REPORT DOCUMENTATION PAGE

Form Approved OMB No. 0704-0188

Public reporting burden for this collection of information is estimated to average 1 hour per response, including the time for reviewing instructions, searching existing data sources, gathering and maintaining the data needed, and completing and reviewing the collection of information. Send comments regarding this burden estimate or any other aspect of this collection of information, including suggestions for reducing this burden to Washington Headquarters Services, Directorate for Information Operations and Reports, 1215 Jefferson Davis Highway, Suite 1204, Arlington, VA 22202-4302, and to the Office of Management and Budget, Paperwork Reduction Project (0704-0188), Washington, DC 20503.

1. AGENCY USE ONLY (Leave blank)	2. REPORT DATE	3. REPORT TYPE AND DATES COVERED
	March 2012	Thesis

4. TITLE AND SUBTITLE

Untersuchungen zur Mikrostruktur und zum Setzungsverhalten von Lössböden

(Investigations on the Microstructure and the Settling Behavior of Loess Soils)

5. FUNDING NUMBERS

6. AUTHOR(S)

Claas Meier

7. PERFORMING ORGANIZATION NAME(S) AND ADDRESS(ES)

UNIBW

8. PERFORMING ORGANIZATION REPORT NUMBER

ISSN 0173-2447 Nr. 22

9. SPONSORING/MONITORING AGENCY NAME(S) AND ADDRESS(ES

Universität für der Bundeswehr München
Werner-Heisenberg-Weg 39
D-85577 Neubiberg Germany

10. SPONSORING/MONITORING AGENCY REPORT NUMBER

11. SUPPLEMENTARY NOTES

Text in German.

12a. DISTRIBUTION/AVAILABILITY STATEMENT

Public release. Copyrighted. (1 and 20)

12b. DISTRIBUTION CODE

ABSTRACT (Maximum 200 words)

Research in the area of the collapse to which loess soils are prone to subsidence was, particularly in the period between the 1930s and 1980s, characterised by various national schools of thought. Only since the 1980s, with the founding of the Geotechnical Properties of Loess working group of the International Union for Quartenary Research (INQUA) has it been possible to point to internationally recognised research in the area of identifying the geomechanical properties of loess soils.

The central theme of research to date has been the investigation of so-called *Collapse Criteria* with a view to making qualitative estimates of subsidence potential as water content increases. In addition geochemical investigations of loess soils describe their chemical composition but offer only a limited descript ion of the water solubility of the various components and its resultant influence on subsidence behaviour.

So far all research to date has been carried out in terms of the effects of static loads on *collapse behaviours* of *metastable* structures of loess soils. The deformation characteristics of loess soils under cyclical loads has so far not been investigated.

In the work carried out for this thesis the low soluble mineral component of an Afghan loess soil was investigated for the first time and it was examined on the basis of parameter studies of the influence of the clay and limestone content of the soil on its *hydroconsolidation behaviour*. Considerations of both the macroscopic and microscopic soil structure permit testable conclusions about the behaviour and significance of pore sizes/volumes during the transition from a metastable soil structure to a denser and hence more stable condition.

The results obtained serve as the basis for the formulation of a new empirical, deductive prognosis method for the qualitative estimations of likely collapse of microstructure as a result of hydroconsolidation. As well as demonstrating the prognosis method for static loads, dynamic triaxial experiments were also carried out as a comparative investigation of the dynamic stability of metastable and ideal density loess soils. All geomechanical, geophysical, geochemical and physical chemical research was carried out on geologically recently formed alluvial and fluvial deposits of Afghan loess soils in the BALKH and KUNDUZ regions.

14. SUBJECT TERMS

UNIBW, German, Loess soils, microstructure, settling behavior, hydroconsolidation

15. NUMBER OF PAGES

16. PRICE CODE

17. SECURITY CLASSIFICATION OF REPORT	18. SECURITY CLASSIFICATION OF THIS PAGE	19. SECURITY CLASSIFICATION OF ABSTRACT	20. LIMITATION OF ABSTRACT
UNCLASSIFIED	UNCLASSIFIED	UNCLASSIFIED	UL

der Bundeswehr
Universität München

Institut für Bodenmechanik und Grundbau

Mitteilungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley

Untersuchungen zur Mikrostruktur und zum Setzungsverhalten von Lössböden

Dr.-Ing. Claas Meier

Heft 22 • Neubiberg • März 2012

Mitteilungen des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München

Heft Nr. 22, März 2012

Herausgeber:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley
Institut für Bodenmechanik und Grundbau
Universität der Bundeswehr München
Werner-Heisenberg-Weg 39
85577 Neubiberg
Tel.: 089-6004-3401
E-Mail: conrad.boley@unibw.de
URL: www.unibw.de/geotechnik

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Mit Genehmigung des Herausgebers ist es gestattet, dieses Heft ganz oder teilweise zu vervielfältigen.

ISSN 0173-2447

Universität der Bundeswehr München
Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen
Institut für Bodenmechanik und Grundbau

Untersuchungen zur Mikrostruktur und zum Setzungsverhalten von Lössböden

Claas Meier

Promotionsausschuss:

Vorsitzender:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Norbert Gebbeken
1. Berichterstatter:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley
2. Berichterstatter:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christos Vrettos
Tag der Einreichung:	17. Mai 2011
Tag der mündlichen Prüfung:	29. August 2011
Mit der Promotion erlangter akademischer Grad:	Doktor der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)

Neubiberg, den 28. November 2011

Without water there will be no soil mechanics.

K. Terzaghi

Vorwort des Herausgebers

Lössböden sind im Zuge der Sedimentation entstanden und sind kornanalytisch in der Regel als Grobschluff oder Feinsand zu klassifizieren. Ihre besonderen bodenmechanischen Eigenschaften resultieren aus Bindungen zwischen den Partikeln dieser Hauptbodenarten, welche aus Beimengungen resultieren, die im Zuge der Genese in das Korngefüge eingeschlossen wurden. Hierzu zählen z.B. unterschiedliche Formen von Salzen.

Dieser Aufbau von Lössböden bewirkt, dass sie zu starken Setzungen bei äußeren Einwirkungen, z.B. durch Erschütterungen und vor allem bei Änderungen des Wassergehaltes neigen können. Durchfeuchtungen von Lössböden können in der Praxis zu schlagartigen Setzungen im Dezimeterbereich führen. Diese Form von Setzungen wird auch als Kollaps bezeichnet. Der Übergang in einen stabileren Zustand wird Hydrokonsolidation genannt.

Die Kollapsneigung von Lössböden ist stark abhängig von ihrer Vorlast, insbesondere also dem Grad ihrer eiszeitlichen Überprägung. Lössböden in Deutschland zeigen in der Regel nur geringe Kollapssetzungen, während entsprechende Böden im mittelasiatischen oder auch westchinesischen Bereich stark kollapsgefährdet sind.

Die Beschreibung des Kollapsverhaltens dieser Böden ist von hoher baupraktischer Bedeutung. Bis heute existieren allerdings nur vereinzelt Prognosemodelle oder gar Bemessungsverfahren, die eine Quantifizierung der Kollapssetzungen erlauben.

Herr Meier hat anhand von Lössböden aus Afghanistan deren bodenmechanische Eigenschaften wissenschaftlich untersucht und die Ursachen der Kollapssetzungen unter verschiedenen Einwirkungen herausgearbeitet. Mit der von ihm vorgelegten Arbeit ist es ihm gelungen, anhand der von ihm untersuchten Lössböden ein Prognosemodell für die Quantifizierung der Kollapssetzungen zu entwickeln.

Die Dissertationsschrift von Herrn Meier ist von hohem baupraktischem Wert. Im Anschluss an seine dezidierten Grundlagenuntersuchungen bis auf Molekularebene ist es dem Autor gelungen, seine Erkenntnisse und hergeleiteten Zusammenhänge so aufzubereiten, dass sie in Form von einfach handhabbaren Gleichungen und Diagrammen im Rahmen von baupraktischen Fragestellungen nutzbar sind.

Ich habe Herrn Meier während seines Studiums an unserer Universität kennen gelernt. Nach Abschluss seines Bauingenieurstudiums, während seiner Zeit als aktiver Offizier, widmete er sich der weiteren Vertiefung seiner Kenntnisse in der Geotechnik. Es war mir eine Freude, sein Interesse an unserem Fach weiter zu fördern.

Mit hohem persönlichem Engagement hat Herr Meier neben seinen laufenden beruflichen Verpflichtungen seine experimentellen und theoretischen Arbeiten an unserer Universität vorangetrieben. Für die Vorlage seiner so entstandenen Dissertation, welche für die Fachwelt von hohem Wert ist, sei ihm herzlich gedankt.

Neubiberg, November 2011 Conrad Boley

Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 2006 bis 2011 während meiner Tätigkeit als externer wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München.

Ein besonderes Wort des Dankes möchte ich Univ.-Prof. Dr.-Ing. Conrad Boley aussprechen, der mich als Doktorvater nicht nur in fachlichen Gesprächen zur Anfertigung der Arbeit ermutigte und ihren Abschluss ermöglichte.

Nicht weniger herzlich danke ich Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christos Vrettos für die Übernahme des Koreferats als auch für die freundliche Unterstützung.

Für die Übernahme des Vorsitzes des Promotionsverfahrens danke ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil Norbert Gebbeken.

Den Kollegen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau, insbesondere den Herren Dr.-Ing. Yazhou Zou und Herrn Dipl.-Ing. Markus Kring, danke ich für die Unterstützung bei der Durchführung der Labor- und Feldversuche. Darüber hinaus danke ich Herrn Dr.-Ing. Yazhou Zou für die fachlichen Ratschläge und Hinweise, die einen wesentlichen Beitrag zum Gelingen dieser Arbeit leisten.

Nicht zuletzt bedanke ich mich bei Herrn Oberst Dipl.-Ing. Johann Freudenfeld, der mir als nächster Vorgesetzter in den Jahren 2006 und 2007 durch sein weit über die Kameradschaft hinausgehendes Handeln die Wahrnehmung der wissenschaftlichen Arbeit ermöglichte.

Neubiberg, im November 2011 Claas Meier

Kurzfassung

Forschungstätigkeiten auf dem Gebiet der Sackungsanfälligkeit von Lössböden waren insbesondere zwischen den 30er und 80er Jahren des 20. Jahrhunderts von nationaler Individualität gekennzeichnet. Erst seit Anfang der 80er Jahre, mit Aufstellung der Arbeitsgruppe "Geotechnical Properties of Loess" der International Union for Quarternary Research (INQUA), ist eine international referenzierende Forschung auf dem Gebiet der Erfassung bodenmechanischer Eigenschaften von Lössböden zu verzeichnen. Der Schwerpunkt bisheriger Forschungarbeiten lag auf der Erarbeitung sogenannter *Kollapskriterien* zur qualitativen Abschätzung des Sackungspotentials bei einem Anstieg des Wassergehalts. Bisher durchgeführten geochemischen Untersuchungen von Lössböden beschreiben zwar die mineralische Zusammensetzung, geben jedoch nur eingeschränkt Aufschluss über die Löslichkeit dieser Bestandteile in Wasser oder deren Einfluss auf das Sackungsverhalten. Sämtliche bis dato veranlassten Untersuchungen zum *Kollapsverhalten* der *metastabilen* Bodenstruktur von Lössböden wurden für den statischen Lastfall angestellt. Das Verformungsverhalten von Lössböden unter zyklischer Lasteinwirkung hingegen bedarf einer intensiveren wissenschaftlichen Betrachtung.

In der vorliegenden Arbeit wird erstmals der Anteil leicht wasserlöslicher mineralischer Bestandteile eines afghanischen Lössbodens ermittelt und anhand von Parameterstudien der Einfluss des Ton- und Kalkgehalts auf das *Hydrokonsolidationsverhalten* untersucht. Betrachtungen der makro- und mikroskopischen Bodenstruktur ermöglichen belastbare Aussagen über das Verhalten und die Bedeutung des Porenraumes beim Übergang einer metastabilen Bodenstruktur in eine dichtere und somit stabilere Lagerung.

