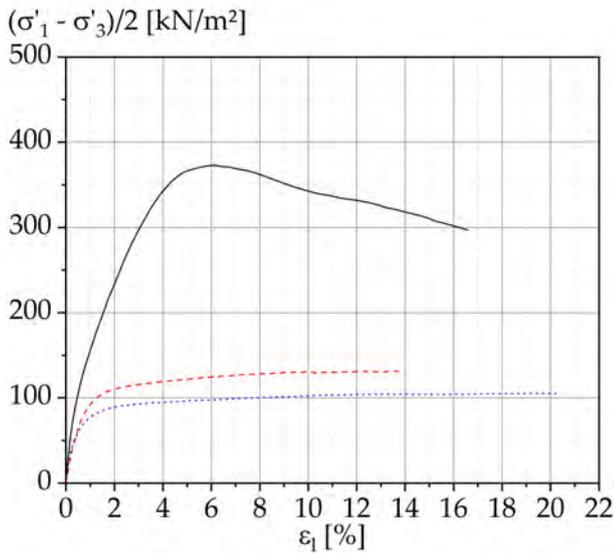
Die Gesteine der Steigerwald-Formation (Verwitterungsgrad V3) weisen die höchsten Scherfestigkeiten auf. Die Gesteine der Grabfeld-Formation (Verwitterungsgrad V4 und V5) haben geringere Scherfestigkeiten (Abb. 7.13a). Peakscherfestigkeiten weisen hier



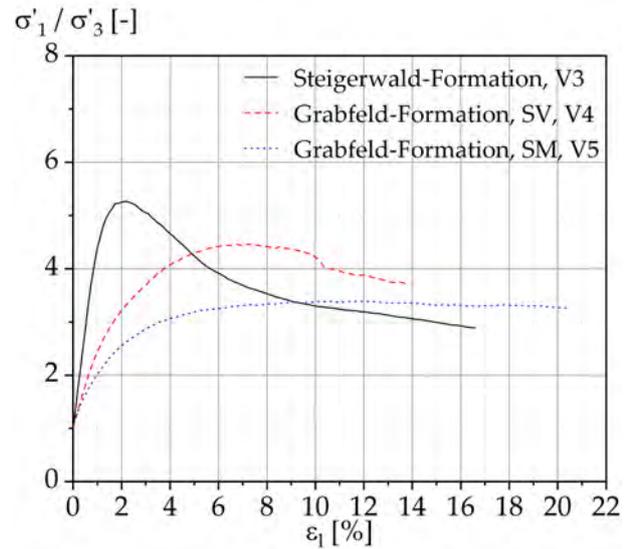
Abbildung 7.12: Grabfeld-Formation, V0/V1, unausgelaugt. Gestein wurde mit einem back pressure von 800 kPa versucht zu sättigen. Erreichter B-Wert 0,78. Nach Versuchsende zeigte sich, dass insbesondere die Tonpartien Wasser aufgenommen hatten und die Scherfläche dadurch stark plastifiziert war.

	Grabfeld-Formation		Steigerwald-Formation
	SM	SV	
V0/V1	CD*	-	-
V1/V2	-	-	CD*
V3	CD*	-	CD* / CU
V4	CD* / CU	CD* / CU	-
V5	CD* / CU	-	-

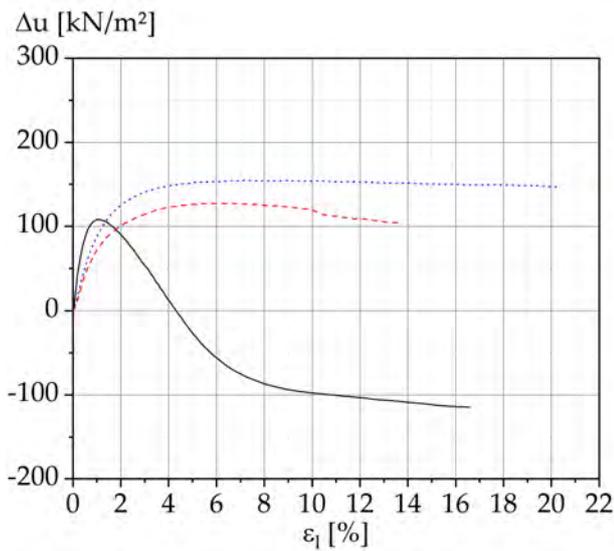
Tabelle 7.3: Übersicht der durchgeführten Versuche. CD* = konsolidiert drainierte Versuche an Proben im natürlichen Sättigungszustand. CU = gesättigte, konsolidiert undrainierte Versuche, SM = Stuttgart Mitte, SV = Steinbruch Vellberg



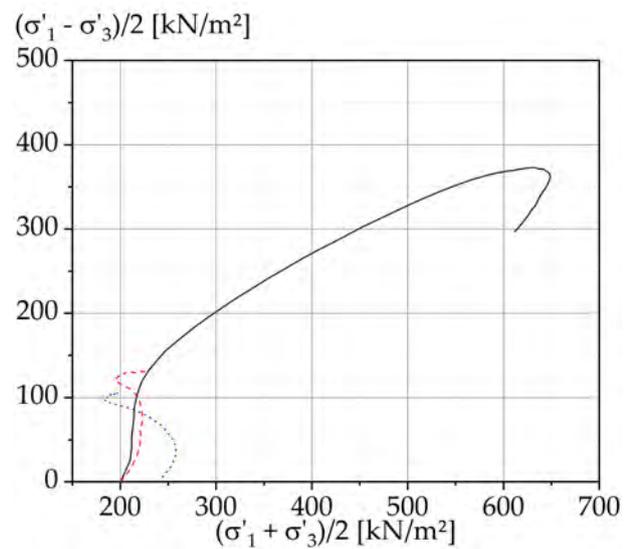
(a) Deviatorspannung



(b) Hauptspannungsverhältnis



(c) Porenwasserdruckverlauf



(d) Spannungspfade

Abbildung 7.13: CU-Versuche: Arbeitslinien bei einer Radialspannung σ_3 von 200 kN/m^2 an verschiedenen Keupertonsteinen.

	Grabfeld-Formation				Steigerwald-Formation	
	SM		SV			
	\bar{w}	\bar{S}_r	\bar{w}	\bar{S}_r	\bar{w}	\bar{S}_r
V0/V1	4,6	0,87	-	-	-	-
V1/V2	-	-	-	-	6,8	0,91
V3	11,2	0,90	-	-	13,6	0,98
V4	16,3	0,88	15,5	0,80	-	-
V5	20,8	0,90	-	-	-	-

Tabelle 7.4: Mittlere Wassergehalte und Sättigungsgrade der im Triaxialversuch untersuchten Gesteine im natürlichem Zustand. SM = Stuttgart Mitte, SV = Steinbruch Vellberg

nur die Gesteine der Steigerwald-Formation (Verwitterungsgrad V3) auf.

Die maximalen Hauptspannungsverhältnisse σ_1'/σ_3' (Abb. 7.13b) treten durchweg bei kleineren Dehnungen ϵ_1 auf als die maximalen Deviatorspannungen $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$. Bei einem normalkonsolidierten Ton tritt das maximale Hauptspannungsverhältnis bei einer größeren Dehnung als die maximale Deviatorspannung auf und bei einem überkonsolidierten Ton bei einer kleineren Dehnung [65]. Demnach sind die in Abbildung 7.13 dargestellten Proben überkonsolidiert.

Bei den Gesteinen der Steigerwald-Formation (Verwitterungsgrad V3) entwickeln sich zunächst Porenwasserüberdrücke u (Abb. 7.13c). Es kommt bei steigendem Druck also anfangs zu einer Volumenverringerung durch Zusammenbruch der Struktur und Zerstörungen von Bindungen. Nach kurzer Zeit kommt es zu einem starken Abbau des Porenwasserdrucks. Dies bedeutet, dass das Korngerüst bei großer Verformung zu einer Volumenvergrößerung neigt, es kommt also infolge der Scherbewegung zu einer Auflockerung (Dilatanz). Ein Aufbau von Porenwasserunterdrücken bedeutet einen Anstieg der effektiven Spannungen. Die Scherfestigkeit steigt daher deutlich an. Bei Erreichen der maximalen Deviatorspannung stellt sich ein Gleichgewicht im Porenwasserunterdruck ein.

Bei den Gesteinen der Grabfeld-Formation (Verwitterungsgrad V4 und V5) bauen sich die Porenwasserüberdrücke nicht bzw. nur gering ab. Die Proben verringern also ihr Volumen und halten dieses im Anschluss konstant (Kontraktanz). Es kommt zu keiner Volumenvergrößerung.

Auch die Darstellung der Spannungspfadverläufe (Abb. 7.13d) veranschaulicht die zuvor beschriebenen Zusammenhänge.

In Summe wurde festgestellt, dass sich die Gesteine der Steigerwald-Formation (UBM, Verwitterungsgrad V3) eher wie ein dichter Boden verhalten und die stärker verwitterten Gesteine der Grabfeld-Formation (Verwitterungsgrad V4 und V5) ein für lockere Böden typisches Verhalten aufweisen.

Frühere – in der Literatur dokumentierte [181] – CD*-Versuche mit Volumenmessungen

an Gesteinen der Steigerwald-Formation im natürlichen Sättigungszustand, V3 ($w = 10\text{--}12\%$) ergaben, dass sich zunächst das Volumen verringert und dann wieder vergrößert. Bei Untersuchungen an englischem Keuper Marl [25] wurde festgestellt, dass die Volumenabnahme und Wiederzunahme vom Verwitterungszustand abhängt. Unverwitterte bis wenig verwitterte Gesteine zeigten das zuvor beschriebene Verhalten. Stark verwitterte Gesteine hingegen verhielten sich wie die hier untersuchten V4 und V5-Materialien. Sie verringerten ihr Volumen und hielten dieses dann konstant. Auch die an den hier untersuchten Gesteinen festgestellte Abnahme der Scherfestigkeit mit dem Grad der Verwitterung wurde dort beobachtet. Die Peakscherfestigkeit reduzierte sich mit zunehmendem Verwitterungsgrad. Bei den stark verwitterten Gesteinen war – wie bei den Untersuchungen hier – keine Peakscherfestigkeit vorhanden.

In Abbildung 7.14 ist der Einfluss der Radialspannung auf den Porenwasserdruckverlauf und die Scherfestigkeit dargestellt. Bei den Gesteinen der Grabfeld-Formation aus dem Steinbruch in Vellberg, Verwitterungsgrad V4 (Abbildung 7.14a) entwickelt sich bei niedrigen Seitendrücken zunächst ein Porenwasserüberdruck, der im Anschluss abgebaut wird und dann sogar Porenwasserunterdrücke entstehen. Das Gestein verhält sich dilatant. Bei höheren Seitendrücken hingegen ist ein kontraktantes Materialverhalten zu beobachten. Das dilatante Materialverhalten nimmt demnach mit zunehmendem Spannungsniveau ab. Die Scherfestigkeit (Abbildung 7.14b) steigt mit zunehmender Radialspannung an.

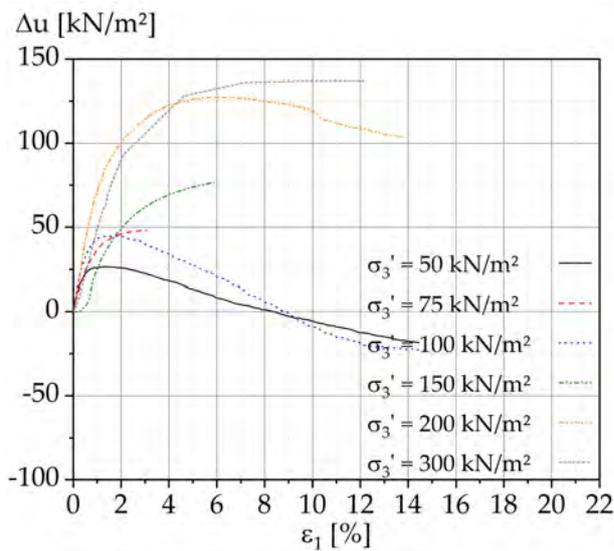
Die Proben aus der Steigerwald-Formation (Verwitterungsgrad V3) zeigen unabhängig von der Radialspannung bei den hier untersuchten Seitendrücken ein dilatantes Materialverhalten. Mit zunehmender Radialspannung entstehen zu Beginn des Versuchs höhere Porenwasserüberdrücke. Auch hier steigt die Scherfestigkeit mit zunehmender Radialspannung (Abbildung 7.14d).

CD*-Versuche an Proben im natürlichen Sättigungszustand

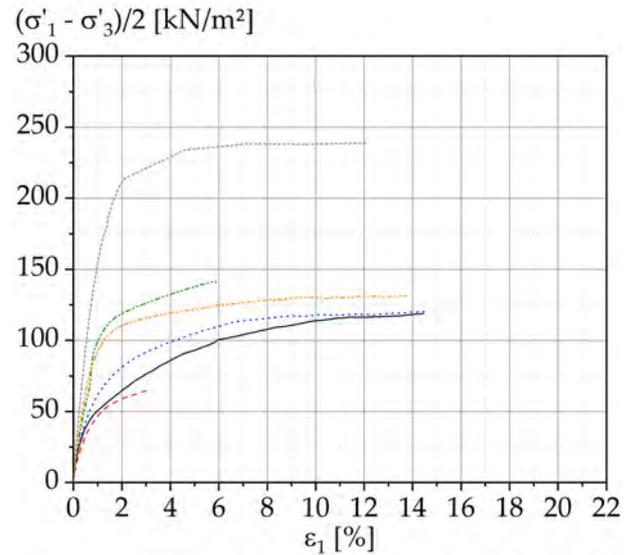
Um den Einfluss der Sättigung auf die wasserempfindlichen Gesteine zu vermeiden, wurden CD*-Versuche an Proben im natürlichen Sättigungszustand durchgeführt, wobei aber bei den Gesteinen mit Verwitterungsgraden $>V3$ keine Volumenmessung stattfinden konnte.

In Abbildung 7.15 sind beispielhaft Ergebnisse von CD*-Versuchen an Proben im natürlichen Sättigungszustand an verschiedenen stark verwitterten Keupergesteinen dargestellt. Die Radialspannung betrug jeweils 200 kN/m^2 . Auch hier weisen die Proben mit niedrigerem Verwitterungsgrad eine höhere Scherfestigkeit auf. Mit zunehmender Verwitterung verliert sich das Peakscherfestigkeitsverhalten. Gesteine mit Verwitterungsgrad V4 und V5 haben keine Peakscherfestigkeit, sondern nähern sich langsam einem Plateau an.

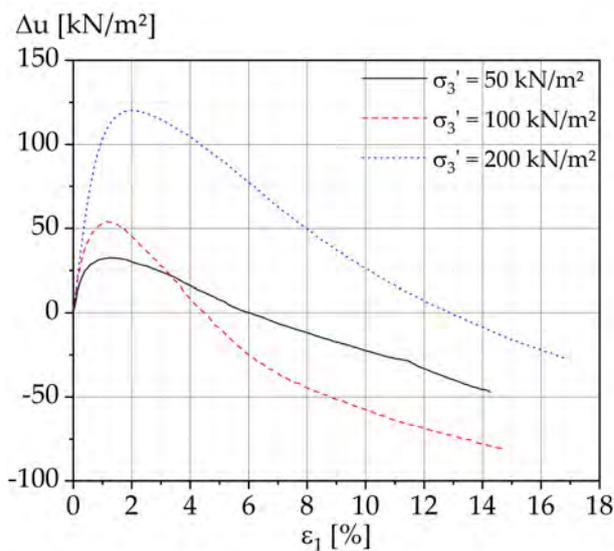
In Abbildung 7.16 sind die Ergebnisse eines Dunkelroten Mergels, Verwitterungsgrad V4, dargestellt. Verwendet wurden Radialspannungen von 100 bis 600 kN/m^2 . Wie er-



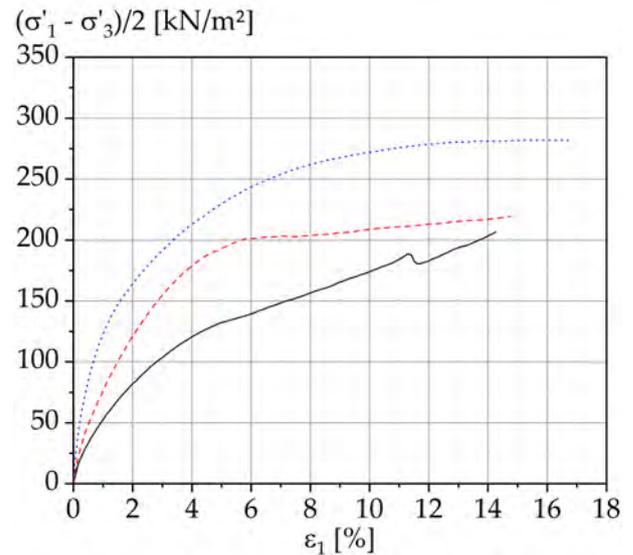
(a) Porenwasserdruckverlauf, V4, DRM SV



(b) Deviatorspannung, V4, DRM SV



(c) Porenwasserdruckverlauf, V3, UBM



(d) Deviatorspannung, V3, UBM

Abbildung 7.14: CU-Versuche: Einfluss der Radialspannung auf den Porenwasserdruckverlauf und das Spannungs-Dehnungs-Verhalten. a und b) Dunkelroter Mergel, Steinbruch Vellberg, Verwitterungsgrad V4. c und d) Steigerwald-Formation (UBM), Verwitterungsgrad V3.

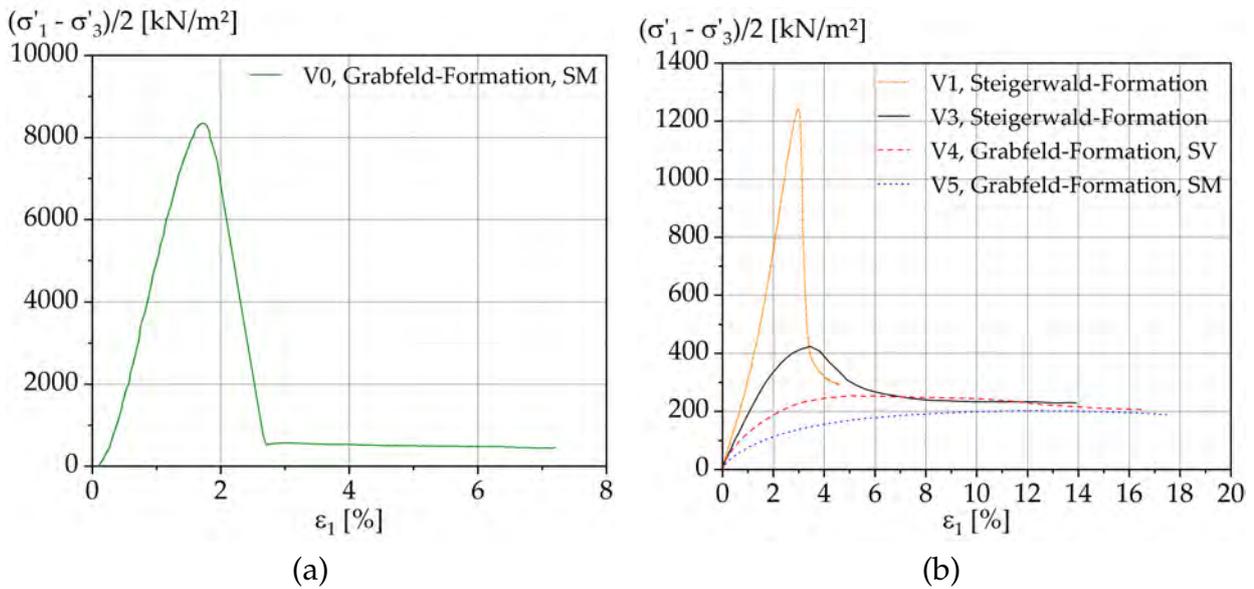


Abbildung 7.15: CD*-Versuche: Spannungs-Dehnungs-Verlauf verschieden stark verwitterter Keupertonsteine bei einer Radialspannung von 200 kN/m²

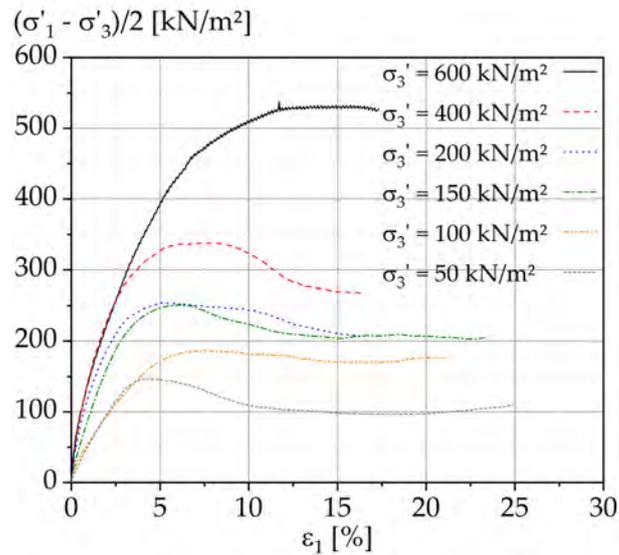


Abbildung 7.16: CD*-Versuche: Dunkeroter Mergel, Verwitterungsgrad V4, Steinbruch Vellberg: Einfluss der Radialspannung

wartet nimmt die Scherfestigkeit mit sinkender Radialspannung ab. Tendenziell wird das Material mit steigender Radialspannung duktiler, da wahrscheinlich bei hohen Radialspannungen die Dilatation überdrückt wird.

Bestimmung der Scherparameter

Grabfeld-Formation, Stuttgart Mitte In Abbildung 7.17 sind die Grenzbedingungen der untersuchten Gesteine der Stuttgarter Grabfeld-Formation (SM) getrennt nach Verwitterungsgrad im $q/2-p^4$ -Diagramm dargestellt.

Zusätzlich zu den hier neu ermittelten Versuchsergebnissen werden Ergebnisse von Wichter [181] – die an vergleichbaren Gesteinen aus dem Engelberg- und dem Schönbuchtunnel nahe Stuttgart ermittelt wurden – dargestellt und ausgewertet. In die Ermittlung der Scherparameter gehen außerdem Daten ein, die während der Baugrunderkundung des Großprojektes Stuttgart 21 [155] ermittelt wurden, sowie Daten eines hier anonymisierten Bauvorhabens im Stuttgarter Raum. Bei beiden Gutachten lagen sowohl die Bohrprofile als auch die Versuchskurven vor.

Es ist allgemein bekannt, dass sich an die Bruchbedingungen im $q/2-p$ -Diagramm die Bruchgeraden anpassen lassen:

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} = b' + \tan(\alpha) \cdot \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \quad (7.13)$$

Der y-Achsenabschnitt b' und die Steigung $\tan(\alpha')$ lassen sich in die Kohäsion c' und den Reibungswinkel ϕ' wie folgt umrechnen:

$$c' = b' / \cos(\phi) \quad (7.14)$$

$$\phi' = \arcsin(\tan(\alpha')) \quad (7.15)$$

Im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen wurden sowohl gesättigte als auch Proben im natürlichen Sättigungszustand getestet. Zunächst stellte sich hier die Frage, inwiefern die gesättigten und die Proben im natürlichen Sättigungszustand gemeinsam ausgewertet werden können. Wie in Abbildung 7.17 zu sehen ist, lassen sich an die Ergebnisse der gesättigten Proben und der Proben im natürlichen Sättigungszustand gemeinsame Bruchgeraden (Gl. 7.13) mit einem hohem Korrelationskoeffizienten anpassen. Die Sättigung scheint also hier kaum einen Einfluss auf die Ergebnisse zu haben – bzw. haben die Saugspannungen wenn dann nur einen sehr geringen Einfluss auf das Scherverhalten. Der Einfluss von Saugspannungen auf die Scherfestigkeit sollte aber in Zukunft noch näher untersucht werden.

⁴p und q sind die Roscoe Spannungsinvarianten. Die Deviatorspannung q beträgt im Triaxialzustand $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ und die mittlere Spannung $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$

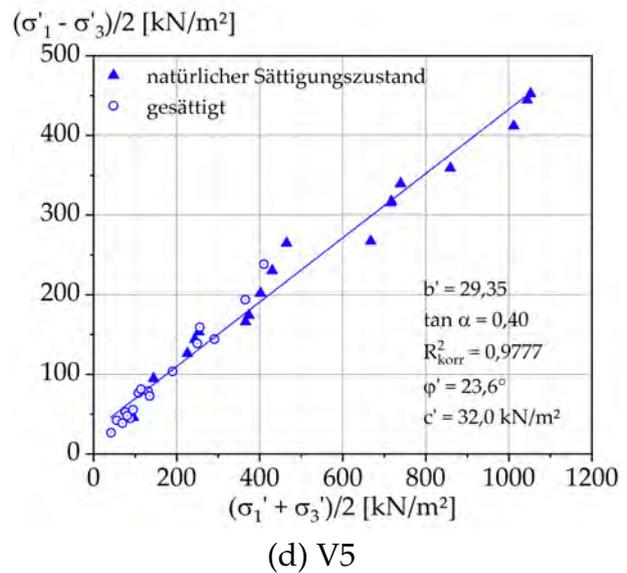
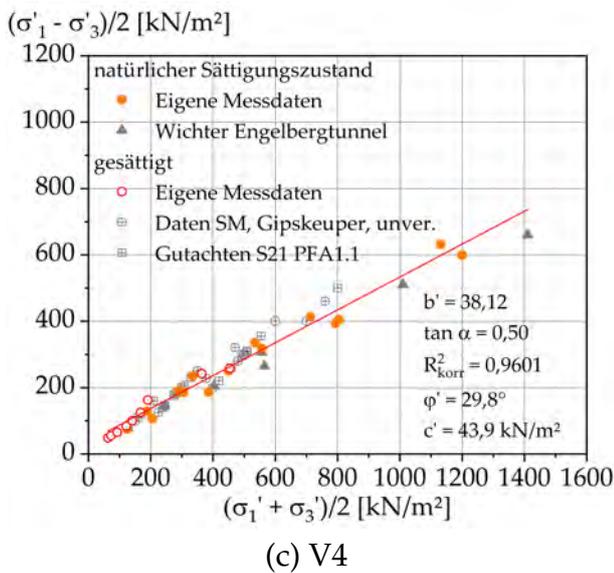
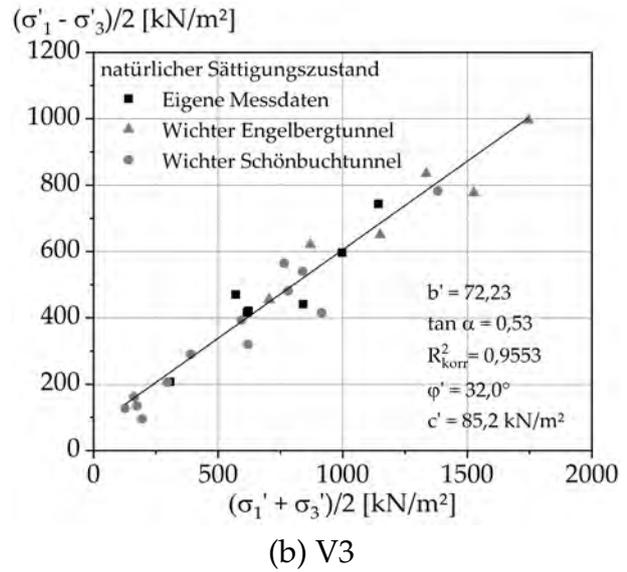
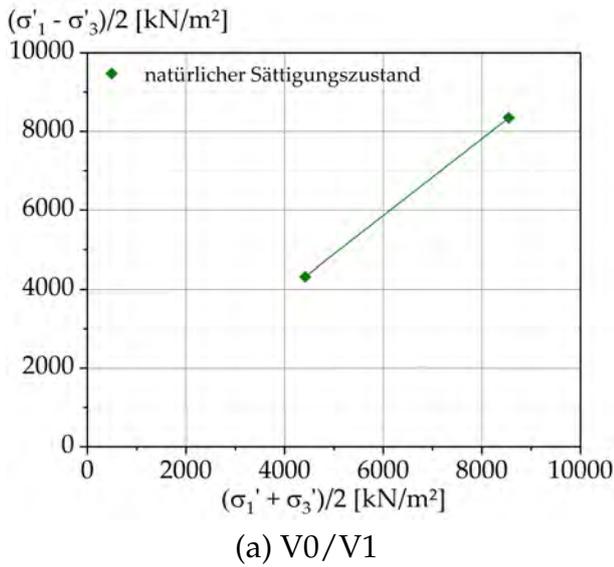


Abbildung 7.17: Ermittlung der Scherparameter der Gesteine der Stuttgarter Grabfeld-Formation (SM) im q/2-p-Diagramm. Kurvenanpassung an Gl. 7.13.

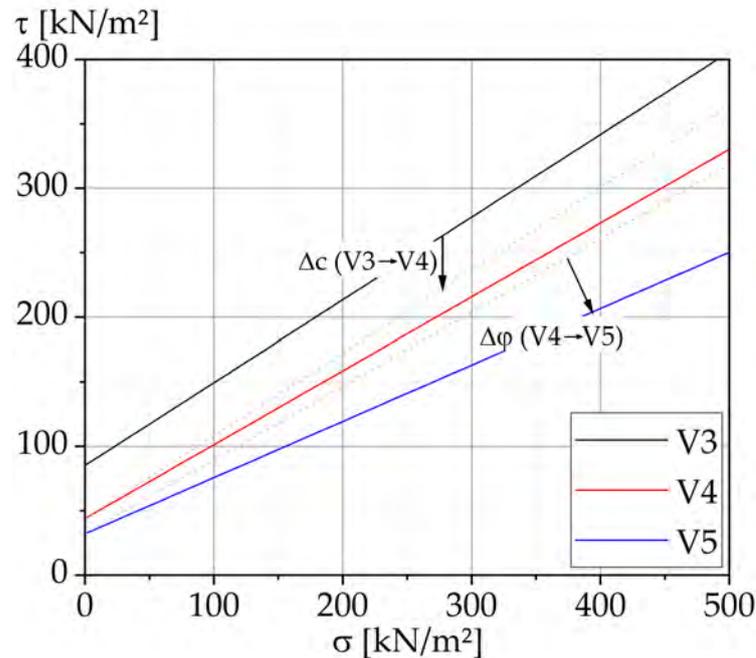


Abbildung 7.18: Darstellung der sich aus den Anpassungen in Abbildung 7.17 ergebenden Schergeraden im τ - σ -Diagramm für die Gesteine der Stuttgarter Grabfeld-Formation (SM). Zwischen dem Verwitterungsgrad V3 und V4 nimmt insbesondere die Kohäsion ab, zwischen V4 und V5 reduziert sich vor allem der Reibungswinkel.

Anhand der – mit Hilfe der Gleichungen 7.14 und 7.15 – ermittelten Scherparameter können die Schergeraden ermittelt werden. Diese sind in Abbildung 7.18 dargestellt. Die Kohäsion nimmt bei den Gesteinen aus der Stuttgarter Grabfeld-Formation vom Verwitterungsgrad V3 zu V4 ab. Der Reibungswinkel reduziert sich deutlich weniger. Zwischen den Verwitterungsgraden V4 und V5 nimmt dann der Reibungswinkel stärker ab und die Kohäsion nur gering. Die höhere Festigkeit der Gesteine mit Verwitterungsgrad V3 wird also insbesondere durch eine höhere Kohäsion aufgrund innerer Bindungskräfte hervorgerufen. Infolge der Verwitterung reduzieren sich die Bindungen und die Kohäsion nimmt ab. Zwischen den Verwitterungsgraden V4 und V5 entfestigt das Gestein und die ursprüngliche Struktur ist nicht mehr erkennbar. Durch diesen Strukturverlust reduziert sich der Reibungswinkel. Die bei V4 noch vorhandenen diagenetischen Aggregate beeinflussen somit den Reibungswinkel stark und die Kohäsion nur gering.

Grabfeld-Formation, Steinbruch Vellberg und Steigerwald-Formation Die Gesteine aus der Grabfeld-Formation im Steinbruch in Vellberg (SV) (Abbildung 7.19a) haben eine etwas höhere Kohäsion aber einen leicht niedrigeren Reibungswinkel als die der Stuttgarter Grabfeld-Formation.

Bei den Gesteinen der Steigerwald-Formation (UBM) (Abbildung 7.19b) wurden von Wichter [181] und Mutschler et al [114] ermittelte Daten mit ausgewertet, da die Entnahmestelle bekannt ist. Einige der hier untersuchten Proben stammen von der gleichen

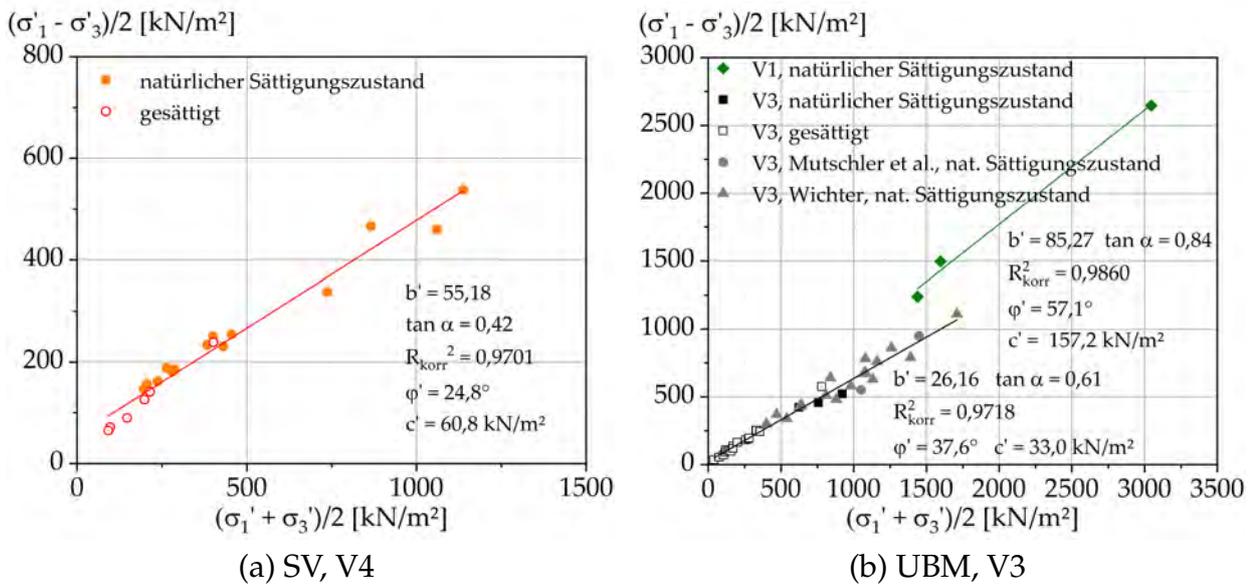


Abbildung 7.19: Ermittlung der Scherparameter im $q/2$ - p -Diagramm. Die gesättigten Proben und die Proben im natürlichen Sättigungszustand wurden zusammen ausgewertet. Ausgewertet werden hier die Gesteine der Grabfeld-Formation aus dem Steinbruch Vellberg (SV) sowie der Steigerwald-Formation (UBM)

Lokalität. Der Reibungswinkel ist bei gleichem Verwitterungsgrad höher und die Kohäsion niedriger als bei der Stuttgarter Grabfeld-Formation.

Verwitterungsabhängige Nichtlinearität

Das Bruchverhalten von Festgesteinen ist stark abhängig vom Spannungsniveau (Nicht-lineare Bruchbedingung bei Festgesteinen, siehe hierzu Absatz 2.5.3). Bei Lockergesteinen ist dieser Einfluss kaum noch vorhanden und die Bruchbedingung nahezu linear. Die hier untersuchten Gesteine befinden sich vorwiegend im Übergangsbereich zwischen Fest- und Lockergesteinen und es stellt sich die Frage, inwieweit der Einfluss der Radialspannung vorhanden ist.

Untersuchungen an vergleichbarem englischen Keuper Marl ergaben, dass mit dem Grad der Verwitterung die Krümmung der Bruchgeraden abnahm [25]. Es wurden jedoch nur zwei Verwitterungsgrade untersucht.

Bei anderen Untersuchungen an Keupergesteinen der Steigerwald-Formation [181], Verwitterungsgrad V3 ($w = 10 - 12\%$), wurde im Bereich kleiner Seitendrucke ein Reibungswinkel ϕ' von 40° und eine Kohäsion c' von 60 kN/m^2 und im Bereich größerer Seitendrucke ein Reibungswinkel ϕ' von 28° und eine Kohäsion c' von 170 kN/m^2 ermittelt. Auch hier war also die Bruchbedingung gekrümmt.

Detaillierte Kenntnisse über das Krümmungsverhalten der Keupertonsteine sind bislang nicht vorhanden, weshalb anhand von Seitendruckvariationen die verwitterungsabhän-

gige Nichtlinearität des Bruchverhaltens detaillierter untersucht wurde.

Zur Beschreibung der Nichtlinearität kann das modifizierte Mohr-Coulomb-Kriterium nach Singh (Gl. 2.7, Absatz 2.5.3) verwendet werden. Ermittelt werden können mit diesem Stoffgesetz der Reibungswinkel ϕ_0 und die Kohäsion c'_0 im Bereich kleiner Seitendrücke sowie der Parameter A' , der die Größe des quadratischen Anteils und somit die Krümmung beschreibt. Zudem ist es möglich mit Hilfe von Tangenten die Scherparameter bei höheren Seitendrücken zu ermitteln.

In Abbildung 7.20 sind die sich ergebenden Kurven der Gesteine der Stuttgarter Grabfeld-Formation dargestellt. Festgestellt wurde, dass der Wert A' mit zunehmender Verwitterung zwar leicht abnimmt, aber in einer Größenordnung verbleibt. In Tabelle 7.5 sind die über Tangenten ermittelten Scherparameter in Abhängigkeit der Radialspannung σ_3 angegeben. Sowohl die Kohäsion c' als auch der Reibungswinkel ϕ' nehmen unabhängig der Radialspannung mit dem Grad der Verwitterung ab. Mit steigender Radialspannung nimmt die Kohäsion zu und der Reibungswinkel ab.

Auch bei den Gesteine der Grabfeld-Formation, Steinbruch Vellberg und der Steigerwald-Formation wurde die Nichtlinearität der Grenzbedingung betrachtet. Die Ergebnisse sind in Abbildung 7.21 dargestellt. Die Gesteine der Grabfeld-Formation, Steinbruch Vellberg verhalten sich ähnlich der aus Stuttgart Mitte. Bei den Gesteinen der Steigerwald-Formation wurde eine stärkere Krümmung festgestellt.