Die aus den eigenen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse dienen als Grundlage für die Formulierung einer neuen, empirisch-deduktiven Prognosemethode zur qualitativen Abschätzung der infolge Hydrokonsolidation zu erwartenden kollapsartigen Verformung (Kollapsverformung).

Neben der Vorstellung der Prognosemethode für den statischen Lastfall wurden dynamische Triaxialversuche zur vergleichenden Untersuchung der dynamischen Stabilität metastabiler und idealverdichteter Lössböden angestellt.
Sämtliche bodenmechanischen und bodenphysikalischen sowie physiko- und geochemischen Untersuchungen erfolgten an geologisch rezent gebildeten, alluvial und fluvial abgelagerten afghanischen Lössböden der Regionen BALKH und KUNDUZ.

Abstract

Research in the area of the collapse to which loess soils are prone to subsidence was, particularly in the period between the 1930s and 1980s, characterised by various national schools of thought. Only since the 1980s, with the founding of the Geotechnical Properties of Loess working group of the International Union for Quartenary Research (INQUA) has it been possible to point to internationally recognised research in the area of identifying the geomechanical properties of loess soils.

The central theme of research to date has been the investigation of so-called *Collapse Criteria* with a view to making qualitative estimates of subsidence potential as water content increases. In addition geochemical investigations of loess soils describe their chemical composition but offer only a limited description of the water solubility of the various components and its resultant influence on subsidence behaviour.

So far all research to date has been carried out in terms of the effects of static loads on *collapse behaviours* of *metastable* structures of loess soils. The deformation characteristics of loess soils under cyclical loads has so far not been investigated.

In the work carried out for this thesis the low soluble mineral component of an Afghan loess soil was investigated for the first time and it was examined on the basis of parameter studies of the influence of the clay and limestone content of the soil on its *hydroconsolidation behaviour*. Considerations of both the macroscopic and microscopic soil structure permit testable conclusions about the behaviour and significance of pore sizes/volumes during the transition from a metastable soil structure to a denser and hence more stable condition.

The results obtained serve as the basis for the formulation of a new empirical, deductive prognosis method for the qualitative estimations of likely collapse of microstructure as a result of hydroconsolidation. As well as demonstrating the prognosis method for static loads, dynamic triaxial experiments were also carried out as a comparative investigation of the dynamic stability of metastable and ideal density loess soils. All geomechanical, geophysical, geochemical and physical chemical research was carried out on geologically recently formed alluvial and fluvial deposits of Afghan loess soils in the BALKH and KUNDUZ regions.

Inhaltsverzeichnis

Nomenklatur **XV**

1. Einführung in die Thematik **1**
1.1. Motivation und Problemstellung 1
1.2. Zielsetzung 5
1.3. Vorgehensweise 5

2. Grundlagen und Begriffe **7**
2.1. Zum Begriff der Metastabilität 7
2.2. Zum Begriff der Hydrokonsolidation 9
2.2.1. Bedeutung des Wassers 11
2.2.2. Bedeutung des Porengefüges 13
2.3. Grundlagen der Kontinuumsmechanik 14
2.3.1. Spannungen 14
2.3.2. Dehnungen 17
2.3.3. Laborversuche mit zyklischer Belastung 18
2.3.4. Quasi-statische vs. dynamische Belastung 19
2.3.5. Der Begriff der Akkumulation 20
2.3.6. Zyklenformen 22

3. Stand des Wissens **24**
3.1. Forschungstätigkeiten im Bereich der Hydrokonsolidation von Löss . . . 25
3.2. Forschungstätigkeiten zur Prognose der Hydrokonsolidation 32
3.2.1. Kriterium nach ABELEV (1948) 32
3.2.2. Kriterium nach DENISOV (1951) 33
3.2.3. Kriterium nach STEPHANOFF und KREMAKOVA (1960) 34
3.2.4. Kriterium nach GIBBS und BARA (1962) 34
3.2.5. Kriterium nach FEDA (1966) 35
3.3. Forschungstätigkeiten zur zyklischen Belastung von Böden 35
3.3.1. Einfluss der Zyklenzahl N 36
3.3.2. Einfluss der Spannungszustands σ_3 und η^{av} 39

3.3.3. Einfluss der Frequenz f_B 41
3.4. Zusammenfassung und offene Fragen 41
3.4.1. Erkenntnisse bisheriger Forschungen 42
3.4.2. Offene Fragen 44

4. Grundlagen der eigenen experimentellen Untersuchungen 46
4.1. Beschreibung der Probenentnahmeregion 46
4.2. Ergebnisse aus In-Situ-Untersuchungen 48
4.3. Ergebnisse aus Laborversuchen 51
4.3.1. Bodenkennwerte der Region um Kunduz 51
4.3.2. Bodenkennwerte der Region um Mazar-e-Sharif 53
4.4. Folgerungen für die eigenen Untersuchungen 53

5. Neue Erkenntnisse zur Struktur und Mineralogie von Lössböden 55
5.1. Strategie der Untersuchungen 55
5.2. Untersuchung der Bodenstruktur 56
5.2.1. Makroskopische Untersuchungen 56
5.2.2. Mikroskopische Untersuchungen 57
5.3. Untersuchung der Bodenchemie 62
5.3.1. Schritt 1: Bestimmung des Kalkgehalts 64
5.3.2. Schritt 2: Bestimmung der Ionenkonzentration 64
5.3.2.1. Methodik 64
5.3.2.2. Ergebnisse 65
5.3.3. Schritt 3: Bestimmung des Kohlendioxidgehalts 66
5.3.3.1. Methodik 66
5.3.3.2. Ergebnisse 67
5.3.4. Schritt 4: Röntgendiffraktometer-Analyse 68
5.3.4.1. Methodik 68
5.3.4.2. Ergebnisse 71
5.3.5. Ergänzung: Einfluss von Natriumcarbonat 74
5.3.5.1. Methodik 75
5.3.5.2. Ergebnisse 75
5.4. Erkenntnisse und Folgerungen 76

6. Neue Erkenntnisse zum Setzungsverhalten von Lössböden 80
6.1. Strategie der Untersuchungen 80
6.2. Spannungs-Verformungsverhalten bei statischer Belastung 81
6.2.1. Methodik 81

6.2.2. Ergebnisse 84
6.3. Spannungs-Verformungsverhalten bei zyklischer Belastung 88
6.3.1. Methodik 88
6.3.2. Ergebnisse 92
6.4. Erkenntnisse und Folgerungen 96

7. Neue empirisch-deduktive Prognosemethode (statische Last) 100
7.1. Vergleichende Bewertung existierender Prognosemethoden 100
7.2. Neue Prognosemethode 105
7.3. Hinweise zur Anwendung 109

8. Zusammenfassung und Ausblick 111
8.1. Zusammenfassung 112
8.2. Ergänzender Forschungsbedarf 113

A. Anhang 115
A.1. Grundlagen der Röntgendiffraktometrie 115
A.2. Versuchsergebnisse 117
A.2.1. Untersuchung der Bodenstruktur 117
A.2.2. Bestimmung der Ionenkonzentration 118
A.2.3. Kohlendioxidgehalt 124
A.2.4. Röntgendiffraktometer-Analysen 126
A.2.5. Untersuchungen zum Setzungsverhalten (statische Last) 128
A.2.6. Untersuchungen zum Setzungsverhalten (zyklische Last) 137
A.3. Vergleich der bestehenden Prognosemethoden 140

Literaturverzeichnis 141

Abbildungsverzeichnis 180

Tabellenverzeichnis 182

Symbolverzeichnis

Symbol	Benennung	Einheit
c	Kohäsion	$[kN/m^2]$
D_{Pr}	Proctordichte	$[kN/m^2]$
δ	Setzung nach STEPHANOFF und KRENAKOVA	[%]
e	Porenzahl	[-]
e_{crit}	kritische Porenzahl	[-]
e_L	Porenzahl an der Fließgrenze	[-]
e_{nat}	natürliche Porenzahl	[-]
e_P	Porenzahl an der Platizitätsgrenze	[-]
ε^{acc}	akkumulierte Dehnung	[%]
$\dot{\varepsilon}^{acc}$	Akkumulationsrate	[%]
ε^{ampl}	elastischer Dehnungsanteil	[%]
ε_q^{ampl}	zyklischer (elastischer)Anteil der deviatorischen Dehnung	[%]
ε_v^{ampl}	zyklischer (elastischer)Anteil der volumetrischen Dehnung	[%]
ε^{av}	mittlere Verformung	[%]
ε_c	Kollapsverformung	[%]
ε_c^{av}	mittlere Kollapsverformung	[%]
$\varepsilon^{N=1}$	Dehnung nach einem Zyklus	[%]
ε_q	deviatorischer Dehnungsanteil	[%]
ε_{total}	totale Dehnung	[%]
ε_v	volumetrische Dehnung	[%]
f_B	Erregerfrequenz	[Hz]
η	Verhältniswert der Invarianten p und q	[-]
I	Intensität	[cps][1]
φ	Reibungswinkel	[°]
K	Seitendruckbeiwert	[-]
K_e	Kriteriumswert nach DENISOV	[-]
$K_1^e, K_2^e, K_1^\rho, K_2^\rho$	eigene Bemessungsbeiwert	[-]
K_L	Kriteriumswert nach FEDA	[-]
N	Zyklenanzahl	[-]
n	Porenanteil	[-]
n_{nat}	natürlicher Porenanteil	[-]
p	mittlere Spannung	$[kN/m^2]$
p^{ampl}	zeitlich veränderlicher Anteil der mittleren Spannung p	$[kN/m^2]$

Symbol	**Benennung**	**Einheit**
q	Deviatorspannung	$[kN/m^2]$
q^{ampl}	zeitlich veränderlicher Anteil der Deviatorspannung p	$[kN/m^2]$
ρ	Bodendichte	$[g/cm^3]$
ρ_d	Trockendichte	$[g/cm^3]$
ρ_S	Korndichte	$[g/cm^3]$
S_r	Sättigungsgrad	[%]
σ	Normalspannung	$[kN/m^2]$
σ'	effektive Normalspannung	$[kN/m^2]$
σ^{ampl}	Amplitudenspannung	$[kN/m^2]$
σ_{Auf}	Auflastspannung	$[kN/m^2]$
σ^{av}	mittlere Spannung	$[kN/m^2]$
σ_1	axiale (vertikale) Spannungskomponente	$[kN/m^2]$
$\sigma_{2,3}$	radiale Spannungskomponenten	$[kN/m^2]$
T	CAUCHY-Spannungstensor	$[kN/m^2]$
u	Porenwasserdruck	$[kN/m^2]$
u^{ampl}	Amplitudenverschiebung der x-Achse	[-]
V_F	Feststoffvolumen	$[cm^3]$
V_{ges}	Gesamtvolumen	$[cm^3]$
V_P	Porenvolumen	$[cm^3]$
w, w_{nat}	Wassergehalt	[%]
Z_1	Ausgangszustand	[-]
Z_2	stabiler Zustand	[-]
Z_i	labiler Zustand	[-]

1. Einführung in die Thematik

Mazar-e-Sharif ist die größte Stadt der Provinz BALKH im Norden Afghanistans. Sie liegt am Rande des Marmal-Gebirges, welches seinerseits die nord-ostwärtigen Ausläufer des Hindukusch darstellt. Im Osten der Provinz BALKH schließt die Provinz KUNDUZ mit der gleichnamigen Hauptstadt Kunduz an. Sie liegt im sogenannten Kunduztal und ist an drei Seiten von hohen Bergen umgeben, welche ebenfalls den Ausläufern des Hindukusch zuzuordnen sind. Die Regionen BALKH und KUNDUZ liegen somit auf der tektonischen Grenze zwischen der eurasischen und der indischen Platte.

Im Rahmen der Stabilisierung und des Wiederaufbaus des Landes gehören diese Regionen jedoch nicht nur zu den Einsatzräumen der NATO-Streitkräfte. Auch für zivile Ingenieure aus aller Welt gewinnt Afghanistan im Rahmen des Wiederaufbaus und der damit im Zusammenhang stehenden Globalisierung technischer Dienstleistungen immer mehr an Bedeutung. Hierbei ist es unabdingbar, sich mit einem geotechnisch höchst anspruchsvollen und für mitteleuropäische Verhältnisse untypischen Baugrund auseinanderzusetzen - dem Löss.

1.1. Motivation und Problemstellung

Löss und lössähnliche Ablagerungen bedecken mehr als 10 % der Erdoberfläche und stellen die meist verbreitete Ablagerung der Quartärzeit dar (PÉCSI [134]). Als aeolisches oder fluviales Sediment ist der Löss einer Gruppe von Böden zuzuordnen, die im erdfeuchten Zustand eine hohe Festigkeit und Tragfähigkeit aufweisen. Ein Anstieg der Bodenfeuchte führt bei diesen Böden zu einer Umlagerung des Korngerüstes. Die bei dieser Umlagerung einhergehende Verringerung des Volumens wird im Allgemeinen als "Sackung" bezeichnet. Der Anstieg des Wassergehalts führt zum Verlust der eigentlich hohen Stabilität sowie zu einer qualitativen Änderung des bodenmechanischen Verhaltens (FEDA [49]). Die vor der Sackung vorhandene Struktur dieser Art von Böden wird im Folgenden als "metastabil" bezeichnet[1].

[1]Zur Denotation der Metastabilität sowie zur Konnotation für hier geführten Betrachtungen und Untersuchungen wird auf Kapitel 2.1 verwiesen.

Ein Boden wird dann als "metastabil" bezeichnet, sofern er durch folgende, zugleich auftretenden Charakteristiken gekennzeichnet ist (ROGERS [143]):

- geologisch rezente oder rezent umgebildete Sedimente
- hoher Porenanteil
- offenes Porengefüge
- hohe Sensitivität gegenüber Wassergehaltsänderungen
- schwache interpartikulare Bindungskräfte

Die in der vorliegenden Arbeit betrachteten afghanischen Lössböden der Hindukusch-Region um Mazar-e-Sharif und Kunduz weisen alle zuvor genannten Charakteristika auf und führen nach ROGERS [143] zu einer Klassifizierung als sackungs-, d.h. kollaps-anfälligen[2] Boden.

Abbildung 1.1.: Kollaps unter Eigengewicht in der Region BALKH, südlich von Mazar-e-Sharif / Afghanistan

[2]Der eingangs eingeführte Begriff "Sackung" beschreibt eine vom Druck auflastender Schichten unabhängige Verformung des Bodens. Eine sich infolge Wassergehaltsänderung vollziehende Sackung wird nachfolgend als "Kollaps", "Kollapsverformung" oder auch "Hydrokonsolidation" bezeichnet.

Die im Rahmen der Stabilisierung und des Wiederaufbaus des Landes notwendige Konstruktion eines leistungsfähigen Straßennetzes sowie der Bau notwendiger Flugbetriebsflächen führt zwangsläufig zu einer Versiegelung der Oberfläche in diesen Bereichen. Die hieraus resultierenden Wasserwegigkeiten wirken sich in vielen Bereichen gravierend auf den Baugrund aus. Abbildung 1.1 zeigt eine für die Löss-Region um Mazar-e-Sharif typische Hydrokonsolidation des Baugrundes unter Eigenlast mit einem Durchmesser von knapp 10 m und einer Tiefe von rund 90 cm. Das abgebildete Gelände liegt in ummittelbarer Nähe zu einer Straße, deren ablaufende Oberflächenwässer sich auf der dargestellten Fläche sammelten. Treten diese aus einer Wassergehaltsänderung des Bodens resultierenden Verformungen in der Nähe von Gebäuden auf, so kann dies zu Schäden an der gesamten Konstruktion führen.

Die Wasserempfindlichkeit von Lössböden und damit in Zusammenhang stehende Sackungsverhalten wird weitestgehend durch die metastabile Struktur bestimmt. Es wird vermutet, dass das Lösen interpartikulärer Bindungen besonders durch leicht wasserlösliche Salz- und Kalkbindungen begünstigt wird. Obwohl verschiedenste wissenschaftliche Untersuchungen den Einfluss der Wassergehaltsänderungen als untergeordneten Faktor sehen (vgl. Kapitel 3), ist der Kollapseffekt infolge Wasserzugabe eindeutig. Abbildung 1.2 zeigt den qualitativen Verlauf einer chrakteristischen Verfomungsungskurve eines Lössbodens unter Wasserzugabe und definierter Auflast.

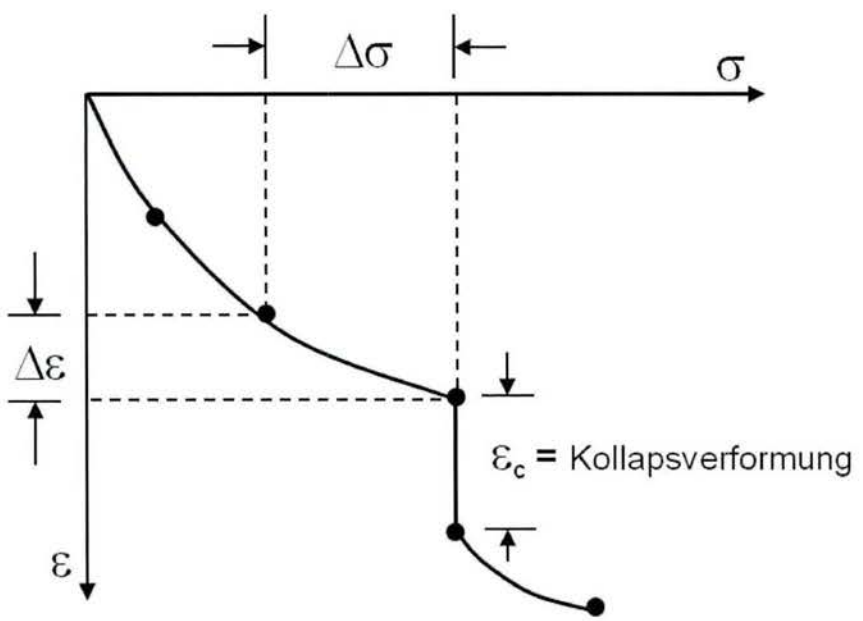


Abbildung 1.2.: Charakteristische Verformungskurve eines kollapsanfälligen Lössbodens

Die wissenschaftliche Betrachtung von Lössböden beginnt bei Karl Caeser von LEONHARD. Er erwähnte im frühen 19. Jahrhundert in seiner Arbeit "Gebirgsartensammlung von der Umgegend von Heidelberg" als Erster den Begriff "Löss". In den folgenden Dekaden beschäftigte sich die Wissenschaft in diesem Bereich im Schwerpunkt mit der Entstehung und Morphologie dieses Sediments (vgl. [183]). Hier wird Ferdinand von RICHTHOFEN als Vater der aeolischen Theorie zur Lössablagerung gesehen. Die Beschreibung grundlegender geotechnischer Merkmale von Löss erfolgte erst ein knappes Jahrhundert nach der Arbeit von Karl Caeser von LEONHARD. "Der Löss und seine geotechnischen Eigenschaften" wurde 1934 von Alfred SCHEIDIG [150] verfasst und gilt als erste umfassende Übersicht. Obwohl seine Arbeit deutlich von bodenmechanischen und nicht von geologischen Gesichtspunkten geprägt ist, berücksichtigt sie das Phänomen der Kollapsverformung nur peripher. Hier gilt Y. DENISOV [31] als derjenige, welcher das Phänomen der Sackung von Löss als erster beschreibt. Seither sind die wissenschaftlichen Bemühungen im Bereich der Lössforschung äußerst vielfältig und in manchen Bereichen schwer zu überschauen. China, Russland und Nord-Amerika gelten als die Nationen, die aufgrund der jeweiligen Lössaufkommen starke Forschungstätigkeiten verfolgen, um das Setzungsverhalten dieses Bodens besser bewerten und prognostizieren zu können.

Der die Sackung beschreibende Mechanismus ist äußerst komplex und schwer zu erfassen. Geographische sowie petrographische Begebenheiten machen internationale, d.h. kontinentübergreifende Vergleiche nur in Ansätzen möglich. Die Heranziehung bodenmechanischer Eigenschaften von Lössböden anderer Länder oder gar Kontinente für eine geotechnische Bewertung des afghanischen Lösses als Baugrund ist, wenn überhaupt, nur in Ansätzen möglich. Existierende Arbeiten zum Löss aus der Region Afghanistan, insbesondere aus dem Bereich des Hindukusch, beschränken sich ausschließlich auf geomorphologische Betrachtungen (BROOKFIELD [23]).
Das Verständnis des bodenmechanischen Verhaltens afghanischer Lössböden als Baugrund erfordert umfangreiche Studien mit dem Ziel einer detaillierten Beschreibung der geotechnischen Eigenschaften, insbesondere des mikrostrukturellen Aufbaus sowie des Sackungsverhaltens.

1.2. Zielsetzung

Die infolge Wassergehaltsänderung auftretende Sackung von Lössböden wurde bereits in einigen Forschungsstudien untersucht (vgl. KÉZDI [92], FEESER ET.AL. [53], ROGERS [143]). Bisher nur unzureichend wurden geochemische Untersuchungen zur Bestimmung der mineralischen Zusammensetzung sowie Untersuchungen zur Bodenstruktur, d.h. zum Verhalten des Porengefüges beim Sackungsvorgang, geführt. Dies gilt auch für afghanische Lössböden.

Zur Fortführung der Lössbödenforschung richtet sich das Interesse in der vorliegenden Arbeit erstmals auf geochemische Untersuchungen zur Bestimmung leicht wasserlöslicher Bestandteile. Darüber hinaus wird das Verhalten der metastabilen Bodenstruktur und die Bedeutung der Porengröße auf den Grad der infolge Hydrokonsolidation zu erwartenden Sackung erstmalig untersucht.
Im Mittelpunkt stehen weiterhin Setzungsuntersuchungen zur empirischen Ermittlung des Kollapspotentials bei statischer Belastung mit dem Ziel der Formulierung einer neuen empirisch-deduktiven Prognosemethode zur Abschätzung der Kollapsverformung eines rezent gebildeten afghanischen Lössbodens.
Mit Blick auf die tektonische Aktivität der Probenentnahmeregion werden erste Untersuchungen zum Verhalten der metastabilen Bodenstruktur im Vergleich zu einem optimal verdichteten Lössboden bei zyklischer Belastung angestellt.

1.3. Vorgehensweise

Die methodische Vorgehensweise zur Untersuchung des afghanischen Lössbodens wurde wie folgt gewählt:
Mit Hilfe von Eluatanalysen sowie röntgendiffraktometrischen Analysen werden geochemische Untersuchungen durchgeführt, um die mineralische Zusammensetzung, insbesondere den Anteil an leicht wasserlöslichen Mineralien, verifizieren zu können.
In Anlehnung an die chinesische Norm "GBJ-128" und den Ausführungen von ABELEV [3] werden modifizierte Ödometerversuche zur Untersuchung des Kollapsverhaltens angestellt. Begleitende Rasterelektronenmikroskop-Aufnahmen ermöglichen Betrachtungen der metastabilen Struktur vor sowie der stabileren und deutlich dichteren Struktur nach dem Kollaps im Ödometergerät. Durch die vergleichende Betrachtung von Aufnahmen vor und nach der Hydrokonsolidation kann der Einfluss der Porenstruktur, insbesondere jedoch die Bedeutung der Porengröße, bestimmt werden.