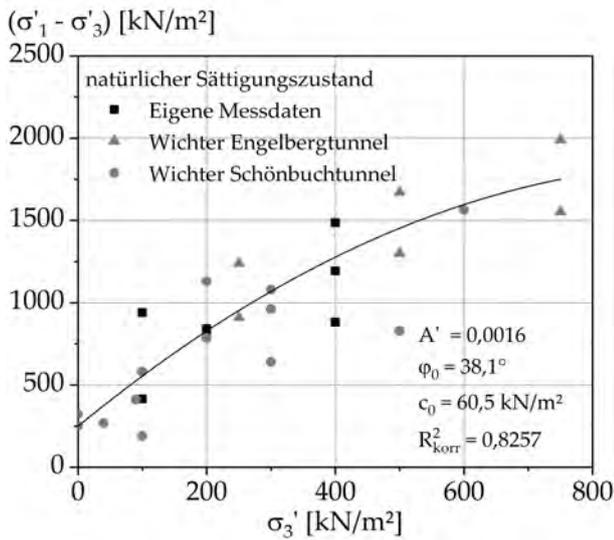
In Tabelle 7.5 sind zusammenfassend die an den hier untersuchten Gesteinen ermittelten Scherparameter angegeben. Für die Gesteine mit Verwitterungsgraden $< V3$ liegen zu wenige Daten vor, weshalb die Ergebnisse nicht in die Tabelle mit aufgenommen werden.

Vergleich mit Daten aus der Literatur

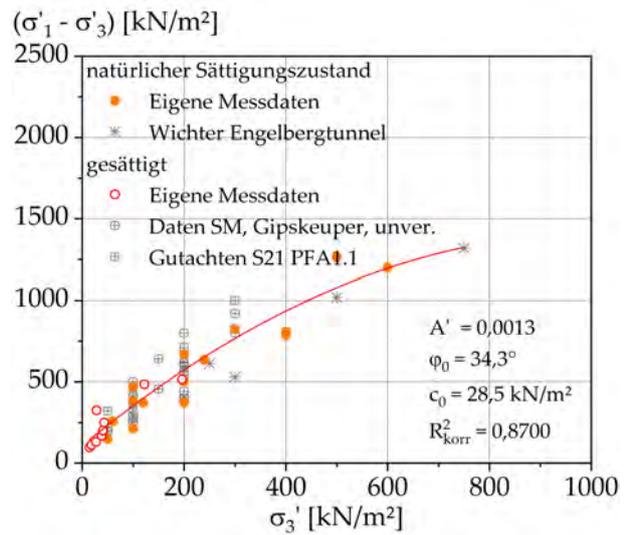
In Abbildung 7.22 sind vergleichend die hier neu ermittelten Scherparameter und Werte aus der Literatur [69, 79, 148, 179, 181] und [83, 88] aus [79]) dargestellt. Die Wassergehalte der im Rahmen dieser Arbeit neu ermittelten Daten wurden als Mittelwert der untersuchten Proben je Entnahmeregion und Verwitterungsgrad gebildet (siehe Tabelle 7.4).

Es scheint, als ob der Reibungswinkel vom Verwitterungszustand kaum beeinflusst wird – er streut stark ohne klare Tendenz –, während die Kohäsion mit zunehmender Verwitterung tendenziell abnimmt.

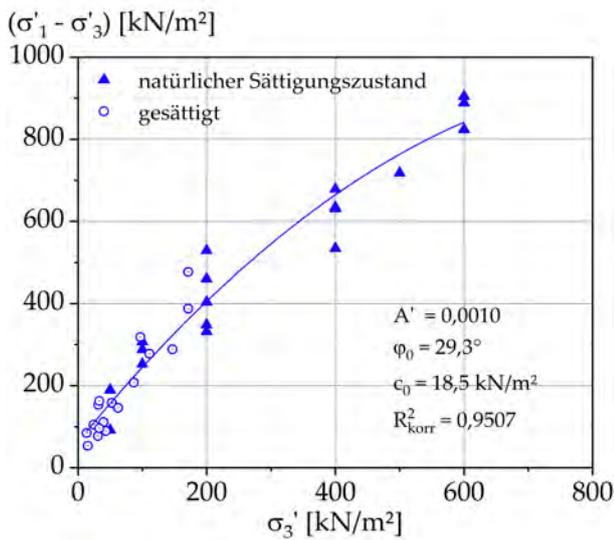
Auffallend ist, dass die über Anpassung an die Gl. 7.13 ermittelten Kohäsionen im unteren Bereich der Streubreite der Literaturdaten liegen. Werden allerdings die Scherparameter mit der nichtlinearen Grenzbedingung nach Singh ermittelt, passen die bei einer Radialspannungen von 400 kPa ermittelten Kohäsionen besser zu den Literaturdaten. Auch die Kohäsionen der Steigerwald- und der Grabfeld-Formation sind bei $\sigma_3 = 400$ kPa in einer vergleichbaren Größe.



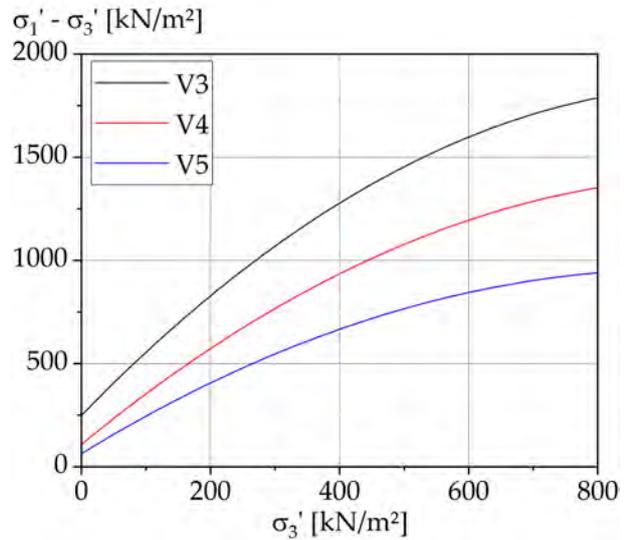
(a) SM, V3



(b) SM, V4



(c) SM, V5



(d)

Abbildung 7.20: Anpassung des modifizierten Mohr-Coulomb-Kriteriums nach Singh (Gl. 2.7) an die Messdaten. Gesteine der Stuttgarter Grabfeld-Formation (SM). Krümmung A' nimmt mit zunehmender Verwitterung ab.

Formation / Verwitterungsgrad		Linear Mohr-Coulomb	
		ϕ' [°]	c' [kN/m ²]
Grabfeld	V3	32,0	85,2
	SM V4	29,8	43,9
	V5	23,6	32,0
	SV V4	24,8	60,8
Steigerwald	V3	37,6	33,0

Formation / Verwitterungsgrad		A' [-]	Nichtlinear: Singh				
			σ_3	0 [kN/m ²]	100 [kN/m ²]	200 [kN/m ²]	400 [kN/m ²]
Grabfeld	V3	0,0016	c'	60,5	68,8	88,2	156,3
			ϕ'	38,1	36,0	33,7	28,9
	SM V4	0,0013	c'	28,5	36,3	49,1	93,5
			ϕ'	34,3	31,6	30,0	26,1
	V5	0,0010	c'	18,5	22,1	31,6	81,3
			ϕ'	29,3	27,5	25,4	20,6
	SV V4	0,0014	c'	37,9	50,8	65,1	123,1
			ϕ'	32,0	28,3	26,4	21,3
Steigerwald	V3	0,0025	c'	24,4	35,4	52,6	155,7
			ϕ'	42,5	39,5	37,8	30,5

Tabelle 7.5: Ermittelte Scherparameter der hier untersuchten Gesteine. SM = Stuttgart Mitte, SV = Steinbruch Vellberg.

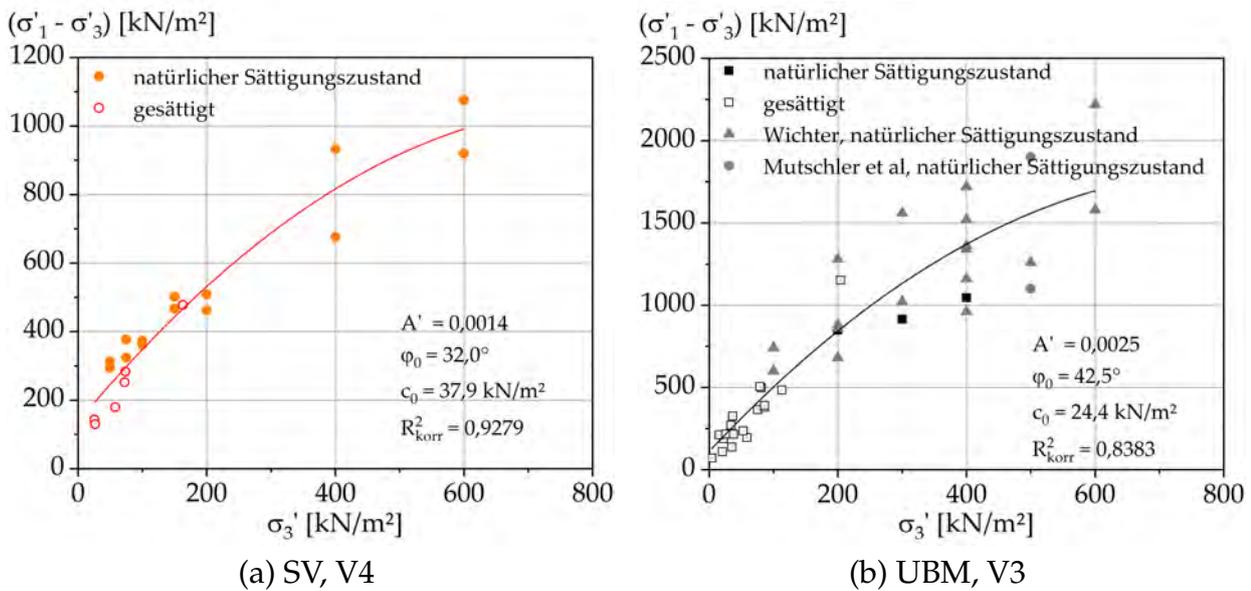


Abbildung 7.21: Anpassung des modifizierten Mohr-Coulomb-Kriteriums nach Singh (Gl. 2.7) an die Messdaten. Gesteine aus der Grabfeld-Formation, Steinbruch Vellberg (SV) und der Steigerwald-Formation (UBM)

7.5 Steifigkeitsverhalten - Versuchsergebnisse

Im folgenden Absatz wird betrachtet, inwiefern sich die Steifigkeit in Abhängigkeit des natürlichen Verwitterungszustandes verändert.

Es wird zunächst auf die verschiedenen Versuchstechniken zur Ermittlung der Steifigkeit eingegangen. Im Anschluss werden dann die Versuchsergebnisse diskutiert und ein Vergleich der Techniken vorgenommen.

7.5.1 Versuchstechniken zur Ermittlung des Steifigkeitsverhaltens

Die Steifigkeit eines Bodens wird unter K_0 -Bedingungen ermittelt. Dies bedeutet, dass ein Bodenelement unter dem Ruhedruckzustand ($\sigma_3' = K_0 \cdot \sigma_1'$) steht und nur vertikale Verformungen auftreten. Horizontale Verformungen sind ausgeschlossen.

Ermittelt wird die Steifigkeit in Kompressionsversuchen, meist im sogenannten Oedometer nach DIN EN ISO 17892-5 [50] (siehe Absatz 7.1.1). Seitendehnungen werden dabei mit Hilfe eines Rings um die Probe verhindert und es herrschen somit K_0 -Bedingungen.

Die Steifigkeit kann aber auch in sogenannten K_0 -Triaxialanlagen (siehe hierzu Absatz 7.1.3) ermittelt werden. Hier werden mit Hilfe des Seitendrucks Radialverformungen verhindert.

Es wurde berichtet, dass Setzungsberechnungen mit Steifigkeitsmodulen aus Oedometerversuchen an Halbfestgesteinen teilweise höhere Setzungen als In-situ gemessen ergaben [79, 184]. Vermutet wird, dass dies durch zu kleine Probengrößen – mit der sich die

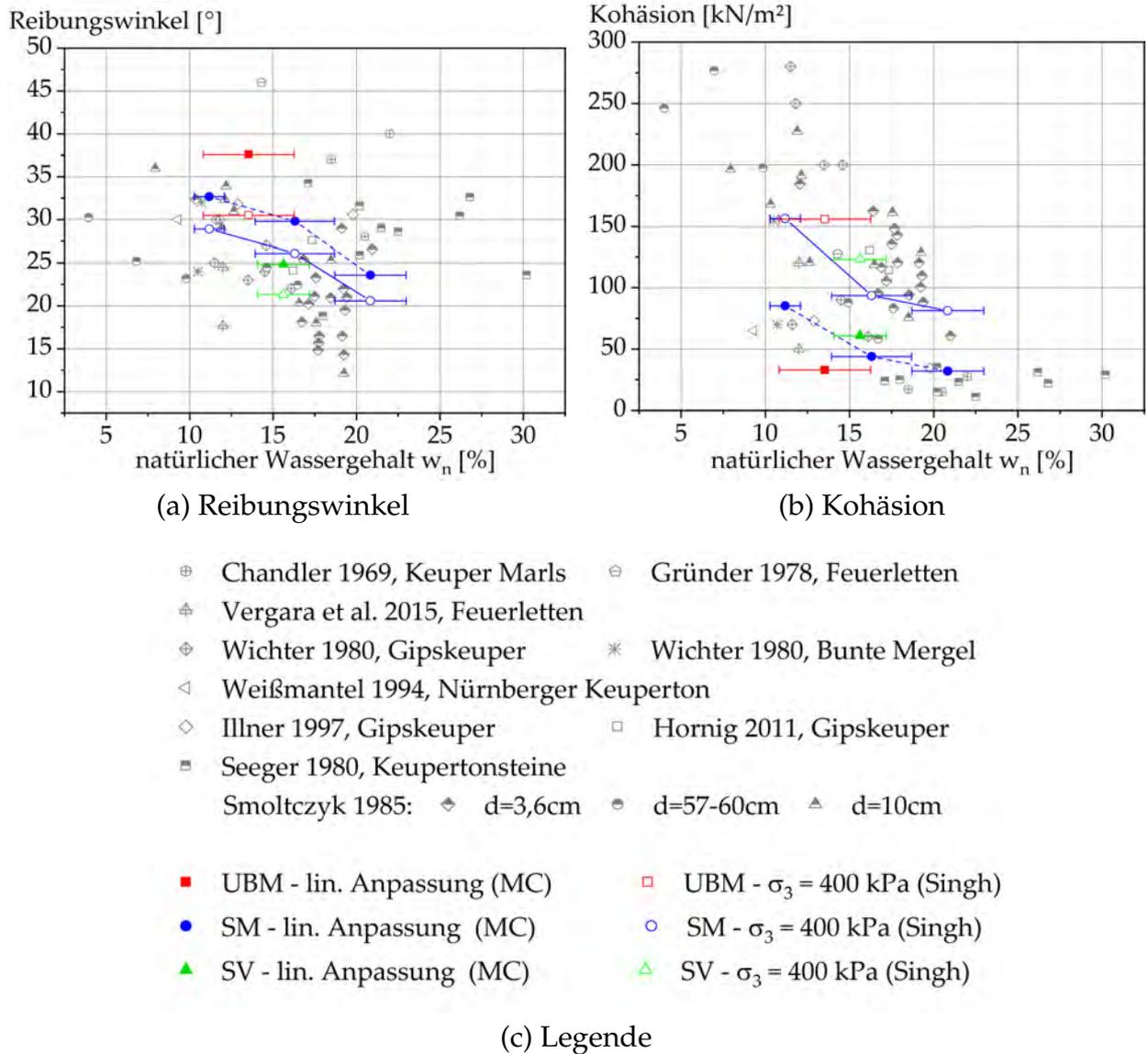


Abbildung 7.22: Scherparameter in Abhängigkeit des natürlichen Wassergehalts. Vergleich der hier neu ermittelten und in Tabelle 7.5 angegebenen Daten mit Daten aus der Literatur.

Struktur des Materials nicht reproduzieren lässt – und durch strukturelle Störung infolge des Einpressens in den Ring zustande kommt. Als Alternative zum Standard-Oedometer-Test kann der Steifemodul an Proben mit einer höheren Probengröße im Triaxialgerät unter K_0 -Bedingungen (K_0 -Triax) bestimmt werden. Im Gegensatz zum Standard-Oedometerversuch existiert keine Wandreibung an der Seitenfläche der Probe und es sind daher deutlich höhere Proben möglich. Zudem sind keine Störungen durch den Einbau in den Versuchsring vorhanden.

Messungen an Gipskeuperböden (V4/V5) [145] ergaben für steife Böden keinen Unterschied zwischen dem Steifemodul aus einem K_0 -Triaxialversuch und aus einem Standard-Oedometerversuch ($d = 7$ cm). Bei festen Gipskeuperböden hingegen wurden im Erstbelastungsbereich bis zu dreimal so große Steifemodule im K_0 -Triax gemessen. Es wurde vermutet, dass im Oedometer erhöhte Setzungen aufgrund von Strukturstörungen infolge des Einbaus in den Oedometerring auftraten.

Auch weitere Messungen [79] an Gipskeuperböden (V4/V5) ergaben im K_0 -Triax einen etwa doppelt so großen Steifemodul wie im Oedometer ($d = 7$ cm). Erneut wurden als Ursachen Störungen der Gesteinsstruktur infolge des Ringeinbaus vermutet.

Zur Ermittlung des Kompressionsverhaltens können neben den zuvor beschriebenen Laborversuchen auch Feldversuche durchgeführt werden. Nachteilig ist dabei meist, dass – im Gegensatz zum Laborversuch – keine direkte Ermittlung des Steifemoduls möglich ist, sondern dieser mit Hilfe von Korrelationen abgeschätzt werden muss. Von Vorteil ist aber, dass der Untergrund in seinem natürlichen Zustand untersucht werden kann und Einflüsse durch die Probennahme und den Einbau in den Versuchsstand vermieden werden. Gängige Feldversuche zur Ermittlung des Steifigkeitsverhaltens sind Plattendruckversuche und Pressiometerversuche (siehe hierzu 7.1.6).

Beim Plattendruckversuch nach DIN 18134 [39] werden Drucksetzungslinien ermittelt und über diese auf die Verformbarkeit und Tragfähigkeit des Bodens geschlossen. Aus den Drucksetzungslinien werden der Verformungsmodul E_V und der Bettungsmodul k_S ermittelt. Die Seitendehnung ist dabei nur teilweise verhindert, d.h. der Boden kann sich bis zu einem gewissen Maß seitlich ausdehnen. Über die Querdehnzahl ν kann der Verformungsmodul E_V in den Steifemodul E_S umgerechnet werden.

Bei Pressiometerversuchen nach DIN wird über eine Sonde ein Innendruck auf die Wandung eines Bohrlochs übertragen. Über die durch den beaufschlagten Druck auftretende Aufweitung des Bohrlochs kann auf die Steifigkeit des Bodens geschlossen werden. Die Qualität der Bohrlochwandung und eine mögliche Störung des Bodens durch den Bohrvorgang können einen erheblichen Einfluss auf die Ergebnisse haben [92].

Mit Hilfe des triaxialen Druckversuchs kann der triaxiale Steifemodul E_{50} ermittelt werden. Beim Vergleich zwischen dem Triaxialmodul E_{50} und dem Steifemodul E_S ist zu beachten, dass der E_{50} -Modul vom aufgegebenen Seitendruck abhängig ist. Mit steigendem Seitendruck steigt der E_{50} -Modul. Das Verhältnis zwischen E_{50} und E_S wird für Beaucaire Mergel z.B. mit 1,5 - 2 angegeben [105].

7.5.2 Ermittlung der Steifigkeit mit Oedometerversuchen

Im Folgenden wird auf die Ermittlung des Kompressionsverhaltens mit Hilfe von Standard-Oedometern eingegangen. Die Versuchstechnik wurde bereits im Absatz 7.1.1 beschrieben. Nachfolgend wird zunächst erläutert, welche Randbedingungen angesetzt wurden und im Anschluss wird auf die Ergebnisse eingegangen.

7.5.2.1 Versuchsrandbedingungen

Wasserzugabe Nach DIN EN ISO 17892-5 [50] werden die Proben während des Oedometerversuchs bewässert. Wenn der Probekörper nach der Zugabe von Wasser zu schwellen beginnt, ist dies zu verhindern, indem umgehend die Vertikalspannung auf die nächsthöhere Laststufe erhöht wird. Das Wasser kann so aber – bevor die Hebungen registriert und überdrückt werden – in das Gestein eindringen und dieses entfestigen. In teilgesättigten Böden hängt das Volumenänderungsverhalten stark von der Größe der Saugspannung ab. Mit zunehmender Saugspannung und zunehmender Normalspannung zeigen sich geringere Volumenveränderungen. Wenn die Saugspannung bei hoher Normaldehnung durch Bewässerung stark reduziert wird, kann es bei Belastung zu einer überproportionalen Volumenreduzierung und somit zum Verlust der Tragfähigkeit kommen [7]. Alonso et al. [2] demonstrierten anhand von Oedometerversuchen unter konstanten Saugspannungen ($s = 124 \text{ MPa}$ und $s = 0 \text{ MPa}$), dass die Saugspannung die Kompressibilität beeinflusst. Sie verwendeten ein Abadia Marl aus dem Norden von Lissabon in Portugal (Spätjura) für ihre Untersuchungen. Die Komprimierbarkeit der gesättigten Probe war höher als die Komprimierbarkeit der trockenen Probe, was durch den Strukturverlust infolge des Saugspannungsabfalls erklärt werden kann. In Summe wurde also festgestellt, dass eine Wasserzugabe die Ergebnisse von Kompressionsversuchen beeinflusst.

In der Vergangenheit wurden Oedometerversuche an den sehr wasserempfindlichen veränderlich festen Gesteinen teilweise ohne Wasserzugabe durchgeführt [12, 79]. Versucht wurde, den natürlichen Wassergehalt zu erhalten, indem die Proben mit Plastikfolie abgedeckt wurden, mit dem Ziel, die natürlichen Bedingungen so gut wie möglich zu erhalten.

An einem unverwitterten Knollenmergel (Trossingen-Formation, Keuper) wurden Experimente mit und ohne Wasserzugabe durchgeführt [69]. Die Zugabe von Wasser führte zu einer erheblich geringeren Steifigkeit. Die vergleichenden Untersuchungen wurden aber nur an einer sehr geringen Probenmenge und nicht in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades durchgeführt. Im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen wurden daher sowohl Versuche mit als auch ohne Wasserzugabe durchgeführt. Ausgewertet werden im Folgenden allerdings nur die Versuche ohne Wasserzugabe, da ein erheblicher Einfluss der Wasserzugabe auf die Ergebnisse festgestellt wurde und die Gesteine in ihrem natürlichen Zustand untersucht werden sollten. Der Einfluss der Wasserzugabe ist ausführlich in Anlage F dokumentiert.

Belastung Die Lasten wurden immer nach 24 Stunden verdoppelt. Belastet wurde zunächst schrittweise bis 800 kN/m^2 , dann schrittweise entlastet auf 25 kN/m^2 , schrittwei-

se wiederbelastet bis 800 kN/m² und schrittweise vollständig entlastet.

Probengröße Das Verhältnis des Probendurchmessers zur Probenhöhe darf gemäß DIN EN ISO 17892-5 [50] nicht kleiner als 2,5 sein. In den durchgeführten Versuchen wurden Ringe mit einem Durchmesser von 96 mm und einer Höhe von 35 bis 40 mm verwendet. Das Verhältnis lag also zwischen 2,4 und 2,7 und war somit nicht immer normgerecht. Verwendet wurden die etwas höheren Ringe, da festgestellt wurde, dass die Probenentnahme nach Absatz 7.2.2 mit steigender Ringhöhe deutlich erfolgsversprechender war.

7.5.2.2 Spannungs-Dehnungs-Verhalten

In Abbildung 7.23 sind beispielhaft die im Oedometer ermittelten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen verschieden stark verwitterter Dunkelroter Mergel der Grabfeld-Formation (SM) dargestellt. Eine vollständige Darstellung aller Versuchskurven findet sich in Anlage F. Deutlich ist zu sehen, dass mit dem Grad der Verwitterung die Kompressibilität steigt. Es ist zu sehen, dass die Entlastungs- und Wiederbelastungs-Verläufe unabhängig vom Verwitterungsgrad nahezu parallel verlaufen. Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten ist demnach vor allem im Erstbelastungsbereich verwitterungsabhängig. Weiter fällt auf, dass die Setzungen bei der Wiederbelastung weitestgehend reversibel sind, bei der Erstbelastung hingegen irreversibel. Letzteres liegt am Schließen von Mikrorissen und Porenräumen innerhalb der Probe.

7.5.2.3 Einfluss des natürlichen Entfestigungszustandes auf den Steifemodul bei Erstbelastung

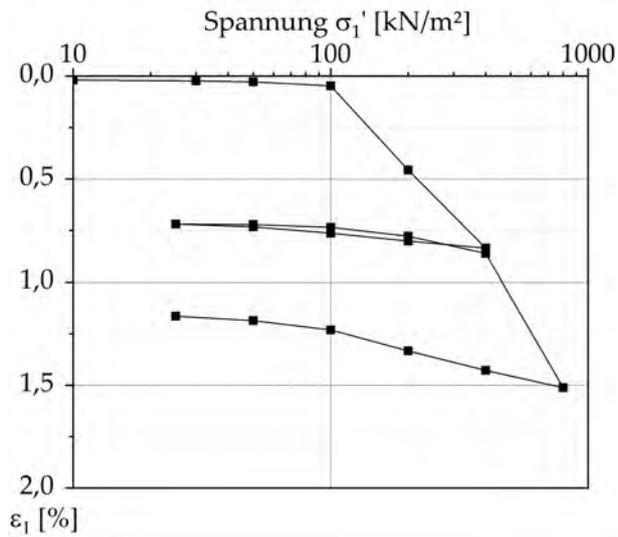
In Abbildung 7.24 sind die ermittelten Steifemodule E_s in Abhängigkeit des Spannungsbereiches und Verwitterungsgrades der untersuchten Gesteine dargestellt. Es besteht eine starke Streuung innerhalb der Verwitterungsgrade. Ein Unterschied zwischen den einzelnen Formationen ist aber nicht eindeutig erkennbar. Mit dem Grad der Verwitterung nimmt die Steifigkeit bei allen drei untersuchten Spannungsniveaus deutlich ab.

7.5.2.4 Vergleich mit Daten aus der Literatur

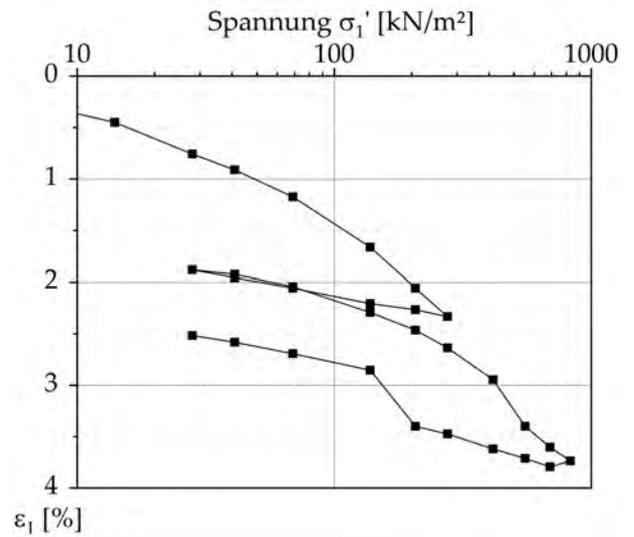
Die neu ermittelten Daten sind in Abbildung 7.25 vergleichend mit Literaturdaten [69, 79, 148, 179] und [83, 88] aus [79]) sowie Daten, die während der Baugrunderkundung des Großprojektes Stuttgart 21 ermittelt wurden [155], dargestellt. Dargestellt werden die Steifemodule in Abhängigkeit des natürlichen Wassergehalts, da in der Literatur oftmals keine eindeutigen Angaben zum Verwitterungsgrad gemacht werden. Die Steifigkeit nimmt mit zunehmendem Wassergehalt ab. Die Daten aus der Literatur und die hier neu ermittelten passen gut überein.

7.5.2.5 Verhältnis zwischen Erst- und Wiederbelastung

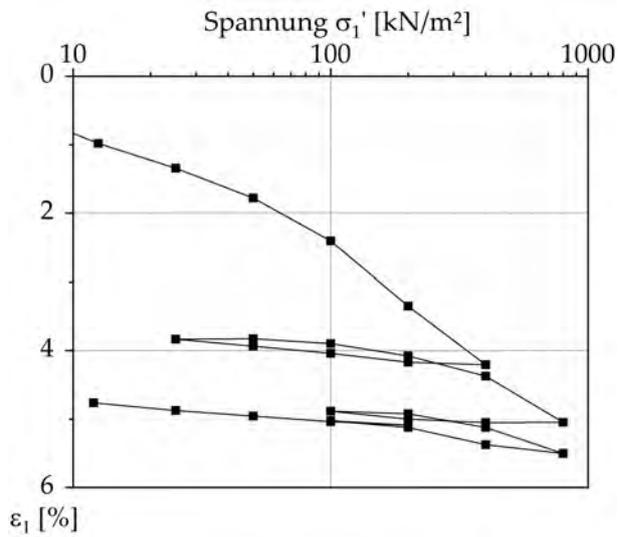
In Abbildung 7.26 ist das Verhältnis zwischen den Wieder- und Erstbelastungs-Steifemodulen in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades dargestellt. Das Verhältnis zwischen



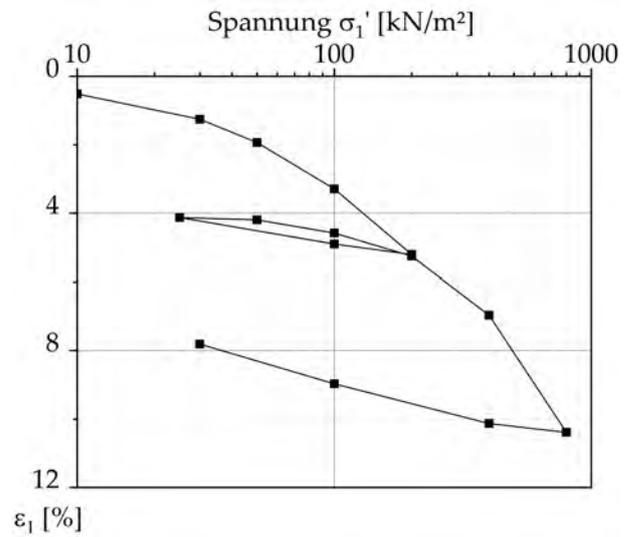
(a) V2, SM



(b) V3, SM



(c) V4, SM



(d) V5, SM

Abbildung 7.23: Spannungs-Dehnungs-Verhalten verschieden stark verwitterter Gesteine der Stuttgarter Grabfeld-Formation (SM), Dunkelrote Mergel. Mit dem Grad der Verwitterung steigt die Kompressibilität.

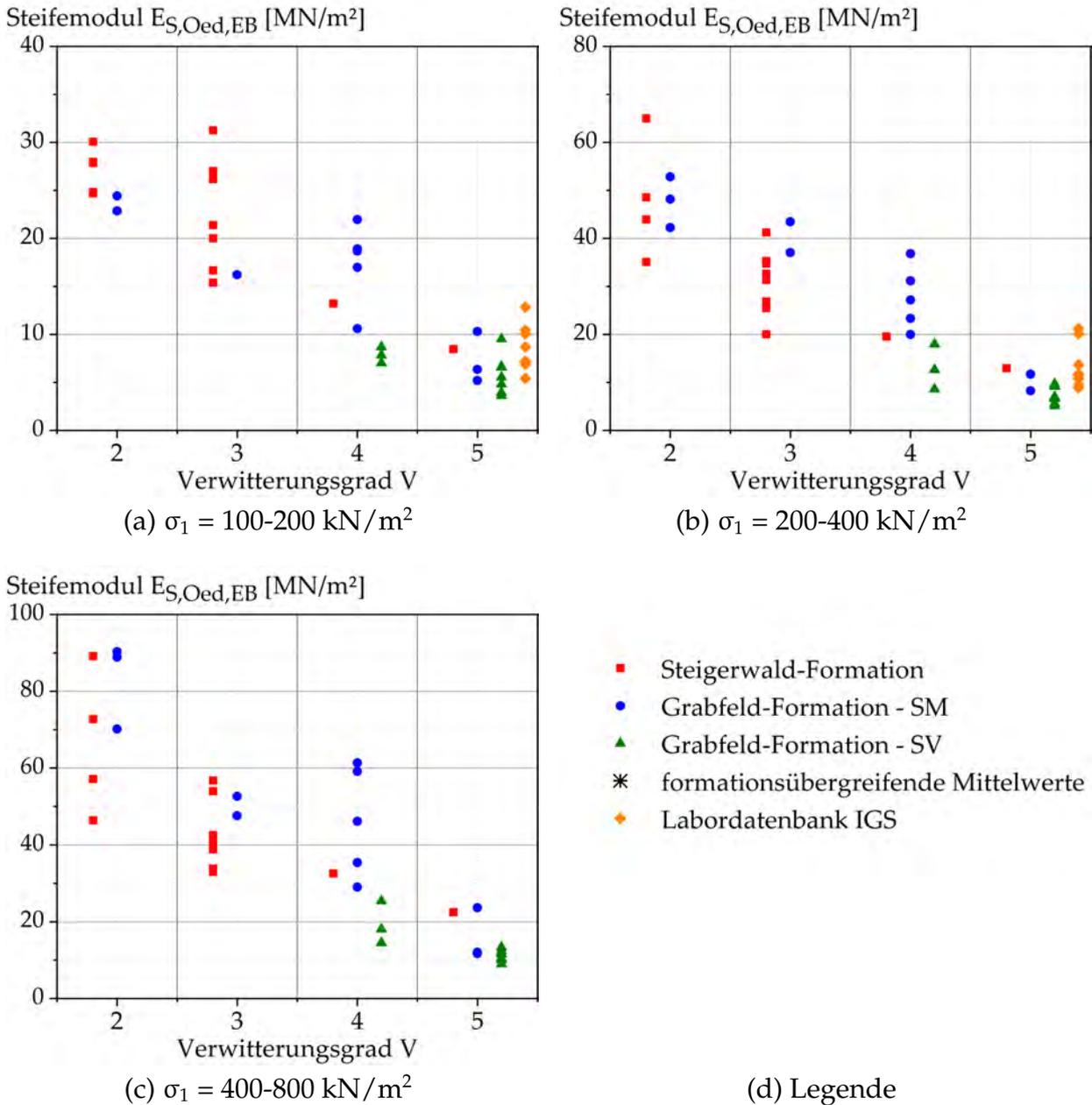
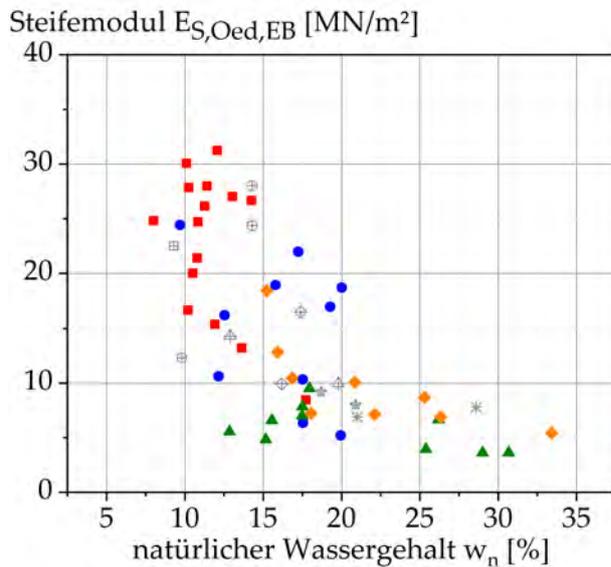
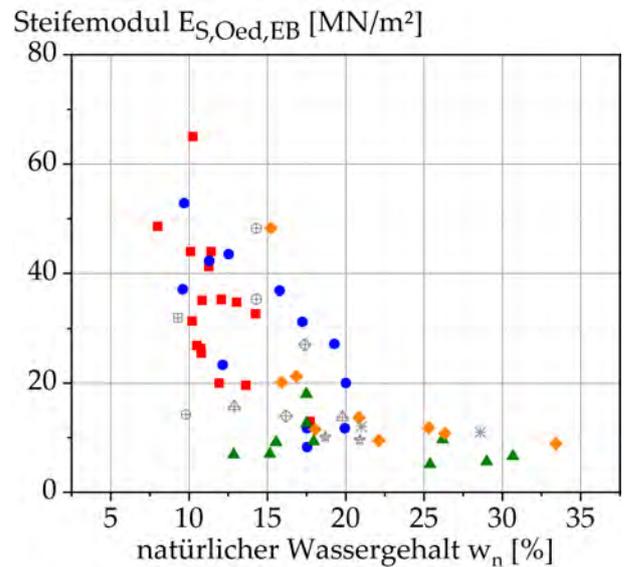


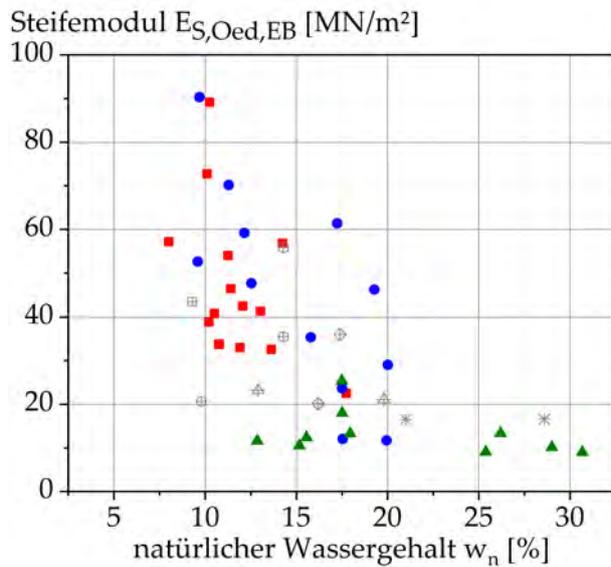
Abbildung 7.24: Sekantenmodule (Erstbelastung) in Abhängigkeit des jeweiligen Lastbereichs und Verwitterungsgrades. Mit dem Grad der Verwitterung nimmt die Steifigkeit der Gesteine ab. Es besteht eine starke Streuung innerhalb der Verwitterungsklassen. Ein Unterschied zwischen den einzelnen Formationen ist nicht eindeutig erkennbar.



(a) Lastbereich 100-200 kN/m²



(b) Lastbereich 200-400 kN/m²



(c) Lastbereich 400-800 kN/m²

- Steigerwald-Formation
- Grabfeld-Formation - SM
- ▲ Grabfeld-Formation - SV
- ◆ Labordatenbank IGS
- ⊠ Weißmantel 1994, Nürnberger Keuperton
- ⊕ Jung 1996, Gipskeuper
- ⊖ Illner 1997, Gipskeuper
- ⊕ Hornig 2011, Gipskeuper
- ⊠ Gründer 1978, Knollenmergel
- * S21 PFA 1.1 Gutachten, Gipskeuper
- * Seeger 1980, Keupertonsteine

(d) Legende

Abbildung 7.25: Sekantenmodule (Erstbelastung) in Abhängigkeit des natürlichen Wassergehalts der Gesteine. Mit zunehmendem Wassergehalt nimmt die Steifigkeit ab.