In Interaktion der Ergebnisse der Ödometerversuche mit Erkenntnissen vorangegangener chemischer Untersuchungen werden Parameterstudien geführt, um die einflussnehmenden Faktoren auf das Verformungsverhalten bei Wasserzugabe bewerten zu können. Aus den Erkenntnissen dieser Parameterstudie wird eine neue, empirisch-deduktive Prognosemethode vorgestellt.

Das Verhalten von Lössböden unter zyklischer Lasteinwirkung wird anhand nicht genormter Triaxialversuche untersucht. Die im Zuge dieser Triaxialversuche gewonnenen Erkenntnisse über den Einfluss verschiedener Parameter (u.a. Belastungsfrequenz, Spannungszustand) sollen als Grundlage für weitere Untersuchungen im Bereich der dynamischen Stabilität von Lössböden dienen, welche nicht Gegenstand der vorliegenden Arbeit sind.

2. Grundlagen und Begriffe

Das gegenständliche Kapitel beinhaltet eine allgemeine Einführung der in dieser Arbeit verwendeten skalenwertigen Größen und Begriffe. Hiervon abweichende spezielle Annahmen und Vereinfachungen für die im Rahmen dieses Forschungsprojekts geführten Untersuchungen sind dem jeweiligen Kapitel zu entnehmen.

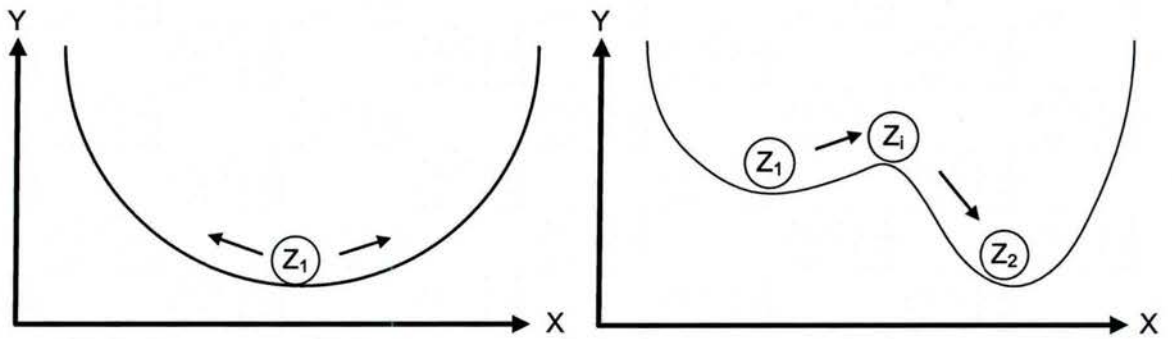
Neben den Definitionen der Begriffe *Metastabilität* und *Hydrokonsolidation* wird nachfolgend auf grundlegende Zusammenhänge der Kontinuumsmechanik eingegangen. Mit Blick auf die in Kapitel 6 geführten Untersuchungen zum Verformungsverhalten bei zyklischer Lasteinwirkung, liegt der Schwerpunkt hierbei auf den Grundlagen bodendynamischer Laborversuche.

2.1. Zum Begriff der Metastabilität

Der Begriff Stabilität ist geläufig, wenn es um die Beschreibung des Gleichgewichtszustandes eines mechanischen Systems geht. Für die in der vorliegenden Arbeit angestellten Betrachtungen wird neben den Begriffen *stabil* und *labil* der Begriff *metastabil* verwendet. Zum besseren Verständnis eignet sich die Betrachtung möglicher Gleichgewichtslagen eines Massenpunktes (Abbildung 2.1). Ein System wird als stabil bezeichnet, wenn es:

- äußeren Einwirkungen entgegenwirkt, ohne eine Änderung im Gleichgewicht zu erfahren oder
- nach Änderung des Gleichgewichtszustandes in seinen stabilen Zustand (Ruhezustand Z_1) zurückkehrt (Abbildung 2.1(a)).

Besitzt ein System ein schwaches Gleichgewicht im Ausgangszustand Z_1, so können bereits geringste äußere Einwirkungen eine Änderung des Systems bewirken. Doch entgegen dem in Abbildung 2.1(a) dargestellten stabilen System nimmt dieses System einen neuen, zum Ausgangszustand Z_1 verschiedenen, Gleichgewichtszustand ein. Ein System wird somit im Ausgangszustand Z_1 als metastabil bezeichnet, wenn der eingenommene



(a) stabiler Gleichgewichtszustand (b) metastabiler Gleichgewichtszustand

Abbildung 2.1.: Gleichgewichtszustände eines Massenpunktes

Gleichgewichtszustand Z_2 nach einer äußeren Einwirkung verschieden vom Ausgangszustand Z_1 ist, d.h. $Z_1 \neq Z_2$. Abbildung 2.1(b) veranschaulicht das Prinzip eines solchen metastabilen Gleichgewichtszustandes.
Der in Abbildung 2.1(b) abgebildete Punkt Z_i kennzeichnet den Grenzzustand zwischen dem metastabilen, d.h. schwachen Gleichgewichtszustand Z_1 und dem stabileren Zustand Z_2 des Systems. Der Zustand Z_i wird als labil bezeichnet.
Im Kontext der hier geführten bodenmechanischen Untersuchungen versteht sich Metastabilität wie folgt:

Das Gefüge eines Bodens, welches aufgrund verschiedener Einflussfaktoren (z.B. Partikelform, Porenraum, mineralische Bestandteile, interpartikulare Bindungskräfte) das Potential zur plötzlichen Setzung unter Wasserzugabe besitzt, wird im präkonsolidierten Zustand als metastabil bezeichnet. Die Bedeutsamkeit, der zum Zeitpunkt der Wasserzugabe herrschenden Belastung des Bodens ist von übergeordneter Bedeutung und wird in Kapitel 6 mittels Parameterstudien eingehender behandelt. Grundsätzlich wird, insbesondere in der chinesischen Literatur sowie im chinesischen Normenwesen, zwischen:

- kollapsgefährdet unter Eigenlast ($\sigma = \sigma_z$)
- kollapsgefährdet unter zusätzlicher Auflast ($\sigma = \sigma_z + \sigma_{Auf}$)

unterschieden.
Bei *kollapsgefährdeten Böden unter Eigenlast* findet eine Änderung des geostatischen Lagerungszustandes ausschließlich durch die Zugabe von Wasser statt. Durch den plötzlichen Zusammenbruch des Korngerüstes vollzieht sich der Übergang in eine dichtere Lagerung (Feeser et.al. [53]).

Böden, welche ausschließlich *kollapsgefährdet unter zusätzlicher Auflast* sind, besitzen

ein ausreichend stabiles Gefüge, um dem Eigengewicht bei Wasserzugabe zu widerstehen. Erst das Aufbringen einer zusätzlichen äußeren Last und die Zugabe von Wasser führen zu einem schlagartigen Versagen des Bodengefüges. Der Boden kollabiert.

2.2. Zum Begriff der Hydrokonsolidation

Zum Verständnis des in der vorliegenden Arbeit verwendeten Begriffs der Hydrokonsolidation findet die Definition einer "Sackung" nach DIN 4019-100 Anwendung. Hiernach wird im Folgenden "die Verschiebung in Richtung der Schwerkraft infolge einer Umlagerung des Korngerüstes bei starker Durchnässung des Bodens, verursacht durch den Verlust der scheinbaren Kohäsion", als Hydrokonsolidation oder Sackung bezeichnet. Die sich bei der Hydrokonsolidation vollziehende Umlagerung des Korngerüstes (Sackungsmechanismus) beruht auf der Umwandlung einer metastabilen, lockeren in eine stabile, dichte Kornstruktur. Es kommt zu einer kollapsartigen Verformung, welche in vier fließend ineinander übergehenden Phasen abläuft (Dibben et.al. [37]). Die sich in der jeweiligen Phase vollziehenden Mechanismen sind abhängig vom Sättigungsgrad des Bodens (Feeser et.al. [52]).

Phase I:
In der ersten Phase nimmt die Dicke der adsorptiv gebundenen Wasserhüllen um die einzelnen Partikel zu. Tonmineralien kommt hierbei eine besondere Bedeutung zu, da ihre diffusen Hydratschichten deutlich mehr Wasser binden können als andere Silikatmineralien gleicher Größe (Grimmer [64]). Folglich vergrößert sich der Abstand einzelner Tonmineralien und die ionen-elektrostatischen Bindungskräfte in den Tonmineralbrücken und -ummantelungen nehmen stark ab.
Hieraus lässt sich ableiten, dass die Menge Wasser, welche notwendig ist, um ionen-elektrostatische Bindungskräfte soweit zu reduzieren, dass ein Übergang in die Phase II des Sackungsprozesses ermöglicht wird, eine Funktion der wirksamen Oberfläche und somit auch des prozentualen Bestandteils der Tonmineralien ist (Hölzer [76]).
Nach Osipov [132], Feeser et.al. [52] und Grimmer [64] findet der Prozess der adsorptiven Wasserbindung, d.h. die Reduktion ionen-elektrostatischer Bindungskräfte, bei einem Sättigungsgrad < 15 % statt.

Phase II:

In der zweiten Phase kommt es zu einer vollständigen Lösung von gering wasserresistenten und somit leicht löslichen Bestandteilen, welche in Form von Feststoffbrücken maßgeblich zur Festigkeit der Bodenstruktur im trockenen Zustand beitragen (OSIPOV [132]). Die Auflösung solcher Feststoffbrücken führt zur Bildung lokaler Defekte in der Bodenstruktur (BARDEN ET.AL. [10]). Darüber hinaus erreichen die kapillaren Adhäsionskräfte wegen des weiter ansteigenden Wassergehalts ihr Maximum (FEESER ET.AL. [52]).

Ebenso wie Phase I vollziehen sich die Vorgänge der Phase II bei einem Sättigungsgrad von < 15 %.

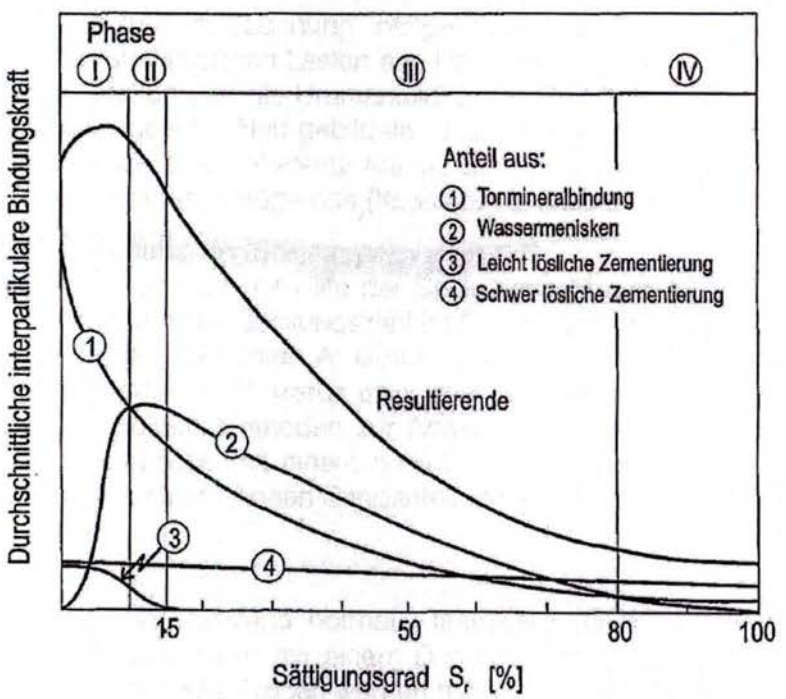


Abbildung 2.2.: Phasen der Hydrokonsolidation bei Löss, aus FEESER ET.AL. [52]

Phase III:

Durch einen weiteren Anstieg des Wassergehalts in der Phase III schreitet die Wasseranlagerung der Tonmineralien (Hydration) und somit auch die in Phase I beschriebene Abnahme der ionen-elektrostatischen Bindungskräfte weiter fort. Die Lösung weiterer Feststoffbrücken führt zu weiteren Strukturdefekten (FEESER ET.AL. [52]). Das bereits in Phase II erreichte Maximum der kapillaren Adhäsionskräfte wird überschritten, so dass diese mit zunehmender Sättigung abnehmen.

Die Vorgänge der Phase III werden nach FEESER ET.AL. [52] einem Sättigungsgrad von

15 % bis 80 % zugeordnet.

Phase IV:
Eine weitere Sättigung der Bodenstruktur führt zu einer starken Abnahme und in der Folge zum vollständigen Verlust der kapillaren Adhäsionskräfte. Die zuvor nur partiell gestörte Bodenstruktur wird nun vollständig destabilisiert. Die zu diesem Zeitpunkt verbleibende Festigkeit der Kornstruktur wird ausschließlich durch schwer lösliche Feststoffbrücken bestimmt. Die bei FEESER ET.AL. [52] publizierte Abbildung 2.2 stellt den Einfluss der einzelnen Phasen, bezogen auf die absolute Gesamtsackung, graphisch dar.

Nach Abschluss des Hydrokonsolidationsprozesses zeichnet sich die Bodenstruktur durch ein heterogenes Gefüge aus (KLUKANOVA [94]). Der Betrag der mit der Hydrokonsolidation einhergehenden absoluten Sackung hängt von den wirksamen Spannungen infolge des Bodeneigengewichts sowie eventuell wirkenden zusätzlichen Lasten ab (FEESER ET.AL. [52]).
Das im Porenraum vorhandene Wasser besitzt stets einen Einfluss auf die Stabilität der Bodenstruktur (HARTGE & HORN [71]). Porenraum und Porenwasser sind bei der Betrachtung von Hydrokonsolidationsprozessen von besonderer Bedeutung.

2.2.1. Bedeutung des Wassers

Die Festigkeit eines Bodens beruht im Wesentlichen auf der Reibung sowie auf der wasserabhängigen Kohäsion zwischen den Körnern (HÖLZER [76]). Das Verhalten von Böden wird somit entscheidend durch den Wassergehalt beeinflusst. Die wirkenden Oberflächenkräfte sind direkt proportional zur Kornfeinheit sowie zum Gehalt der Tonmineralien (HÖLZER [76]). Die Oberflächenkräfte beherrschenden Faktoren sowie Möglichkeiten zur Steigerung der Bodenfestigkeit werden nachfolgend dargestellt.

Nach KÉZDI [92] entstehen sackungs- und setzungsanfällige Bodenstrukturen vorwiegend bei Böden mit geringem Wassersättigungsgrad. Grund hierfür ist, dass sich das Wasser in der Umgebung der Kontaktstellen einzelner Partikel sammelt. An diesen Stellen bilden sich Wassermenisken, aus denen Haftkräfte zwischen den Körnern resultieren, welche die Partikel an der Formierung einer dichten Struktur hindern können.

Benachbarte Partikel werden durch die in Abbildung 2.3 dargestellte Kraft P aneinandergedrückt. Diese Kraft resultiert aus den entlang der Grenzschicht zwischen Was-

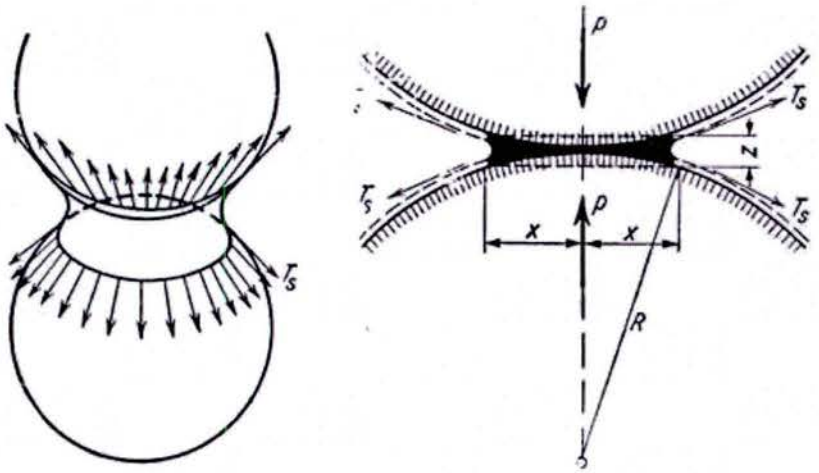


Abbildung 2.3.: Wirkung der Oberflächenspannung, aus KÉZDI [92]

sermenisken und Bodenpartikel wirkenden Zugkraft (Kapillarkraft). Kommt es infolge einer Belastung der Struktur zu einer relativen Verschiebung einzelner Partikel, so entsteht eine zusätzliche Reibungskraft, welche als scheinbare Kohäsion bezeichnet wird. Die Stabilität der Wassermenisken und somit die aus ihnen resultierenden stabilisierenden Kräfte zeichnen sich durch eine minimale Wasser-Luft-Oberfläche aus.
Steigt nun der Wassergehalt eines nicht gesättigten und unter Auflast stehenden Bodens, so verändert sich das Volumen der Wasserbrücke und somit auch die Wasser-Luft-Oberfläche. Beim Erreichen eines vom Volumen der Wasserbrücke abhängigen kritischen Abstands zwischen den Partikeln zerreißt die Wasserbrücke. Hierbei verteilt sich das Wasser auf der Oberfläche der beiden Bodenpartikel, die zuvor durch die Wasserbrücke verbunden waren. Durch den Wasserfilm auf der Oberfläche reduziert sich einerseits der Haftreibungskoeffizient und die vorher aus der Wasserbrücke resultierenden Bindungskräfte gehen verloren. Der Boden verdichtet sich. Bei dieser Verdichtung geht der Boden von seinem ehemalig metastabilen Zustand in einen stabileren Zustand über. Berühren sich die beiden Bodenpartikel in diesem neuen Zustand erneut, so konzentriert sich der Wasserfilm wiederum an der Kontaktstelle. Der Zusammenhalt der einzelnen Partikel nimmt nun durch die bereits beschriebenen Kapillareffekte wieder zu.
Bei der Verdichtung jedes granularen Mediums wird jedoch Luft aus dem Porenraum verdrängt, so dass sich die genannte Wasser-Luft-Oberfläche ab einem bestimmten Wassergehalt reduziert und bei vollständiger Wassersättigung verschwindet.

In den Boden eindringendes Wasser beeinflusst jedoch nicht nur die Bildung von Wasserbrücken und deren Bindungskraft. Die vollständige Auflösung oder zumindest die Destabilisierung von Festkörperbrücken zwischen einzelnen Bodenpartikeln kann nach

SCHULZ ET.AL. [151] zu einer Verringerung oder gar einem vollständigem Verlust der bodenmechanischen Stabilität des Korngerüstes führen. Festkörperbrücken gelten im Gegensatz zu Wasserbrücken als irreversible Verbindung.

Zum Einfluss des Wassers nennt SCHULZ ET.AL. [151] folgende drei Phänomene:

- Wirkung von Kapillareffekten
- Reduktion der Haftreibung
- Auflösung / Destabilisierung von Festkörperbrücken

Alle drei Effekte unterstützen mehr oder weniger ausgeprägt den Prozess der Hydrokonsolidation bei trockenen, locker gelagerten Böden durch Destabilisierung der metastabilen Bodenstruktur.

2.2.2. Bedeutung des Porengefüges

Der Porenanteil ist einer der am häufigsten verwendeten Merkmale zur Beschreibung der Bodenstruktur (HARTGE & HORN [71]). Ebenso wie die Dichte wird auch der Porenanteil als Verhältnis einer gemessenen Größe zum betrachteten Gesamtvolumen (V_{ges}) beschrieben. Die zur Bestimmung des Porenanteils gemessene Größe entspricht nicht dem mit Festsubstanz (V_F) gefüllten Raum ($V_{ges} - V_F$). Somit gilt für den Porenanteil n:

$$n = \frac{V_{ges} - V_F}{V_{ges}} = 1 - \frac{V_F}{V_{ges}} \tag{2.1}$$

Eine weitere Größe zur Beschreibung der Größe des Porenraumes ist die Porenzahl e. Bei ihr wird das im Boden vorhandene Porenvolumen V_P auf das Feststoffvolumen V_F bezogen. Es gilt:

$$e = \frac{V_{ges} - V_F}{V_F} \tag{2.2}$$

Die im Zuge der Hydrokonsolidation stattfindende Umlagerung des Korngerüstes führt zu einer Verringerung des Gesamtvolumens (Sackung). Setzt man voraus, dass der Feststoffanteil konstant bleibt, verringert sich ausschließlich das Porenvolumen.

Porenanteil und Porenziffer hängen folgendermaßen zusammen:

$$e = \frac{n}{1-n} \qquad \text{oder} \qquad n = \frac{e}{1+e} \tag{2.3}$$

2.3. Grundlagen der Kontinuumsmechanik

Als Basis für die in Kapitel 6 angestellten Untersuchungen zum Verformungsverhalten afghanischer Lössböden unter zyklischer Lasteinwirkung, werden nachfolgend grundlegende Zusammenhänge bodendynamischer Laborversuche dargelegt.
Nachfolgende Ausführungen zu kontinuumsmechanischen Zusammenhängen in der Dynamik erfolgen maßgeblich in Anlehnung an die Ausführungen von WICHTMANN [176].

2.3.1. Spannungen

Bodenmechanische Betrachtungen setzen sowohl im statischen als auch im dynamischen Lastfall Kenntnis über den im Boden vorherrschenden Spannungszustand voraus. Hierbei wird zwischen totalen Spannungen σ und effektiven Spannungen σ' unterschieden. Totale Spannungen σ sind diejenigen Spannungen, welche sich aus der gesamten vertikalen Belastung N und der betrachteten Fläche A zu

$$\sigma = \frac{N}{A} \tag{2.4}$$

ergeben.
Effektive Spannungen σ' sind ausschließlich die Spannungen, welche auf die Kontaktflächen der einzelnen Körner im Korngerüst wirken. Für konsolidierte und nicht unter Auftrieb stehende Böden ist die effektive Spannung σ' gleich der totalen Spannung σ ($\sigma' = \sigma$). Bei nicht-konsolidierten Böden und vorhandenem Porenwasserdruck u ergibt sich die effektive Spannung zu

$$\sigma' = \sigma - u \tag{2.5}$$

Der im dreidimensionalen Kontinuum[1] herrschende Spannungszustand wird durch den CAUCHY-Spannungstensor

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \tag{2.6}$$

[1] Orthogonales Koordinatensystem mit den Raumachsenbezeichnungen x, y und z.

beschrieben[2].

Bei der Durchführung von Triaxialversuchen werden die axiale Spannungskomponente als σ_1 und die radialen Spannungen als σ_2 und σ_3 bezeichnet. Aufgrund des allseitig wirkenden Wassersdruck in der Triaxialzelle gilt $\sigma_2 = \sigma_3$. Zur Darstellung der in Kapitel 6 beschriebenen dynamischen Untersuchungen werden in Anlehnung an das Vorgehen von WICHTMANN [176] die Roscoe-Invarianten p (mittlere Spannung) und q (Deviatorspannung) in der Form

$$p = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3) \qquad \text{und} \qquad q = \sigma_1 - \sigma_3 \tag{2.7}$$

verwendet. Die Lage eines Spannungszustandes im p-q-Diagramm lässt sich über das in Gleichung (2.8) dargestellte Verhältnis der beiden Spannungsinvarianten ermitteln.

$$\eta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3)} = \frac{q}{p} \tag{2.8}$$

Im Falle eines triaxialen Spannungszustandes ist die vertikale Spannung σ_1 mit dem Seitendruck σ_3 durch den Seitendruckbeiwert K verbunden. Hier gilt:

$$\sigma_3 = K \cdot \sigma_1 \tag{2.9}$$

Das Spannungverhätnis η ergibt sich für diesen Fall zu

$$\eta = \frac{3 \cdot (1 - K)}{2 \cdot K + 1} \tag{2.10}$$

Abbildung 2.4 stellt den qualitativen Verlauf eines zyklischen Spannungspfades in der p-q-Ebene dar.