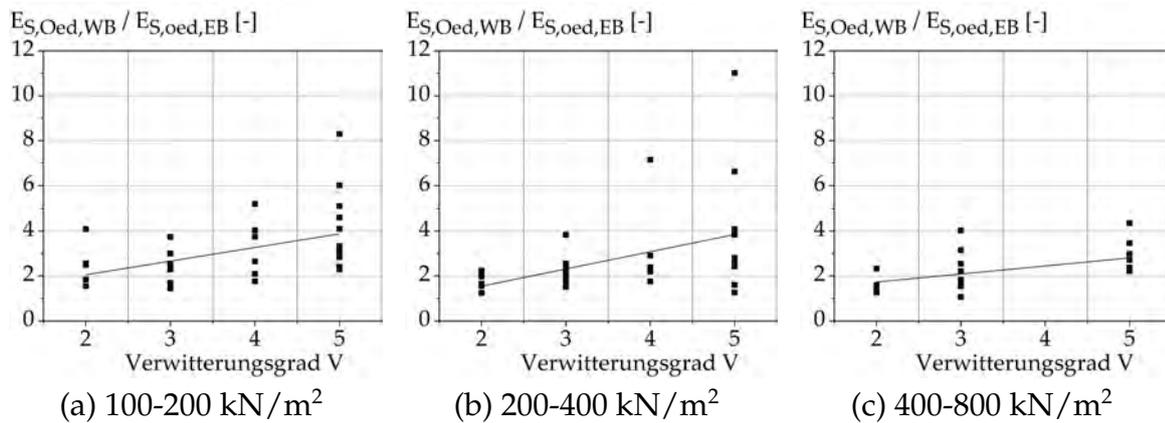


Abbildung 7.26: Verhältnis zwischen Wieder- und Erstbelastungs-Steifemodul in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades. Mit steigendem Verwitterungsgrad steigt das Verhältnis tendenziell an. Die Kurvenanpassungen dienen aufgrund sehr niedriger Korrelationskoeffizienten lediglich als Orientierungshilfe.

Wieder- und Erstbelastungsmodul nimmt mit zunehmender Verwitterung tendenziell zu. Allerdings ist die Streuung so stark, dass kaum Aussagen getroffen werden können. Je stärker verwittert das Material ist, umso stärker wird es bei der Erstbelastung komprimiert – d.h. umso geringer ist der Steifemodul – und desto größer wird so die Differenz zur Wiederbelastung. Die Kurvenanpassungen in Abbildung 7.26 dienen aufgrund sehr niedriger Korrelationskoeffizienten nur als Orientierungshilfe.

7.5.3 Ermittlung der Steifigkeit mit K_0 -Triaxialversuchen

Wie bereits erläutert, wurde bei früheren Untersuchungen [79, 145] festgestellt, dass die Ermittlung im K_0 -Triaxialversuch zu größeren Steifemodulen führt als im Oedometerversuch gemessen. Mit Hilfe von Felduntersuchungen und Bauwerksmessungen wurde nachgewiesen, dass die Ermittlung im K_0 -Triaxialversuch zu realistischeren Werten führt. Als Ursache wurden Störungen der Struktur infolge des Einbaus in den Oedometering vermutet.

Es ist darauf hinzuweisen, dass bei beiden Arbeiten [79, 145] die Proben für die K_0 -Triaxialversuche aus den Entnahmezylindern herausgepresst und in die Triaxialanlage eingebaut wurden. Zur Probenvorbereitung für die Oedometerversuche wurden in die aus dem Entnahmezylinder herausgepressten Proben zusätzlich Versuchsringe mit Durchmesser 7 cm und Höhe 2 cm eingepresst. Die Vermutung liegt also nahe, dass die Proben für die Oedometerversuche stärker gestört wurden als die für die K_0 -Versuche, da die Proben für die Oedometerversuche während der Probenvorbereitung stärker beansprucht wurden.

Bei den hier vorgestellten Untersuchungen wurden aber die Proben für die K_0 -Triaxialversuche und die Proben für die Oedometerversuche nahezu gleich vorbehandelt. Da die Proben für die Oedometerversuche direkt In-situ in die Versuchsringe eingearbeitet

wurden (siehe hierzu Absatz 7.2.2). Ein zusätzliches Einpressen von Ringen war somit nicht notwendig. Zudem waren die Ringe deutlich größer (Durchmesser 9,6 cm und Höhe 3-4 cm). Im Folgenden wird näher betrachtet, ob durch dieses Vorgehen die im Oedometer erzielten Ergebnisse weniger durch die Probenvorbereitung beeinflusst sind.

Die hier ausgewerteten Daten entstammen den in Absatz 7.3 diskutierten K_0 -gesteuerten Triaxialversuchen. Der Einbau der Proben, der Versuchsablauf sowie die Versuchsrandbedingungen werden daher hier nicht erneut beschrieben.

In Abbildung 7.27 ist zu sehen, dass sich die mit dem K_0 -Triax ermittelten Steifemodule kaum von denen im Oedometer ermittelten unterscheiden. Dies gilt sowohl für Daten aus der Literatur [79] sowie [83, 88] (aus [79]) als auch für die hier neu ermittelten Daten. Die hier verwendeten größeren Oedometerringe ($d=9,6$ cm, $h=3-4$ cm) können im Vergleich zu den kleineren aus der Literatur ($d=7$ cm, $h=2$ cm) die Struktur vermutlich besser abbilden und der schonende Ringeinbau verursacht weniger Störungen.

7.5.4 Ermittlung der Steifigkeit mit Pressiometerversuchen

Im Rahmen der Erkundungsphase des Großprojektes Stuttgart 21 (S21) wurden Pressiometerversuche im Bereich des neuen Hauptbahnhofs (Planfeststellungsabschnitt 1.1, Talquerung mit Hauptbahnhof) durchgeführt und von der Deutschen Bahn zur weiteren wissenschaftlichen Auswertung zur Verfügung gestellt. Im Folgenden werden die Daten zusammenfassend im Hinblick auf Erkenntnisse zum verwitterungsabhängigen Steifigkeitsverhalten ausgewertet. Das Ziel dieser Auswertung ist, weitere Kenntnisse über das Steifigkeitsverhalten der Gesteine der Grabfeld-Formation zu erhalten und die Ergebnisse der Feldversuche mit den Ergebnissen aus den Laborergebnissen zu vergleichen. Die prinzipielle Durchführung und Auswertung von Pressiometerversuchen wird im Absatz 7.1.6 erläutert.

Datengrundlage

Durchgeführt wurden im Rahmen der Baugrunderkundung für das Projekt S21 11 Pressiometerversuche (P1 - P4, P6 - P12) mit dem Ziel, Kenntnisse über die Steifigkeit des Baugrunds zu erhalten. Zudem wurden Versuche in zwei Testfeldern durchgeführt (siehe Abbildung 7.28). Im als Testfeld Süd 2 bezeichneten Bereich wurden 11 Pressiometerversuche durchgeführt. Der Ausgangszustand des Baugrunds wurde in 4 Ansatzpunkten (PV1 - PV4) untersucht. Die anderen 7 Ansatzpunkte (PN1/PN2/PN5/PN7 - PN10) waren zwischen Testpfählen angeordnet. Die Pressiometerversuche wurden hier nach der Pfahlherstellung mit dem Ziel durchgeführt, den Einfluss der Pfahlherstellung auf die Steifigkeit des Baugrunds zu untersuchen. Das Testfeld Süd 1 liegt im Bereich des Tunnels Südkopf. Hier war der Neubau eines Dükers als Ersatz für den bestehenden Nesenbachkanal geplant. Um die Baugrundverhältnisse und genauere Bodenkennwerte zu erhalten, wurden seitlich und unterhalb des bestehenden Nesenbachkanals 4 Pressiometerversuche (PB3 - PB6) durchgeführt.

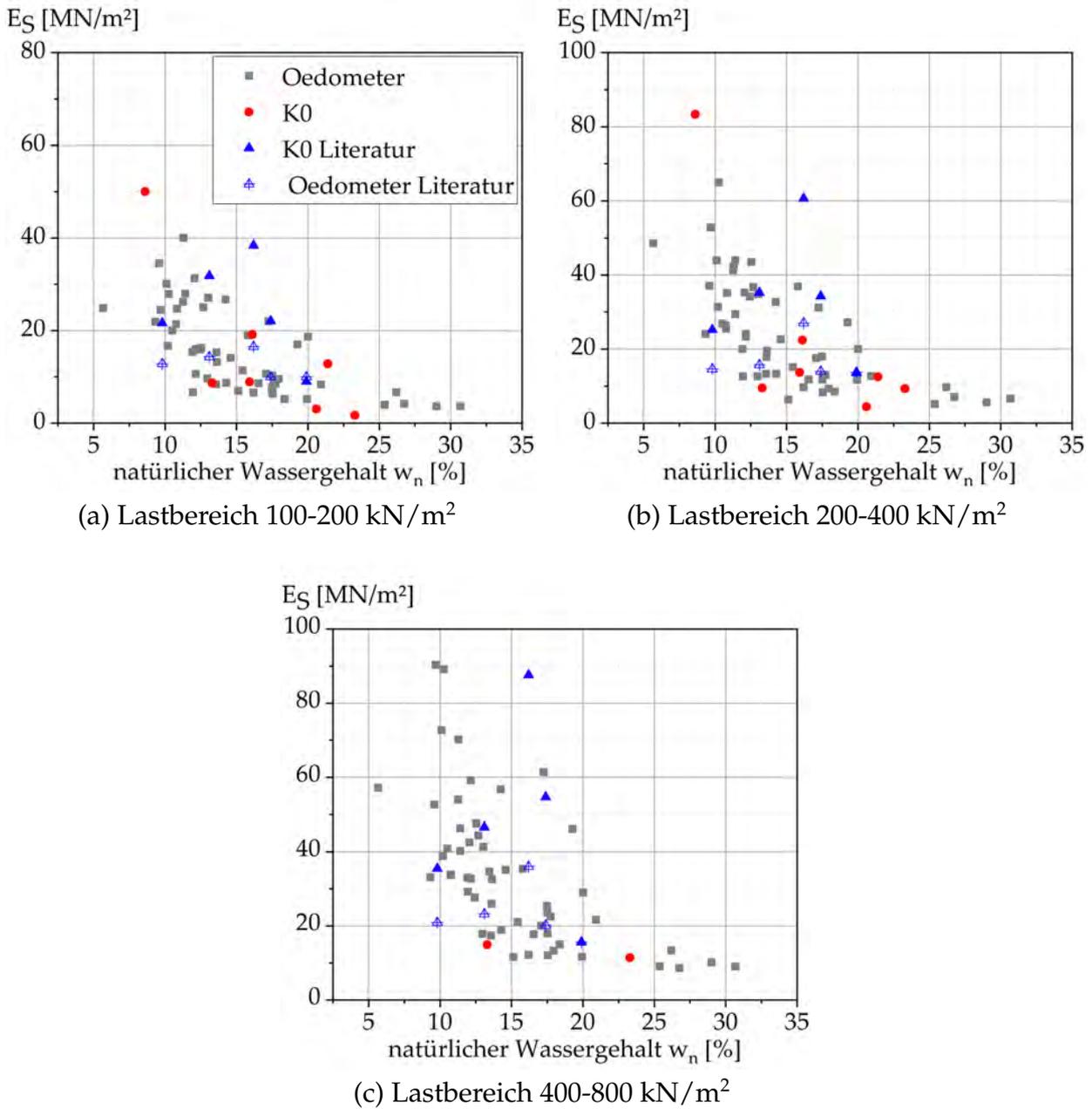


Abbildung 7.27: Vergleich der Sekantenmodule (Erstbelastung) aus K_0 -Triaxial- und Standard-Oedometer-Versuchen. Steifemodule in Abhängigkeit des natürlichen Wassergehalts der Gesteine. Es wurde kein signifikanter Unterschied festgestellt.



Abbildung 7.28: Lageplan der Pressiometerbohrungen im Planfeststellungsabschnitt 1.1, Talquerung mit Hauptbahnhof, Stuttgart 21

Die Pressiometerversuche wurden in Versuchsabständen von 1,0 - 1,5 m durchgeführt und es lagen somit zahlreiche Pressiometerversuchskurven zur Auswertung vor.

Der Baugrund im Bereich des Planfeststellungsabschnitt 1.1 besteht aus Auffüllungen, Talablagerungen, Wanderschutt und den Schichten der Grabfeld-Formation (Mittlerer Gipshorizont MGH, Bleiglanzbank BB, Dunkelroter Mergel DRM, Bochinger Horizont BH und Grundgips GG). Ausgewertet wurden die Pressiometerversuche im Folgenden nur in den Tiefenlagen, in denen die Schichten der Grabfeld-Formation anstehen.

Im Testfeld Süd 2 wurden nur die Pressiometerversuche PV1 - PV4 ausgewertet, da die Versuche PNi durch die Herstellung der Pfähle beeinflusst waren.

Im Testfeld Süd 1 standen nur in den Pressiometerbohrungen PB3, PB4 und PB5 die Schichten der Grabfeld-Formation an. Die Bohrung PB4 wurde allerdings nicht ausgewertet, da hier womöglich eine Störzone erkundet wurde. Die Steifemodule waren auffallend gering.

Die Pressiometerversuche P11 und P12 konnten nicht ausgewertet werden, da keine Ansatzpunkte vorlagen.

Ausgewertet wurden somit 15 Pressiometerversuche (P1 - P4, P6 - P10, PV1 - PV4, PB3, PB5).

Da – mit Ausnahme der Versuche PB3 und PB5 im Testfeld Süd 1, hier wurden neben den Pressiometerversuchen Rammkernsondierungen durchgeführt – das Bohrgut der Pressiometerbohrungen nicht näher untersucht und dokumentiert wurde, konnten die Verwitterungsgrade bzw. Wassergehalte des Untergrundes in Höhe des Pressiometerversuchs jeweils nur über Interpolationen aus nahegelegenen Erkundungsbohrungen gewonnen werden.

Annahme der Querdehnzahl

Zur Ermittlung des Menard-Moduls (Gl. 7.3) und auch zur Ermittlung des Steifemoduls nach der Hohlräumeaufweitungstheorie ist jeweils die Annahme einer Querdehnzahl ν notwendig. Die Querdehnungszahl ν ist das negative Verhältnis eines Inkrements der Querdehnung $\Delta \epsilon_q$ zu dem zugehörigen Inkrement der Längsdehnung $\Delta \epsilon_l$:

$$\nu = - \frac{\Delta \epsilon_q}{\Delta \epsilon_l} \quad (7.16)$$

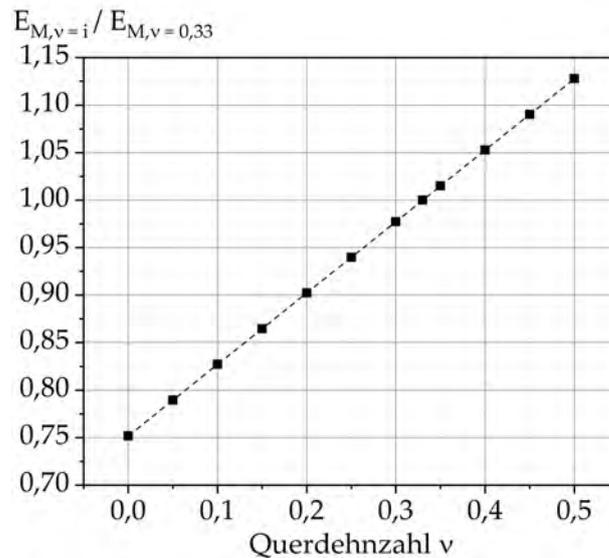


Abbildung 7.29: Einfluss der Querdehnzahl auf den Menard-Modul. Nach DIN 22467-4 ist für die Querdehnzahl ein Wert von 0,33 anzunehmen. Wird die Querdehnzahl auf 0 reduziert, ist der Menard-Modul 25% geringer.

Für die Querdehnzahl elastischer Stoffe gilt $0 < \nu < 0,5$. Bei einer Querdehnzahl ν von 0,5 ist der Boden nicht komprimierbar. Als Anhaltswerte für die Querdehnzahl gilt $\nu = 0,15$ bis 0,25 für Fels, $\nu = 0,25$ bis 0,35 für Sand und $\nu = 0,35$ bis 0,45 für Ton [144]. Bei voll gesättigten, undrainierten Zuständen gilt $\nu = 0,5$.

Nach DIN 22467-4 ist bei der Auswertung von Menard-Pressiometerversuchen für die Querdehnzahl ein Wert von 0,33 anzunehmen.

Der Menard-Modul steigt mit zunehmender Querdehnzahl ν linear an. Bei einer Annahme von $\nu = 0$ beträgt der Menard-Modul nur 75% des Moduls bei $\nu = 0,33$ (Abbildung 7.29). Eine Reduzierung der Querdehnzahl auf z.B. 0,25, also an die obere Grenze für Fels, würde eine Reduzierung der Menard-Module von etwa 6% bedeuten. Aufgrund dieser nur geringen Abweichung wurden für die weiteren Auswertungen für die Querdehnzahl 0,33 nach DIN 22467-4 angesetzt.

Annahme des Verhältnisses zwischen Menard- und Steifemodul

Das Verhältnis zwischen dem im Versuch ermittelten Menard-Modul (Gl. 7.3) und dem Steifemodul wird nach DIN 22467-4 mit α bezeichnet. Wird ein Wert für α nach Tabelle E.3, DIN EN 1997-2 angenommen, kann der Steifemodul aus dem Menard-Modul berechnet werden (Gl. 7.4). Für verwitterten Fels wird in DIN EN 1997-2 für α 0,67, für unveränderten Fels 0,5 und für stark geklüfteten Fels 0,33 vorgegeben.

Wird der im Versuch ermittelte Menard-Modul mit dem nach der Hohlraum aufweitungstheorie ermittelten Steifemodul ins Verhältnis gesetzt, kann der Wert α auch ermittelt werden. In Abbildung 7.30 sind die so ermittelten Werte für α in Abhängigkeit des Verwitterungszustandes des Untergrunds in der jeweiligen Tiefenlage des Pressiometerversuchs dargestellt. Die Werte für α liegen relativ konstant bei 0,69. Der in der

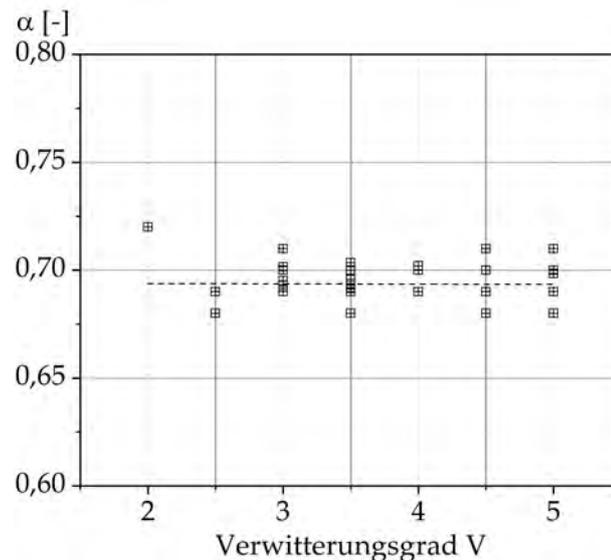


Abbildung 7.30: Werte für α in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades des Untergrunds in Höhe des Pressiometerversuchs. Die Werte für α entsprechen dem Verhältnis zwischen dem Menard-Modul und dem nach der Hohlräum- aufweitungstheorie ermittelten Steifemodul. Der mittlere Wert liegt bei etwa 0,69 und ist vergleichbar mit dem in DIN EN 1997-2 für verwitter- ten Fels angegebenen Wert von 0,67.

DIN angegebene Wert von 0,67 für verwitterten Fels ist demnach gut anwendbar. Die im Folgenden angegebenen Steifemodule wurden mit einem Wert α nach DIN EN 1997- 2 von 0,67 von der Auswertungs-Software automatisch ermittelt. Da der zurückgerech- nete Wert für α nahezu mit diesem Wert übereinstimmt, wurden die Steifemodule nicht erneut ermittelt und der Wert für α somit auf 0,67 festgelegt.

Tiefenabhängigkeit des Steifemoduls

Mit Hilfe der Pressiometerversuchsdaten kann die Tiefenabhängigkeit des Steifemoduls näher betrachtet werden.

In Abbildung 7.31a sind beispielhaft der tiefenabhängige Verlauf des Steifemoduls der Pressiometerbohrung P1 und der tiefenabhängige Verlauf des natürlichen Wassergehalts der zugehörigen Referenzbohrung dargestellt. Zu sehen ist, dass der Verlauf des Was- sergehalts und des Steifemoduls tendenziell übereinstimmen – ein hoher Wassergehalt führt zu einem niedrigen Steifemodul und umgekehrt. Es fällt aber auf, dass sowohl Wassergehalt als auch Steifemodul keine eindeutige Abhängigkeit von der Tiefe haben, wie das beispielsweise bei Juragesteinen bekanntermaßen oftmals der Fall ist (siehe hier- zu u.a. [57, 103, 174]).

In Abbildung 7.31b sind die tiefenabhängigen Verläufe der Steifemodule der Pressio- meterbohrungen P1-4 und P6-P10 dargestellt. Pressiometerversuche, die nahe beieinan- der liegen (P1 und P2, P3 und P4, P7 und P8, P9 und P10), zeigen dabei ähnliche Verläufe

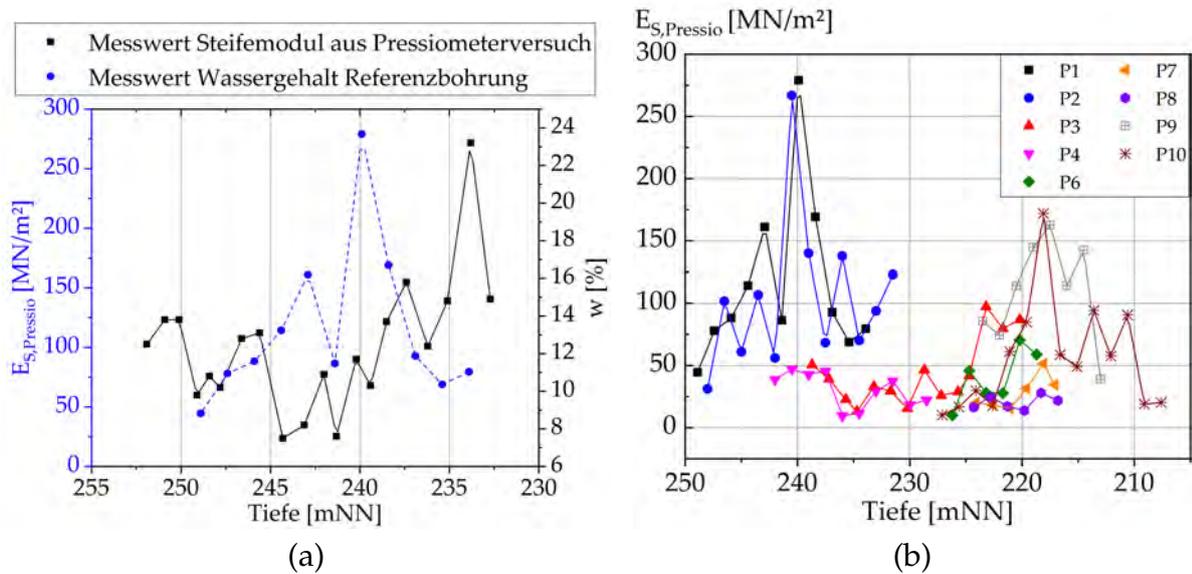


Abbildung 7.31: a) Tiefenabhängiger Verlauf des Steifemoduls der Pressiometerbohrung P1 sowie des natürlichen Wassergehalts der zugehörigen Referenzbohrung. Tendenziell passen die Verläufe überein – ein hoher Wassergehalt führt zu einem niedrigen Steifemodul und umgekehrt. Beide zeigen aber keine eindeutige Abhängigkeit von der Tiefe. b) Tiefenabhängige Verläufe der Steifemodule der Pressiometerbohrungen P1-4 und P6-P10. Versuche, die nahe beieinander liegen (P1 und P2, P3 und P4, P7 und P8, P9 und P10), haben vergleichbare Verläufe. Auch hier ist kein tiefenabhängiger Verlauf erkennbar.

der Steifemodule. Erneut wurde kein tiefenabhängiger Verlauf des Steifemoduls festgestellt.

Ursache hierfür ist die Abhängigkeit des Entfestigungszustandes vom Sulfatgehalt des Ausgangsgesteins bei den Gesteinen der Grabeld-Formation. Bei Anwesenheit von Wasser kann Anhydrit in Gips umgewandelt werden und im nächsten Schritt kann das Gestein vollständig auslaugen. Die Sulfatauslaugung ist der wesentliche Einfluss, der ein Gestein vom unverwitterten (V0) in den verwitterten (V2/V3) Zustand überführt (siehe hierzu Kapitel 5, insbesondere Absatz 5.10). Die darauf folgende Entfestigung bis zum Lockergestein (V5) erfolgt dann durch mechanische Prozesse. Der Grad der Entfestigung ist also stark vom Sulfatgehalt des Ausgangsgesteins in den jeweiligen Bereichen und Tiefen abhängig.

Steifemodul in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades

In Abbildung 7.32 sind die über Pressiometerversuche ermittelten Steifemodule in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades des Untergrunds in der jeweiligen Tiefe des Pressiometerversuchs dargestellt. Die Informationen über den Verwitterungsgrad wurden – wie bereits erwähnt – aus naheliegenden Bohrungen interpoliert und somit geschätzt.

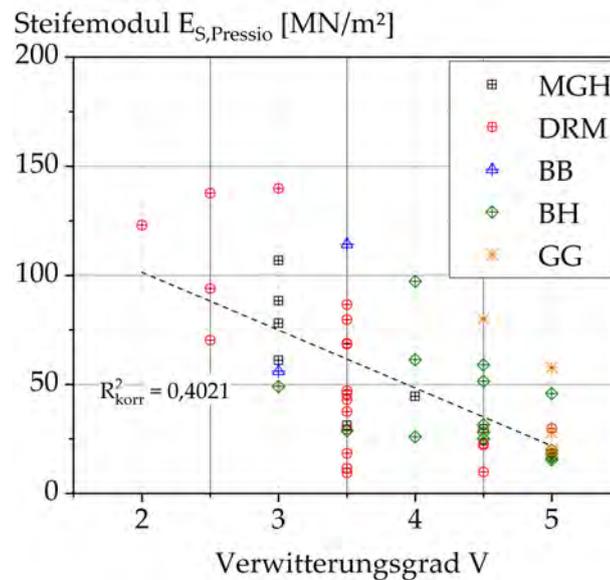


Abbildung 7.32: Über Pressiometerversuche ermittelte Steifemodule in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades des Untergrundes in der jeweiligen Tiefe des Pressiometerversuchs. Die Steifemodule variieren je Verwitterungsgrad sehr stark. Mit zunehmendem Verwitterungsgrad nimmt der Steifemodul tendenziell ab.

In Abbildung 7.32 ist zu sehen, dass auch mit dem Pressiometerversuch ein mit dem Grad der Verwitterung abnehmender Steifemodul festgestellt wurde. Die Streuungen innerhalb der Verwitterungsgrade sind aber auch bei dieser Versuchsdurchführung recht hoch.

Auch bei früheren Bau- und Forschungsprojekten ([79, 84, 148] sowie bei einem hier anonymisierten Bauvorhaben im Stuttgarter Innenstadtbereich und frühere Daten aus dem PFA 1.1 [154]) wurden im Stuttgarter Raum Feldversuche zur Erkundung des Untergrundes eingesetzt. Die Ergebnisse werden im Folgenden mit den hier neu ermittelten Daten in Abbildung 7.33a in Zusammenhang gebracht. In den genannten Literaturstellen wurden allerdings keine Hinweise auf die Verwitterungsgrade gegeben, so dass diese hier anhand der Beschreibungen geschätzt werden mussten. Zu sehen ist eine gute Übereinstimmung der Daten aus der Literatur und den neu ermittelten Ergebnissen.

7.5.5 Ermittlung der Steifigkeit mit triaxialen Druckversuchen

Der Triaxialmodul E_{50} -Modul wird im q - ϵ -Diagramm als Sekantenmodul bei 50% der maximalen Deviatorspannung ermittelt (siehe hierzu Abbildung 7.2). Verwendet wurden dabei die in Absatz 7.4 beschriebenen drainierten triaxialen Druckversuche (CD*-Versuche, mittlere Wassergehalte und Sättigungsgrade der Gesteine siehe Tabelle 7.4), bei denen drei verschiedene Proben zum Einsatz kamen – d.h. keine Mehrstufenversuche. Da die Ermittlung der maximalen Deviatorspannung bei den undrainierten Versu-

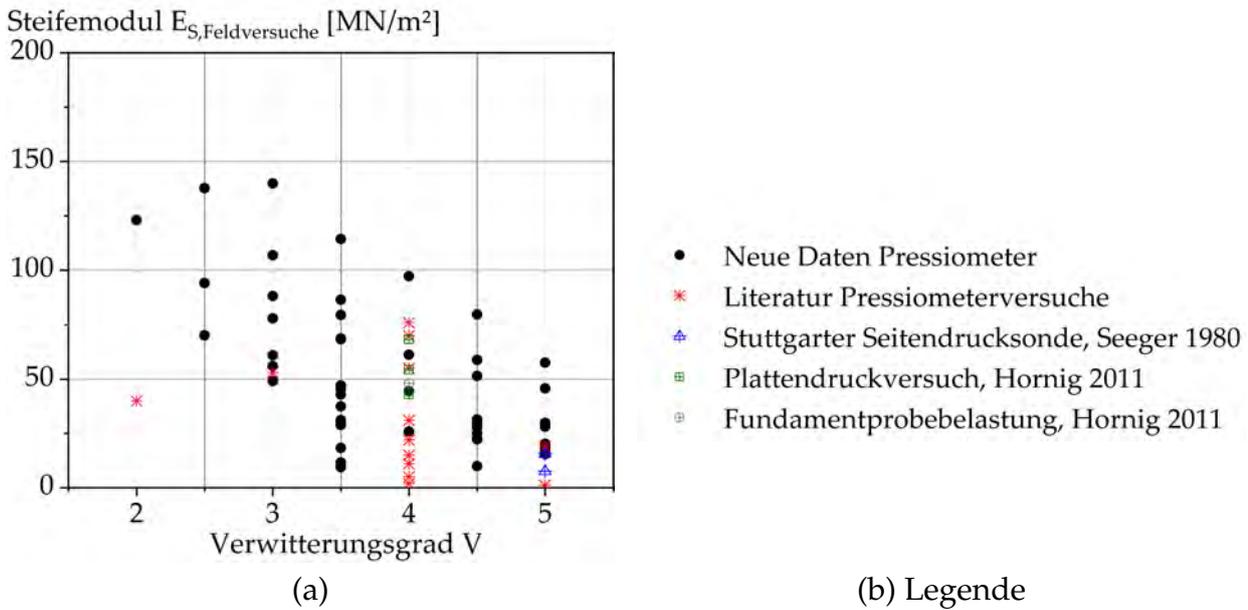


Abbildung 7.33: Hier neu ermittelte Pressiometerdaten im Vergleich zu Daten aus der Literatur in vergleichbaren Gesteinen.

chen (CU) nicht immer eindeutig ist, werden diese Versuche hier nicht weiter beachtet. In Abbildung 7.34 sind die ermittelten Triaxialmodule in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades und der Entnahmeschicht dargestellt. Mit zunehmendem Verwitterungsgrad nimmt der Triaxialmodul ab.

Die Triaxialmodule sind allerdings auch abhängig vom jeweils aufgebrauchten Seitendruck σ_3 . In Abbildung 7.35 ist diese Abhängigkeit für die Gesteine der Grabfeld-Formation aus Stuttgart Mitte dargestellt. Mit steigendem Seitendruck steigt der Triaxialmodul an. Auch hier ist zu sehen, dass infolge der Verwitterung der Triaxialmodul abnimmt. Für die Abhängigkeit des E_{50} -Moduls vom Seitendruck σ_3 gilt folgende Beziehung [178]:

$$E_{50} = E_{50,\text{ref}} \cdot \left(\frac{c' \cdot \cos\phi' + \sigma_3' \cdot \sin\phi'}{c' \cdot \cos\phi' + \sigma_{\text{ref}} \cdot \sin\phi'} \right)^m \quad (7.17)$$

Mit Hilfe von Kurvenanpassung der Versuchsdaten an Gl. 7.17 kann der Exponent für die Spannungsabhängigkeit m ermittelt werden (Abbildung 7.35). Hierzu wurden die Kohäsion und der Reibungswinkel nach Tabelle 7.5 (linearer Ansatz) angenommen. Bei dem stärker verwitterten Gestein V5 ist der Exponent m deutlich kleiner als bei V4 und die Abhängigkeit zwischen dem Triaxialmodul und der Radialspannung somit gekrümmter. Bei V3 lagen zu wenige Messdaten für eine Kurvenanpassung vor. Für den Beaucaire Mergel wurde bei früheren Untersuchungen für den Exponent m ein Wert von 1,0 ermittelt [105]. Andere vergleichende Werte wurden in der Literatur nicht gefunden.

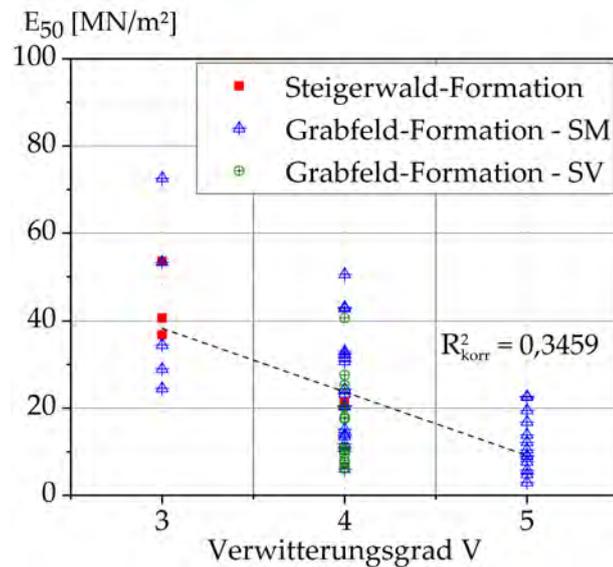


Abbildung 7.34: Triaxialmodule in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades. Keine Beachtung der Radialspannung. Mit zunehmender Verwitterung nimmt der Triaxialmodul ab.

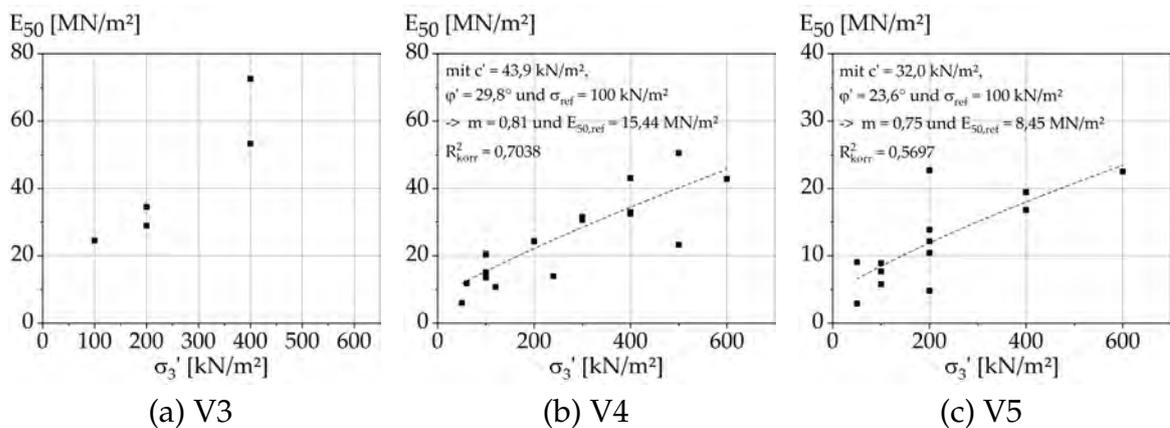


Abbildung 7.35: Grabfeld-Formation, Stuttgart Mitte. Einfluss der Radialspannung auf den Triaxialmodul. Kurvenanpassung an Gl. 7.17. Für σ_{ref} wurde die kleinste Radialspannung σ_3 angesetzt. Für die Kohäsion c' und den Reibungswinkel ϕ' wurden die Werte nach Tabelle 7.5 (linearer Ansatz) verwendet. Mittlere Wassergehalte und Sättigungsgrade der Gesteine siehe Tabelle 7.4. Bei V3 liegen zu wenige Messdaten für eine Kurvenanpassung vor.

	eindimensionaler Kompressionsversuch	drainierter triaxialer Druckversuch	Pressiometer- versuch
horizontale Spannung	K_0 - σ_3 steigt mit σ_1 an	σ_3 konstant	
vertikale Spannung	vorgegebener konst. Lastbereich	Tangente durch q_{min} u. 50% von q_{max}	abh. von Tiefenlage
Drainage	über die Endflächen	über die Endflächen	abh. vom Baugrund
Belastungs- richtung	vertikal	vertikal	lateral
Störung der Struktur	gestörte Struktur durch Probennahme und evt. Ringeinbau	gestörte Struktur durch Probennahme	Störungen der Bohrlochwandung durch Bohrung
Auswertung	direkte Ermittlung	direkte Ermittlung	Annahme der Querdehnzahl

Tabelle 7.6: Vergleich der Versuchstechniken zur Ermittlung der Steifigkeit

7.5.6 Zusammenfassende Erkenntnisse über das Steifigkeitsverhalten

Vergleichbarkeit der Daten

Ermittelt wurden Steifigkeiten in eindimensionalen Kompressionsversuchen unter K_0 -Bedingungen (Oedometer und K_0 -Triax) – bezeichnet wird der Steifemodul aus dem Oedometerversuch mit $E_{S,Oed}$ und aus dem K_0 -Triaxialversuch mit E_{S,K_0} . Zudem wurde der Steifemodul $E_{S,Pressio}$ aus Bohrlochaufweitungsversuchen abgeleitet und die triaxiale Steifigkeit E_{50} ermittelt. Diesen Steifigkeiten unterliegt aber allen jeweils eine unterschiedliche Versuchsdurchführung, die dementsprechende Einflüsse auf die Ergebnisse hat (Tabelle 7.6).

Während der Steifemodul aus den eindimensionalen Kompressionsversuchen von der Vertikalspannung abhängt, wird die triaxiale Steifigkeit E_{50} insbesondere von der radialen Spannung beeinflusst. Steifemodul und Triaxialmodul können also keinesfalls ohne weiteres verglichen werden. Die Ergebnisse von Pressiometerversuchen werden sowohl von der Tiefenlage als auch vom umgebenden Boden beeinflusst. Auch diese sind also nicht direkt mit denen aus den eindimensionalen Kompressionsversuchen vergleichbar.

Der Vorteil von Laborversuchen gegenüber den Feldversuchen ist, dass bei Laborversuchen eine direkte Ermittlung der gesuchten Kenngröße erfolgt, während bei den Feldversuchen Korrelationen notwendig sind. Zur Ermittlung der Steifigkeiten aus Bohrlochaufweitungsversuchen ist z.B. mindestens eine Annahme der Querdehnzahl – je nach Verfahren auch noch eine Annahme des Wertes α – notwendig. Ein Vorteil der Feldversuche ist aber, dass keine Störung der Probenstruktur erfolgt und sich bei Laborversu-

chen der ursprüngliche Spannungszustand in der Regel nicht wieder herstellen lässt. Außerdem werden im Labor lediglich Einzelproben untersucht während Feldversuche an großen Bodenproben erfolgen.