Bei dem in Abbildung 2.4 dargestellten Spannungszustand wird einer mittleren Spannung σ^{av} ein um den Mittelwert oszillierender, zyklischer Anteil überlagert[3].

Im Allgemeinen sind bei zyklischen Triaxialversuchen sowohl die axiale Spannungskomponente $\sigma_1(t)$ als auch die seitliche Spannung $\sigma_3(t)$ zeitlich veränderlich. Der um den jeweiligen Mittelwert σ^{av} oszillierende Anteil wird im Folgenden mit σ_1^{ampl} bzw. σ_3^{ampl} bezeichnet. Verlaufen diese beiden Spannungen "in-phase", d.h. ohne eine Phasenverschiebung in der Zeit t, ergeben sich im p-q-Diagramm Spannungspfade entlang einer

[2]Die Kennzeichnung effektiver Spannungen erfolgt durch das Hinzufügen eines Hochstrichs

[3]Auf Details zur Versuchsdurchführung der dynamischen Triaxialversuche wird mit dem Verweis auf Kapitel 6 an dieser Stelle verzichtet.

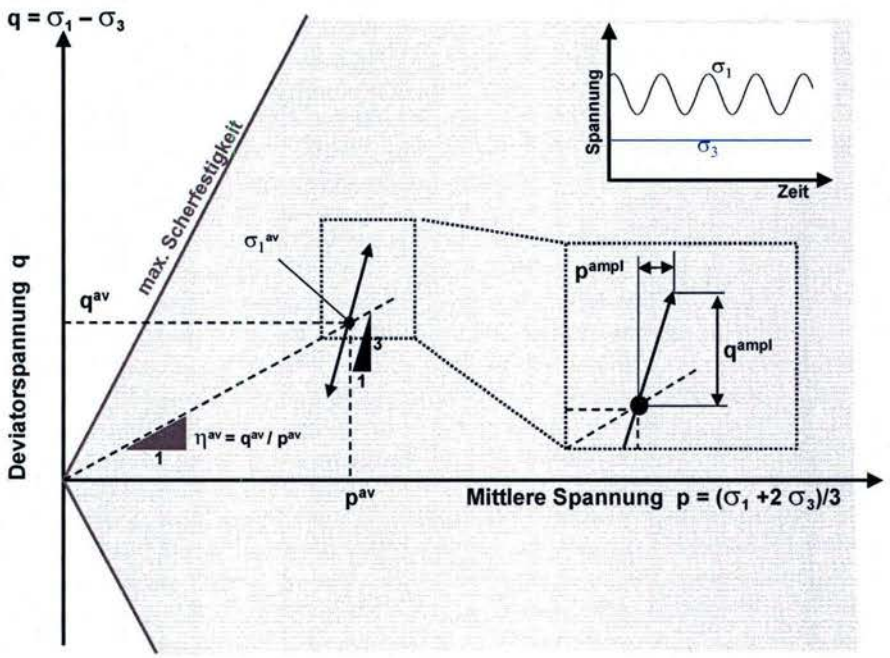


Abbildung 2.4.: Spannungspfad eines dynamischen Triaxialversuchs in der p-q-Ebene

Geraden (Abbildung 2.4)[4]. Die Steigung eines wie in Abbildung 2.4 dargestellten Spannungsverlaufs kann durch die trigonometrische Beziehung der zeitlich veränderlichen Anteile der Invarianten p^{ampl} und q^{ampl} bestimmt werden (Gl. 2.11).

$$tan\ \alpha = \frac{q^{ampl}}{p^{ampl}} \tag{2.11}$$

Nach Verwendung der in Gleichung (2.7) dargestellten Definitionen der Invarianten p und q ergibt sich für Gleichung (2.11):

$$tan\ \alpha = \frac{\sigma_1^{ampl} - \sigma_3^{ampl}}{\frac{1}{3} \cdot (\sigma_1^{ampl} + 2 \cdot \sigma_3^{ampl})} \tag{2.12}$$

Bei dem in dieser Arbeit betrachteten Sonderfall einer konstanten seitlichen Spannung ($\sigma_3(t) = const.$) ist der veränderliche Anteil $\sigma_3^{ampl} = 0$. Berücksichtigt man dies bei der Ermittlung der Lage des Spannungspfades im p-q-Diagramm, so ergibt sich

$$tan\ \alpha = \frac{\sigma_1^{ampl}}{\frac{1}{3} \cdot (\sigma_1^{ampl})} = 3 \tag{2.13}$$

[4]Bei Versuchen mit einer Phasenverschiebung (Out-of-phase-Versuche) Δt zwischen den beiden Spannungsanteilen können auch Spannungsverläufe höherer Ordnung (z.B. elliptische Verläufe) bei Versuchen auftreten (vgl. WICHTMANN[176]).

2.3.2. Dehnungen

Die Dehnung ε beschreibt die relative Längenänderung Δl bezogen auf die ursprüngliche Länge l_0. Verringert sich die Abmessung eines Körpers wird diese Längenänderung als Stauchung [%] oder, wie im Folgenden, als Verformung [%] bezeichnet. Die im triaxialen Spannungszustand auftretenden Änderungen in Längsrichtung der Probe werden mit ε_1, diejenigen in seitlicher Richtung mit ε_2 bzw. ε_3 bezeichnet. Ebenso wie die erste Spannungsinvariante (Gl. 2.7) ist die erste Invariante des Dehnungstensors (Gl. 2.14) als die Spur des Tensors, d.h. als die Summe der Elemente der Hauptdiagonalen definiert.

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \qquad \text{für} \quad \varepsilon_2 \equiv \varepsilon_3 \quad \text{folgt} \qquad \varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2 \cdot \varepsilon_3 \tag{2.14}$$

Unter Zuhilfenahme des Kugeltensors kann sowohl der Spannungs- als auch der Dehnungtensor in einen volumetrischen als auch deviatorischen Anteil zerlegt werden. Der deviatorische Anteil ε_q des Dehnungstensors ergibt sich zu

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3} \cdot (\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \tag{2.15}$$

WICHTMANN gibt für die von ihm in [176] geführten Untersuchungen die Summe der totalen Dehnungen mit

$$\varepsilon_{total} = \sqrt{(\varepsilon_1)^2 + 2 \cdot (\varepsilon_3)^2} \tag{2.16}$$

an.
Für die in Kapitel 6 geführten dynamischen Triaxialversuche wird die seitliche Dehnung ε_3 nicht berücksichtigt. Somit entspricht die in Gleichung 2.16 dargestellte Gesamtsetzung ε_{total} der axialen Verformung ε_1. Folglich wird für die weiteren Betrachtungen $\varepsilon_{total} \equiv \varepsilon$ gesetzt.

Bei zyklisch induzierten Setzungen kann die Gesamtsetzung ε durch die Summe der Setzung nach einem Zyklus ($\varepsilon^{N=1}$), der akkumulierten Setzung (ε^{acc}) sowie einem elastischen Anteil (ε^{ampl}) beschrieben werden (Gl. 2.17).

$$\varepsilon = \varepsilon^{N=1} + \varepsilon^{acc} + \varepsilon^{ampl} \tag{2.17}$$

Abbildung 2.5 veranschaulicht die in Gleichung (2.17) dargestellte Zusammensetzung der Gesamtsetzung ε. WICHTMANN [176] verdeutlicht, dass bei so genannten $in-phase$-

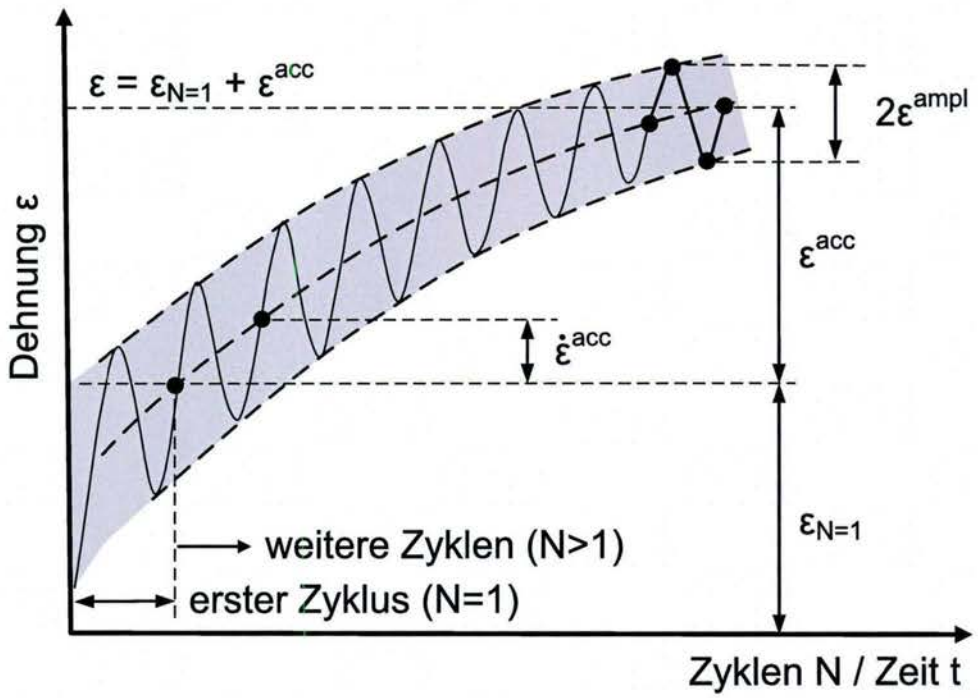


Abbildung 2.5.: Setzungsentwicklung bei einem dynamischen Triaxialversuch, modifiziert nach WICHTMANN [176]

Zyklen (IP-Zyklen) die Gesamtsetzung mit Hilfe des zyklischen Anteils der volumetrischen (ε_v^{ampl}) sowie deviatorischen Setzung (ε_q^{ampl}) bestimmt werden kann[5]. Bei den in Kapitel 6 beschriebenen Untersuchungen handelt es sich um so genannte "einaxiale-IP-Zyklen", so dass mit beiden Anteilen (volumetrische und deviatorische Setzung) gearbeitet werden kann. Eine nähere Einführung in mögliche Zyklenformen erfolgt in Kapitel 2.3.6.

2.3.3. Laborversuche mit zyklischer Belastung

Zur Bewertung des mechanischen Verhaltens eines Bodens bei zyklischer Beanspruchung sind unterschiedliche Laborversuche möglich, bei denen der Probekörper zyklisch belastet wird.
Tabelle 2.1 ist eine aus WICHTMANN [176] entnommene Zusammenstellung möglicher Laborversuche zur Untersuchung des elastischen und plastischen Materialverhaltens bei

[5]Für Versuche mit s.g. $out-of-phase$-Zyklen, beispielsweise für elliptische Spannungspfade, werden komplexe Amplitudenansätze benötigt, die wegen der hier gewählten Versuchsanordnung nicht näher betrachtet werden. Vgl. hierzu Kapitel 7.2.1 in WICHTMANN [176].