Der Hauptunterschied zwischen den Pressiometer- und den Laborversuchen sind aber zum einen die Belastungsrichtung und zum anderen das Drainageverhalten.

Während im Labor die Last vertikal aufgegeben wird, wird beim Pressiometerversuch die Belastung horizontal aufgebracht. In der Regel sind Steifigkeiten parallel zur Schichtung deutlich höher als vertikal zur Schichtung. Demnach werden im Pressiometer höhere Steifigkeiten ermittelt.

Während der Laborversuche kann das Porenwasser entweichen. Beim Pressiometerversuch liegt ein undefinierter Zwischenzustand vor. Die Bedingungen sind in teilgesättigten Gesteinen sicherlich nicht undrainiert, aber von drainierten Bedingungen kann bei der kurzen Belastungsdauer auch nicht ausgegangen werden.

Zusammenfassende Darstellung

In Abbildung 7.36 sind alle neu gewonnenen Informationen über das Steifigkeitsverhalten aus den verschiedenen Versuchstechniken der Gesteine der Stuttgarter Grabfeld-Formation zusammenfassend als schichtübergreifende Mittelwerte – d.h. es wird nicht zwischen Bochinger Horizont, Dunkelroter Mergel und Mittlerer Gipshorizont unterschieden – dargestellt. Zu sehen ist, dass bei allen Versuchstechniken die Steifigkeit mit dem Grad der Verwitterung stark abnimmt. Die Steifigkeiten aus dem Oedometerversuch und aus dem Triaxialversuch sind ähnlich groß bei vergleichbarem Spannungsniveau.

Die in Pressiometerversuchen ermittelte Steifigkeit liegt deutlich höher als die im Labor ermittelte. Ursache ist hierfür wahrscheinlich das Drainageverhalten sowie der Einfluss der Belastungsrichtung. Vermutlich handelt es sich hier um mehr oder weniger undrainierte Steifemodule, die mit denen aus dem Laborversuch eigentlich nicht vergleichbar sind. Zudem ist anzunehmen, dass die Steifigkeit parallel zur Schichtung höher ist als vertikal zur Schichtung.

Um dies eindeutig zu beantworten, wäre ein umfangreiches Versuchsprogramm mit Probenahmen für die Laborversuche aus dem jeweiligen Tiefenbereich des Pressiometerversuchs notwendig. Auch der Einfluss der Belastungsrichtung sollte dabei untersucht werden.

7.6 Einaxiale Druckfestigkeit - Versuchsergebnisse

In diesem Absatz wird auf die Untersuchung der einaxialen Druckfestigkeit und die hier neu gewonnenen Erkenntnisse näher eingegangen.

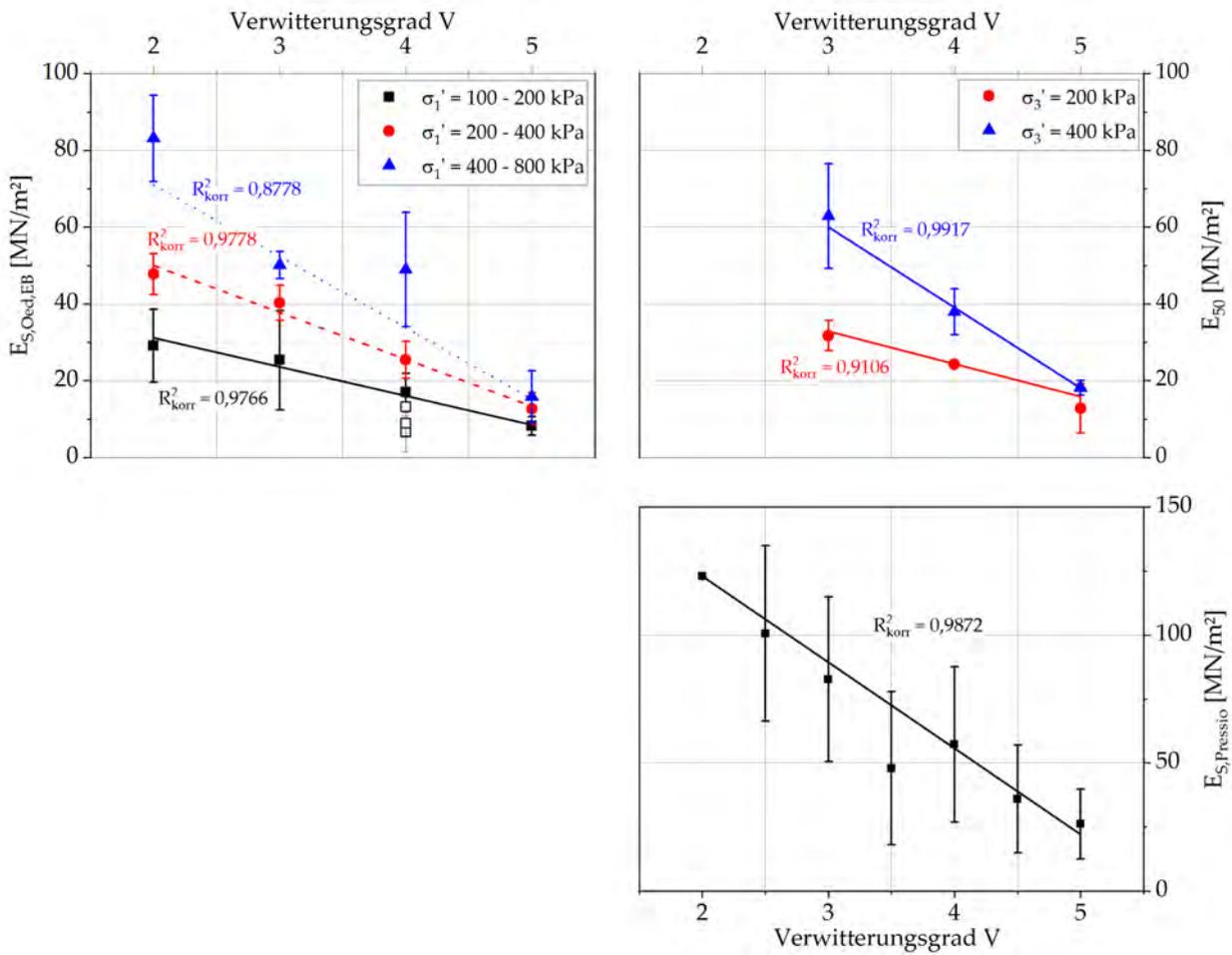


Abbildung 7.36: Neu gewonnene Erkenntnisse über das Steifigkeitsverhalten der Gesteine der Grabfeld-Formation aus Stuttgart Mitte

7.6.1 Versuchsrandbedingungen der durchgeführten Laborversuche

Soweit möglich, wurde die einaxiale Druckfestigkeit an zylindrischen Proben im einaxialen Druckversuch untersucht. Die Versuchskörperherstellung erfolgte je nach Festigkeit durch Sägen und Schleifen unter Anwendung von Wasserspülung oder durch Abscharben. Teilweise wurden die Endflächen mit Schnellzement ausgeglichen.

Die Versuche wurden weggeregelt durchgeführt. Die Vorschubgeschwindigkeit betrug dabei immer 1% der Ausgangshöhe des Probekörpers in mm pro Minute. Die Querdehnungen wurden nicht erfasst.

Bei Proben, bei denen die Herstellung zylindrischer Probekörper nicht möglich war, wurden Punktlastversuche durchgeführt. Der Faktor c wurde basierend auf Erfahrungswerten mit 24 angesetzt.

7.6.2 Versuchsergebnisse der durchgeführten Laborversuche

Im Folgenden wird auf die Ergebnisse der durchgeführten Versuche⁵ näher eingegangen.

Spannungs-Verformungs-Linie und E-Modul

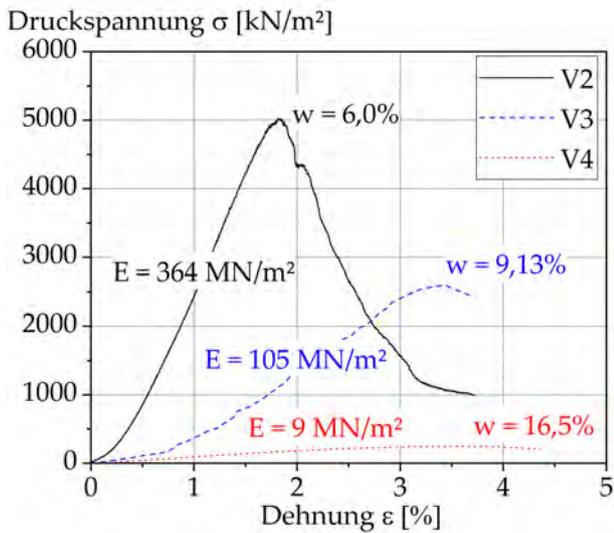
Zu Beginn eines Versuchs ist die Spannungs-Verformungs-Kurve oftmals konkav. Es ist anzunehmen, dass die Ursache hierfür ein Schließen von Mikrorissen im Inneren des Gesteins ist. Dem Anfangsbereich folgt ein nahezu linearer Bereich, in dem der E-Modul ermittelt wird. Der E-Modul ist als Steigung der Spannungs-Verformungs-Linie im linear-elastischen Bereich definiert. Ein sprödes Material hat einen deutlich größeren E-Modul als ein duktileres Material. Sobald es zur Bildung von neuen Mikrorissen kommt, steigt die Dehnung überproportional an. Wird die Last weiter gesteigert, kommt es vermehrt zur Bildung von Rissen und zum Versagen der Probe. Die maximal erreichbare Spannung ist die einaxiale Druckfestigkeit.

In Abbildung 7.37a sind die Spannungs-Verformungs-Verläufe von drei verschiedenen stark verwitterten Gesteinen der Steigerwald-Formation dargestellt. Deutlich ist zu sehen, dass mit steigendem Verwitterungsgrad die Bruchspannung ab- und die Bruchdehnung zunimmt. Auch der E-Modul nimmt sichtlich ab. Vergleichend sind in Abbildung 7.37b die Spannungs-Verformungs-Verläufe zweier kaum verwitterter Gesteine aus dem Mittleren Gipschizont der Grabfeld-Formation dargestellt. Die Gesteine brechen bei einer geringeren Bruchdehnung und einer deutlich höheren Beanspruchung. Auch der E-Modul ist höher. Die Gesteine zeigen ein deutlich spröderes Materialverhalten.

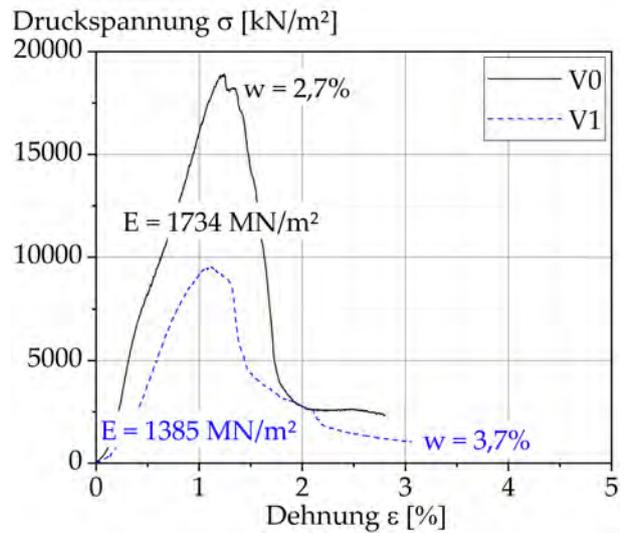
Im Zuge der Verwitterung werden atomare Kontakte in Koagulationskontakte umgewandelt. Dies ist die Ursache für eine Abnahme der Sprödigkeit hin zur Duktilität.

In Abbildung 7.38a sind die E-Module der hier untersuchten Gesteine in Abhängigkeit des natürlichen Wassergehalts dargestellt. Mit zunehmendem Wassergehalt reduziert sich der E-Modul. In Abbildung 7.38b sind die E-Module für alle untersuchten Keuper-tonsteine in Abhängigkeit des visuell bestimmten Verwitterungsgrades nach Wallrauch

⁵Die Versuchsdaten wurden teilweise in Zusammenarbeit mit einem Bachelorstudenten [36] ermittelt und werden hier zu Auswertung verwendet.

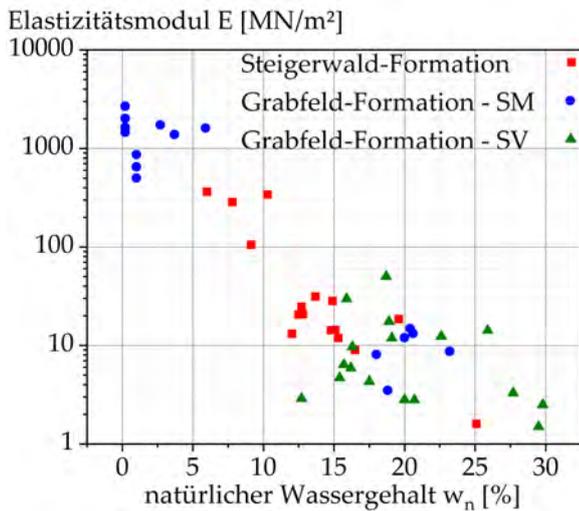


(a) Untere Bunte Mergel, Steigerwald-Formation

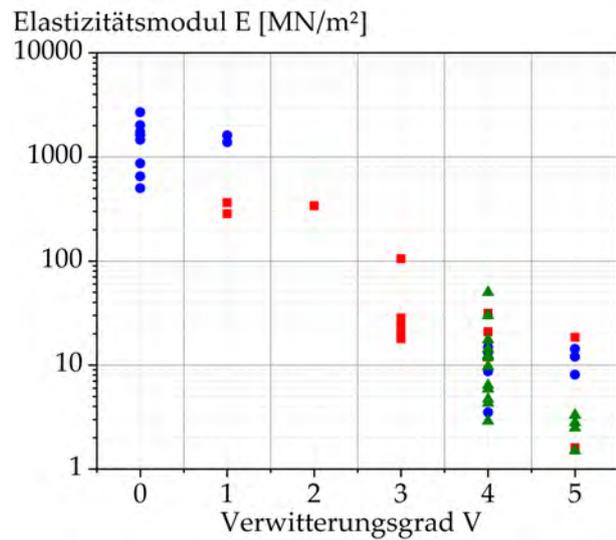


(b) Mittlerer Giphshorizont, Grabfeld-Formation

Abbildung 7.37: Verwitterungsabhängige Spannungs-Verformungs-Verläufe der untersuchten Keupertonsteine



(a)



(b)

Abbildung 7.38: Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls vom natürlichen Wassergehalt und dem Verwitterungsgrad. Mit zunehmender Verwitterung nimmt der E-Modul stark ab.

dargestellt. Auch hier ist eine Abnahme mit zunehmenden Verwitterungsgrad sichtbar. Im Zuge der Verwitterung werden die Gesteine demnach duktiler.

Einaxiale Druckfestigkeit

In Abbildung 7.39c sind die ermittelten Druckfestigkeiten der untersuchten Formationen in Abhängigkeit des natürlichen Wassergehalts und in den Abbildungen 7.39a und 7.39b in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades dargestellt. Vergleichend sind Daten, die während der Baugrunderkundung des Großprojektes Stuttgart 21 [155] sowie bei einem hier anonymisierten Bauvorhaben im Stuttgarter Innenstadtbereich ermittelt wurden, dargestellt. Mit zunehmendem Wassergehalt und zunehmender Verwitterung nimmt die einaxiale Druckfestigkeit stark ab. Die Streuung innerhalb der Verwitterungsgrade ist sehr hoch. Ursache hierfür sind vermutlich Inhomogenitäten der Geologie und auch der Probengüte. Auch die mineralogische Zusammensetzung könnte einen Einfluss haben. Massiger Anhydrit hat eine Druckfestigkeit von 50 - 150 MN/m². Für Anhydrit in Wechsellagerung mit Mergel wird nur noch eine Druckfestigkeit von 10 - 30 MN/m² angegeben [66]. Gips hat eine geringere Härte als Anhydrit und eine geringere Druckfestigkeit.

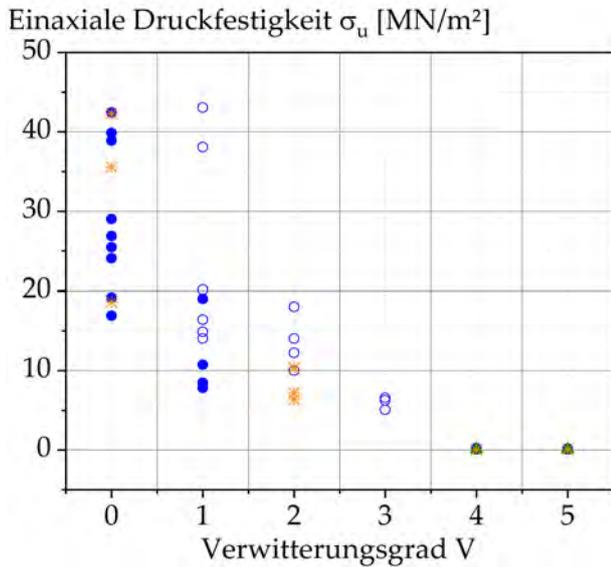
Bis zum Verwitterungsgrad V3 reduziert sich die Druckfestigkeit tendenziell mit zunehmender Verwitterung stark. Zwischen V3 und V4 nimmt sie gering ab und zwischen V4 und V5 treten kaum noch Änderungen auf. Bereits bei V4 wird demnach die Matrixfestigkeit ermittelt. Die bei Gesteinen mit Verwitterungsgrad V4 teilweise noch vorhandenen diagenetischen Aggregate scheinen die Druckfestigkeit demnach nicht wesentlich zu beeinflussen. Der Anteil bindiger Matrix überwiegt und dominiert die Druckfestigkeit.

7.6.3 Ermittlung der Druckfestigkeit in Pressiometerversuchen

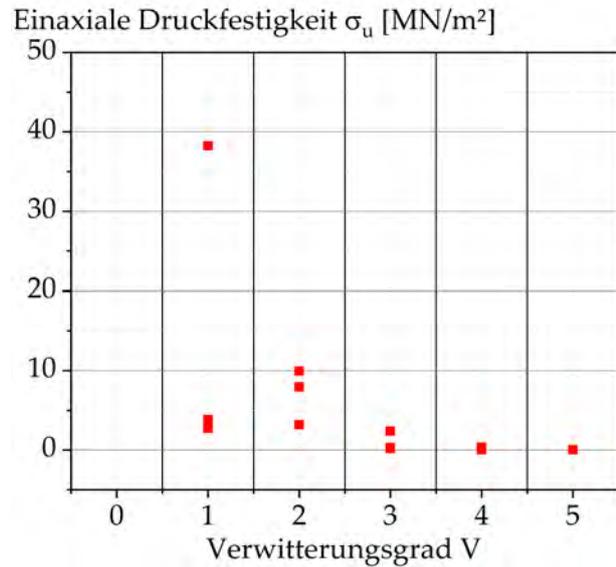
Auch mit Hilfe von Pressiometerversuchen ist es möglich, Rückschlüsse auf die Druckfestigkeit zu ziehen. Hierfür werden die Pressiometerversuche im plastischen Bereich ausgewertet. Es müssen dabei entweder undrainierte Bedingungen angenommen werden oder es müssen die sechs Parameter G , ν' , p_0' , c' , ϕ' und ψ' bekannt sein (siehe hierzu Absatz 7.1.6).

Da die hier untersuchten Gesteine im teilgesättigten Zustand im Bereich der Pressiometerversuche anstanden, ist die Annahme undrainierter Bedingungen eigentlich nicht möglich. Die notwendigen Parameter zur Auswertung unter drainierten Bedingungen sind allerdings auch größtenteils unbekannt. Eine Annahme dieser Parameter würde die Auswertung sehr unzuverlässig machen. Die Versuchsdaten wurden daher abschätzend unter undrainierten Bedingungen ausgewertet und sollten demnach nur für eine grobe Einschätzung herangezogen werden.

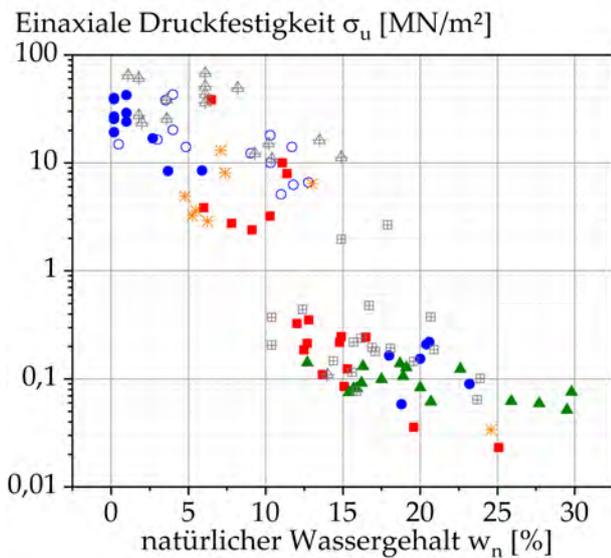
Werden bei der Auswertung des plastischen Bereichs nach der Hohlräumeaufweitungstheorie undrainierte Bedingungen angesetzt, ist es möglich, die undrainierte Kohäsion c_u zu ermitteln (siehe hierzu ausführlich Absatz 7.1.6). Über die Abschätzung $c_u = \sigma_u/2$ kann dann auf die einaxiale Druckfestigkeit σ_u geschlossen werden.



(a) Grabfeld-Formation



(b) Steigerwald-Formation



(c)

- Steigerwald-Formation
- Grabfeld-Formation - SM
- Grabfeld-Formation - SM - Punktlastversuch
- ▲ Grabfeld-Formation - SV
- ★ Labordatenbank Uni Stuttgart, Gipskeuper
- S21 PFA 1.1, Gipskeuper
- ◆ Stuttgart Mitte, Gipskeuper, unver.

(d) Legende

Abbildung 7.39: Einaxiale Druckfestigkeit in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades und des natürlichen Wassergehalts. Zwischen V0 und V4 reduziert sich die Druckfestigkeit mit zunehmender Verwitterung stark und zwischen V4 und V5 kaum.

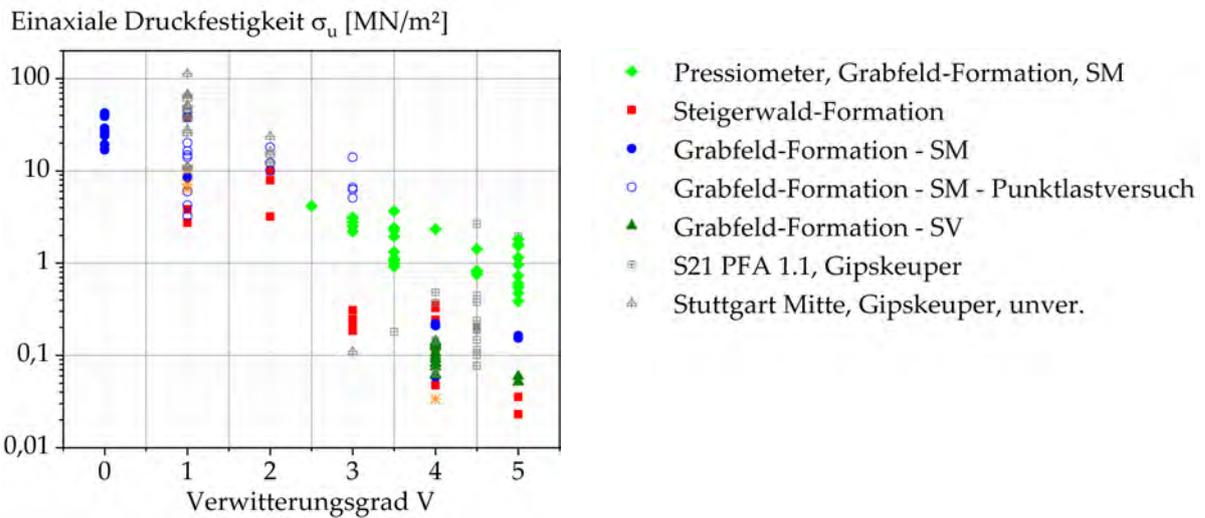


Abbildung 7.40: Im Pressiometer ermittelte Druckfestigkeiten (grün) im Vergleich zu den im Labor ermittelten Werten.

Mit Hilfe von Kurvenanpassungen der Gl. 7.10 an die Versuchsdaten im plastischen Bereich wurde die undrainierte Kohäsion c_u ermittelt. Zu beachten ist, dass aufgrund des Längen-Durchmesser-Verhältnisses der Sonde die undrainierte Kohäsion c_u bei der Auswertung nach der Hohlräumaufweitungstheorie überschätzt wird und abgemindert werden muss [80]. Bei einem Steifigkeitsindex I_R (siehe hierzu Absatz 7.1.6) zwischen 50 und 200, der für die Gesteine der Grabfeld-Formation als realistisch angesehen wird [156], bedeutet dies eine Reduktion von 15-25%. Die hier ermittelten undrainierten Kohäsionen c_u wurden daher um 20% reduziert. Die einaxiale Druckfestigkeit σ_u wurde anschließend über die Abschätzung $c_u = \sigma_u/2$ ermittelt.

In Abbildung 7.40 sind die über Pressiometerversuche ermittelten Druckfestigkeiten vergleichend mit denen in Druckversuchen ermittelten sowie Literaturdaten dargestellt. Die Daten sind leicht höher bzw. ähnlich groß wie die im Labor ermittelten Daten und nehmen mit zunehmender Verwitterung ab.

7.7 Zusammenfassung

In Abbildung 7.41 sind die im vorherigem Kapitel ermittelten Erkenntnisse über das mechanische Verhalten der hier untersuchten Keupergesteine qualitativ zusammenfassend dargestellt.

Das Verhältnis zwischen den Horizontal- und den Vertikalspannungen – der K_0 -Wert nimmt zunächst bis zu einem Minimalwert $K_{0,min}$ ab und erhöht sich dann wieder, bis er ein Plateau ($K_{0,P}$) erreicht. Dies liegt vermutlich an einer Auflockerung des Gesteins infolge eines Aufbrechens diagenetischer Bindungen. Wird das Gestein erneut belastet, tritt dieser Effekt nicht auf und das Gestein verhält sich wie ein überkonsolidierter Boden. Sowohl der Wert $K_{0,min}$ als auch $K_{0,P}$ nehmen mit zunehmender Verwitterung zu.

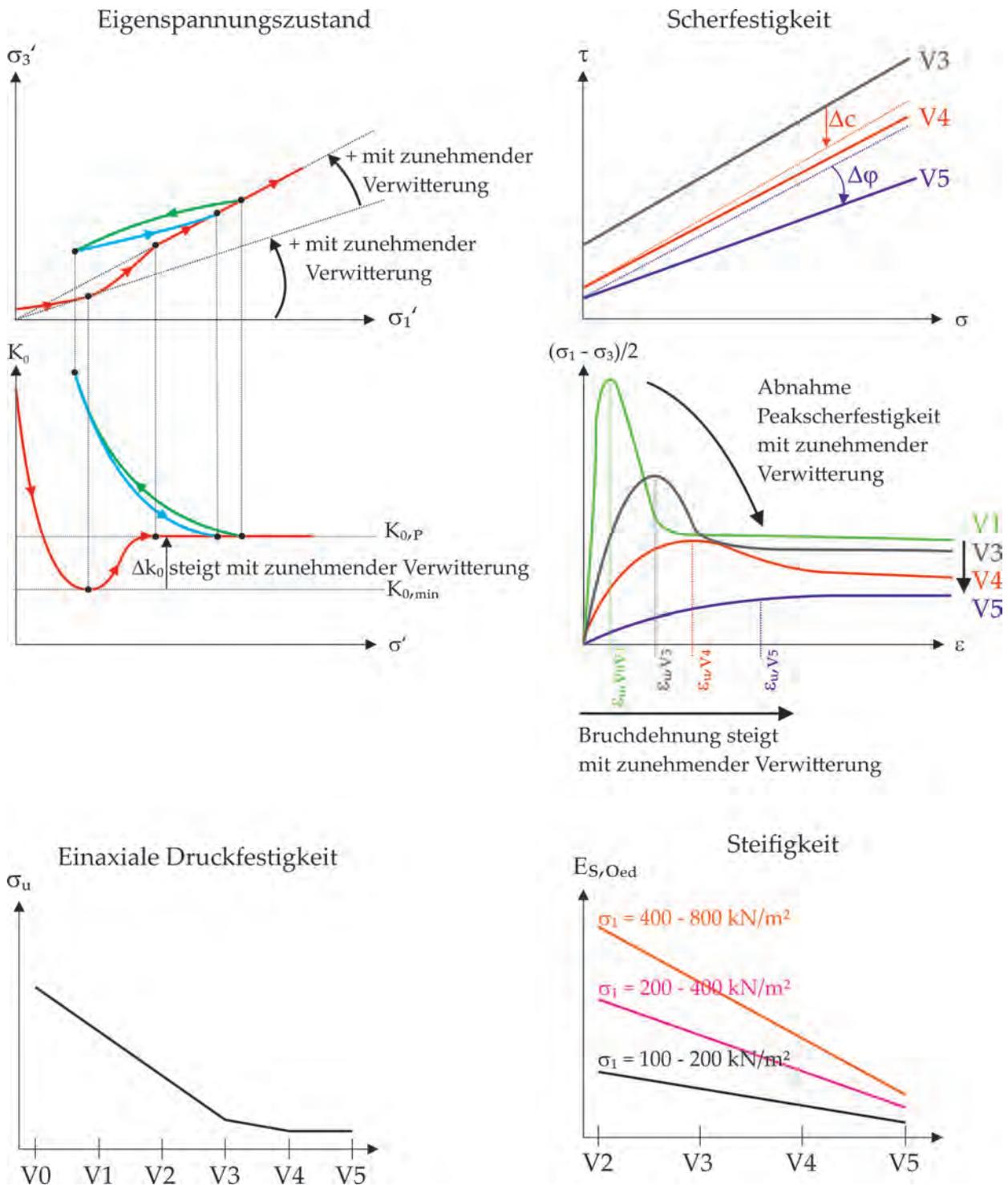


Abbildung 7.41: Zusammenfassende Erkenntnisse über das mechanische Verhalten der Keupergesteine der Grabfeld-Formation (qualitativ).

Da der Wert $K_{0,P}$ stärker als der Wert $K_{0,min}$ ansteigt, nimmt auch die Änderung des K_0 -Wert ΔK_0 mit steigender Verwitterung zu.

Über Unterschiede zwischen der Steigerwald- und der Grabfeld-Formation können keine Aussagen getroffen werden, da zu wenige Gesteine der Steigerwald-Formation untersucht wurden.

Die Scherfestigkeit reduziert sich mit zunehmender Verwitterung. Zwischen dem Verwitterungsgrad V3 und V4 nimmt insbesondere die Kohäsion ab, zwischen V4 und V5 vor allem der Reibungswinkel. Die Festigkeit der Gesteine mit Verwitterungsgrad V3 wird also insbesondere durch eine höhere Kohäsion aufgrund innerer Bindungskräfte hervorgerufen. Infolge der Verwitterung reduzieren sich die Bindungen und die Kohäsion nimmt ab. Zwischen den Verwitterungsgraden V4 und V5 entfestigt das Gestein und die ursprüngliche Struktur ist nicht mehr erkennbar. Durch diesen Strukturverlust reduziert sich der Reibungswinkel.

Die Gesteine der Steigerwald-Formation mit Verwitterungsgrad V3 haben einen deutlich höheren Reibungswinkel und eine deutlich niedrigere Kohäsion als die Gesteine der Grabfeld-Formation bei gleichem Verwitterungsgrad. Werden die Scherparameter mit dem Stoffgesetz nach Singh bei einem Seitendruck von 400 kPa ermittelt, ergeben sich deutlich größere Kohäsionen und Reibungswinkel und die Ergebnisse der Steigerwald- und Grabfeld-Formationen passen in der wassergehaltsabhängigen Betrachtung besser überein (Abbildung 7.22).

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten (betrachtet bei einem Seitendruck von 200 kN/m^2) ist auch verwitterungsabhängig. Mit zunehmender Verwitterung steigt die Bruchdehnung und es sinkt die Scherfestigkeit. Bei den vollständig verwitterten Proben wird allmählich ein Plateau erreicht. Die unverwitterten Gesteine hingegen entfestigen nach Erreichen der Peakscherfestigkeit. Es nimmt also mit zunehmender Verwitterung die Dilatanz ab und die vollständig verwitterten Gesteine verhalten sich kontraktant.

Mit zunehmender Verwitterung nimmt die Druckfestigkeit bis zum Grad V4 stark und zwischen V4 und V5 kaum ab. Zudem verschiebt sich das Materialverhalten von spröde nach duktil mit zunehmender Verwitterung, da atomare Kontakte in Koagulationskontakte umgewandelt werden.

Die Steifigkeit nimmt mit zunehmender Verwitterung ab. Umso höher der Lastbereich desto stärker ist die Abhängigkeit zum Verwitterungsgrad des untersuchten Gesteins. Weder bei der Steifigkeit noch bei der Druckfestigkeit konnte ein Unterschied zwischen der Steigerwald- und der Grabfeld-Formation festgestellt werden.

7.8 Anwendbarkeit der Klassifikation nach Wallrauch für die Grabfeld-Formation

Beim Großprojekt Stuttgart 21 (S21) wurden die Gesteine der Stuttgarter Grabfeld-Formation teilweise nicht nach den im süddeutschen Raum gängigen Schemata nach DIN EN ISO 14689 und Wallrauch klassifiziert. Stattdessen wurden die sulfathaltigen Gesteine in drei und die ausgelaugten Gesteine in vier Klassen unterteilt [184]. Für die sulfathaltigen Gesteine wurden die Klassen anhydrithaltig (mittlerer natürlicher Wassergehalt $\bar{w} = 4\%$), anhydritfrei ($\bar{w} = 5,5\%$) und anhydritfrei & mürbe ($\bar{w} = 9,9\%$) verwendet. Die ausgelaugten Gesteine wurden unterteilt in gesteinsartig ($\bar{w} = 4,7\%$), mürbe ($\bar{w} = 8,5\%$), sehr mürbe ($\bar{w} = 13,4\%$) und vollständig entfestigt ($\bar{w} = 18,7\%$) [184]. Diese Klassifikation enthält also einen Grad mehr als die nach Wallrauch und DIN EN ISO 14689. Ziel dieser Unterteilung war insbesondere die Abgrenzung in anhydrithaltig und anhydritfrei und eine damit abschätzbare Gefahr von Hebungen durch Anhydrit-Gips-Umwandlung in baurelevanten Bereichen.

Die hier untersuchten Gesteine wurden bei Entnahme in die sechs Grade V0 bis V5 nach Wallrauch bzw. DIN EN ISO 1468 unterteilt (siehe Kapitel 3.5), da diese Klassifikation meist für Tonsteine in der Praxis verwendet wird. Das Vorgehen zur Klassifikation sulfathaltiger Schlufftonsteine war allerdings bislang nicht beschrieben.

Festgestellt wurde bei den hier vorgestellten Untersuchungen, dass die Gesteine V0 anhydrithaltig, V1 gipshaltig und V2 bis V5 ausgelaugt sind (siehe Kapitel 5) und die bestehende Klassifikationsmatrix kann somit um Angaben zum Sulfatgehalt erweitert werden (siehe hierzu Anhang G, Tabelle G.1). Die Unterteilung der ausgelaugten Gesteine in vier Klassen – wie bei dem Projekt S21 verwendet – entspricht demnach dem um Angaben zum Sulfatvorkommen ergänztem Vorgehen nach Wallrauch.

Die Unterteilung der unausgelaugten Gesteine in die drei Klassen anhydrithaltig, anhydritfrei und anhydritfrei & mürbe konnte nicht eindeutig bestätigt werden. Die hier ermittelten einaxialen Druckfestigkeiten konnten keinen eindeutigen Hinweis auf einen Verwitterungsgrad zwischen V0 und V1 liefern. Zwar streut die einaxiale Druckfestigkeit vor allem innerhalb des Verwitterungsgrades V0, allerdings kann dies auch an Inhomogenitäten der Proben liegen (siehe hierzu Absatz 7.6). Es wurde daher weiterhin eine Unterteilung in sechs Verwitterungsgrade beibehalten und die Richtwerte zur Bemessung und Angaben zur Klassifikation sowie zur labortechnischen Bearbeitung an diesen sechs Graden orientiert (siehe Anhang G).

Kapitel 8

Porengröße als entfestigungsbeschreibende Kenngröße

Zum Abschluss der Arbeit werden die hier neu gewonnenen Erkenntnisse zusammenfassend ausgewertet. In Kapitel 5 wurde festgestellt, dass sich der Verlauf der Verwitterung – insbesondere die Unterteilung in chemische und physikalische Verwitterung – am eindeutigsten mit dem Porenanteil beschreiben lässt. Im Folgenden wird der Einfluss des Porenraums auf die mechanische Entfestigung und die Zerfallsneigung näher betrachtet.

In den vorherigen Kapiteln konnten experimentell folgende Zusammenhänge ermittelt werden:

- der Zusammenhang zwischen Interaggregatporenanteil $n_{Hg,inter}$ und Verwitterungsgrad V kann unter der Annahme, dass der Zuwachs an Interaggregatporen proportional zum Bestand ist, mit einem exponentiellem Wachstum beschrieben werden (Gl. 5.5 und Abbildung 5.18c in Absatz 5.6):

$$n_{Hg,inter}(V) = a \cdot e^{V/\lambda}, \text{ für } 0 \leq V \leq 5$$

- der Zusammenhang zwischen Sofortreaktion D_I und Interaggregatporenanteil $n_{Hg,inter}$ kann unter der Annahme, dass die Zunahme der Sofortreaktion proportional zur aktuellen Reaktionsstärke sowie zur noch vorhandenen Kapazität ist, mit einem beschränktem logistischen Wachstum beschrieben werden (Gl. 6.6 und Abbildung 6.14b in Absatz 6.3.2):

$$D_I(n_{Hg,inter}) = \frac{D_{I,max}}{1 + e^{-k(n_{Hg,inter} - n_c)}}$$

- die Abhängigkeit der Zerfallsneigung D vom Grad der Verwitterung V kann unter der Annahme, dass die Zunahme der Reaktionsstärke proportional zum Bestand mit einer exponentiellen Annäherung an den maximal möglichen Zerfall D_∞ beschrieben werden (Gl. 6.8 und Abbildung 6.17b in Absatz 6.4):

$$D(V) = D_\infty - A \cdot e^{-V/m}$$

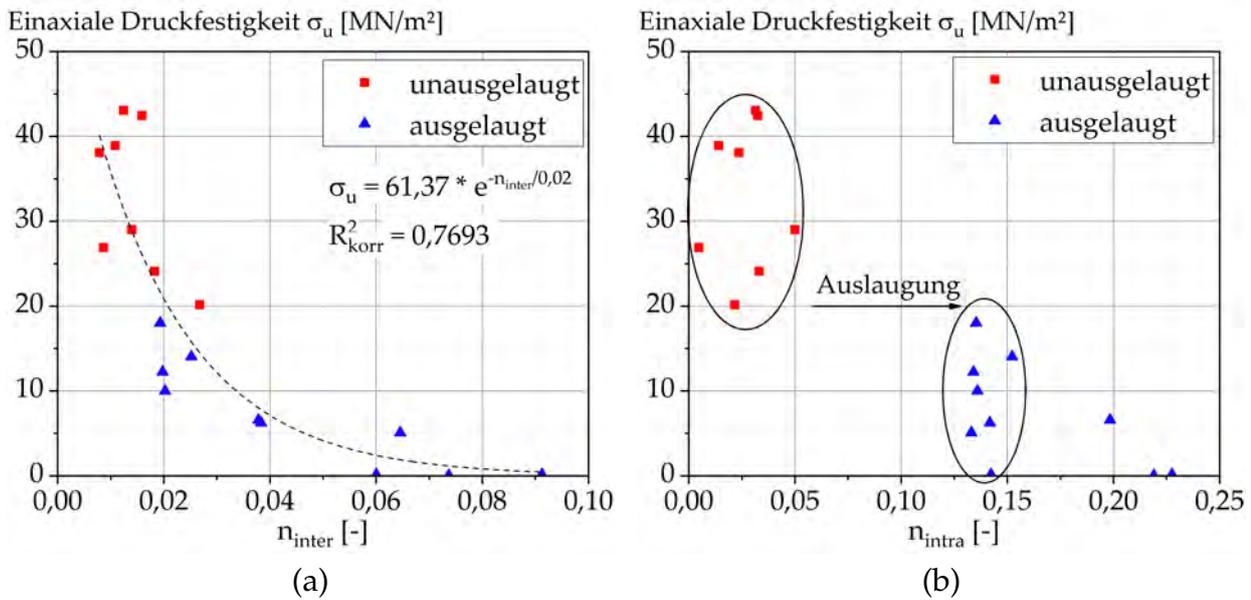


Abbildung 8.1: Einaxiale Druckfestigkeit in Abhängigkeit des Inter- und Intraaggregatporenanteils. Kurvenanpassung an Gl. 8.2

8.1 Einfluss des Porenraums auf die Druckfestigkeit

Ausreichend Versuchsdaten zur Betrachtung des Einflusses der Porengröße auf die mechanische Entfestigung liegen bei der einaxialen Druckfestigkeit vor. In Abbildung 8.1a ist die einaxiale Druckfestigkeit σ_u in Abhängigkeit des Inter- und Intraaggregatporenanteils dargestellt. Zu sehen ist, dass eine geringe Erhöhung des Interaggregatporenanteils zu einem starken Abfall der Druckfestigkeit führt. Besonders stark ist der Abfall im Bereich kleiner Porenanteile und großer Druckfestigkeiten. Eine geringe Erhöhung des Interaggregatporenanteils führt zu einem degressiven Abfall der Druckfestigkeit. Je größer der Porenanteil desto weniger bewirkt eine weitere Zunahme des Porenanteils eine Reduktion der Druckfestigkeit. Unter der Annahme, dass die Abnahme der Druckfestigkeit dabei proportional zum jeweiligen Wert der Druckfestigkeit ist, lautet die Differentialgleichung:

$$-\tau \cdot \frac{d\sigma_u}{dn_{Hg,inter}} = \sigma_u \quad (8.1)$$

und deren Lösung

$$\sigma_u(n_{Hg,inter}) = b \cdot e^{-n_{Hg,inter}/\tau} \quad (8.2)$$

τ ist dabei die Spanne, in der die Druckfestigkeit σ_u auf das $1/e$ -fache des Ausgangswerts b abfällt.

In Abbildung 8.1a ist die Kurvenanpassung an die Messdaten dargestellt. Bei einem Interaggregatporenanteil von 0,02 beträgt also die Druckfestigkeit nur noch das $1/e$ -fache (also ca. 37%) des Ausgangswerts b .

In Abbildung 8.1b ist zu sehen, dass während der Auslaugung der Intraaggregatporenanteil zwar stark ansteigt, die Druckfestigkeit davon aber nahezu unbeeinflusst ist. Die

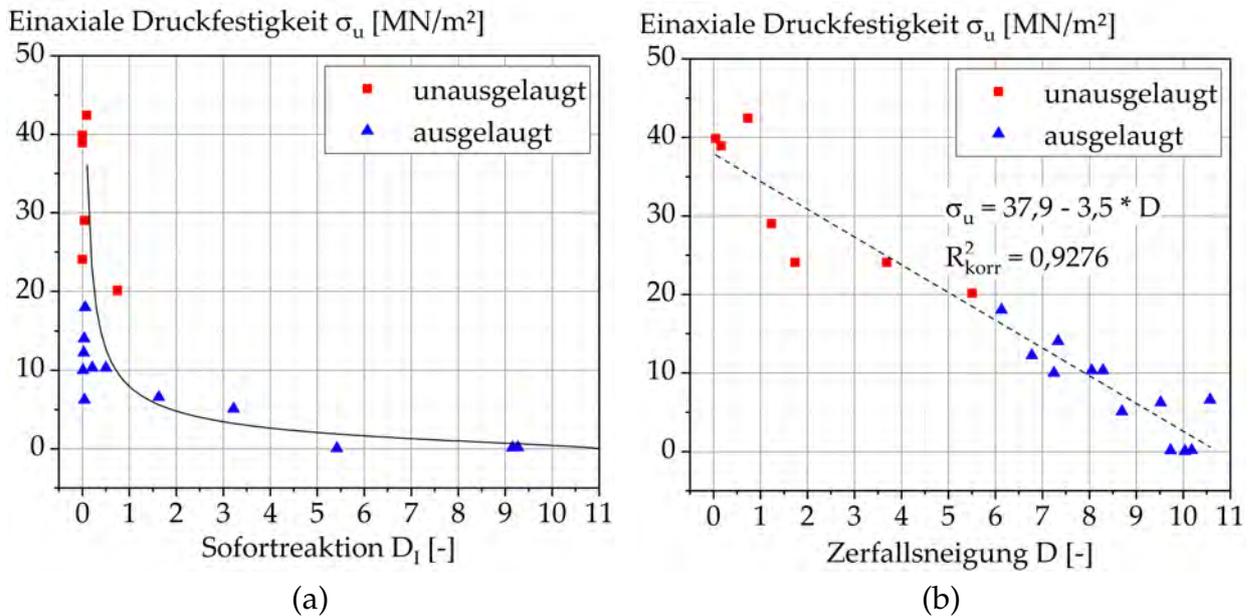


Abbildung 8.2: Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Zerfallsneigung

Druckfestigkeit der Gesteine ist demnach vorwiegend vom Interaggregatporenanteil abhängig.

8.2 Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Zerfallsneigung

Trotz einer Reduzierung der Druckfestigkeit von etwa 40 MPa auf ca. 10 MPa reagieren die Gesteine während des einfachen Wasserlagerungsversuchs (Sofortreaktion) nicht (Abbildung 8.2a). Ursache hierfür ist, dass die Gesteine erst ab einem Interaggregatporengehalt von >4% im bergfrischen Zustand auf Wasserkontakt reagieren (Abbildung 6.14a). Allerdings ist die Druckfestigkeit bei einem Interaggregatporengehalt von >4% bereits stark reduziert (Abbildung 8.1a). Eine weitere Zunahme der Interaggregatporen führt dann zwar zu einem Anstieg der Reaktionsstärke im Wasserlagerungsversuch, aber die Gesteine sind bei Interaggregatporengehalten von >4% bereits stark gelockert und die einaxiale Druckfestigkeit ändert sich kaum noch.

Die einaxiale Druckfestigkeit kann über die Reaktionsstärke in einem einfachen Wasserlagerungsversuch nach DIN EN ISO 14689 [44] (Sofortreaktion D_1) und umgekehrt über die Gleichungen 6.6 und 8.2 abgeleitet werden, wenn der Interaggregatporenanteil bekannt ist. Aus Gl. 6.6 und der Kurvenanpassung in Abbildung 6.14b

$$D_I(n_{Hg,inter}) = \frac{D_{I,max}}{1 + e^{-k(n_{Hg,inter}-n_c)}} = \frac{11}{1 + e^{-79,05(n_{Hg,inter}-0,07)}}$$

und Gl. 8.2 sowie der Kurvenanpassung in Abbildung 8.1a

$$\sigma_u(n_{Hg,inter}) = b \cdot e^{-n_{Hg,inter}/\tau} = 61,37 \cdot e^{-n_{Hg,inter}/0,02}$$

folgt

$$\sigma_u(D_I) = b \cdot e^{-(-(1/k) \cdot \ln(D_{I,max}/D_I - 1) + n_c)/\tau} = 61,37 \cdot e^{-(-(1/79,05) \cdot \ln(11/D_I - 1) + 0,07)/0,02} \quad (8.3)$$

Die so berechnete Kurve ist in Abbildung 8.2a mit dargestellt.

Mit abnehmender Druckfestigkeit steigt die Reaktionsstärke im Zerfallsversuch (Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel), die Zerfallsneigung D , linear an (Abbildung 8.2b):

$$\sigma_u(D) = d_0 - m \cdot D \quad (8.4)$$

Gesteine mit hoher Druckfestigkeit (etwa 40 MPa) weisen im bergfrischem Zustand kaum Interaggregatporen auf und reagieren daher nicht bei einfachen Wasserkontakt. Beim Trocknen treten aufgrund starker Bindungen keine Schrumpfrisse auf und es kommt auch bei kombinierten Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln zu keiner Reaktion. Mit abnehmender Druckfestigkeit haben die Gesteine weiterhin kaum Interaggregatporen und reagieren daher weiter nicht im bergfrischen Zustand auf Wasserkontakt. Werden sie jedoch ausgetrocknet, treten aufgrund gelockerter Bindungen Schrumpfrisse auf und die Gesteine reagieren während der kombinierten Trocknungs-Befeuchtungs-Wechsel. Je niedriger die Druckfestigkeit, desto schwächer werden die Bindungen, wodurch die Anzahl an während der Trocknung entstehenden Schrumpfrissen steigt und die Reaktionsstärke nimmt zu. Sobald der Interaggregatporengehalt $> 4\%$ beträgt, reagieren die Gesteine bereits bei einem einfachen Wasserkontakt und bei den anschließenden Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln reagiert das Gestein dementsprechend geringer.

Anhand der Abbildung 8.2 wird nochmals deutlich, wie stark das Potential unter Umwelteinflüssen zu zerfallen beim einfachen Wasserlagerungsversuch unterschätzt wird. Anhand des einfachen Wasserlagerungsversuchs kann getestet werden, wie sich bergfrische Gesteine bei einem einfachen Wasserkontakt (z.B. mit Bohrspülung) verhalten. Das Potential auf Umwelteinflüsse (z.B. Wiederholte Trocknungen und Wiederbefeuchtungen, die z.B. auf Böschungen wirken) zu reagieren, wird aber meist stark unterschätzt.

Kapitel 9

Zusammenfassung und Ausblick

Veränderlich feste Gesteine stehen insbesondere in Süd- und Mitteldeutschland als oberflächennaher Baugrund an. Eine genaue Kenntnis der mechanischen Eigenschaften dieser Gesteine kann zur nachhaltigen und wirtschaftlichen Realisierung von Bauprojekten beitragen. Insbesondere ist die Veränderung der Eigenschaften durch Umwelteinflüsse auf für Bauvorhaben relevanten Zeitskalen interessant. Veränderlich feste Gesteine zeichnen sich durch eine veränderliche Gefügestruktur, ein anisotropes Verhalten sowie einen zeitveränderlichen Festigkeitsverlust unter Atmosphärien aus. Die Erkundung und labortechnische Beprobung solcher Materialien ist daher mit besonderen Herausforderungen verbunden. Ziel der Arbeit war die Untersuchung des verwitterungsabhängigen mechanischen Verhaltens veränderlich fester Gesteine unter Berücksichtigung der physiko-chemischen Verwitterungsprozesse.

Bei den im Stuttgarter Raum anstehenden veränderlich festen Gesteinen handelt es sich vorwiegend um Schluff- und Tonsteine des Keupers. Oberflächennah stehen sowohl die Gesteine der Grabfeld- als auch der Steigerwald-Formation an (Abbildung 1.1). In den letzten Jahren wurden zahlreiche Baumaßnahmen in Süddeutschland in diesen Formationen durchgeführt. Daher bestehen in der Baupraxis zwar eine Vielzahl von persönlichen Erfahrungswerten einzelner Ingenieure, die aber weder einheitlich verwendet werden noch reproduzierbar sind. Es kam daher in der Vergangenheit immer wieder zu Hangrutschungen auf fossilen Gleitflächen ([94, 173, 181]). Es wurde aber auch berichtet, dass bei späteren Bauwerksmessungen deutlich geringere Setzungen als prognostiziert gemessen wurden, da die mechanischen Eigenschaften aufgrund fehlerhafter Probenahmen als zu gering eingeschätzt wurden [184].

Für veränderlich feste Gesteine allgemein existieren weiterhin weder ein geeignetes genormtes Verfahren zur zuverlässigen Beurteilung der Zerfallsneigung noch normative Vorgaben für geeignete Probennahmemethoden und Versuchstechniken zur Untersuchung der mechanischen Eigenschaften dieser Gesteine. Auch fehlte bislang ein grundlegendes Verständnis, welche Gesteinseigenschaften sich im Zuge des Verwitterungsprozesses inwiefern verändern, wie sich dies auf die mechanischen Eigenschaften auswirkt und ob bzw. wie stark sich die mechanischen Eigenschaften zukünftig verändern können.

Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Gesteine entstammen insbesondere der Grabfeld-Formation (Gipskeuper) und zudem teilweise der Steigerwald-Formation (Untere Bunte Mergel). Die Gesteine wurden in verschiedenen natürlichen Verwitterungszuständen beprobt. Direkt bei Entnahme wurden die Gesteine visuell in die Verwitterungsgra-

de nach Wallrauch (V0 unverwittert bis V5 völlig verwittert) eingeteilt (Absatz 3.5).

Die Gesteine der Grabfeld-Formation sind im unverwitterten Zustand sulfatführende Tonsteine mit Anhydrit (CaSO_4). Anhydrit ist nur in Abwesenheit von freiem Porenwasser stabil. Bereits geringe Mengen Wasser führen zur Hydratation und der Anhydrit wird in Gips ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) umgewandelt. Im Grundwasser geht Gips in Lösung und wird abtransportiert. Die Gesteine der Grabfeld-Formation verlieren so ihre sulfatbedingte Festigkeit.

Mittels Röntgendiffraktometrie wurde nachgewiesen, dass die untersuchten unverwitterten Gesteine (V0) der Stuttgarter Grabfeld-Formation vorwiegend anhydrithaltig sind, zu Beginn der Verwitterung (V0 → V1) zunächst eine Anhydrit-Gips-Umwandlung stattfindet und zudem der Gips bereits in Lösung geht. Die untersuchten Gesteine mit Verwitterungsgrad V1 enthalten nur noch Gips und der Gesamtsulfatgehalt ist bereits deutlich reduziert. Im weiteren Verlauf der Verwitterung (V1 → V2) laugen die Gesteine aus. Die hier untersuchten Gesteine sind ab dem Verwitterungsgrad V2 ausgelaugt. Mineralogisch unterscheiden sich die ausgelaugten Gesteine (V2 → V5) kaum voneinander. Die weitere Verwitterung der ausgelaugten Gesteine ist somit auf physikalische Prozesse zurückzuführen (Absatz 5.2, sowie Abbildung 5.22).

Frühere Arbeiten zeigten für verschiedene Formationen wie z.B. der Opalinuston-Formation, dass der Wassergehalt vom Grad der Verwitterung abhängt. Auch für die Gesteine der Grabfeld-Formation sind in der Praxis einige Erfahrungswerte für eine Verwitterungsabhängigkeit des Wassergehalts vorhanden. Eine genauere Abhängigkeit konnte im Rahmen dieser Arbeit anhand einer detaillierten Messreihe ermittelt werden (Absatz 5.5). Der Wassergehalt nimmt bei den hier untersuchten Gesteinen linear mit dem Grad der Verwitterung zu. Während der Verwitterung werden das Gesteinsgefüge und die diagenetischen Kornbindungen aufgelockert, wodurch eine Wasseranlagerung ermöglicht wird und der Wassergehalt ansteigt. Aufgrund einer recht hohen Streuung der Wassergehalte innerhalb der einzelnen Verwitterungsgrade kann der Wassergehalt neben der visuellen Ansprache bei der Klassifikation nur als Hinweis dienen. Zudem ist der Wassergehalt eine sehr sensitive Gesteinseigenschaft. Für unverfälschte Ergebnisse bestehen hohe Anforderungen an die Sorgfalt bei Probennahme, Probenlagerung und Bestimmung des Wassergehalts.

Durch die Gefügauflockerung nimmt die Dichte mit steigender Verwitterung ab und der Porenanteil zu. Dies wurde mit Hilfe des Ausmessverfahrens und mittels Tauchwägungen nach DIN EN ISO 17892-2 nachgewiesen (Absatz 5.4 und 5.6). Festgestellt wurde ein zunächst nur gering ansteigender Porenanteil zwischen V0 und V1 und dann ein sprunghafter Anstieg zwischen V1 und V2. Zwischen V2 und V5 nimmt der Porenanteil linear mit steigendem Verwitterungsgrad zu. Im Bereich der chemischen Verwitterung (V0 → V2) lockert das Gefüge demnach unregelmäßig auf.

Die Gesteine der Steigerwald-Formation – die rein physikalisch verwittern – zeigen diesen sprunghaften Anstieg nicht. Hier steigt der Porenanteil zwischen V1 und V5 linear mit steigendem Verwitterungsgrad. Das Gestein lockert demnach gleichmäßig auf.

Mit dem Ziel näher zu untersuchen, welche Porengrößen für diesen sprunghaften Anstieg bei den Gesteinen der Grabfeld-Formation verantwortlich sind, wurden mit Hilfe eines Quecksilberporosimeters die verwitterungsabhängige Porengrößenverteilung der Gesteine der Grabfeld-Formation detailliert untersucht (Absatz 5.7). Dabei wurden die gemessenen Poren nach [10] und [32] in Intra- und Interaggregatporen unterteilt und ein Zusammenhang zum Verwitterungsgrad festgestellt. Beobachtet wurde, dass während der chemischen Verwitterung ($V_0 \rightarrow V_2$) der Intraaggregatporenanteil zunächst zwischen V_0 und V_1 annähernd konstant ist und dann zwischen V_1 und V_2 sprunghaft ansteigt. Durch den Abtransport des Gipses steigt der Anteil an Intraaggregatporen. Die Aggregate lockern also durch die Sulfatauslaugung auf. Der Interaggregatporenanteil steigt zwischen V_0 und V_2 leicht und während der rein physikalischen Verwitterung ($V_2 \rightarrow V_5$) stark an.

Die einaxiale Druckfestigkeit der Gesteine der Grabfeld-Formation nimmt zwischen V_0 und V_2 stark ab (Abbildung 7.39a). Ursache hierfür ist die geringe Zunahme des Interaggregatporenanteils zwischen V_0 und V_2 , da die Druckfestigkeit insbesondere vom Interaggregatporenanteil bestimmt wird (Abbildung 8.1a) und exponentiell mit zunehmendem Interaggregatporenanteil abnimmt (Gl. 8.2). Der Intraaggregatporenanteil beeinflusst die Druckfestigkeit nicht wesentlich (Abbildung 8.1b). Zwischen V_2 und V_5 sinkt die Druckfestigkeit weiter, bis sie ab V_4 den Minimalwert erreicht hat. Zwischen V_4 und V_5 findet keine weitere Reduktion der Druckfestigkeit statt. Bereits bei V_4 wird also die Matrixfestigkeit ermittelt und die noch vorhandene Struktur beeinflusst die Druckfestigkeit nicht wesentlich.

Die Steifigkeit (Abbildung 7.24) verhält sich wie erwartet ähnlich der einaxialen Druckfestigkeit. Ein wesentlicher Unterschied besteht aber bei den Gesteinen mit Verwitterungsgrad V_4 . Während bei der Druckfestigkeit hier bereits die Matrix den Wert vorgibt, bewirkt die bei Gesteinen mit Verwitterungsgrad V_4 noch vorhandene Struktur eine höhere Steifigkeit als bei den völlig verwitterten Gesteinen mit Verwitterungsgrad V_5 , die nur noch aus Matrix bestehen.

Bei früheren Untersuchungen [79, 145] wurde festgestellt, dass mit Standard-Oedometerversuchen ($d = 70$ mm und $h = 20$ mm) die Steifigkeit unterschätzt wird. Das im Rahmen dieser Arbeit neu vorgestellte Verfahren zur Gewinnung der Proben für Oedometerversuche (Absatz 7.2.2) führt zu realistischeren Werten für die Steifigkeit (Absatz 7.5), da die Probenstörung im Vergleich zum konventionellem Verfahren minimiert und die Geometrie vergrößert wurde.

Das Verhältnis zwischen den Horizontal- und den Vertikalspannungen – der K_0 -Wert – nimmt zunächst bei zunehmender Vertikalspannung bis zu einem Minimalwert $K_{0,\min}$ ab und erhöht sich dann wieder, bis er ein Plateau ($K_{0,P}$) erreicht. Vermutlich liegt dies an einer Auflockerung des Gesteins infolge eines Aufbrechens diagenetischer Bindungen. Bei der erneuten Belastung, tritt dieser Effekt nicht wieder auf und das Gestein verhält sich wie ein überkonsolidierter Boden. In Absatz 7.3.3 wurde der Zusammen-

hang zwischen Horizontal- und Vertikalspannungen für überkonsolidierte Böden um den Einfluss der Diagenese und Verwitterung erweitert (Abbildung 7.11) und eine neuer Ansatz zur Beschreibung des Materialverhaltens diagenetisch verfestigter, verwitterter Gesteine beschrieben.

Die Scherparameter konnten im Rahmen dieser Arbeit umfangreich für halb feste und lockere Gesteine der Grabfeld-Formation (V3 → V5) ermittelt werden. Dabei wurde festgestellt, dass die Kohäsion zwischen V3 und V4 stark und zwischen V4 und V5 leicht abnimmt (Abbildung 7.18). Gesteine mit Verwitterungsgrad V3 enthalten noch viele mineralische Bindungen, die eine Kohäsion bewirken. Die starke Abnahme der Kohäsion zwischen V3 und V4 wird darauf zurückgeführt, dass sich zwischen V3 und V4 die Zahl der mineralischen Bindungen stark reduziert und das Gestein auflockert. Die bei Verwitterungsgrad V4 noch vorhandene Struktur erhöht zwar im Vergleich zu Verwitterungsgrad V5 die Kohäsion leicht, ist aber lange nicht so hoch wie bei Vorhandensein der diagenetischen Bindungen.

Der Reibungswinkel nimmt zunächst zwischen V3 und V4 nur leicht ab. Der Verlust der diagenetischen Bindungen bewirkt also insbesondere einen Abfall der Kohäsion. Zwischen V4 und V5 sinkt der Reibungswinkel aber dann vergleichsweise stark. Gesteine mit Verwitterungsgrad V5 sind völlig verwitterte Festgesteine mit nur noch vereinzelt vorhandenen Aggregaten mit diagenetischen Bindungen und es können sich leicht Gleitflächen ausbilden.

Auch wurde untersucht, inwiefern das bei Festgesteinen oft ausgeprägte nichtlineare Bruchverhalten (siehe hierzu Absatz 2.5.3) mit dem Grad der Verwitterung in ein bei Lockergesteinen vorhandenes lineares Bruchverhalten übergeht. Festgestellt wurde, dass zwischen V3 und V5 die Krümmung abnimmt (Abbildung 7.20).

Für die Steigerwald-Formation können keine Aussagen zum verwitterungsabhängigen Verlauf getroffen werden, da nur Gesteine mit Verwitterungsgrad V3 untersucht wurden.

Von besonderem baupraktischem Interesse ist, inwiefern ein Gestein infolge von Witterungseinflüssen zerfallen kann und sich so die mechanischen Eigenschaften verändern können. Bereits im Vorfeld einer Baumaßnahme ist während der Erkundungskampagne daher zu klären, wie veränderlich das zu untersuchende Gestein ist. Ein Nichterkennen bzw. eine fehlerhafte Einschätzung der Zerfallsneigung führt zu fehlerhaften Probennahme-, Transport- und Lagerungsmethoden und kann so im weiteren Verlauf zu einer nicht korrekten Ermittlung der mechanischen Eigenschaften führen. Der aktuell genormte Test nach DIN EN ISO 14689 zur Beurteilung der Zerfallsneigung unterschätzt diese häufig. In der Vergangenheit wurde darauf bereits hingewiesen und es wurden alternative Methoden vorgeschlagen, die allerdings auch – insbesondere bei bereits verwitterten Gesteinen – ihre Anwendungsgrenzen haben (siehe hierzu Absatz 2.6.2). Daher wurde im Rahmen dieser Arbeit zunächst ein neues Verfahren zur Beurteilung der Zerfallsneigung vorgestellt, mit dem es möglich ist, die Zerfallsneigung zuverlässiger zu bestimmen (siehe Absatz 6.1.2).

Bei den durchgeführten Untersuchungen wurde je nach Verwitterungszustand ein sehr unterschiedliches Zerfallsverhalten der Gesteine festgestellt. Bei den untersuchten Gesteinen der Grabfeld-Formation konnte eine geringe Zerfallsneigung auf einen hohen Sulfatgehalt zurückgeführt werden. Die Sulfatauslaugung führt zu einem starken Anstieg der Zerfallsneigung (Absatz 6.3.1).

Auch innerhalb der ausgelaugten Gesteine ($V2 \rightarrow V5$) wurden unterschiedlich hohe Zerfallsneigungen festgestellt. XRD-Untersuchungen zeigten, dass dies nicht auf mineralogische Ursachen zurückzuführen ist. Bei Betrachtung des Porenraums fällt auf, dass die Zerfallsneigung mit steigendem Porenanteil zunimmt. Das Wasser kann mit steigendem Porenanteil leichter in das Gestein eintreten und führt somit zu einer höheren Zerfallsneigung (Absatz 6.3.2). Die Reaktion des bergfrischen Gesteins auf einen einfachen Wasserkontakt (Sofortreaktion) wird insbesondere durch den Interaggregatporenanteil beeinflusst. Erst wenn dieser einen gewissen Mindestgehalt überschritten hat, steigt die Sofortreaktion an (Abbildung 6.14a). Je mehr Interaggregatporen vorhanden sind, desto stärker ist die Reaktion.

Es wurde festgestellt, dass die Zerfallsneigung verwitterungsabhängig ist (Absatz 6.4). Während der chemischen Verwitterung ($V0 \rightarrow V2$) steigt die Zerfallsneigung stark an. Die Gesteine zerfallen aber zunächst nur im ausgetrocknetem Zustand bei Wasserkontakt. Kommt das bergfrische Gestein in Kontakt mit Wasser, treten keine Veränderungen auf. Während der chemischen Verwitterung steigt vor allem der Intraaggregatporenanteil an und der Interaggregatporenanteil ist sehr gering, weshalb es zu keiner Reaktion des bergfrischen Gesteins bei Wasserkontakt kommt. Auch Gesteine mit niedrigem Interaggregatporenanteil, die keine Reaktion im bergfrischen Zustand bei Wasserkontakt zeigten, können aber bei kombinierten Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln reagieren. Ursache ist, dass Wasser in das Gestein eintreten kann, wenn es infolge einer Austrocknung zu Schrumpfrissen gekommen ist. Das Potential, Schrumpfrisse zu bilden (bzw. das Potential bei Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln zu zerfallen), ist stark abhängig von der Stärke der Bindungen im Gestein. Festgestellt wurde, dass zwischen der einaxialen Druckfestigkeit und der Neigung bei Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln zu zerfallen ein linearer Zusammenhang besteht (Abbildung 8.2b). Die einaxiale Druckfestigkeit gibt also einen Hinweis auf die Stärke der Bindungen innerhalb des Gesteins.

In den Untersuchungen wurde sehr deutlich, wie stark das Potential unter Umwelteinflüssen zu zerfallen, beim einfachen Wasserlagerungsversuch nach DIN EN ISO 14689 unterschätzt wird und dass mit dem hier neu vorgestellten Versuch, das Potential unter Umwelteinflüssen zu zerfallen, deutlich zuverlässiger abgeschätzt werden kann.

Sowohl die Abnahme der Festigkeit als auch die Zunahme der Zerfallsanfälligkeit mit zunehmender Verwitterung konnten auf eine Zunahme des Interaggregatporenanteils zurückgeführt werden. Der Intraaggregatporenanteil hingegen beeinflusste das Verhalten bei den hier untersuchten Gesteinen der Grabfeld-Formation kaum.

Ausblick

Basierend auf den in dieser Arbeit gewonnenen Resultaten, lassen sich erweiterte Fragestellungen entwickeln.

Für den Verlauf der Verwitterung der Gesteine der Grabfeld-Formation vom Verwitterungsgrad V0 bis V5 konnte anhand der experimentell ermittelten mineralogischen Zusammensetzung und der Porengrößenverteilung eine Modellannahme (Absatz 5.10) für die hier untersuchten Gesteine der Grabfeld-Formation erstellt werden. Untersuchungen, ähnlich der in Kapitel 5 beschriebenen, an anderen Formationen könnten erlauben, die in Absatz 5.10 entwickelte Modellannahme zu verallgemeinern.

Die in dieser Arbeit ermittelten Steifemodule (siehe Absatz 7.5) ergaben, dass die hier verwendeten größeren Probendurchmesser und ein schonender In-situ-Einbau zu genaueren Steifigkeiten führen als das bodenmechanische Standard-Vorgehen mit kleineren Durchmessern, einer Entnahme mit Ausstechzylindern und einem Einpressen des Rings im Labor. Weitere vergleichende Untersuchungen an Gesteinen anderer Formationen, kombiniert mit Plattendruckversuchen und Bauwerksmessungen, könnten die Formulierung einer allgemeingültigen Testvorschrift für veränderlich feste Gesteine erlauben, die zu einer präziseren Ermittlung der Steifigkeit, als es beim bisher genormten Verfahren möglich ist, führen könnte.

Eine Wasserzugabe stellt bei den hier untersuchten, teilgesättigten Gesteinen einen erheblichen Einflussfaktor auf die Untersuchungsergebnisse dar (siehe Anhang F). Durch die Zugabe von Wasser werden die mechanischen Eigenschaften unterschätzt. Zur Ermittlung realistischer Kenngrößen, die den In-situ-Zustand wiedergeben, wurden die Untersuchungen daher ohne Wasserzugabe durchgeführt. Die zur Verfügung stehenden Versuchstechniken erlaubten dabei allerdings keine Messung von Saugspannungen. Die Untersuchung mit Techniken, die die Messung von Saugspannungen ermöglichen, könnte weitere Erkenntnisse liefern, welche Anteile der Festigkeit auf die Teilsättigung zurückzuführen sind und wie sich Schwankungen des Sättigungsgrades auswirken.

Pressiometerversuche können grundsätzlich eine interessante Möglichkeit darstellen, auf mechanische Kennwerte zu schließen. Besondere Relevanz hat hierbei allerdings im teilgesättigten Untergrund die Kenntnis der Drainagebedingungen. Eine direkte Ableitung der mechanischen Kenngrößen aus den Versuchsergebnissen ist bei teilgesättigten Böden bislang nicht möglich. Deshalb bietet es sich in weitergehenden Untersuchungen an, entweder in umfangreichen Untersuchungen Korrelationen zu finden oder die Technik dahingehend zu erweitern, dass die Drainagebedingungen kontrolliert werden können.

Literaturverzeichnis

- [1] ALONSO, E. E. ; PINEDA, J. A.: Weathering and degradation of shales: experimental observations and models of degradation. In: VIth South American Conference on Rock Mechanics, Cartagena de Indias-Colombia (2006), S. 249–296
- [2] ALONSO, E. E. ; PINEDA, J. A. ; CARDOSO, R. : Degradation of marls; two case studies from the Iberian Peninsula. In: Engineering Geology Special Publications, Geological Society, London 23 (2010), Nr. 1, S. 47–75
- [3] BARADAR-RAZIZADEH, F. : Geomechanische Eigenschaften der Verwitterungszonen der diagenetisch verfestigten Tone des Dogger Alpha. Bd. 41. Eigenverlag LGA, 1980
- [4] BARADAR-RAZIZADEH, F. ; GRÜNDER, J. ; SPOTKA, J. : Ergebnisse von Labor- und Felduntersuchungen an veränderlich festen Gesteinen des Jura. In: Bericht 3. Nationale Tagung Ingenieurgeologie, Ansbach (1981), S. 33–43
- [5] BARTON, N. : The shear strength of rock and rock joints. In: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts 13 (1976), Nr. 9, S. 255–279
- [6] BARTON, N. : Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. In: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts 15 (1978), Nr. 6, S. 319–368
- [7] BECKER, T. : Materialverhalten eines teilgesättigten bindigen Bodens unter zyklischer Belastung, Universität Kaiserslautern, Fachgebiet Bodenmechanik und Grundbau, Dissertation, 2012
- [8] BELL, F. G. ; ENTWISLE, D. C. ; CULSHAW, M. G.: A geotechnical survey of some British Coal Measures mudstones, with particular emphasis on durability. In: Engineering Geology 46 (1997), Nr. 2, S. 115–129
- [9] BEUTLER, G. ; SZULC, J. : Die paläogeographische Entwicklung des Germanischen Beckens in der Trias und die Verbindung zur Tethys. In: HAUSCHKE, N. (Hrsg.) ; WILDE, V. (Hrsg.): Trias: Eine ganze andere Welt Mitteleuropa im frühen Erdmittelalter. München : Pfeil Verlag, 1999, S. 71–80
- [10] BIRLE, E. : Geohydraulische Eigenschaften verdichteter Tone unter besonderer Berücksichtigung des ungesättigten Zustandes, Technische Universität München, Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Dissertation, 2011

- [11] BOLEY, C. ; ZOU, Y. : Bodenmechanik. In: BOLEY, C. (Hrsg.): Handbuch Geotechnik. Grundlagen - Anwendungen - Praxiserfahrungen. 2012, S. 139–225
- [12] BÖNSCH, C. : Auswirkungen der Saugspannung auf physikalische und mechanische Eigenschaften von überkonsolidierten Tonen und Tonsteinen im Verwitterungsprozess, Universität Halle-Wittenberg, Institut für Geowissenschaften und Geographie, Dissertation, 2006
- [13] BORCHERT, H. ; MUIR, R. : Salt Deposits. London : Van Nostrand, 1964
- [14] BRAITSCH, O. : Entstehung und Stoffbestand der Salzlagerstätten. Springer, 1962
- [15] BROWN, E. : Rock characterization, testing & monitoring: ISRM suggested methods. Pergamon Press, 1981
- [16] BRUNHOF, W. : Geomechanische Eigenschaften halbfester Tonsteine der Oberen Röt-Folge in der westlichen Kuppenrhön, Universität Kiel, Dissertation, 1982
- [17] BRUNNER, H. : Zur lithostratigraphischen Gliederung des Mittleren Gips Horizonts und des Horizonts der Acrodus-/Corbulabank im nördlichen Baden-Württemberg. In: Neue Forschungen zur Erdgeschichte von Crailsheim. Herausgeber Hans Hagdorn (1988), S. 206–225
- [18] BUCHMAIER, R. ; MOORMANN, C. ; SCHMIDT, H.-H. : Mechanik veränderlich fester Gesteine - Theorie und Praxis. In: VERMEER, P. (Hrsg.): Von der Forschung zur Praxis. Symposium anlässlich des 80. Geburtstags von Prof. U. Smolczyk. 2008 (Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart), S. 71–104
- [19] BURTON, G. J. ; PINEDA, J. A. ; SHENG, D. ; AIREY, D. : Microstructural changes of an undisturbed, reconstituted and compacted high plasticity clay subjected to wetting and drying. In: Engineering Geology (2015), Nr. 193, S. 363–373
- [20] BUSCH, K. ; LUCKNER, L. : Geohydraulik. 2. Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig, 1973
- [21] BUTSCHER, C. ; MUTSCHLER, T. ; BLUM, P. : Swelling of clay-sulfate rocks: a review of processes and controls. In: Rock Mechanics and Rock Engineering 49 (2016), Nr. 4, S. 1533–1549
- [22] BÜTTNER, G. ; LINHARDT, E. : Gips-Anhydrit-Erkundung im Raum Coburg-Bayreuth: Neue Rohstoffpotenziale im Mittleren Muschelkalk. 2011
- [23] CARTER, J. P. ; BOOKER, J. R. ; YEUNG, S. K.: Cavity expansion in cohesive frictional soils. In: Géotechnique 36 (1986), Nr. 3, S. 349–358
- [24] CHADWICK, P. : The quasi-static expansion of a spherical cavity in meats and ideal soils. In: The Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics 12 (1959), Nr. 1, S. 52–71

- [25] CHANDLER, R. J.: The effect of weathering on the shear strength properties of Keuper Marl. In: *Géotechnique* 19 (1969), Nr. 3, S. 321–334
- [26] CLARKE, B. G.: *Pressuremeters in Geotechnical Design*. Taylor & Francis, 1995. – ISBN 9780751400410
- [27] CLARKE, B. G. ; GAMBIN, M. P.: Pressuremeter testing in onshore ground investigations: A report by the ISSMGE Technical Committee TC16. In: MAYNE, P. (Hrsg.) ; ROBERTSON, P. (Hrsg.): *Geotechnical Site Characterization*. Taylor & Francis, 1998
- [28] CZEREWKO, M. A. ; CRIPPS, J. C.: The implications of diagenetic history and weathering on the engineering behaviour of mudrocks. In: 10th IAEG International Congress: *Engineering Geology for Tomorrow's Cities* (2006)
- [29] CZURDA, K. : Spezifische Oberfläche und Mikroporosität. In: HILTMANN, W. (Hrsg.) ; STRIBRNY, B. (Hrsg.): *Handbuch zur Erkundung des Untergrundes von Deponien und Altlasten: Band 5*. Springer, 1998, S. 202–232
- [30] DAFNI, J. : The analysis of weak rock using the pressuremeter, University of Washington, Department of Civil & Environmental Engineering, Dissertation, 2013
- [31] DAVIS, A. : The structure of Keuper Marl. In: *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* 1 (1968), Nr. 3, S. 145–153
- [32] DELAGE, P. ; LEFEBVRE, G. : Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. In: *Canadian Geotechnical Journal* 21 (1984), Nr. 1, S. 21–35
- [33] DIAMOND, S. : Mercury porosimetry: an inappropriate method for the measurement of pore size distributions in cement-based materials. In: *Cement and concrete research* 30 (2000), Nr. 10, S. 1517–1525
- [34] DICK, J. C. ; SHAKOOR, A. : Lithological controls of mudrock durability. In: *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* 25 (1992), Nr. 1, S. 31–46
- [35] DICK, J. C. ; SHAKOOR, A. ; WELLS, N. : A geological approach toward developing a mudroc-durability classification system. In: *Canadian Geotechnical Journal* 31 (1994), Nr. 1, S. 17–27
- [36] DIETZ, C. : *Untersuchungen zur verwitterungsabhängigen einaxialen Druckfestigkeit von Keupertonsteinen*, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik, Bachelorarbeit, 2018
- [37] DIN 18122-1: *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen) - Teil 1: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze*. 1997
- [38] DIN 18123: *Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korngrößenverteilung*. 2011

- [39] DIN 18134: Baugrund - Versuche und Versuchsgeräte - Plattendruckversuch. 2012
- [40] DIN 18141-1: Baugrund – Untersuchung von Gesteinsproben – Teil 1: Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit. 2014
- [41] DIN 4022: Benennen und Beschreiben von Boden und Fels. 1987
- [42] DIN EN 12370: Prüfverfahren für Naturstein - Bestimmung des Widerstandes gegen Kristallisation von Salzen. 1999
- [43] DIN EN 1997-2: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik -Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds
- [44] DIN EN ISO 14689: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels. 2018
- [45] DIN EN ISO 17892-1: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 1: Bestimmung des Wassergehalts. 2015
- [46] DIN EN ISO 17892-10: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 10: Direkte Scherversuche. 2018
- [47] DIN EN ISO 17892-2: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 2: Bestimmung der Dichte des Bodens. 2014
- [48] DIN EN ISO 17892-3: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 3: Bestimmung der Korndichte. 2016
- [49] DIN EN ISO 17892-4: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 4: Bestimmung der Korngrößenverteilung. 2017
- [50] DIN EN ISO 17892-5: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 5: Ödometerversuch mit stufenweiser Belastung. 2017
- [51] DIN EN ISO 17892-7: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Laborversuche an Bodenproben – Teil 7: Einaxialer Druckversuch. 2018
- [52] DIN EN ISO 17892-9: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 9: Konsolidierte triaxiale Kompressionsversuche an wassergesättigten Böden. 2018
- [53] DIN EN ISO 22476-4: Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen - Teil 4: Pressiometerversuche nach Menard
- [54] DOBROWOLSKY, M. : Quellverhalten teilgesättigter bindiger Böden mit mittlerem Quellpotential, Technische Universität Kaiserslautern, Fachbereich Bodenmechanik und Grundbau, Dissertation, 2008

- [55] DOGAN, T. : Untersuchung der Einflussfaktoren auf die Ergebnisse von Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln kombiniert mit Nasssiebungen, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik, Bachelorarbeit, 2018
- [56] DUBE, A. K. ; SINGH, B. : Effect of humidity on tensile strength of sandstone. In: Journal of Mines, Metals & Fuels 20 (1972), Nr. 1, S. 8–10
- [57] EINSELE, G. ; HEITFELD, K.-H. ; LEMPP, C. ; SCHETELIG, K. : Auflockerung und Verwitterung in der Ingenieurgeologie: Übersicht, Feldansprache, Klassifikation (Verwitterungsprofile) - Einleitender Beitrag. In: HEITFELD, K.-H. (Hrsg.): Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgestein. 1985, S. 2–23
- [58] EINSELE, G. ; WALLRAUCH, E. : Verwitterungsgrade bei mesozoischen Schiefertonen und Tonsteinen und ihr Einfluss bei Standsicherheitsproblemen. In: Vorträge der Baugrundtagung, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V (1964), S. 59–90
- [59] ERNST, C. ; HECHT, T. ; WITT, K. J.: In-situ-Bestimmung von effektiven Scherparametern in rutschgefährdeten Schichten im Oberen Buntsandstein. In: Geotechnik 39 (2016), Nr. 2, S. 110–118
- [60] FGSV: Merkblatt über Felsgruppenbeschreibung für bautechnische Zwecke im Straßenbau. Forschungsgemeinschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 1980
- [61] FRANKLIN, J. A.: Suggest methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties. In: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts 16 (1979), S. 141–156
- [62] FRANKLIN, J. A. ; CHANDRA, R. : The slake-durability test. In: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics 9 (1972), Nr. 3, S. 325–341
- [63] FREDLUND, D. G. ; MORGENSTERN, N. R. ; WIDGER, R. A.: The shear strength of unsaturated soils. In: Canadian Geotechnical Journal 15 (1978), Nr. 3, S. 313–321
- [64] FREDLUND, D. G. ; RAHARDJO, H. : Soil mechanics for unsaturated soils. Wiley, 1993
- [65] GARGA, V. K. ; KHAN, M. A. ; VANAPALLI, S. K.: Stress-path dependent behavior of a weathered clay crust. In: Geotechnical and Geological Engineering 24 (2006), Nr. 6, S. 1481–1509
- [66] GASSMANN, J. ; GYSEL, M. ; SCHNEIDER, J. : Anhydrit als Wirtgestein für die Endlagerung radioaktiver Abfälle in der Schweiz: Technischer Bericht 12, Nationale Genossenschaft für die Lagerung Radioaktiver Abfälle, Diss.