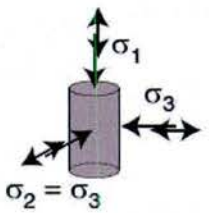
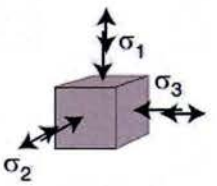
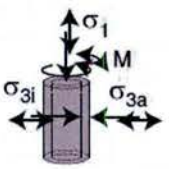
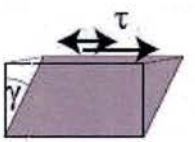
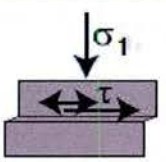
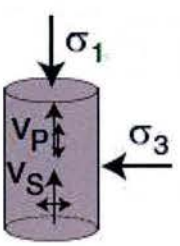
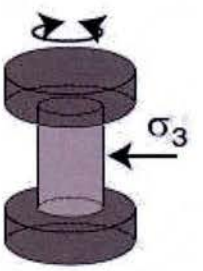
zyklischer Lasteinwirkung. Bei nahezu allen dargestellten Versuchsarten kann die Belastung des Probenkörpers sowohl durch eingeleiteten Kräfte (Spannungen) als auch durch Verschiebungen am Rand der Probe belastet werden.
Bei den in der vorliegenden Arbeit durchgeführten Untersuchungen fand der dynamische Triaxialversuch Anwendung. Der Versuchsaufbau, die daraus resultierenden untersuchten Spannungspfade sowie die verwendeten Proben werden in Kapitel 6 eingehend beschrieben. Der Versuchsaufbau sowie die Versuchsdurchführung aller anderen in Abbildung 2.1 dargestellen Versuche werden mit Verweis auf WICHTMANN [176], GOTSCHOL [61] und HELM ET.AL. [73] [74] nicht näher betrachtet.

2.3.4. Quasi-statische vs. dynamische Belastung

Bei zyklisch wiederkehrenden Belastungen mit einer geringen Belastungsfrequenz f_B können die aus der Beschleunigung resultierenden geringen Trägheitskräfte vernachlässigt werden (WICHTMANN [176]). Dies wird als quasi-statische Belastung bezeichnet. Steigt die Belastungsfrequenz weiter an, sind die auftretenden Trägheitskräfte zu berücksichtigen. Die Belastung ist dynamisch. Nach WICHTMANN [176] wird der Übergang und somit die Grenze zwischen quasi-statischer und dynamischer Belastung nicht nur durch die Frequenz, sondern auch durch die Belastungsamplitude (Amplitudenverschiebung u^{ampl}) beeinflusst. Die durch eine Verschiebung $u = u^{ampl} \cdot cos(\omega t)$ erzeugte harmonische Erregung gilt als quasi-statisch, solange die in Gleichung 2.18 dargestellte Bedingung erfüllt ist.

$$u^{ampl} \cdot \omega^2 \ll g \tag{2.18}$$

In Gleichung 2.18 entspricht g der Erdbeschleunigung. Oft wird die Abhängigkeit der Belastungsamplitude nicht berücksichtigt. Stattdessen wird der Übergang von einer quasi-statischen in eine zyklische Belastung bei einer Belastungsfrequenz von rund 5 Hz festgelegt (WICHTMANN [176]). Die in Kapitel 6 beschriebenen Untersuchungen bestätigen die Vernachlässigbarkeit der Trägheitskräfte für die in dieser Arbeit geführten Untersuchungen. Des Weiteren wird nachfolgend nicht zwischen einer quasi-statischen und einer dynamischen Belastung unterschieden. Die bei den Untersuchungen verwendete Belastung wird nachfolgend allgemein als zyklisch, die Versuche werden als zyklische Versuche bezeichnet.

Triaxialversuch	wahrer Triaxialversuch
	
Torsionsscherversuch an Hohlzylinderproben	**Einfachscherversuch**
	
Rahmenscherversuch	**Rütteltischversuch**
	
Messung der Wellengeschwindigkeit	**Resonanzsäulenversuch**
	

Tab. 2.1.: Laborversuche zur Untersuchung des Materialverhaltens unter zyklischer Belastung, Abbildungen aus WICHTMANN [176]

2.3.5. Der Begriff der Akkumulation

Bei zyklischen Versuchen kann zwischen einer Spannungs- und einer Dehnungsakkumulation unterschieden werden. In diesem Zusammenhang wird der Begriff der Akkumulation sowohl zur Beschreibung der Zunahme als auch der Abnahme einer Variablen verwendet. WICHTMANN [176] unterscheidet die in Abbildung 2.6 dargestellten drei Akkumulationsmodelle.

Fall A: Dehnungsakkumulation
Im Fall spannungsgesteuerter Versuche kommt es zu einer Akkumulation der Dehnungen. Dieser Dehnungsakkumulation gehen so genannte (fast) geschlossene Spannungsschleifen voraus (Abbildung 2.6a). Als Beispiel ist hier der drainierte zyklische Triaxialversuch zu nennen.

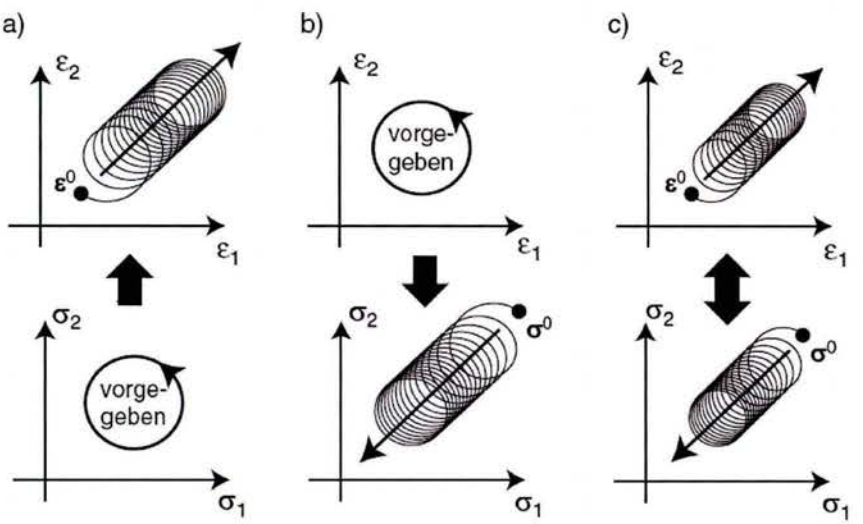


Abbildung 2.6.: Varianten der Spannungs- und Dehnungsakkumulation, aus WICHTMANN [176]

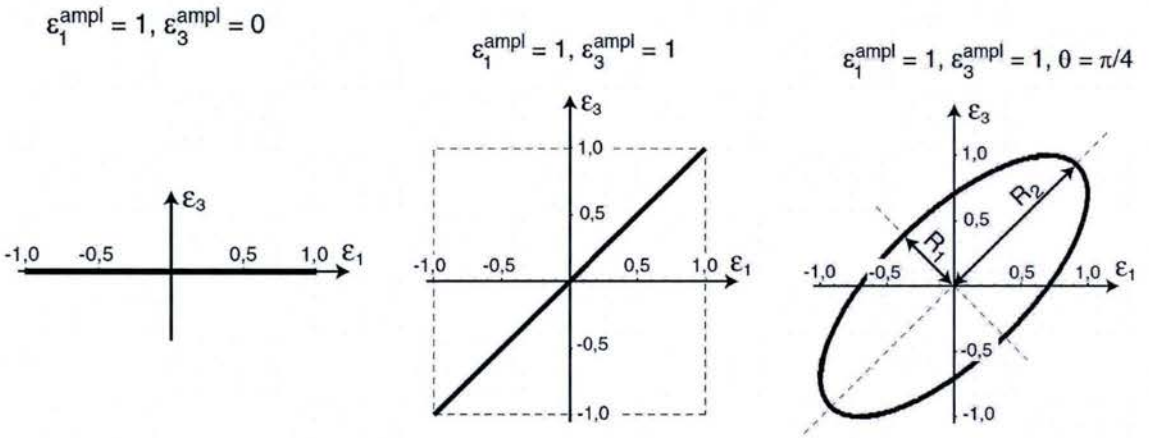
Fall B: Spannungsakkumulation
Bei weggesteuerten zyklischen Versuchen gehen geschlossene Dehnungsschleifen nicht geschlossenen Spannungsschleifen voraus. In einem solchen Fall akkumuliert die Spannung auf einen geringeren Wert (Abbildung 2.6b). Allgemein wird dieses Phänomen als Relaxation bezeichnet. Wassergesättigte Proben unterliegen einer solchen Spannungsakkumulation bei weggesteuerten undrainierten dynamischen Triaxialversuchen.

Fall C: Spannungs- und Dehnungsakkumulation
Der in Abbildung 2.6c dargestellte Fall einer parallelen Spannungs- und Dehnungsakkumulation kann im dynamischen Triaxialversuch mit deviatorischer Spannungssteuerung erzielt werden. Die Proben werden hierbei vollständig gesättigt und undrainiert eingebaut (WICHTMANN [176]).

Bei den in Kapitel 6 beschriebenen dynamischen Triaxialversuchen handelt es sich um spannungsgesteuerte Versuche an ungesättigten Bodenproben (Fall A).

2.3.6. Zyklenformen

Allgemein bezeichnet der Ausdruck "Zyklus" periodisch wiederkehrende gleichartige, ähnliche oder vergleichbare Ereignisse. Laborversuche mit zyklischer Belastung lassen sich anhand der auftretenden Zyklenform unterscheiden. Die Beschreibung der möglichen Zyklenformen erfolgt nach WICHTMANN [176] anhand der Dehnung. Abbildung



(a) einachsige IP-Zyklen (b) mehrachsige IP-Zyklen (c) OOP-Zyklen

Abbildung 2.7.: Unterscheidung der Zyklenformen, aus WICHTMANN [176]

2.7 zeigt die bei Versuchen mit zyklischer Belastung möglichen Zyklenformen und auftretenden Dehnungen. Allgemein wird zwischen sogenannten *In-phase*-Zyklen (IP) und *Out-of-phase*-Zyklen (OOP) unterschieden. Im Fall von *in-phase* verlaufenden Belastungszyklen oszillieren die Dehnungskomponenten aller drei Raumachsen ($\varepsilon_1, \varepsilon_2$ und ε_3) um einen Mittelwert ε^{av} (WICHTMANN [176]).

$$\varepsilon = \varepsilon^{av} + \varepsilon^{ampl} \cdot f(t) \tag{2.19}$$

Den in Abbildungen 2.7(a) und 2.7(b) dargestellten IP-Zyklen liegt die Gleichung 2.19 zugrunde. In ihr ist $f(t)$ eine in der Zeit t periodische Funktion im Intervallbereich $-1 < f(t) < 1$.

Die Untersuchungen zum Setzungsverhalten von Lössböden unter periodischer Belastung (Kapitel 6) erfolgten mit Hilfe des dynamischen Triaxialversuchs. Hierbei wurde der Zelldruck σ_3 konstant gehalten und ausschließlich die axiale Komponente σ_1 in der Zeit variiert. Dieser Versuchsaufbau entspricht dem in Abbildung 2.7(a) dargestellten einachsigen IP-Zyklus.

Mehrachsige IP-Zyklen (Abb. 2.7(b)) ergeben sich aus einem Triaxialversuch, bei dem auch σ_3 einer periodischen Veränderung ohne Phasenversatz unterliegt. Oszilliert σ_3 mit einem Phasenversatz ω gegenüber der axialen Spannung σ_1, so ergeben sich die in Abbildung 2.7(c) dargestellten OOP-Zyklen.