- [67] GEYER, O. ; GWINNER, M. : Die Geologie von Baden-Württemberg. 5. E. Schweizerbart, 2011. – ISBN 978–3–510–65267–9
- [68] GÖKÇEOĞLU, C. ; ULUSAY, R. ; SÖNMEZ, H. : Factors affecting the durability of selected weak and claybearing rocks from Turkey, with particular emphasis on the influence of the number of drying and wetting cycles. In: Engineering Geology 57 (2000), Nr. 3-4, S. 215–237
- [69] GRÜNDER, J. : Struktureller Aufbau und geomechanische Eigenschaften eines stark überkonsolidierten Tones - am Beispiel des Feuerletzens. Bd. 31. Eigenverlag LGA, 1978
- [70] GUDEHUS, G. : Bodenmechanik. Stuttgart : Thieme, 1981. – ISBN 978–3432921815
- [71] GÜNTHER, C. ; KAUTHER, R. ; LEMPP, C. : Ein Workflow zur Untersuchung effektiver Festigkeitsparameter veränderlich fester Gesteine. In: Fachsektionstage Geotechnik, 20. Tagung für Ingenieurgeologie, Würzburg (2017), S. 276–281
- [72] GÜNTHER, C. ; KAUTHER, R. ; LEMPP, C. : Evaluation of effective strength parameters in mudrocks. In: LITVINENKO, V. (Hrsg.): Geomechanics and Geodynamics of Rock Masses - Volume 2: Proceedings of the 2018 European Rock Mechanics Symposium, CRC Press, 2018, S. 543–548
- [73] HABERFIELD, C. M. ; JOHNSTON, I. W.: The interpretation of pressuremeter tests in weak rock—theoretical analysis. In: Pressuremeters. London : Thomas Telford Limited, 1990, S. 169–178
- [74] HAJDARWISH, A. M.: Geologic controls of shear strength behaviour of mudrocks, Universität Kent, Dissertation, 2006
- [75] HEITFELD, K.-H. (Hrsg.): Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgestein. 1985
- [76] HENKE, K. ; HILLER, M. : Veränderung bodenmechanischer Parameter bei überkonsolidierten Peliten durch Verwitterung - Versuch einer Deutung anhand des Opalinustones. In: HEITFELD, K.-H. (Hrsg.): Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgestein. 1985, S. 83–96
- [77] HILL, R. : The mathematical theory of plasticity. Oxford University Press, 1950
- [78] HOLZHAUSER, P. : Bestimmung der Scherfestigkeit an veränderlich festen Gesteinen im Hinblick auf Hangbewegungsphänomene. Geotechnische, geologische und ingenieurgeologische Aspkte: Münchner Geowissenschaftliche Abhandlungen, Reihe B, Heft 17. Pfeil Verlag, 2011
- [79] HORNIG, E.-D. : Eindimensionale Kompression überkonsolidierter bindiger Böden am Beispiel des Gipskeupers, Technische Universität Bergakademie Freiberg, Institut für Geotechnik, Dissertation, 2011

-
- [80] HOULSBY, G. T. ; CARTER, J. P.: The effects of pressuremeter geometry on the results of tests in clay. In: *Géotechnique* 43 (1993), Nr. 4, S. 567–576
- [81] HOWARTH, D. F. ; ROWLANDS, J. C.: Development of an index to quantify rock texture for qualitative assessment of intact rock properties. In: *ASTM Geotechnical Testing Journal* 9 (1986), Nr. 4, S. 169–179
- [82] HUDEC, P. P.: Deterioration of Aggregates - The Underlying Cause. In: *Special Publication* 100 (1987), S. 1325–1342
- [83] ILLNER, C. : Verformungsverhalten von Gipskeuperböden: Forschungsbericht 10/97, unveröffentlicht. Fachhochschule Stuttgart, Labor für Geotechnik, Diss., 1997
- [84] INGENIEURGEMEINSCHAFT CDM SMITH & DR. SPANG: Planfeststellungsunterlagen. Umgestaltung des Bahnknotens Stuttgart. Ausbau und Neubaustrecke Stuttgart-Augsburg. Bereich Stuttgart Wendlingen mit Flughafenanbindung. Abschnitt 1.5. Zuführung Feuerbach und Bad Cannstatt. Anlage 19. Ingenieurgeologie, Erd- und Ingenieurbauwerke. 2014
- [85] ISRM: Suggested methods for determining the strength of rock materials in triaxial compression: Revised version: ISRM, Commission on testing methods: Kovari, K.; Tisa, A.; Einstein, H.; Franklin, J. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* 20 (1983), Nr. 6, S. 285–290
- [86] JASMUND, K. ; LAGALY, G. : Tonminerale und Tone: Struktur, Eigenschaften, Anwendungen und Einsatz in Industrie und Umwelt. Springer-Verlag, 2013
- [87] JOHNSTON, I. W. ; NOVELLO, E. A.: Soil mechanics, rock mechanics and soft rock technology. In: *Proceedings of the institution of civil engineers: geotechnical engineering* 107 (1994), Nr. 1
- [88] JUNG, D. : Gutachten der Bundesanstalt für Wasserbau, unveröffentlicht, Diss., 1996
- [89] KASTNER, H. : Statik des Tunnel- und Stollenbaues auf der Grundlage geomechanischer Erkenntnisse. 2. Springer-Verlag, 1971
- [90] KELLER, P. ; MACK, K. : Bestimmung eines Parameters für den Verwitterungsgrad von Tonsteinen. In: HEITFELD, K.-H. (Hrsg.): *Ingenieurgeologische Probleme im Grenzbereich zwischen Locker- und Festgestein*. 1985, S. 130–142
- [91] KNOPP, J. ; MOORMANN, C. : Klassifizierung der verwitterungsabhängigen Zerfallsneigung veränderlich fester Gesteine. In: *Geotechnik* 41 (2018), Nr. 4, S. 241–253
- [92] KOLYMBAS, D. : *Geotechnik: Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau*. 3. Berlin, Heidelberg : Springer-Verlag, 2011. – ISBN 978–3–642–20481–4

- [93] KONCAGÜL, E. C. ; SANTI, P. M.: Predicting the unconfined compressive strength of the Breathitt shale using slake durability, Shore hardness and rock structural properties. In: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 36 (1999), Nr. 2, S. 139–153
- [94] KRAUTER, E. ; KUMERICS, C. ; FEUERBACH, J. ; LAUTERBACH, M. : Abschätzung der Risiken von Hang- und Böschungsrutschungen durch die Zunahme von Extremwetterereignissen. In: Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (2012), Nr. 75
- [95] LAGALY, G. ; SCHULZ, O. ; ZIMEHL, R. : Dispersionen und Emulsionen. Darmstadt : Steinkopff, 1997
- [96] LAMBE, T. ; MARTIN, R. : The engineering behaviour of fine-grained soils. In: Clay Mineral Bulletin 3 (1956), S. 137–150
- [97] LARSEN, G. ; CHILINGAR, G. V.: Diagenesis in sediments and sedimentary rocks. Vol. 2. Developments in Sedimentology, 25 B. Elsevier, 1983
- [98] LASHKARIPOUR, G. R. ; BOOMERI, M. : The role of mineralogy on durability of weak rocks. In: Pakistan Journal of Applied Sciences 2 (2002), Nr. 6, S. 698–701
- [99] LEGRAND, J. ; MILLAN, A. ; RENAULT, J. : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. In: Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, Fascicule No 62 (1993)
- [100] LEMPP, C. : Die Entfestigung überkonsolidierter, pelitischer Gesteine Süddeutschlands und ihr Einfluß auf die Tragfähigkeit des Straßenuntergrundes, Universität Tübingen, Lehrstuhl für Angewandte Geologie, Dissertation, 1979
- [101] LEMPP, C. ; MENEZES, F. ; SACHWITZ, S. : Tonstein als Wirtsgestein: Ein geomechanischer Beitrag über Opalinuston. In: Geotechnik 39 (2016), Nr. 4
- [102] MACDONALD, G. J. F.: Anhydrite—gypsum equilibrium relations. In: American Journal of Science 251 (1953), Nr. 12, S. 884–898
- [103] MACK, K. : Die Verwitterung diagenetisch verfestigter Tonsedimente und ihr Einfluss auf mineralogische und bodenmechanische Kenngrößen, Universität Stuttgart, Institut für Mineralogie und Kristallchemie, Dissertation, 1981
- [104] MAIR, R. J. ; WOOD, D. M.: Pressuremeter Testing-Methods and Interpretation. Ciria, Butterworth, 1987
- [105] MARCHER, T. : Resultate eines Versuchsprogramms an Beaucaire Mergel, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik, Mitteilungsheft 49, 2002
- [106] MARQUES, E. A. G. ; VARGAS, E. D. A. ; ANTUNES, F. S. A.: A study of the durability of some shales, mudrocks and siltstones from Brazil. In: Geotechnical and Geological Engineering 23 (2005), S. 321–348

- [107] MERKLEIN, I. : Limitierende Faktoren des Trocknungs-Befeuchtungs-Zerfalls überkonsolidierter Tonsteine, Universität Tübingen, Lehrstuhl für Angewandte Geologie, Dissertation, 1982
- [108] MIŠČEVIĆ, P. ; VLASTELICA, G. : Durability Characterization of Marls from the Region of Dalmatia, Croatia. In: Geotechnical and Geological Engineering 29 (2011), Nr. 5, S. 771–781
- [109] MISCEVIC, P. ; VLASTELICA, G. : Impact of weathering on slope stability in soft rock mass. In: Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 6 (2014), Nr. 3, S. 240–250
- [110] MITTELBACH, L. ; KONIETZKY, H. : Ultraschallmessungen bei Triaxialversuchen - Laborversuche und numerische Simulation. In: BAW Mitteilungen (2012), Nr. 95
- [111] MONNET, J. : Test method for boring. Patentschrift. EP0482074B1
- [112] MOON, V. G. ; BEATTIE, A. G.: Textural and microstructural influences on the durability of Waikato Coal Measures mudrocks. In: Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology 28 (1995), Nr. 3, S. 303–312
- [113] MUTSCHLER, T. : Neufassung der Empfehlung Nr. 1 des Arbeitskreises “Versuchstechnik Fels” der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V.: Einaxiale Druckversuche an zylindrischen Gesteinsprüfkörpern. In: Bautechnik 81 (2004), Nr. 10
- [114] MUTSCHLER, T. ; TRIANTAFYLIDIS, T. ; BALTHASAR, K. : Geotechnical Investigations of Cap Rocks above CO₂-Reservoirs. In: Energy Procedia 1 (2009), Nr. 1, S. 3375–3382
- [115] NAGRA: Technischer Bericht 02-03. Projekt Opalinuston. Synthese der geowissenschaftlichen Untersuchungsergebnisse. Entsorgungsnachweis für abgebrannte Brennelemente, verglaste hochaktive sowie langlebige mittelaktive Abfälle. Nationale Genossenschaft für die Lagerung Radioaktiver Abfälle (Nagra), 2002
- [116] NAGRA: Arbeitsbericht NAB 13-18: Geomechanical laboratory tests on Opalinus Clay cores from the bore hole Schlattingen SLA-1. Nationale Genossenschaft für die Lagerung Radioaktiver Abfälle (Nagra), 2013
- [117] NAGRA: Technischer Bericht 14-02: SGT Etappe 2: Vorschlag weiter zu untersuchender geologischer Standortgebiete mit zugehörigen Standortarealen für die Oberflächenanlagen. Geologische Grundlagen. Dossier IV. Geomechanische Unterlagen. Nationale Genossenschaft für die Lagerung Radioaktiver Abfälle (Nagra), 2014
- [118] NAKANO, R. : On weathering and change of properties of tertiary mudstone related to landslide. In: Soils and Foundations 7 (1967), Nr. 1, S. 1–14

- [119] NATURKUNDEMUSEUM STUTTGART: Mittlerer Keuper vor 233 – 205 Millionen Jahren: <https://www.naturkundemuseum-bw.de/ausstellung/museum-am-loewentor/mittlerer-keuper-vor-233-205-millionen-jahren>. 2019
- [120] NICKMANN, M. : Abgrenzung und Klassifizierung veränderlich fester Gesteine unter ingenieurgeologischen Aspekten: Münchner Geowissenschaftliche Abhandlungen, Reihe B, Heft 12. Pfeil Verlag, 2009
- [121] NICKMANN, M. ; THURO, K. : Ingenieurgeologische Untersuchungen zur Charakterisierung veränderlich fester Gesteine. In: Geotechnik 33 (2010), Nr. 4, S. 321–325
- [122] NISHIMURA, T. ; FREDLUND, D. G.: Relationship between shear strength and matric suction in an unsaturated silty soil. In: RAHARDJO, H. (Hrsg.) ; TOLL, D. (Hrsg.) ; LEONG, E. (Hrsg.): Asian Conference on Unsaturated Soils from theory to practice. Balkema, 2000. – ISBN 9058091392, S. 563–568
- [123] NITSCH, E. : Paläoböden im süddeutschen Keuper. In: Jahresberichte und Mitteilungen des Oberrheinischen Geologischen Vereins 87 (2005)
- [124] NITSCH, E. : Fazies, Diagenese und Stratigraphie der Grabfeld-Gruppe Süddeutschlands (Keuper, Trias), Universität Köln, Dissertation, 1996
- [125] OBERT, L. ; DUVAL, W. I.: Rock mechanics and the design of structures in rock. New York : Wiley, 1967
- [126] OLSSON, M. : On rate-dependency of Gothenburg clay. Gothenburg, Chalmers University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering, Division of GeoEngineering, Diss., 2013
- [127] ONDRASIK, M. ; KOPECKY, M. : Rock pore structure as main reason of rock deterioration. In: Studia Geotechnica et Mechanica 36 (2014), Nr. 1, S. 79–88
- [128] OSIPOV, V. I.: Structural bonds and the properties of clays. In: Bulletin of Engineering Geology and the Environment 12 (1975), Nr. 1, S. 13–20
- [129] PAHL, A. : DGGT Empfehlung für die Versuchstechnik im Fels - Empfehlung Nr. 2: Dreiaxiale Druckversuche an Gesteinsproben. In: Bautechnik 56 (1979), Nr. 7, S. 217–229
- [130] PELZ, G. : Die Berücksichtigung einer Vorbelastung bei der Mobilisierung des passiven Erddruckes feinkörniger Böden, Technische Universität München, Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, Dissertation, 2010
- [131] PIMENTEL, E. : Quellverhalten von diagenetisch verfestigtem Tonstein, Universität Karlsruhe, Institut für Boden- und Felsmechanik, Dissertation, 1996

- [132] PINEDA, J. A. ; ROMERO, E. ; ALONSO, E. E. ; PEREZ, T. : A new high-pressure triaxial apparatus for inducing and tracking hydro-mechanical degradation of clayey rocks. In: *Geotechnical Testing Journal* 37 (2014), Nr. 6, S. 933–947
- [133] PINEDA, J. A. ; ROMERO, E. ; GÓMEZ, S. ; ALONSO, E. : Degradation effects at microstructural scale and their consequences on macroscopic behaviour of a slightly weathered siltstone. In: *From micro to macro* (2010), S. 73–78
- [134] PLINNINGER, R. J. ; SPAUN, G. ; NICKMANN, M. : Geotechnische Aspekte der Beprobung und Untersuchung veränderlich fester Gesteine. In: *8. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, TA Esslingen* (2012)
- [135] PLIVA, K. : Untersuchung der Scherfestigkeit veränderlich fester Gesteine, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik, Masterarbeit, unveröffentlicht, 2018
- [136] PRICE, N. J.: The compressive strength of coal measure rocks. In: *Colliery Engineering* 37 (1960), Nr. 437, S. 283–292
- [137] PRINZ, H. ; STRAUSS, R. : *Ingenieurgeologie*. 5. Spektrum Akademischer Verlag, 2011. – ISBN 978–3–8274–2472–3
- [138] REHBINDER, P. : Dispergierung und Strukturbildung. Zur physikalisch-chemischen Mechanik disperser Systeme in der Aufbereitung und in anderen technischen Gebieten. In: *Freiberger Forschungshefte, Reihe A* (1966), Nr. 392, S. 61–80
- [139] RICHARDSON, D. N. ; LONG, J. D.: The sieved slake durability test. In: *Bulletin of the Association of Engineering Geologists* 24 (1987), Nr. 2, S. 247–258
- [140] SANTANA, T. ; CANDEIAS, M. : K₀ Measurement in a Sand Using Back Volume Change. In: *Soils and rocks* 38 (2015), Nr. 1, S. 3–8
- [141] SANTOS, H. ; DIEK, A. ; ROEGIERS, J. C. ; FANTOURA, A. B.: Investigation of the effects of sample handling procedures on shale properties. In: *Proc. Conference on Rock Mechanics* (1996), S. 951–958
- [142] SCHEFFER, F. ; SCHACHTSCHABEL, P. : *Lehrbuch der Bodenkunde*. 15. Heidelberg : Spektrum Akademischer Verlag, 2002
- [143] SCHEUERMANN, A. : *Instationäre Durchfeuchtung quasi-homogener Erddeiche*, Universität Karlsruhe, Institut für Boden- und Felsmechanik, Dissertation, 2005
- [144] SCHMIDT, H.-H. ; BUCHMAIER, R. ; VOGT-BREYER, C. : *Grundlagen der Geotechnik*. 4. Wiesbaden : Springer Vieweg, 2014. – ISBN 978–3–8348–2141–6
- [145] SCHMIDT, H.-H. ; ILLNER, C. : Bestimmung von Verformungsmodulen an Gipskeuperproben. In: *Vorträge der Baugrundtagung, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V* (1998), S. 627–639

- [146] SCHMITT, L. ; FORSANS, T. ; SANTARELLI, F. J.: Shale testing and capillary phenomena. In: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts 31 (1994), Nr. 5, S. 411–427
- [147] SCHWARZ, V. : Mechanisches Verhalten eines teilgesättigten Tons: Experimentelle Untersuchungen, Stoffmodell und Implementierung, Technische Universität Kaiserslautern, Fachbereich Bodenmechanik und Grundbau, Dissertation, 2011
- [148] SEEGER, H. : Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch, Baugrundinstitut Stuttgart, Mitteilungsheft 13
- [149] SIELER, U. : Keuper als geotechnisches Material. In: DGGT FACHSEKTION INGENIEURGEOLOGIE (Hrsg.): Veröffentlichungen von der 15. Tagung Ingenieurgeologie, 2005
- [150] SIMPSON, J. P. ; DEARING, H. L.: Diffusion Osmosis-An unrecognized cause of shale instability: Paper no 59190. In: IADC/SPE DRILLING CONFERENCE (Hrsg.): International Association of Drilling Contractors, Society of Petroleum Engineers. 2000
- [151] SIMPSON, J. P. ; YANFUL, E. K.: A discussion of the application of mercury intrusion porosimetry for the investigation of soils, including an evaluation of its use to estimate volume change in compacted clayey soils. In: Géotechnique 54 (2004), Nr. 6
- [152] SINGH, M. ; RAJ, A. ; SINGH, B. : Modified Mohr–Coulomb criterion for non-linear triaxial and polyaxial strength of intact rocks. In: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 48 (2011), Nr. 4, S. 546–555
- [153] SMOLTCZYK, U. : Keupermechanik. In: Vorträge der Baugrundtagung, Deutsche Gesellschaft für Erd-und Grundbau e.V (1972), S. 407–422
- [154] SMOLTCZYK UND PARTNER: Stuttgart 21, PFA 1.1: Trogkonstruktion Bahnhofshalle, Nord- und Südkopf. Bohrlochaufweitungsversuche. 2004
- [155] SMOLTCZYK UND PARTNER: Stuttgart 21, Planfeststellungsabschnitt 1.1, Talquerung mit Hbf, Dokumentation der Laborversuche. 2008
- [156] SMOLTCZYK UND PARTNER: Stuttgart 21, PFA 1.1: Geotechnische Beratung Testfeld Süd 2: Auswertung und Interpretation der Pressiometerversuche: unveröffentlichter Bericht. 2014
- [157] SOMMER, H. ; MEYER-KRAUL, N. ; PRINZ, H. : Großversuche zur Prüfung des Festigkeitsverhaltens von Röt-Tonsteinen. In: Bericht 7. Nationale Tagung Ingenieurgeologie (1989), S. 77–84

- [158] STIEGELER, R. ; HEYER, D. ; BAUMGÄRTEL, T. : Aufbereitung und Einbau veränderlich fester Gesteine: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik. Bremerhaven : Wirtschaftsverl. NW Verl. für neue Wissenschaft, 2006 (No. 931)
- [159] TAYLOR, R. K.: Coal Measures mudrocks: composition, classification and weathering processes. In: Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology 21 (2018), Nr. 1, S. 85–99
- [160] TAYLOR, R. K. ; SPEARS, D. A.: The breakdown of british coal measures rocks. In: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts 7 (1970), Nr. 5, S. 481–501
- [161] TAYLOR, R. K. ; SPEARS, D. A.: Laboratory investigation of mudrocks. In: Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology 14 (1981), Nr. 4, S. 291–309
- [162] TAYLOR, R. K. ; SPEARS, D. A.: The engineering geology of clay minerals. Swelling, shrinking and mudrock breakdown. In: Proc. Conference of Clay minerals, Durham (1986), S. 235–260
- [163] TERZAGHI, K. : Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Leipzig, Wien : Franz Deuticke, 1925
- [164] TERZAGHI, K. ; FRÖHLICH, O. K.: Theorie der Setzung von Tonschichten. Leipzig, Wien : Franz Deuticke, 1936
- [165] THURO, K. : Geologische Gesichtspunkte bei der Klassifizierung des Gebirges. In: EICHLER, K. (Hrsg.): Fels- und Tunnelbau II. Verfahren und Kenngrößen – Technologie und Umwelt – Vortrieb und Sicherung – Baustoffe und Eigenschaften. 2007, S. 1–50
- [166] THURO, K. : Empfehlung Nr. 5 "Punktlastversuche an Gesteinsproben" des Arbeitskreises 3.3 "Versuchstechnik Fels" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik. In: Bautechnik 87 (2010), Nr. 6
- [167] THURO, K. : private Korrespondenz. 2019
- [168] UFRECHT, W. : Die Stuttgarter Mineralquellen – Geologie und Hydrogeologie im Überblick: 2.1 Schichtenfolge und großräumige Schichtlagerung –11. In: KIRCHHOLTES, H. J. (Hrsg.) ; UFRECHT, W. (Hrsg.): Chlorierte Kohlenwasserstoffe im Grundwasser. Springer Verlag, Berlin Heidelberg New York, 2015, S. 5–17
- [169] UFRECHT, W. : Zur Hydrogeologie veränderlich fester Gesteine mit Sulfatgestein, Beispiel Gipskeuper (Trias, Grabfeld-Formation). In: Grundwasser – Zeitschrift der Fachsektion Hydrogeologie 22 (2017), Nr. 3, S. 197–208
- [170] UFRECHT, W. ; HAGELAUER, W.-D. : Untersuchungen zur Umwelt "Stuttgart 21": Hydrogeologie und Baugrund, Schutz der Mineral- und Heilquellen. Bd. 3. Landeshauptstadt Stuttgart, Umweltschutz- und Ordnungsreferat, Amt für Umweltschutz, Abteilung Wasserbehörde, Sachgebiet Geologie, 1996

- [171] USLU, H. : Zerfallsversuche an einem halbfesten Dunkelroten Mergel der Grabfeld-Formation, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik, Bachelorarbeit, 2016
- [172] VESIC, A. S.: Expansion of cavities in infinite soil mass. In: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 98 (1972), Nr. sm3, S. 265–290
- [173] WAGENPLAST, P. : Ingenieurgeologische Gefahren in Baden-Württemberg. In: Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau Informationen 16 (2005)
- [174] WALLRAUCH, E. : Verwitterung und Entspannung bei überkonsolidierten tonig-schluffigen Gesteinen Südwestdeutschlands, Universität Tübingen, Lehrstuhl für Angewandte Geologie, Dissertation, 1969
- [175] WASHBURN, E. W.: The Dynamics of Capillary Flow. In: Phys. Rev. 17 (1921), Nr. 3, S. 273–283
- [176] WATABE, Y. ; TANAKA, M. ; TANAKA, H. ; TSUCHIDA, T. : K₀-consolidation in a triaxial cell and evaluation of in-situ K₀ for marine clays with various characteristics. In: Soils and Foundations 43 (2003), Nr. 1, S. 1–20
- [177] WATABE, Y. ; TSUCHIDA, T. ; ADACHI, K. : Undrained Shear Strength of Pleistocene Clay in Osaka Bay. In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 128 (2002), Nr. 3, S. 216–226
- [178] WEHNERT, M. : Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik, Dissertation, 2006
- [179] WEISSMANTEL, R. : Bauwerkssetzungen bei hochvorbelasteten Keupertonschichten. Bd. 73. Eigenverlag LGA, 1994
- [180] WERNER, W. ; KLEINSCHNITZ, M. ; WITTENBRINK, J. ; BOCK, H. ; WEHRHEIM, S. ; GERLITZKI, M. ; MARTIN, M. ; KIMMIG, B. : Zur Erstellung von Rohstoffkarten als Grundlage der Rohstoffsicherung in Baden-Württemberg: Methoden der Rohstoffkartierung und -erkundung, Inhalt und Bedeutung der amtlichen Rohstoffkarten. Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (LGRB), Regierungspräsidium Freiburg, 2019
- [181] WICHTER, L. : Festigkeitsuntersuchungen an Großbohrkernen von Keupermergel und Anwendung auf eine Böschungsrutschung, Universität Karlsruhe, Dissertation, 1980
- [182] WICHTER, L. : Empfehlung Nr.12 des Arbeitskreises 19 - Versuchstechnik Fels - der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. Mehrstufentechnik bei dreiaxialen Druckversuchen und direkten Scherversuchen. In: Bautechnik 64 (1987), Nr. 11

- [183] WILD, K. M. ; AMANN, F. : Experimental study of the hydro-mechanical response of Opalinus Clay – Part 1: Pore pressure response and effective geomechanical properties under consideration of confinement and anisotropy. In: *Engineering Geology* (2018), Nr. 237, S. 32–41
- [184] WITTKE, W. : Baugrundverhältnisse des Bahnprojekts Stuttgart-Ulm. In: WBI (Hg.) 2015 – Felsmechanische Fragestellungen beim Bahnprojekt Stuttgart-Ulm (2015), S. 10–29
- [185] YU, H. S. ; HOULSBY, G. T.: Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis. In: *Géotechnique* 41 (1991), Nr. 2
- [186] ZANDARIN, M. T. ; ALONSO, E. ; OLIVELLA, S. : A constitutive law for rock joints considering the effects of suction and roughness on strength parameters. In: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 60 (2013), S. 333–344

Anhang A

Mineralogische Zusammensetzung

Abkürzungen: A = Anhydrit, G = Gips, C = Calcit, D = Dolomit, S = Smektit, I = Illit, Ch = Chlorit, Kao = Kaolinit, K- = Kalium-Feldspat, Na- = Natrium-Feldspat, Q = Quarz, Hä = Hämatit, R = Rutil

		Angaben in [%]																
		Sulfate			Karbonate			Tonminerale					Feldspat			Q	Hä	R
		A	G	∑	C	D	∑	S	I	Ch	Kao	∑	K-	Na-	∑			
V0	DRM	24	1	25	1	20	21	8	14	15	<0,1	37	9	1	10	6	-	1
	P9a-SM																	
	P9b-SM	25	1	26	<0,5	13	≈13	6	15	11	-	32	9	1	10	6	-	-
V1	BH	77	8	85	<1	4	≈4	3	2	1	-	6	2	<0,5	≈2	2	<0,1	-
	P5-SM	<0,5	9	≈9	-	28	28	2	25	7	<0,5	≈34	8	<1	≈8	7	-	-
V2	P6-SM	1	2	3	1	29	30	5	33	9	<0,5	≈47	9	<1	≈9	10	-	<0,5
	P5-SV	<0,5	<0,5	<0,5	-	32	32	7	42	5	<0,5	≈54	3	2	5	6	2	<1
	DRM	<0,5	<1	<1,5	-	21	21	8	44	4	1	57	4	<1	≈4	15	2	-
	P17-SM	<0,5	<0,1	<0,6	<0,1	26	26	5	47	5	1	58	5	2	7	6	2	<0,5
V3	P6-KB	<0,1	<0,1	<0,1	<1	-	<1	8	44	5	-	57	15	3	18	17	5	2
	DRM	<0,5	<0,1	<0,6	6	7	13	8	52	8	1	69	3	4	7	5	3	2
V4	P15-SM	<0,5	<0,1	<0,6	5	1	6	16	54	8	-	78	5	2	7	4	4	1
	P12-SV	<0,5	<0,5	<0,5	3	39	42	6	37	2	1	46	4	1	5	5	1	<0,1
	DRM	1	<1	1-2	<0,5	18	≈18	13	46	7	<1	≈66	4	2	6	8	-	-
	P21-SM																	
V5	P1-KB	<0,1	-	<0,1	<0,5	<0,5	<0,5	6	62	8	-	76	9	1	10	6	6	1
	BH	<1	<0,5	<1,5	18	3	21	15	32	14	-	61	9	<1	≈9	7	-	-
V5	P3-SM	<0,1	<0,5	<0,6	6	10	16	12	37	8	-	57	7	2	9	15	1	2
	P8-SM	<0,5	<0,5	<1	<1	25	25	12	27	15	1	55	7	3	9	8	1	-

Tabelle A.1: Mineralogische Zusammensetzung

Anhang B

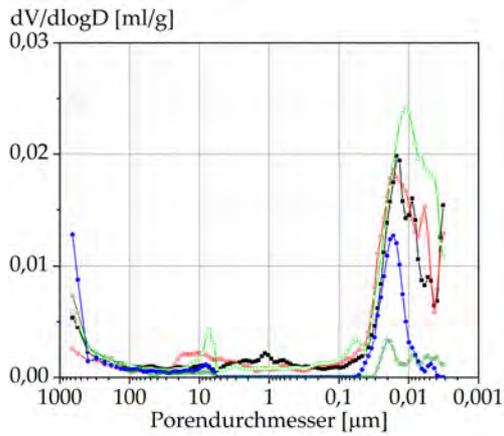
Geochemische Zusammensetzung

		Angaben in [%]														
		Na ₂ O	MgO	Al ₂ O ₃	SiO ₂	P ₂ O ₅	K ₂ O	CaO	TiO ₂	MnO	Fe ₂ O ₃	SO ₃	LOI	FeII	FeIII	
V0	DRM	P9a	0,31	7,29	7,53	23,2	0,10	2,13	20,5	0,33	0,08	3,24	19,7	12,8	0,66	1,61
		P9b	0,40	8,28	9,9	31,4	0,10	3,07	15,4	0,45	0,10	4,65	13,2	12,7	0,76	2,49
	BH	P4	0,05	1,45	1,94	5,14	0,06	0,51	32,9	0,09	0,07	0,85	41,9	9,45	0,20	0,40
V1	BH	P5	0,48	12,5	12,0	37,5	0,15	3,92	9,35	0,52	0,07	4,41	-	19,1	1,14	1,95
		P6	0,43	12,3	11,1	35,0	0,13	3,85	11,0	0,50	0,08	4,19	-	21,7	1,02	1,91
V2	DRM	P17	0,20	9,19	13,7	38,5	0,14	4,36	9,20	0,56	0,08	5,96	-	18,6	1,14	3,03
V3	DRM	P7	0,16	4,86	15,4	42,4	0,14	4,69	10,5	0,64	0,07	6,53	-	15,1	0,84	3,73
		P25	0,21	8,92	13,5	40,7	0,13	4,25	8,44	0,57	0,07	5,95	-	17,5	1,16	3,01
V4	DRM	P21	0,11	6,40	11,3	34,4	0,16	3,25	17,8	0,45	0,06	5,59	-	20,3	0,61	3,30
	BH	P12	0,11	7,84	13,7	42,0	0,17	4,13	11,0	0,55	0,06	5,16	-	15,7	0,73	2,88
V5	DRM	P3	0,55	4,09	12,4	56,6	0,13	3,03	6,81	0,63	0,09	4,90	-	11,3	0,49	2,94

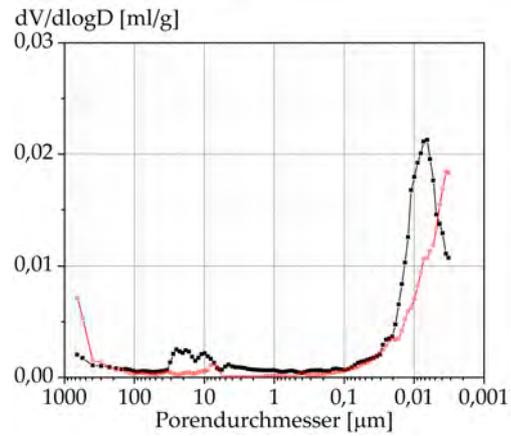
Tabelle B.1: Geochemische Zusammensetzung

Anhang C

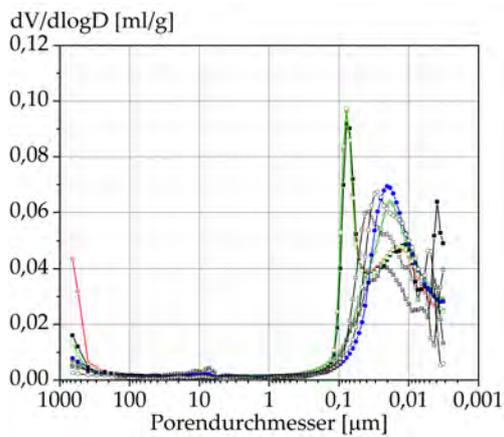
Ermittlung der Porengrößenverteilung



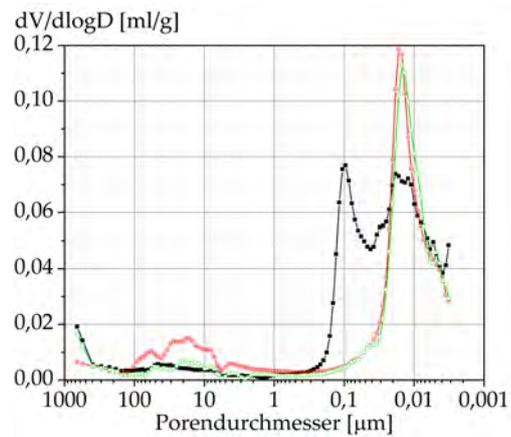
(a) Verwitterungsgrad V0



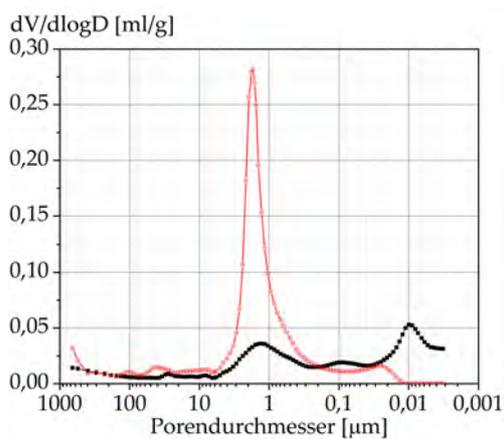
(b) Verwitterungsgrad V1



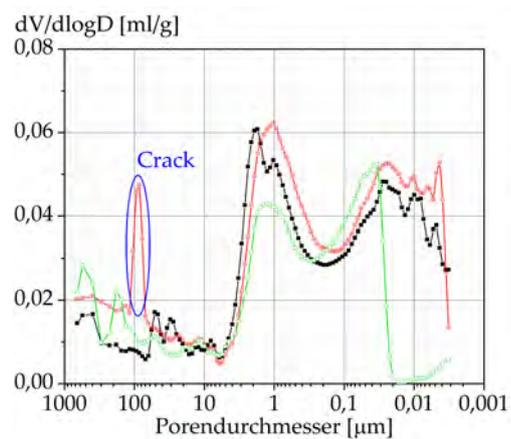
(c) Verwitterungsgrad V2



(d) Verwitterungsgrad V3

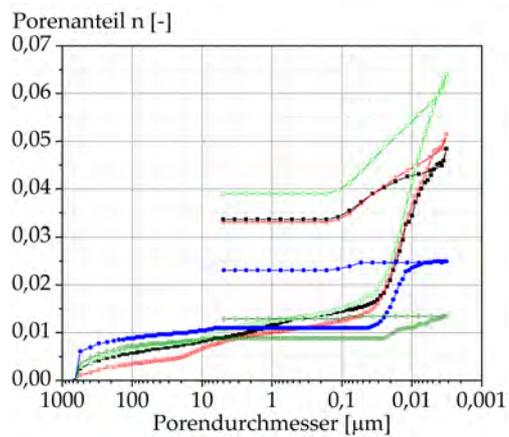


(e) Verwitterungsgrad V4

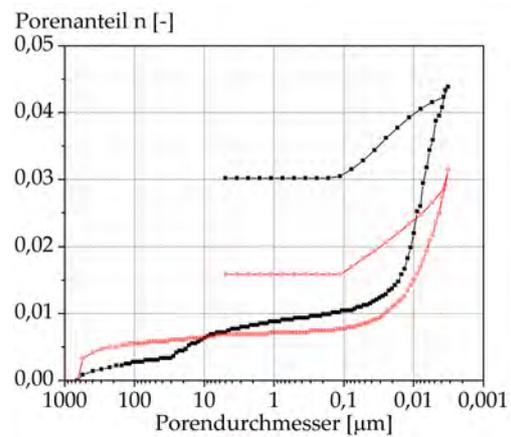


(f) Verwitterungsgrad V5

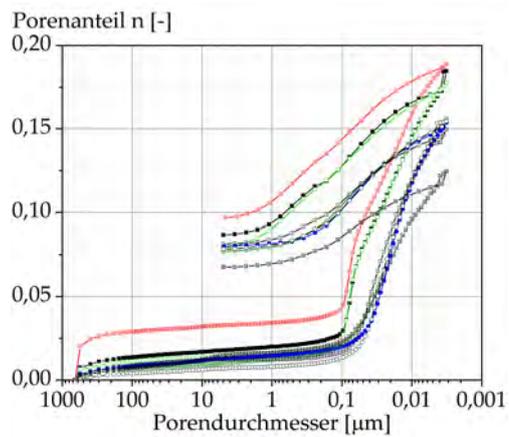
Abbildung C.1: Dichtefunktion der Porendurchmesser



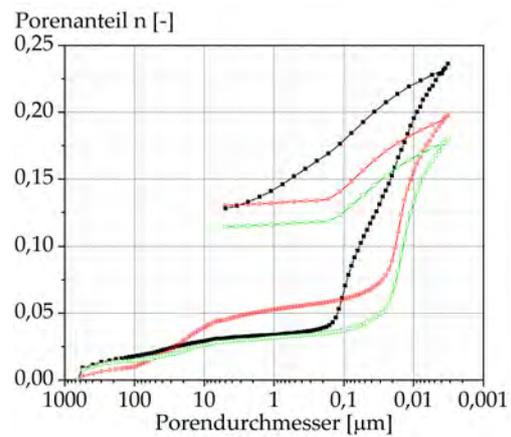
(a) Verwitterungsgrad V0



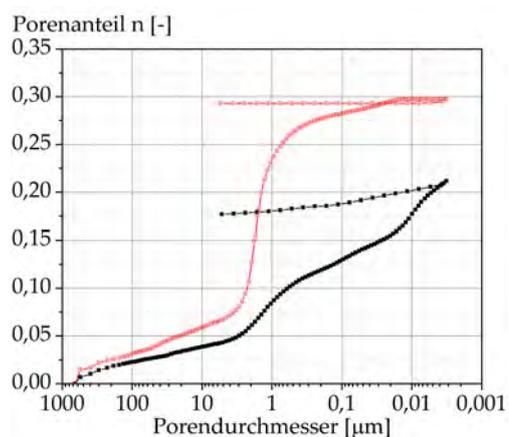
(b) Verwitterungsgrad V1



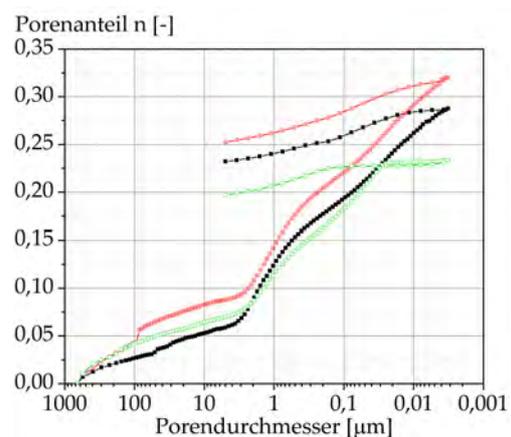
(c) Verwitterungsgrad V2



(d) Verwitterungsgrad V3



(e) Verwitterungsgrad V4



(f) Verwitterungsgrad V5

Abbildung C.2: Intrusions- und Extrusionsvolumen

Anhang D

Eigenspannungszustand – K_0 -Triaxialversuche

D.1 Spannungsabhängiger K_0 -Wert

In Abbildung D.1 sind die Ergebnisse der hier untersuchten Keupergesteine dargestellt. Alle Proben zeigten eine Wiederrücknahme des K_0 -Werts. Bei den festeren Gesteinen der Steigerwald-Formation war die Wiederrücknahme allerdings nur sehr gering.

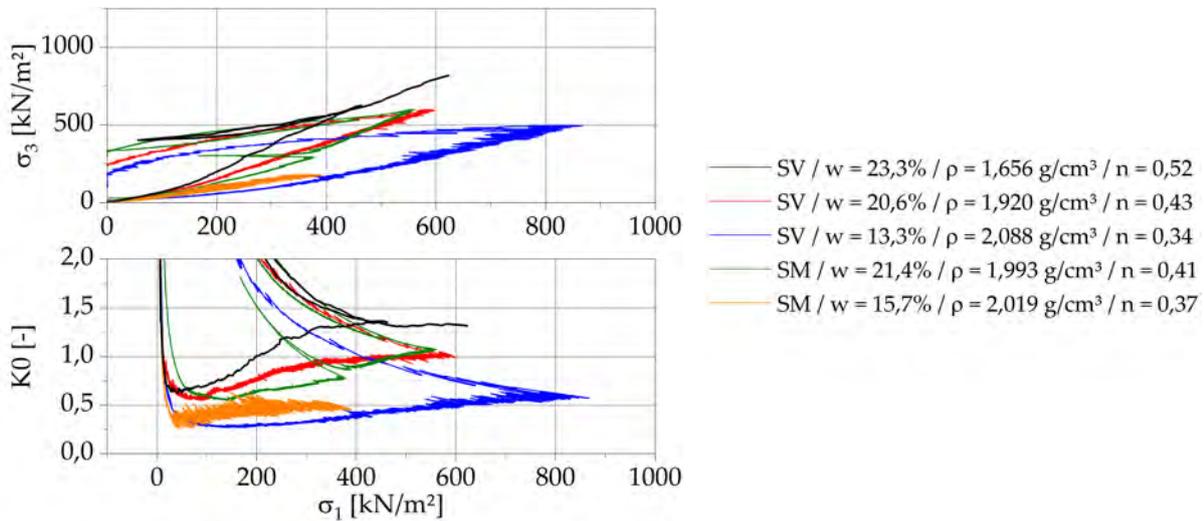
D.2 Spannungsabhängiger K_0 -Wert in der Literatur

Auch in der Literatur wurde bei Untersuchungen an marinen Tonböden [176], an pleistozänen Tonböden [177] und an Tonböden aus Göteborg [126] festgestellt, dass der K_0 -Wert zunächst von einem initialen Ausgangswert bis zum Erreichen der Vorbelastungsspannung abnimmt und dann wieder bis zu einem konstanten K_0 -Faktor zunimmt. Untersuchungen an Sand [140], bindigen tertiären Böden [130] und helozänen Tonböden [177] ergaben dieses Verhalten nicht.

Vergleichende Untersuchungen [177] zwischen einem pleistozänen und einem helozänen Tonboden ergaben, dass der weitaus jüngere helozäne Ton dieses Verhalten nicht zeigte (siehe Abbildung D.2). Festgestellt wurde auch, dass Böden im aufbereiteten Zustand dieses Verhalten nicht zeigten, hier blieb der K_0 -Faktor bei Erreichen der Vorbelastungsspannung konstant [176, 177]. Im ursprünglichen Zustand aber nahm der K_0 -Wert nach Erreichen der Vorbelastungsspannung wieder zu. Da die Ab- und Wiederrücknahme des K_0 -Werts besonders ausgeprägt bei zementierten und sehr alten Gesteinen mit ausgeprägter Struktur auftrat, wurde vermutet, dass dieses Verhalten auf die Struktur zurückzuführen ist [176] bzw. an einer Zerstörung der ehemaligen Struktur des Bodens liegt [126]. Nähere Untersuchungen hierzu wurden allerdings nicht vorgenommen.

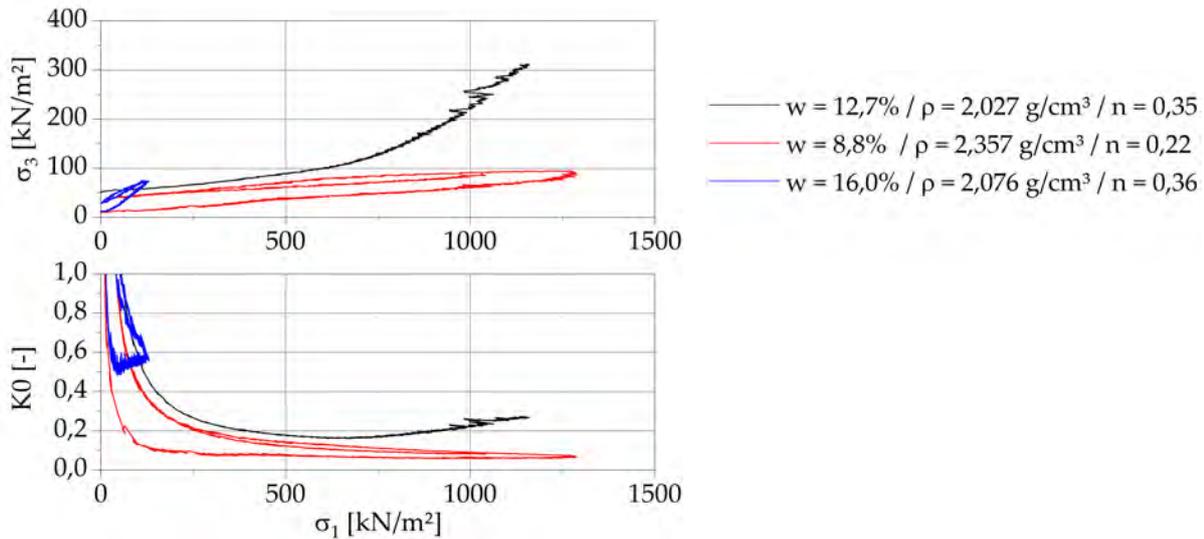
D.3 Vergleichende Untersuchungen an Berliner Sand

Vergleichende Untersuchungen an Berliner Sand ergaben, dass hier keine Wiederrücknahme des K_0 -Werts auftrat (Abbildung D.3). Der Verlauf des K_0 -Werts ist wie nach Theorie erwartet.



(a) Grabfeld-Formation – SM und SV

(b) Legende



(c) Steigerwald-Formation

(d) Legende

Abbildung D.1: K₀-Werte der untersuchten Keupergesteine in Abhängigkeit der Vertikalspannung. Die K₀-Werte nehmen zunächst ab und im Anschluss bis zum Erreichen eines konstanten Werts wieder zu.

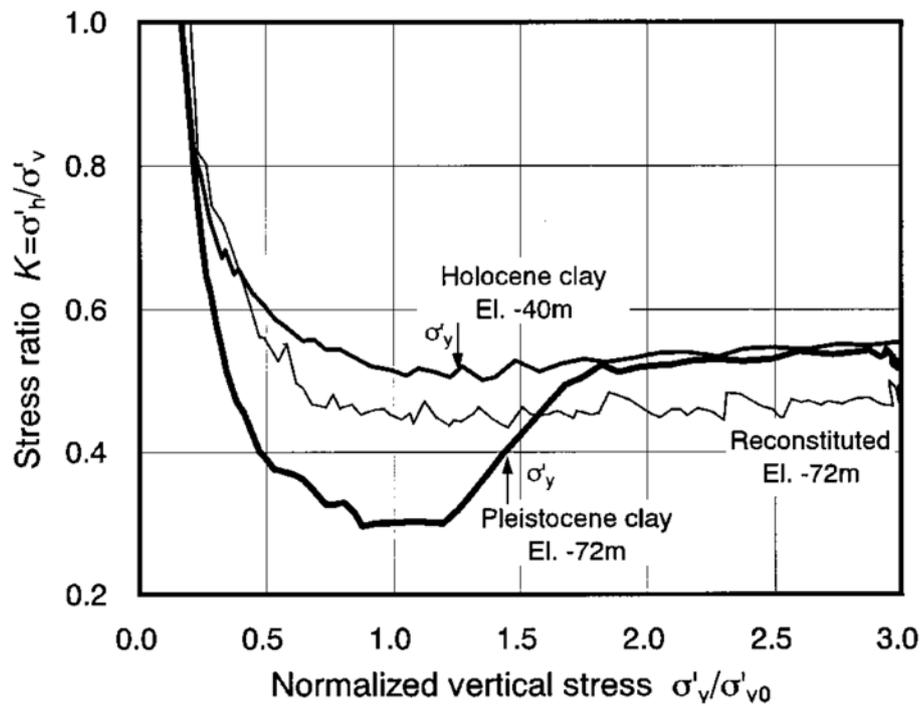
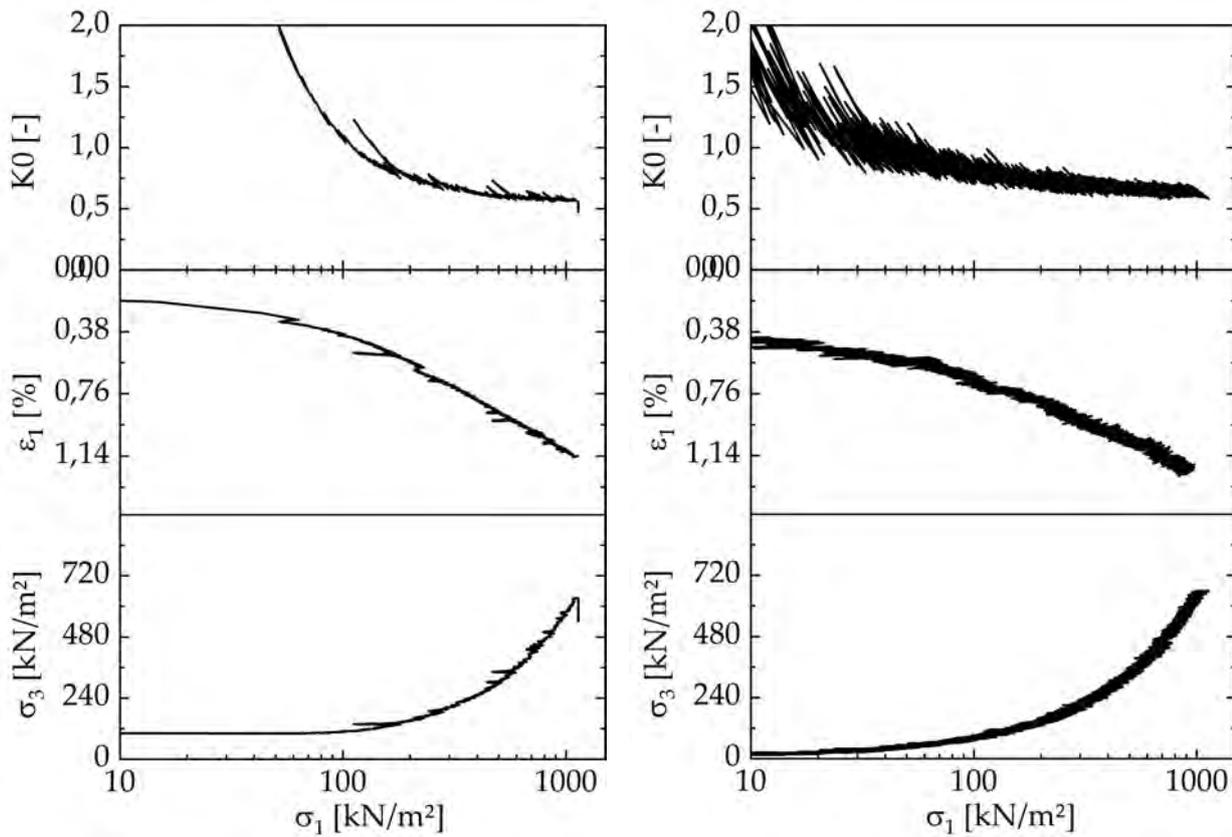


Abbildung D.2: Vergleichende Untersuchungen [177] an einem pleistozänen und einem heolozänen Tonboden, sowie die Untersuchung des Einflusses der Aufbereitung auf den K_0 -Wert. Der K_0 -Wert des natürlichen, pleistozänen Tons nimmt zunächst bis zum Erreichen der Vorbelastungsspannung ab und im Anschluss bis zum Erreichen eines konstanten Werts zu. Der K_0 -Wert des aufbereiteten pleistozänen Tons und des heolozänen Tons erreichen beide etwa bei der Vorbelastungsspannung den konstanten Wert.



(a) Vorkonsolidation bei 100 kN/m^2

(b) Keine Vorkonsolidation

Abbildung D.3: Berliner Sand. Versuchsergebnisse in Abhängigkeit der zur Einhaltung der K_0 -Bedingungen notwendigen Axialspannung σ_1 .

Anhang E

Scherfestigkeit - Triaxialversuche

E.1 Abnahme des B-Werts

Wie bereits erläutert (siehe Absatz 7.1.2), zeigten frühere Untersuchungen [71, 72] einen sinkenden B-Wert mit zunehmender Anzahl an B-Versuchen bei gleicher Sättigungsstufe. Die verwendeten Gesteine waren unverwitterte Tonsteine, die im Vergleich zu den hier untersuchten Proben sehr fest sind. An einer Dunkelroten Mergel Probe, Verwitterungsgrad V4, wurden in zwei Sättigungsstufen vor der Konsolidationsphase je vier B-Tests durchgeführt. Zwischen den B-Tests wurde immer eine Stunde pausiert. Eine Abnahme des B-Werts konnte dabei nicht beobachtet werden (siehe Abbildung E.1). Es fand nach der in Absatz 7.1.2 beschriebenen Theorie demnach keine Versteifung der Probe statt.

E.2 Anwendbarkeit der Mehrstufentechnik

Grundsätzlich wurde festgestellt, dass die im Mehrstufenversuch ermittelten Scherfestigkeitsparameter vergleichbar mit denen sind, die nach Standardvorgehen an mindestens drei Proben ermittelt wurden. Werden allerdings die Triaxialmodule E_{50} (Definition siehe Abbildung 7.2) betrachtet, fällt auf, dass die E_{50} -Module bei einem Mehrstufenversuch ab Stufe 2 deutlich höher sind als die der Einzelversuchsproben (siehe Abbildung E.2). Ursache ist vermutlich eine Vorverdichtung der Probe beim Mehrstufenversuch infolge der vorangegangenen Belastung.

Wie bereits in Absatz 7.1.2 erwähnt, wurde bei Untersuchungen an einem Sandstein [110] anhand von Ultraschallmessungen eine Vorschädigung des Probekörpers durch die vorangegangene Versuchsstufe nachgewiesen. Auch hier wurde aber festgestellt, dass diese Schädigung des Probekörpers nur einen geringen Einfluss auf die ermittelten Scherparameter hatte und die Mehrstufenversuche wurden als gute Annäherung beschrieben.

Wenn keine ausreichende Zahl an vergleichbaren Proben vorhanden ist, sind Mehrstufenversuche sicherlich zur Ermittlung der Scherparameter für Standsicherheitsberechnungen ausreichend. Sind aber zum Beispiel Kenngrößen für höherwertige Stoffmodelle zu ermitteln, ist von der Mehrstufentechnik abzuraten bzw- sollte vorher ermittelt werden, welchen Einfluss die Mehrstufentechnik beim untersuchten Gestein auf die Steifigkeit hat.

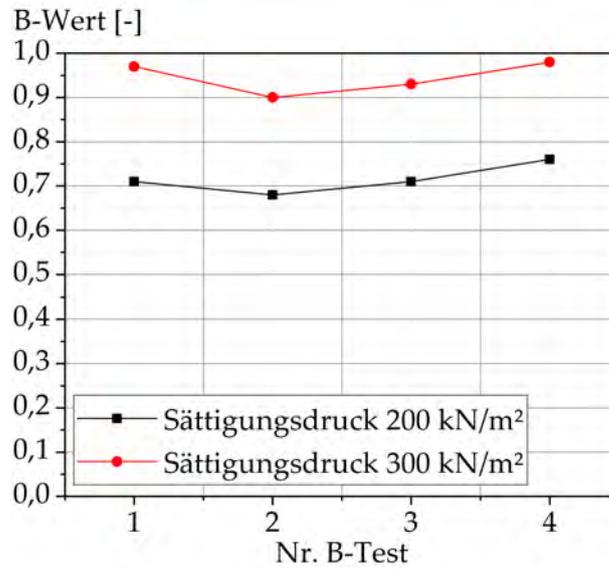


Abbildung E.1: Entwicklung des B-Werts in zwei verschiedenen Sättigungsstufen vor der Konsolidation. Zwischen den B-Tests wurde immer eine Stunde pausiert. Dunkelroter Mergel, Verwitterungsgrad V4, Steinbruch Vellberg.

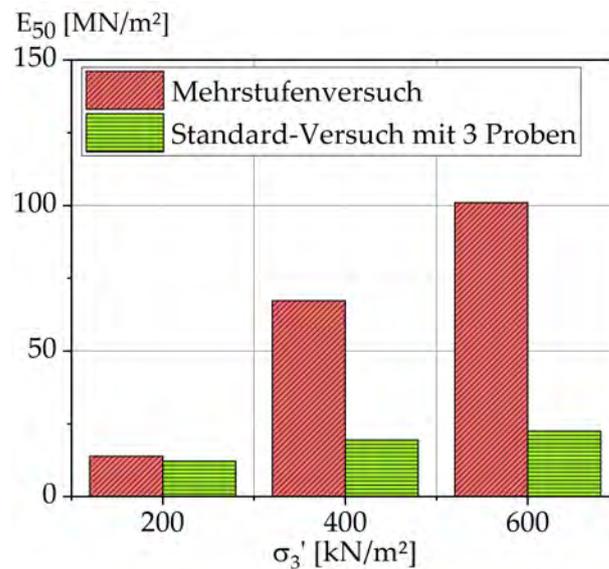


Abbildung E.2: Triaxialmodule E_{50} in Abhängigkeit der Radialspannung σ_3' . Verwendet wurden vier vergleichbare Proben aus der Grabfeld-Formation, Steinbruch Vellberg, V4/V5: Versuch mit 3 Proben (Standard) und nach Mehrstufentechnik mit einer Probe. Die in Mehrstufentechnik geprüfte Probe reagierte infolge der Wiederbelastung ab der 2. Stufe deutlich steifer.

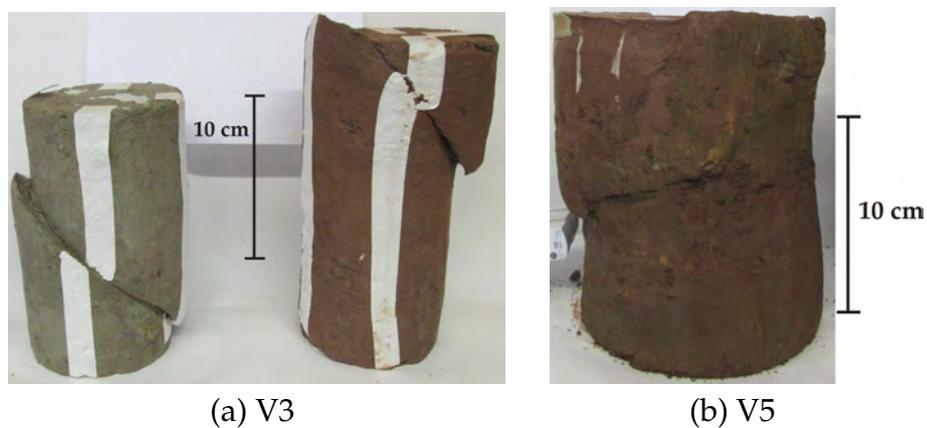


(a) V3

Abbildung E.3: Bruchmoden Steigerwald-Formation

E.3 Bruchmoden

In den Abbildungen E.3 und E.4 sind beispielhaft abgescherte Proben dargestellt. Während die Gesteine mit niedrigen Verwitterungsgraden ihre zylindrische Form beibehalten und spröde brechen, bauchen die Gesteine mit höheren Verwitterungsgraden stärker auf.



(a) V3

(b) V5

Abbildung E.4: Bruchmoden Grabfeld-Formation, Stuttgart Mitte

Anhang F

Kompressionsversuche - Oedometer

F.1 Spannungs-Dehnungs-Verläufe

In den Abbildungen F.1 und F.2 sind die Spannungs-Dehnungs-Verläufe der hier untersuchten Gesteine getrennt nach Verwitterungsgrad dargestellt. Unterschieden wird zwischen Versuchen mit und ohne Wasserzugabe.

F.2 Einfluss der Wasserzugabe auf die Ergebnisse von Oedometerversuchen an Halbfestgesteinen

F.2.1 Änderungen des Wassergehalts und des Sättigungszustandes während der Oedometerversuche

Teilweise wurde während des Versuchs Wasser hinzugegeben, teilweise wurde dies unterlassen und versucht, den natürlichen Sättigungszustand weitestgehend zu erhalten. In Abbildung F.3a ist das Verhältnis des Wassergehalts nach Versuch zu dem vor Versuch in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades dargestellt. Wurde während des Oedometerversuchs kein Wasser zugegeben, nahm der Wassergehalt unabhängig vom Verwitterungszustand um etwa 10% ab. Wurde hingegen Wasser zugegeben, stieg der Wassergehalt mit steigendem Verwitterungsgrad an. Stärker verwitterte Gesteine nehmen demnach mehr Wasser auf als die weniger stark verwitterten.

Da sich während der Entlastungsphase beim Oedometerversuch die Setzungen nicht vollständig zurückbilden – es bleibt also eine gewisse Reduktion der Dichte und des Porenraums erhalten – bedeutet eine Erniedrigung des Wassergehalts nicht automatisch eine Reduzierung des Sättigungsgrades. In Abbildung F.3b¹ ist das Verhältnis des Sättigungszustandes nach dem Versuch zu dem vor Versuch in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades dargestellt. Beim Verwitterungsgrad V2 ist der Sättigungsgrad vor und nach dem Versuch in etwa gleich – unabhängig davon, ob während des Versuchs Wasser hinzugegeben wurde. Mit dem Grad der Verwitterung steigt das Verhältnis an, d.h. die Gesteine sind nach Abschluss des Kompressionsversuchs stärker gesättigt desto verwitterter sie im Ausgangszustand waren. Eine Wasserzugabe während des Versuchs führt zu einer stärkeren Zunahme des Sättigungsgrades. Aufgrund einer Komprimierung von

¹Zur Ermittlung des Sättigungsgrades wird die Korndichte des Materials benötigt. Aus dem in Absatz 5.4.2 erläuterten Gründen wurde auch hier die Korndichte mit $2,78 \text{ g/cm}^3$ angenommen.

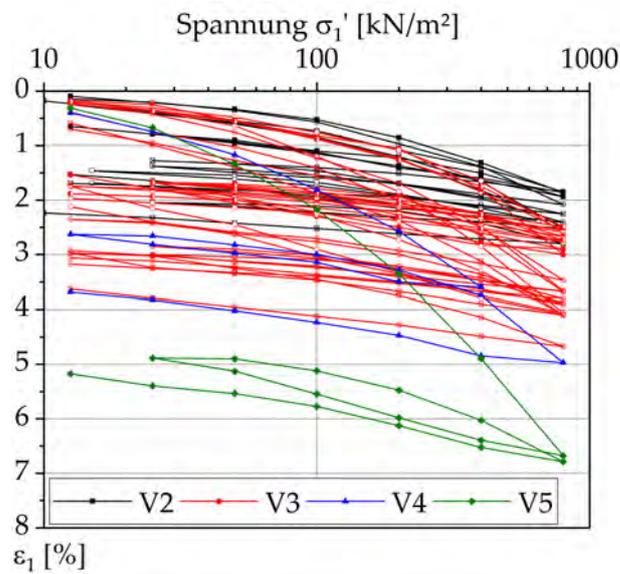
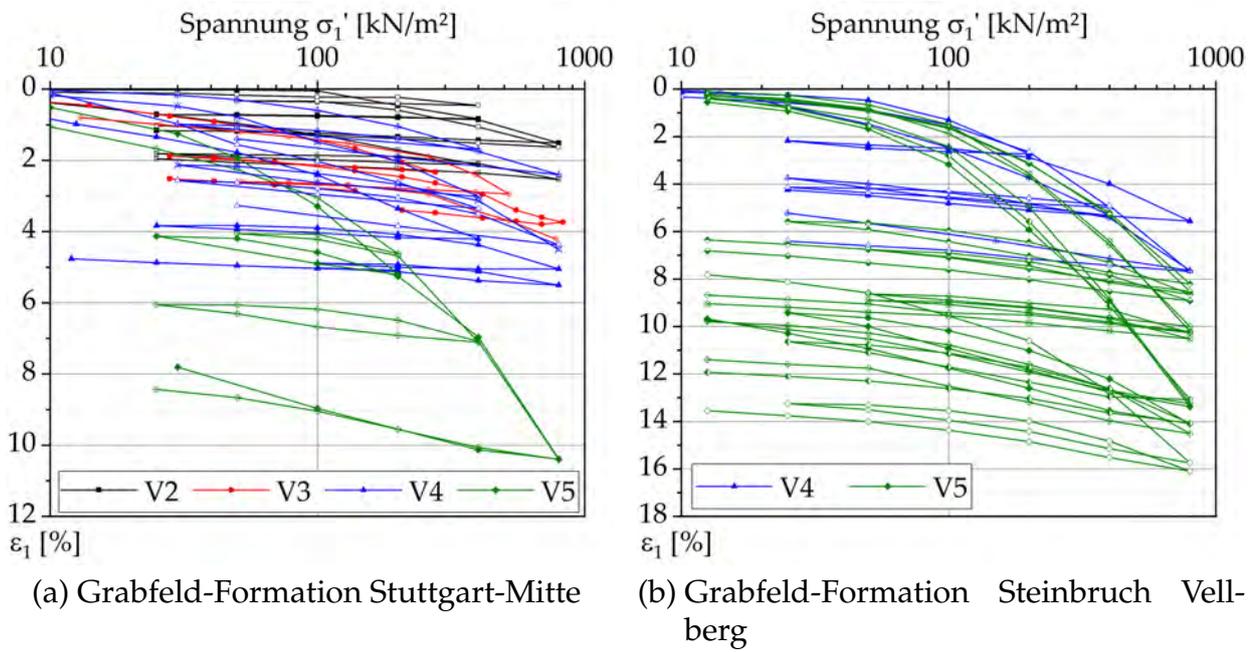


Abbildung F.1: Spannungs-Dehnungs-Verhalten der untersuchten Proben (ohne Wasserzugabe).

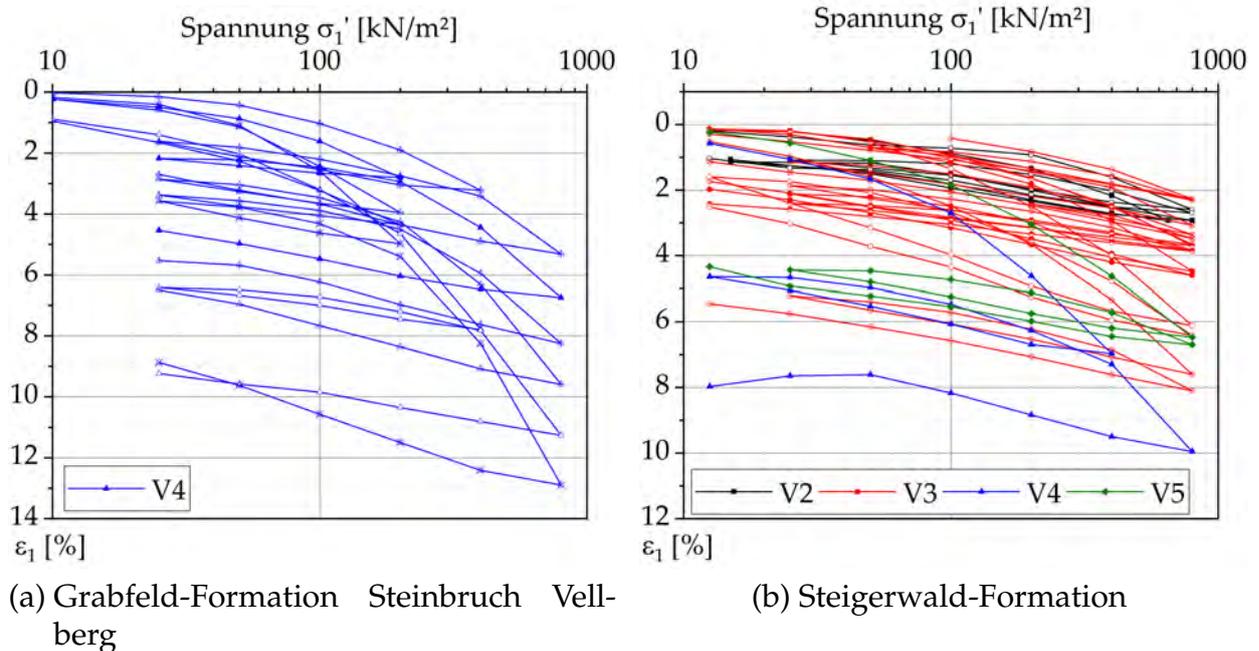


Abbildung F.2: Spannungs-Dehnungs-Verhalten der untersuchten Proben (mit Wasserzugabe).

Luftporen während des Kompressionsversuchs kann der Sättigungsgrad auch wenn kein Wasser zugegeben wurde – trotz gleichzeitiger Abnahme des Wassergehalts – ansteigen.

F.2.2 Einfluss der Wasserzugabe auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten

In Abbildung F.4 ist der Einfluss der Wasserzugabe auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten verschieden stark verwitterter Gesteine der Steigerwald-Formation abgebildet. Bei den Gesteinen mit Wasserzugabe wurde das Wasser bereits bei Beginn des Versuchs hinzugegeben. Auftretende Hebungen wurden durch Einleiten der nächsten Laststufe kompensiert.

Zu Beginn des Versuchs verhalten sich die Gesteine bis zum Erreichen der Vorbelastungsspannung nahezu identisch. Im Erstbelastungsbereich führt die Wasserzugabe aber zu einer stärkeren Kompression bei gleicher Spannung. Ursache hierfür ist vermutlich der in der Literatur [2] beobachtete Saugspannungsverlust infolge der Wasserzugabe (siehe Absatz 7.5.2.1). Zudem führt die Wasserzugabe zu einem stärkeren Schwellen bei Entlastung aufgrund der Wasseraufnahme.

Bei dem stark verwitterten Unteren Buntem Mergel (V4, Abbildung F.4c) setzten sich beiden Proben auch im Erstbelastungsbereich etwa gleich stark. Bei Gesteinen aus der Grabfeld-Formation wurde aber auch beobachtet, dass sich bewässerte Proben im stark verwitterten Bereich stärker als die nicht-bewässerten Proben setzen (Abbildung F.5). Es wurde somit nicht festgestellt, dass der Einfluss der Wasserzugabe mit dem Grad der Verwitterung abnimmt.

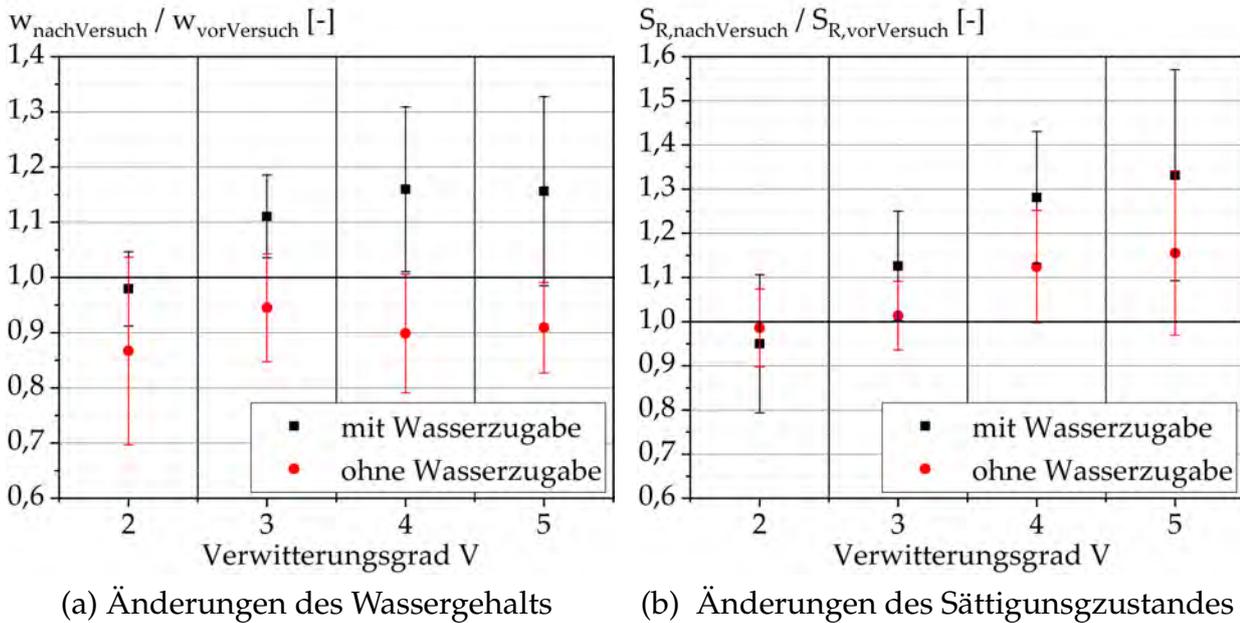


Abbildung F.3: Mittlere Änderungen des Sättigungszustandes sowie Wassergehaltsänderungen in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades. Eine Wasserzugabe während des Versuchs führt zu einem – mit dem Grad der Verwitterung steigendem – Anstieg des Wassergehalts und des Sättigungsgrades. Wenn kein Wasser hinzugegeben wird, nimmt der Wassergehalt – unabhängig vom Verwitterungsgrad – leicht ab und der Sättigungsgrad steigt leicht an. Stärker verwitterte Proben zeigen einen stärkeren Anstieg des Sättigungsgrades.

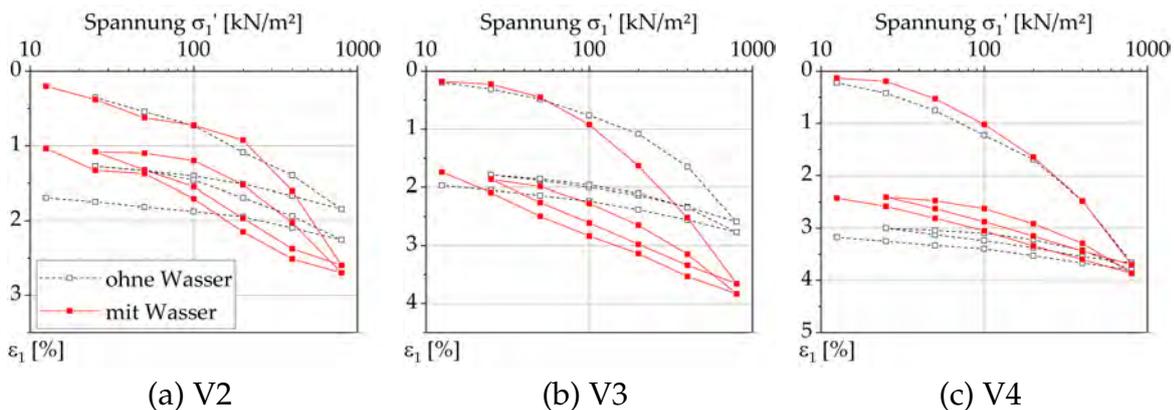


Abbildung F.4: Einfluss der Wasserzugabe auf verschieden stark verwitterte Gesteine der Steigerwald-Formation. Bis zum Erreichen der Vorbelastungsspannung besteht kein Unterschied im Spannungs-Dehnungs-Verhalten. Im Erstbelastungsbereich führt die Wasserzugabe zu einer stärkeren Kompression bei gleicher Spannung. Die Wasserzugabe führt außerdem zu einem stärkeren Schwellen im Entlastungsbereich.

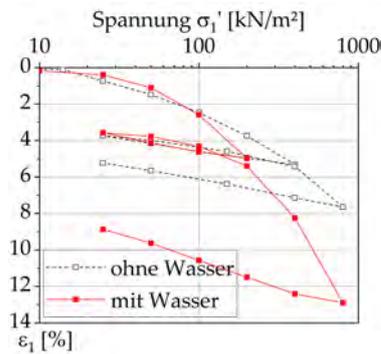


Abbildung F.5: Einfluss der Wasserzugabe auf ein Gestein der Grabfeld-Formation, Bo-chinger Horizont, V4.

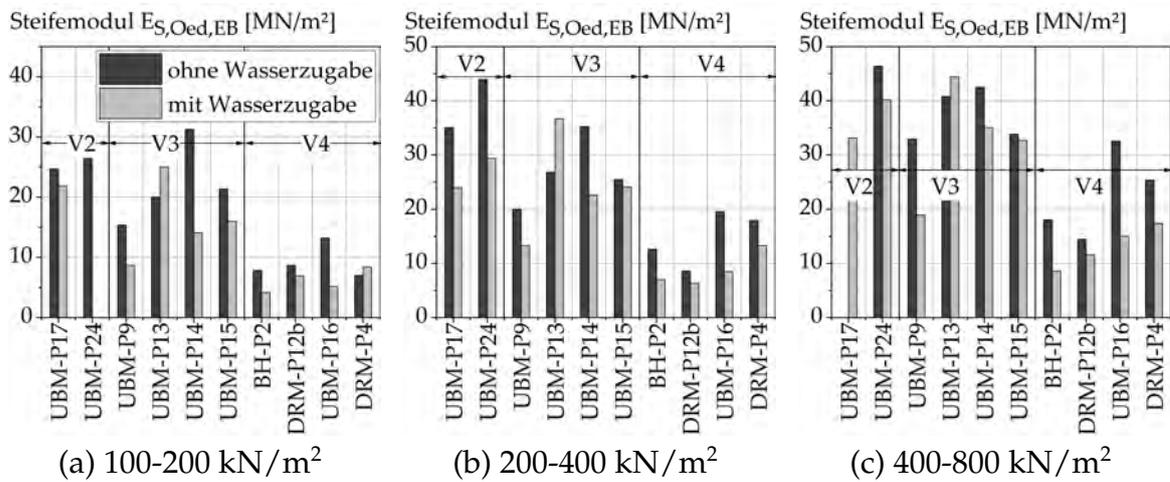


Abbildung F.6: Direkter Vergleich der Steifemodule (Erstbelastung) von nahezu identischen Proben mit und ohne Wasserzugabe.

F.2.3 Einfluss der Wasserzugabe auf die Steifemodule

Bei einigen Gesteinen wurden nahezu identische Proben mit und ohne Wasserzugabe getestet, um den Einfluss genauer zu untersuchen. In Abbildung F.6 sind vergleichend die Ergebnisse der einzelnen Proben dargestellt. Mit Ausnahme des Gesteins UBM-P13 wurde ein höherer Steifemodul gemessen, wenn kein Wasser zugegeben wurde. Die Ergebnisse bestätigen die bereits erwähnten Untersuchungen am Knollenmergel [69].

F.2.4 Einfluss der Wasserzugabe auf das Verhältnis zwischen Erst- und Wiederbelastung

Bei Versuchen mit Wasserzugabe ist der Unterschied zwischen dem Wieder- und Erstbelastungsmodul geringer als bei den Versuchen ohne Wasserzugabe. Ursache ist vermut-

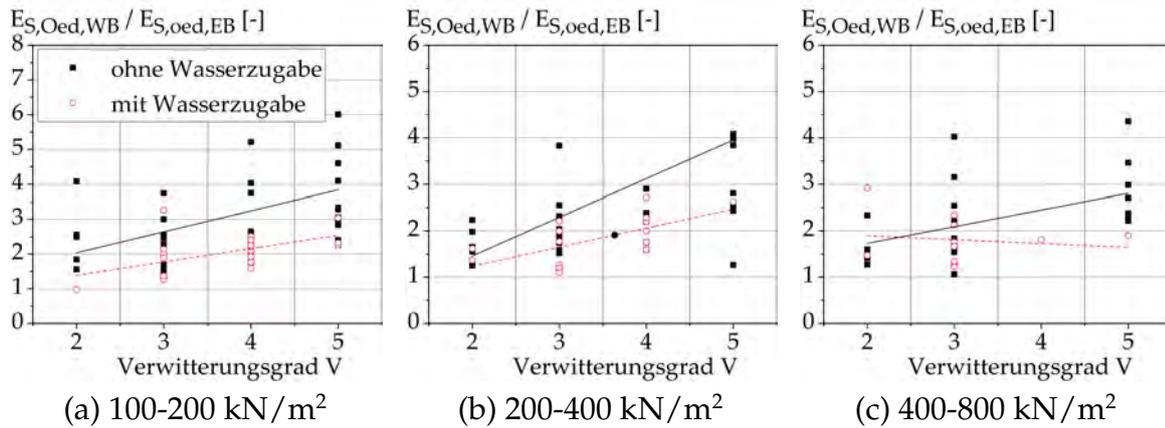


Abbildung F.7: Verhältnis zwischen Wieder- und Erstbelastungs-Steifemodul in Abhängigkeit des Verwitterungsgrades. Mit zunehmendem Verwitterungsgrad steigt das Verhältnis tendenziell an. Eine Wasserzugabe während des Versuchs führt zu einem kleineren Verhältnis. Die Kurvenanpassung dienen als Orientierungshilfe.

lich, dass durch die Wasseraufnahme bei der Entlastung das Gestein entfestigt und so bei der Wiederbelastung erneut komprimiert wird.

Anhang G

Richtwerte zur Klassifizierung der Gesteine der Grabfeld-Formation

Im Folgenden werden Kenngrößen für die Klassifizierung und den bautechnischen Umgang der Gesteine der Grabfeld-Formation beschrieben. Richtwerte finden sich in den Tabellen G.1 und G.2. Die angegebenen Richtwerte sind schichtübergreifende¹ Mittelwerte für die Gesteine der Grabfeld-Formation, ermittelt aus den in den vorigen Kapiteln dargestellten Messdaten.

Es sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass die hier ermittelten Werte für den Stuttgarter Gipskeuper stark beeinflusst von der Zufälligkeit der Probennahme sind und daher nur als Richtwerte gelten können. Im Einzelfall sind selbstverständlich geomechanische Untersuchungen für eine Beurteilung des Baugrunds notwendig. Insbesondere eine detaillierte Untersuchung von Diskontinuitätsflächen wird dringend empfohlen.

G.1 Visuelle Ansprache und Wassergehalt

Verwitterungsgrad V0 Es ist keine sichtbare Verwitterung am Gestein vorhanden. Das Gebirge enthält weitständige Klüfte. Es ist mehr als ein Schlag mit dem Geologenhammer nötig, um die Gesteine zu zerbrechen (\bar{q}_u geschätzt nach DIN EN ISO 14689: 50 - 100 MPa). Die Gesteine können vorwiegend durch chemische Prozesse verwittern, in dem bei den sulfathaltigen Gesteinen zunächst Anhydrit in Gips umgewandelt wird. Neben den sulfathaltigen Gesteinen treten innerhalb der Grabfeld-Formation auch Dolomitsteine auf, die durch Kohlensäureverwitterung entfestigen können, allerdings im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter untersucht wurden.

Der Wassergehalt ist mit 1 - 2% sehr niedrig und sollte bei Vorhandensein von Sulfat nur bei 40°C ermittelt werden, da bei höheren Temperaturen Calciumsulfat-Dihydrat in Calciumsulfat-Halbhydrat übergehen kann und daher auch Kristallwasser verdampft.

Verwitterungsgrad V1 Das Gefüge ist weiterhin sehr fest. An den Trennflächen sind beginnende Farbänderungen zu sehen. Die Kanten der Kluffkörper sind sehr scharf. Mit einem Messer sind die Gesteine nicht ritzbar, allerdings können sie auf einer soliden Oberfläche liegend mit dem Geologenhammer mit einem festen Schlag zerbrochen werden (\bar{q}_u geschätzt nach DIN EN ISO 14689: 25 - 50 MPa). Die Gesteine können vorwie-

¹Schichtübergreifende Mittelwerte: Es wurde nicht zwischen Bochinger Horizont, Dunkelroter Mergel und Mittlerer Gipshorizont unterschieden

gend durch chemische Prozesse verwittern, indem Gips in Lösung geht – die Gesteine also auslaugen. Der Wassergehalt ist mit um die 5% weiterhin niedrig und sollte bei Vorhandensein von Sulfat nur bei 40°C ermittelt werden.

Verwitterungsgrad V2 Das Gefüge ist deutlich gelockert. Als mürbe können die Gesteine aber noch nicht beschrieben werden. Die Kluffkörper sind an der Oberfläche oxidiert und randlich plastifiziert. Die Kanten sind teilweise noch recht scharf. Das Gestein kann mit dem Geologenhammer zerbrochen werden, wenn es beim Schlagen in der Hand gehalten wird. Ecken können mit der Hand abgebrochen werden. Außerdem kann das Gestein nur schwer mit dem Taschenmesser zerkratzt werden (\bar{q}_u geschätzt nach DIN EN ISO 14689: 5 - 25 MPa). Die Gesteine sind größtenteils ausgelaugt und verwittern vorwiegend durch physikalische Verwitterungsprozesse. Der Wassergehalt ist mit ca. 9% deutlich angestiegen.

Verwitterungsgrad V3 Das Gefüge ist aufgelockert. Die Verwitterung hat das gesamte Trennflächengefüge erfasst. Die Kanten der Kluffkörper sind abgerundet und bröckelig. Das Gestein ist mit dem Fingernagel ritzbar und kann mit starken Schlägen mit der Spitze des Geologenhammers zerkleinert werden (\bar{q}_u geschätzt nach DIN EN ISO 14689: 1 - 5 MPa). Die Gesteine sind größtenteils ausgelaugt und verwittern vorwiegend durch physikalische Verwitterungsprozesse. Der Wassergehalt beträgt um die 12%.

Verwitterungsgrad V4 Das Gestein ist zu Boden verwittert. Die ehemalige Trennflächenstruktur ist aber noch erkennbar. Kieskorngroße Stücke können zwischen einem Finger und dem Daumen zerdrückt werden (\bar{q}_u geschätzt nach DIN EN ISO 14689: < 1 MPa). Die Gesteine sind größtenteils ausgelaugt und verwittern vorwiegend durch physikalische Verwitterungsprozesse. Der Wassergehalt beträgt um die 17%.

Verwitterungsgrad V5 Das Gestein ist vollständig zersetzt und knetbar. Teilweise sind immer noch vereinzelte diagenetische Aggregate vorhanden. Die ehemalige Trennflächenstruktur ist aber nicht mehr erkennbar. Das Gestein wird als Boden angesprochen und hat somit eine nach DIN EN ISO 14689 geschätzte Druckfestigkeit von < 0,6 MPa. Der Wassergehalt beträgt um die 22%.

G.2 Zerfallsanfälligkeit und Böschungsstandsicherheit

Verwitterungsgrad V0 Die Gesteine zerfallen bei Wasserkontakt im bergfrischen Zustand und auch bei wiederholten Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln kaum ($D_I=0-0,5$; $D_L=0-2$; $D=0-2$; $\sigma=0-3$). Erkundungsbohrungen mit Nassbohrverfahren sollten unproblematisch sein, allerdings ist es ratsam, dies zuvor mit Hilfe von Zerfallsversuchen zu überprüfen. Bei Herstellung von Böschungen ist die kurzfristige Standsicherheit aufgrund der geringen Zerfallsanfälligkeit eher günstig einzuschätzen.

Verwitterungsgrad V1 Die Gesteine zerfallen bei Wasserkontakt im bergfrischen Zustand kaum, reagieren aber bei wiederholten Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln indem sie in Aggregate zerfallen ($D_I=0-1$; $D_L=3-5$; $D=3-6$; $\sigma=1-3$). Offene Oberflächen sind deshalb vor Witterungseinflüssen zu schützen. Erkundungsbohrungen mit Nassbohrverfahren sollten aufgrund der geringen Reaktion im bergfrischen Zustand weiterhin unproblematisch sein, allerdings ist es dennoch ratsam, dies zuvor mit Hilfe von Zerfallsversuchen zu überprüfen.

Die Böschungsstandsicherheit ist ähnlich wie bei Hangsituationen in unverwitterten Gesteinen (V0) einzuschätzen. Zu beachten ist aber, dass Untersuchungen an Juragesteinen [78] hervorbrachten, dass zwischen V1 und V2 eine sehr niedrige Kohäsion besteht. Die Kohäsion wird bei Festgesteinen durch mineralische Bindungen hervorgerufen. Aufgrund der zunehmenden Klüftung sinkt die Kohäsion zwischen V0 und V1 ab. Gesteine mit Verwitterungsgraden V1 und V2 haben daher eine vergleichsweise niedrige Kohäsion. Der Einfluss der bindigen Anteile steigt mit zunehmender Verwitterung und die Kohäsion soll bis zum Verwitterungsgrad V3 wieder zunehmen. Ob dies auch für die Gesteine der Grabfeld-Formation zutrifft, ist bislang nicht geklärt.

Verwitterungsgrad V2 Die Gesteine reagieren im bergfrischen Zustand oftmals nur gering auf Wasserkontakte, können allerdings im ausgetrockneten Zustand rasch und intensiv zerfallen ($D_I=0-4$; $D_L=4-9$; $D=4-10$; $\sigma=1-6$). Die Standardabweichung ist teilweise recht hoch, dies bedeutet, dass große Gesteinsstücke erhalten bleiben und der andere Teil dispergiert. Dies erhöht die Gefahr von Rutschungen. Weiterhin sollten Erkundungsbohrungen mit Nassbohrverfahren möglich sein, allerdings ist es auch hier wieder ratsam, dies zuvor mit Hilfe von Zerfallsversuchen zu überprüfen. Offene Böschungen sind aufgrund der Zerfallsanfälligkeit unbedingt vor Witterungseinflüssen – insbesondere vor Trocknungs-Befeuchtungs-Wechseln – zu schützen. Zu beachten ist hier auch der bei V1 gegebene Hinweis auf die vermutete niedrige Kohäsion. Zudem wird bei V2 bis V2/V3 ein sehr niedriger Reibungswinkel vermutet, da aufgrund parallel angeordneter blättchenförmiger Aggregate sehr glatte Flächen vorhanden sind [78, 120].

Verwitterungsgrad V3 Die Zerfallsanfälligkeit ist sehr hoch. Immer noch reagieren die Gesteine aber am stärksten nach einer zuvorigen Austrocknung ($D_I=0-6$; $D_L=5-11$; $D=6-11$; $\sigma=1-4$). Bohrungen mit Wasserspülung sollten nur durchgeführt werden, wenn sicher nachgewiesen ist, dass die Gesteine nicht im bergfrischen Zustand auf Wasserkontakt reagieren. Im Zweifelsfall sind Inliner zu nutzen. Wie bei V2 müssen Böschungen unbedingt vor Witterungseinflüssen geschützt werden. In natürlich anstehenden Baugrund sind oftmals Trennflächen mit stark verringerten Scherparametern und Kluftwasserständen vorhanden. Böschungen gelten daher als stark rutschgefährdet.

Verwitterungsgrad V4 Die Gesteine reagieren bereits bei einfachen Wasserlagerungen und zerfallen nochmals nach einer Austrocknung ($D_I=1-7$; $D_L=2-7$; $D=7-11$; $\sigma=1-3$). Die Standardabweichung hat wieder etwas abgenommen. Die Gesteine zerfallen also gleichmäßiger. Zusammengehalten werden die Gesteine vorwiegend durch Kohäsionskräfte, die bei Wasserzutritt verloren gehen können. Dies führt zu einem starken Zerfall des

Materials und einer Verringerung der Scherparameter. Böschungen können daher unter Witterungseinflüssen rutschgefährdet sein.

Verwitterungsgrad V5 Es handelt sich bei den Gesteinen mit Verwitterungsgrad V5 um Boden und somit um Tonmatrix, die über Kohäsionskräfte zusammengehalten werden und meist bereits bei einem einfachen Wasserkontakt zerfällt ($D_I=6-10$; $D_L=0-4$; $D=9-11$; $\sigma=1-3$). Zu beachten ist aber, dass es Gesteine gibt, die einen Mindestwassergehalt im Bereich der Ausrollgrenze benötigen, damit sie sich bei der Wasserlagerung auflösen. In halbfester oder fester Konsistenz sind die kohäsiven Bindungen zwischen den Partikeln so stark, dass sie allein durch eine Wasserlagerung nicht gelöst werden können [120]. Auch Gesteine mit einem Verwitterungsgrad V5 können daher keine bis geringe Reaktionen während der ersten Wasserlagerung zeigen und auch bei diesen Materialien kann der einfache Wasserlagerungsversuch nach DIN EN ISO 14689 [44] daher die Zerfalleneigung unterschätzen.

G.3 Mechanische Kenngrößen

Verwitterungsgrad V0 und V1 Die in Tabelle G.2 gegebenen mittleren Druckfestigkeiten sind bei V0 und V1 mit Vorsicht zu betrachten, da sie stark vom Sulfatgehalt und vom Vorhandensein von Mikrorissen beeinflusst werden und daher stark vom Mittelwert abweichen können. Grundsätzlich ist die Druckfestigkeit aber relativ hoch, so dass die Gesteine schwer lösbar sind. Scherparameter und Steifemodule konnten in dieser Arbeit nicht umfangreich getestet werden, so dass hierzu keine Angaben gemacht werden können.

Verwitterungsgrad V2 Die Steifigkeit der Gesteine ist mit etwa 50 MN/m^2 (bei $\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$) hoch. Die Druckfestigkeit ist bereits stark reduziert. Scherparameter konnten in dieser Arbeit bei diesem Verwitterungsgrad nicht getestet werden, so dass hierzu keine Angaben gemacht werden können.

Verwitterungsgrad V3 Die hier ermittelte und in Tabelle G.2 angegebene Kohäsion ist recht hoch und sollte mit Vorsicht betrachtet und allenfalls für das Gestein angesetzt werden. Die Werte für das Gebirge sind aufgrund von maßgebenden Trennflächen mit verringerten Scherparametern oftmals deutlich niedriger. Die Steifigkeit der Gesteine ist mit etwa 40 MN/m^2 (bei $\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$) immer noch hoch. Die Druckfestigkeit ist im Vergleich zum Grad V2 deutlich reduziert.

Verwitterungsgrad V4 Die Steifigkeit der Gesteine ist mit 25 MN/m^2 (bei $\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$) deutlich im Vergleich zum Verwitterungsgrad V3 reduziert. Die ehemalige Vorbelastungsspannung ist infolge der Verwitterung stark zurückgegangen. Bei Belastungen größer der Vorbelastungsspannung traten unter K_0 -Bedingungen Auflockerungen infolge eines Strukturverlustes auf. Die hier ermittelte Kohäsion ist im Vergleich zum Verwitterungsgrad V3 stark reduziert, ist aber mit 40 kN/m^2 immer noch hoch und

sollte mit Vorsicht betrachtet werden.

Verwitterungsgrad V5 Die geomechanischen Kenngrößen entsprechen mehr oder weniger denen eines steifen stark bindigen Bodens.

G.4 Labortechnische Hinweise

Probennahme Bis Verwitterungsgrad V3 können Proben am besten mit Hilfe von Kernbohrungen entnommen werden. Bei V3 sollte bereits über eine Entnahme mit Inliner oder als Sonderprobe nachgedacht werden. Grundsätzlich ist bei Anwendung von Einfachkernrohren und Wasserspülungen zuvor die Reaktion des bergfrischen Gesteins im einfachen Wasserlagerungsversuch (Sofortreaktion) zu testen.

Eine Entnahme mit Ausstechzylindern führt bei V3 noch zu starken Störungen der Proben. Ab V4 sind Entnahmen mit Ausstechzylindern gut möglich.

Probenvorbereitung und Probengröße Die Proben für höherwertige Laborversuche an Gesteinen mit V0 und V1 können analog dem für Festgestein empfohlenem Vorgehen durchgeführt werden. Es sollte mindestens visuell geprüft werden, dass die Gesteine vor der Untersuchung intakt sind.

Die Herstellung der Probenoberflächen ist ab Verwitterungsgrad V2 anspruchsvoll. Die oft im Felslabor verwendeten Sägen mit Diamantblättern sind zu grob und brechen große Aggregate aus der Oberfläche. Die Verwendung von Bandsägen oder Multifunktionswerkzeugen hat sich als besser geeignet erwiesen. Kleinere Fehlstellen an den Probenoberflächen können mit Schnellzement ausgeglichen werden. Allerdings sollten diese Stellen nur klein sein, so dass die Drainierbarkeit weiterhin gewährleistet ist.

Bei Oedometerversuchen sollten Ringe mit einem Durchmesser ≥ 10 cm und einer Höhe von 3 bis 4 cm verwendet werden, um die Struktur abzubilden. Die Ringe können bei V2 und V3 am besten mit Hilfe einer Presse in den Bohrkern bzw. in größere Gesteinsstücke eingepresst werden. Hierbei hat sich eine seitliche Sandstützung als hilfreich erwiesen. Bei V4 und V5 hat sich die Einarbeitung des Gesteins direkt In-situ in den Versuchsring als sehr zielführend erwiesen (siehe hierzu Absatz 7.2).

Probensättigung Von einer Sättigung der Gesteine während der Versuche wird abgeraten. Im Rahmen dieser Arbeit wurden die Gesteine deutlich durch die Wasserzugaben beeinflusst (siehe zur Probensättigung bei Scherversuchen Abbildung 7.12 und Wasserzugabe im Oedometerversuch Anlage F).

\bar{w}_n = mittlerer natürlicher Wassergehalt, * = Wassergehalt bei 40°C, \bar{n} = mittlerer Porenanteil, D = Zerfallsneigung \bar{q}_u abgeschätzt = nach DIN EN ISO 14689, Tabelle 2 geschätzte Druckfestigkeit							
Verwitterungsgrad	visuelle Beschreibung	\bar{q}_u abgeschätzt [MN/m ²]	Sulfat	\bar{w}_n [%]	\bar{n} [%]	D	D _I [-]
V0 unverwittert	keine sichtbare Verwitterung; weitständige, tektonische Klüftung	hoch: 50 - 100 MPa	anhydrithaltig	0,8* ± 0,8	8,6 ± 6,8	0 - 2	0 - 0,5
V1 angewittert	festes Gefüge; beginnende Farbänderungen an den Trennflächen; scharfe Klufkörperkanten	mäßig hoch: 25 - 50 MPa	vorwiegend gipshaltig; Anhydrit kann noch vorkommen	4,6* ± 1,2	13,4 ± 5,1	3 - 6	0 - 1
V2 mäßig verwittert	deutlich aufgelockertes Gefüge; entfestigt, aber nicht mürb; Klufkörper an Oberfläche oxidiert und randlich plastifiziert	gering mäßig schwach: 5 - 25 MPa		9,7 ± 2,3	24,8 ± 4,2	4 - 10	0 - 4
V3 verwittert	aufgelockert; Verwitterung hat gesamtes Trennflächengefüge erfasst; Klufkörper haben abgerundete, bröckelige Kanten	sehr gering; 1 - 5 MPa	nahezu ausgelaugt; vereinzelte Sulfatreste können vorkommen	11,8 ± 2,3	30,1 ± 4,5	6 - 11	0 - 6
V4 stark verwittert	zu Boden verwittert; ehemalige Trennflächenstruktur noch erkennbar; mit der Hand zerbröselbar	außerordentlich gering / Boden		16,8 ± 2,9	37,1 ± 3,6	7 - 11	1 - 7
V5 völlig verwittert	keine Struktur erkennbar, knet- bzw. ausrollbar	< 1 MPa		21,8 ± 4,4	41,3 ± 6,1	9 - 11	6 - 10

Tabelle G.1: Visuelle Beschreibung und Gesteinskenngrößen der hier untersuchten Gesteine der Grabfeld-Formation.

E_S = Steifemodul bei $\sigma_1 = 200 - 400 \text{ kN/m}^2$, q_u = im Labor ermittelte einaxiale Druckfestigkeit c' = Kohäsion, ϕ' = Reibungswinkel - ermittelt nach Mohr-Coulomb (Gl. 7.13) an Gesteinen im natürlichen Sättigungszustand $E_{50,ref}$ bzw. $E_{Oed,ref}$ bei $p_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$, zw = zu wenige Messdaten									
Verwitterungsgrad	E_S [MN/m ²]	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	q_u [MN/m ²]	m	$E_{50,ref}$ [MN/m ²]	$E_{Oed,ref}$ [MN/m ²]	$E_{50,ref} / E_{Oed,ref}$	
V0 unverwittert	-	zw	zw	30,7 ± 8,5	-	-	-	-	
V1 angewittert	-	-	-	20,0 ± 12,3	-	-	-	-	
V2 mäßig verwittert	47,8 ± 5,3	-	-	13,6 ± 3,4	-	-	31,7	-	
V3 verwittert	40,3 ± 4,6	85,2	32,0	6,0 ± 0,8	zw	zw	23,4	-	
V4 stark verwittert	25,4 ± 4,8	44,0	29,8	0,1	0,81	15,4	13,6	1,13	
V5 völlig verwittert	12,7 ± 4,3	32,0	23,6	± 0,06	0,75	8,5	6,1	1,39	

Tabelle G.2: Richtwerte für geomechanische Kenngrößen der hier untersuchten Gesteine der Grabfeld-Formation. Es handelt sich um Gesteinskenngrößen. Die Gebirgskennwerte sollten insbesondere bei den Halbfestgesteinen (V2 - V4) deutlich niedriger liegen.

Lebenslauf Dr.-Ing. Julia Theresa Knopp

- 1985 Geboren in Heidelberg
- 06/2005 Abitur, Carl-Bosch-Schule Heidelberg
- 2006 - 2013 Studium des Bauingenieurwesens (Dipl.-Ing.) am
Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Vertiefungs-
richtung: Geotechnisches Ingenieurwesen
- 2013 - 2019 Akademischer Mitarbeiter, Universität Stuttgart, In-
stitut für Geotechnik
- seit 09/2019 Regierungspräsidium Stuttgart, Straßenbauverwal-
tung
- 28.07.2020 Promotion

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart

Mitteilungen des Baugrundinstitutes Stuttgart
(Institut für Grundbau und Bodenmechanik) der Universität Stuttgart
Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. U. Smolczyk

- | | | | |
|--------|--|--------|---|
| Nr. 01 | Thamm, B. R. | (1974) | Anfangssetzungen und Anfangsporenwasserüberdrücke eines normalverdichteten wassergesättigten Tones |
| Nr. 02 | Gußmann, P. | (1975) | Einheitliche Berechnung von Grundbruch und Böschungsbruch |
| Nr. 03 | Feeser, V. | (1975) | Die Bedeutung des Kalziumkarbonats für die bodenphysikalischen Eigenschaften vom Löß |
| Nr. 04 | Du Thin, K. | (1976) | Standsicherheit von Böschungen: Programm-Dokumentation |
| Nr. 05 | Smolczyk, U./
Pertschi, O./
Hilmer, K. | (1976) | Messungen an Schleusen in der UDSSR. Schleusennorm der UDSSR (SN 30365) |
| Nr. 06 | Hilmer, K. | (1976) | Erddruck auf Schleusenkammerwände |
| Nr. 07 | Laumans, Q. | (1977) | Verhalten einer ebenen, in Sand eingespannten Wand bei nichtlinearen Stoffeigenschaften des Bodens |
| Nr. 08 | Lächler, W. | (1977) | Beitrag zum Problem der Teilflächenpressung bei Beton am Beispiel der Pfahlkopfanschlüsse |
| Nr. 09 | Spotka, H. | (1977) | Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächenrüttelgeräten auf den Erddruck einer Stützwand bei Sand |

- Nr. 10 Schad, H. (1979) Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben
- Nr. 11 Ulrich, G./
Gußmann, P. (1980) Verschiebungs- und kraftgesteuerte Plattendruckversuche auf konsolidierenden Böden. Zum Modellgesetz der Konsolidation
- Nr. 12 Salden, D. (1980) Der Einfluß der Sohlenform auf die Traglast von Fundamenten
- Nr. 13 Seeger, H. (1980) Beitrag zur Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls von Böden durch Seitendruckversuche im Bohrloch
- Nr. 14 Schmidt, H.H. (1981) Beitrag zur Ermittlung des Erddrucks auf Stützwände bei nachgiebigem Baugrund
- Nr. 15 Smoltczyk, U./
Schweikert, O. (1981) Vorstudie über bauliche Alternativen für Durchgangsstraßen in Siedlungen
- Nr. 16 Malcharek, K./
Smoltczyk, U. (1981) Vergleich nationaler Richtlinien für die Berechnung von Fundamenten
- Nr. 17 Gruhle, H.D. (1981) Das Verhalten des Baugrundes unter Einwirkung vertikal gezogener Ankerplatten als räumliches Problem des Erdwiderstandes
- Nr. 18 Kobler, W. (1982) Untersuchungen über Böschungs- und Grundbruch bei begrenzten Lastflächen
- Nr. 19 Lutz, W. (1983) Tragfähigkeit des geschlitzten Baugrunds neben Linienlasten
- Nr. 20 Smoltczyk, U. (1983) Studienunterlagen "Bodenmechanik und Grundbau"; überarbeitete Ausgabe 1993
- Nr. 21 Schweikert, O. (1984) Der Einfluß des Böschungswinkels auf die Berechnung des aktiven Erddrucks
- Nr. 22 Vogt, N. (1984) Erdwiderstandsermittlung bei monotonen und wiederholten Wandbewegungen in Sand

- Nr. 23 Buchmaier, R. (1985) Zur Berechnung von Konsolidationsproblemen bei nichtlinearem Stoffverhalten
- Nr. 24 Schad, H. (1985) Möglichkeiten der Böschungssicherung bei kleinen Baugruben
Smoltczyk, U./
Schad, H./
Zoller, P. Sonderkonstruktionen der Böschungssicherung
- Nr. 25 Gußmann, P. (1986) Die Methode der Kinematischen Elemente
- Nr. 26 Steinmann, B. (1985) Zum Verhalten bindiger Böden bei monotoner einaxialer Beanspruchung
- Nr. 27 Lee, S.D. (1987) Untersuchungen zur Standsicherheit von Schlitzten im Sand neben Einzelfundamenten

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart
Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. U. Smoltczyk

- Nr. 28 Kolb, H. (1988) Ermittlung der Sohlreibung von Gründungskörpern unter horizontalem kinematischen Zwang
- Nr. 29 Ochmann, H. (1988) Ebene Grenzzustände von Erdböschungen im stochastischen Sicherheitskonzept
- Nr. 30 Breinlinger, F. (1989) Bodenmechanische Stoffgleichungen bei großen Deformationen sowie Be- und Entlastungsvorgängen
- Nr. 31 Smoltczyk, U./
Breinlinger, F./
Schad, H./
Wittlinger, M. (1989) Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener Bauweise
- Nr. 32 Gußmann, P./
Schanz, T./
Smoltczyk, U./
Willand, E. (1990) Beiträge zur Anwendung der KEM (Erddruck, Grundbuch, Standsicherheit von Böschungen)
- Nr. 33 Gruhle, H.D. (1990) Der räumliche Erdwiderstand vor überwiegend horizontal belasteten Ankerplatten

- Nr. 34 Henne, J. (1995) Zur Bewehrung von verformten Bodenschichten durch Einsatz zugfester Geokunststoffe
- Nr. 35 Wittlinger, M. (1994) Ebene Verformungsuntersuchungen zur Weckung des Erdwiderstandes bindiger Böden
- Nr. 36 Schad, H. (1992) Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik – Experimentelle Erfassung und numerische Analyse
- Nr. 37 Belz, I. (1992) Zur Ermittlung dynamischer Bodenkennwerte in situ aus der Systemantwort des Erregers
- Nr. 38 Ma, J. (1994) Untersuchungen zur Standsicherheit der durch Stützscheiben stabilisierten Böschungen
- Nr. 39 Smoltczyk, U. (1994) Sonderheft: 25 Jahre Lehre und Forschung in der Geotechnik
- Nr. 40 Rilling, B. (1994) Untersuchungen zur Grenztragfähigkeit bindiger Schüttstoffe am Beispiel von Lößlehm

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart
Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. P.A. Vermeer

- Nr. 41 Vermeer, P.A. (1996) Deponiebau und Geotechnik
- Nr. 42 Vermeer, P.A. (1997) Baugruben in Locker- und Festgestein
- Nr. 43 Brinkmann, C. (1998) Untersuchungen zum Verhalten von Dichtungsübergängen im Staudammbau
- Nr. 44 Fiechter-Scharr, I. (1998) Beeinflussung von Erdbaustoffen durch Beimischen eines organophilen Bentonits
- Nr. 45 Schanz, T. (1998) Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien
- Nr. 46 Akinrogunde, A.E. (1999) Propagation of Cement Grout in Rock Discontinuities Under Injection Conditions

- Nr. 47 Vogt-Breyer, C. (1999) Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Bemessung horizontaler Schraubanker
- Nr. 48 Vermeer, P.A. (1999) Neue Entwicklungen in der Geotechnik
- Nr. 49 Marcher, T. (2002) Resultate eines Versuchsprogramms an Beaucaire Mergel
- Nr. 50 Marcher, T. (2003) Nichtlokale Modellierung der Entfestigung dichter Sande und steifer Tone
- Nr. 51 Ruse, N.M. (2004) Räumliche Betrachtung der Standsicherheit der Ortsbrust beim Tunnelvortrieb
- Nr. 52 Beutinger, P.H. (2005) Ein geotechnischer Beitrag zur Standsicherheit mobiler Baumaschinen
- Nr. 53 Wehnert, M. (2006) Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik
- Nr. 54 Möller, S. C. (2006) Tunnel induced settlements and forces in linings
- Nr. 55 Benz, T. (2007) Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences
- Nr. 56 Abed, A. (2008) Numerical Modeling of Expansive Soil Behavior
- Nr. 57 Hintner, J. (2008) Analyse der Fundamentverschiebungen infolge vertikaler und geneigter Belastung
- Nr. 58 Russelli, C. (2008) Probabilistic Methods applied to the Bearing Capacity Problem
- Nr. 59 Peña Olarte, A.A. (2008) Influence of Particle Shape on the Global Mechanical Response of Granular Packings: Micromechanical Investigation of the Critical State in Soil Mechanics
- Nr. 60 Neher, H.P. (2008) Zeitabhängiges Materialverhalten und Anisotropie von weichen Böden – Theorie und Anwendung

- Nr. 61 Vermeer, P.A. (2008) Von der Forschung zur Praxis: Symposium anlässlich des 80. Geburtstags von Prof. U. Smoltczyk
- Nr. 62 Syawal, S. (2009) Numerical Analysis and Design Criteria of Embankments on Floating Piles
- Nr. 63 Lächler, A. (2009) Bedeutung herstellungsbedingter Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten von Schlitzwänden
- Nr. 64 Möllmann, A. (2009) Probabilistische Untersuchung von Hochwasserschutzdeichen mit analytischen Verfahren und der Finite-Elemente-Methode

Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart
Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. habil. Ch. Moormann

- Nr. 65 Moormann, Ch. (2011) 7. Stuttgarter Geotechnik-Symposium
- Nr. 66 Beuth, L. (2012) Formulation and Application of a Quasi-Static Material Point Method
- Nr. 67 Moormann, Ch./
Huber, M./
Proske, D. (2012) Proceedings of the 10th International Probabilistic Workshop
- Nr. 68 Schneider, M. (2013) Zur energetischen Nutzung von Tunnelbauwerken – Messungen und numerische Berechnungen am Beispiel Fasanenhoftunnel
- Nr. 69 Huber, M. (2013) Soil variability and its consequences in geotechnical engineering
- Nr. 70 Hamad, F. (2014) Formulation of a Dynamic Material Point Method and Applications to Soil-Water-Geotextile Systems
- Nr. 71 Klein, L. (2019) Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss

- Nr. 72 Aschrafi, J. (2019) Beitrag zur Seitendruckbeanspruchung von Pfählen in bindigen Böden
- Nr. 73 Buhmann, P. (2019) Energetisches Potenzial geschlossener Tunnelgeothermiesysteme
- Nr. 74 Labenski, J. (2020) Untersuchungen zum Einbringverhalten und dem lateralen Tragverhalten unter monotoner Einwirkung von in nichtbindigen Böden vibrierend installierten Monopiles
- Nr. 75 Knopp, J. (2020) Verwitterungsabhängige Entfestigungsvorgänge von veränderlich festen Ton- und Tonschluffsteinen am Beispiel von Keupergesteinen