3. Stand des Wissens

Karl Cäser von LEONHARD erwähnte im frühen 19. Jahrhundert in seiner Arbeit "Gebirgsartensammlung von der Umgegend von Heidelberg" als erster den Begriff Löss. In den folgenden Dekaden beschäftigte sich die Wissenschaft in diesem Bereich schwerpunktmäßig mit der Entstehung und Morphologie dieses Sediments (vgl. ZÖLLNER [183]). Hier wird Ferdinand von RICHTHOFEN als Vater der aeolischen Theorie zur Lössablagerung gesehen. Eine kartographische Erfassung europäischer Lössvorkommen erfolgte 1932 im Auftrag der Universität Leipzig durch Rudolf GRAHMANN [63]. Die Beschreibung grundlegender geotechnischer Merkmale der bis dato ausschließlich geologisch betrachteten Lössvorkommen erfolgte erst ein knappes Jahrhundert nach der Arbeit von Karl Cäser von Leonhard. "Der Löss und seine geotechnischen Eigenschaften" wurde 1934 von Alfred SCHEIDIG [150] verfasst und gilt als erste umfassende Übersicht auf diesem Gebiet. Obwohl seine Arbeit deutlich von bodenmechanischen und nicht von geologischen Gesichtspunkten geprägt ist, berücksichtigt sie das Phänomen der Sackung, d.h. der kollapsartigen Verformung nur peripher. Nikolai Yakovlevich DENISOV gilt als Pionier in der Erforschung des Phänomens der Hydrokonsolidation von Löss (vgl. ROGERS ET.AL. [144]). Seine Arbeit aus dem Jahre 1934 [31] ist allgemein anerkannt und dient noch heute als Grundlage für die Erforschung der Hydrokonsolidation. Allein BERG [15] bezeichnet 1964 die von DENISOV aufgestellten Theorien als irrtümlich.
In den auf DENISOV folgenden Jahrzehnten lag der Schwerpunkt der Lössforschung in der Erarbeitung sogenannter "Kollapskriterien". Diese Kriterien, welche im Kapitel 3.4 ausführlich betrachtet werden, dienen der Abschätzung der zu erwartenden Sackung aufgrund eines Anstiegs des Wassergehalts.
Nach fast fünf Dekaden national-individueller Forschung auf diesem Gebiet begann in den Jahren 1982 bis 1987 die Arbeitsgruppe "Geotechnical Properties of Loess" der International Union for Quaternary Research (INQUA) sich mit den Sackungseigenschaften von Lössböden (vgl. KRIGER [100]) zu beschäftigen. Die von der Arbeitsgruppe im Jahre 1987 eingestellte Tätigkeit wurde 1998 von der neu gegründeten "Commission C18 - Collapsing Soil" im Namen der "International Association for Engineering Geology (IAEG)" übernommen und fortgeführt.

Es zeigt sich, dass die Sackungsanfälligkeit von Lössböden Geologen und Geotechnikingenieure bereits seit Anfang des 20. Jahrhunderts beschäftigt. Bei den bis dato geführten Untersuchungen standen neben dem Löss auch geschüttete Kippböden im Schwerpunkt der Sackungsbetrachtungen (vgl. SCHULZ ET.AL. [151], KÉZDI [92]). Studien zur Sensibilität metastabiler Böden gegenüber Wasser waren bis zum Ende des 20. Jahrhunderts noch unzureichend. Das Sackungsverhalten von Löss als natürlich gewachsenes Sediment war und ist Gegenstand manigfaltiger Studien. Das folgende Kapitel stellt den aktuellen Kenntnisstand der Lössforschung unter den Gesichtspunkten *Ursprung* und *Prognose* der Hydrokonsolidation bei Lössböden dar. Mit Blick auf die in dieser Arbeit geführten dynamischen Untersuchungen wird darüber hinaus auch der Wissensstand im Bereich der zyklischen Belastung von Böden dargelegt.

3.1. Forschungstätigkeiten im Bereich der Hydrokonsolidation von Löss

Beginnend bei den für diese Arbeit zugrunde gelegten Studien von KÉZDI [92] aus dem Jahr 1969 wird nachfolgend die Entwicklung der Kenntnisse im Bereich der Bodensackung anhand bedeutender Studien der letzten 50 Jahre chronologisch dargestellt.

Ähnlich den Untersuchungen von ABELEV und JAKY aus dem Jahr 1948, wobei JAKY den Schwerpunkt seiner Untersuchungen auf Zusammenhang zwischen Porenanteil und Sackungen bei Kiesen und Sanden legte, führte auch KÉZDI spezielle einaxiale Kompressionsversuche durch. KÉZDI verwendete für seine Versuche ungestörte Proben eines Lössbodens, welche aus Baugrubenwänden oberhalb des Grundwasserspiegels entnommen wurden (GRIMMER [64]). Über eine durchlässige obere Kopfplatte konnte die Probe sowohl belastet, als auch bewässert werden. KÉZDI belastete seine Proben in Schritten von 100 $\frac{kN}{m^2}$ bis zu einer maximalen Belastung von 500 $\frac{kN}{m^2}$. Bei einer Last von 300 $\frac{kN}{m^2}$ und abgeschlossener Konsolidation wurde die Probe bewässert (Abb. 3.1). KÉZDI führte seine Untersuchungen mit dem Ziel durch, die Sackungsanfälligkeit von Löss prognostizieren zu können. Hierzu führte er unter anderem auch vergleichende Versuche durch, bei denen die Proben während des Versuchs nicht bewässert oder vor Versuchsbeginn vollständig gesättigt wurden (vgl. GRIMMER [64]). Nahezu 65 % der Ukraine werden von Lössschichten mit Mächtigkeiten zwischen 20 und 40 m überdeckt, bei denen Sackungen von 1 bis 1,5 m auftreten (vgl. ROGERS ET.AL. [144]). KRAEV stellte sich in seinen Untersuchungen vorwiegend physikochemischer Fragestellungen und publizierte die Ergebnisse 1971 in seiner Arbeit "On Subsidence of Loess Soils of the Ukraine" [99]. Nach

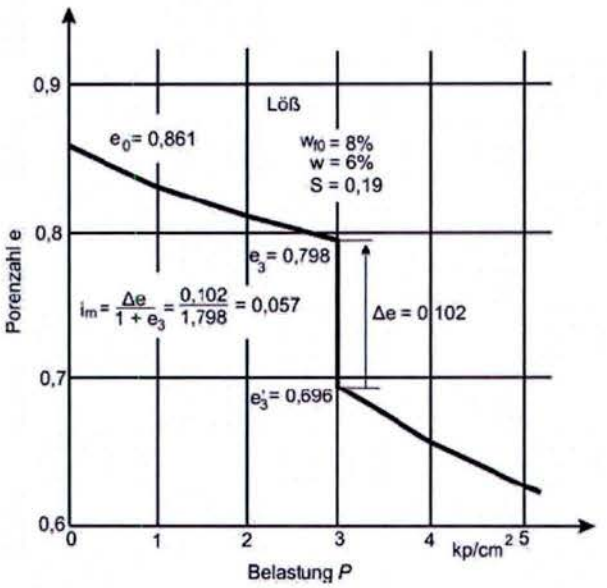


Abbildung 3.1.: Sackung eines Lössbodens bei Wasserzugabe, aus KÉZDI [92]

KRAEV entstehen die gegenüber Wasserzugabe empfindlichsten Lössböden ausschließlich in ariden oder semiariden Regionen in denen aufgrund alkalischer Wetterbedingungen montmorillonitische Tonmineralien gebildet werden. Montmorillonit gehört zur Gruppe der dreischichtigen Silikate und gilt somit als äußerst quellfähig. Nach KRAEV werden aufgrund der Quellkräfte andere interpartikulare Feststoffbrücken gelockert und die Struktur des Bodens verliert an Festigkeit (vgl. ROGERS ET.AL. [144]). Der Verlust der Bodenfestigkeit und damit einhergehende Sackung erfolgt schrittweise (vgl. Kapitel 2.2). KRAEV vermutete 1971 als Erster, dass dies auf den Einfluss unterschiedlich stark wasserlöslicher Feststoffbrücken zurückzuführen ist. Die Löslichkeit einzelner mineralischer Bestandteile wurde jedoch nicht untersucht.

EGRI stellte bereits 1963 den Löss in den Mittelpunkt seiner Tätigkeiten, wo er zusammen mit KÉZDI ein großflächiges Lössgebiet in Ungarn untersuchte. Ziel dieser Untersuchungen war die Erklärung des Zusammenhangs zwischen auftretenden Sackungen und einem Anstieg des Grundwasserspiegels (vgl. GRIMMER [64]). Später legte EGRI seinen Schwerpunkt auf geochemische Untersuchungen und wies nach, dass sich Löss aus 40 bis 60 verschiedenen Mineralien zusammensetzt. Je nach Dominanz einzelner Mineralien ändern sich die mechanischen Eigenschaften bei der Hydrokonsolidation. Die zehn bedeutendsten Minerale teilt EGRI in zwei Gruppen ein (Tab. 3.1). Mineralien, deren Gehalt sich aufgrund der Hydrokonsolidation ändert, sind nach EGRI "aktive

aktive Mineralien	**Gew.-%**
Karbonate	0,2 - 30
Sulfate	0 - 3%
Salze	0 - 2%
passive Mineralien	**Gew.-%**
Quarze	20 - 85%
Feldspate	4 - 40%
Glimmer	1 - 3%

Tab. 3.1.: Dominierende Mineralien nach EGRI und ROGERS ET.AL. [144]

Mineralien". "Passive Mineralien" werden durch den Prozess der Hydrokonsolidation nicht beeinflusst (vgl. ROGERS ET.AL. [144]).

Richard L. HANDY führte seine Untersuchungen an Lössböden aus Iowa (USA) durch. Er definierte Hydrokonsolidation als einen Vorgang, der bei gering konsolidierten, teilgesättigten Böden mit geringer scheinbarer Kohäsion auftritt (vgl. ROGERS ET.AL. [144]). Diese Erkenntnisse unterscheiden sich somit nicht von denen der Kollegen DENISOV [31] und FEDA [50]. Auch sie definierten die Sackungsanfälligkeit von Löss anhand von Wasser- und Porengehalt an der Fließgrenze in Relation zu den Werten im natürlichen Zustand.
Im Gegensatz zu DENISOV und FEDA führte HANDY einschlägige Versuche zur Bedeutung und zum Einfluss des Tongehalts durch. Es gelang ihm eine Aussage über die Sackungsanfälligkeit machen zu können, ohne Kenntnis über den Wassergehalt zu haben. Nach HANDY [68] verringert sich die Empfindlichkeit gegenüber Wasser bei steigendem Anteil an Tonmineralien. Die Wahrscheinlichkeit einer Hydrokonsolidation nimmt ab. Diese Beobachtung mit solch wesentlicher Bedeutung konnte durch andere Arbeiten bis dato nicht bestätigt werden.
Im Rahmen weiterer Forschungstätigkeiten auf dem Gebiet der Sackungsanfälligkeit von Lössböden untersuchte HANDY den Grad der Konsolidierung des Bodens mit Hilfe von Messplatten (HANDY [69]). Diese Platten werden senkrecht in den Boden gesteckt und messen die horizontale Spannung σ_H. Die so ermittelte Spannung lässt einen Rückschluss auf den Konsolidierungsgrad des Bodens und somit auf dessen Sackungsanfälligkeit zu. Insbesondere für in-situ-Untersuchungen wird dieses Verfahren als äußerst hilfreich, jedoch zugleich als sehr aufwändig angesehen.

DERBYSHIRE und MELLORS führten vergleichende Untersuchungen an Löss aus Mittelchina und Südwest-England (DERBYSHIRE [36]) durch. Sie fanden heraus, dass bis auf den Porenanteil, welcher beim englischen Löss geringer war, beide Böden vergleichbare Eigenschaften aufweisen. Im Gegensatz zu anderen Wissenschaftlern, wie beispielsweise DENISOV, halten DERBYSHIRE und MELLORS es nicht für zweckmäßig, das Sackungspotential eines metastabilen Löss allein über den Porenanteil zu definieren. Solch ein Kriterium würde zwar eine Sackungsprognose für Böden ermöglichen, die sich auf Wassergehaltsänderung begründet. Böden, die jedoch auch ohne Wassergehaltsänderung ein gewisses Potential zur Sackung besitzen, wurden nicht berücksichtigt. Hierbei meinen DERBYSHIRE und MELLORS Böden, bei denen die Sackung auf versagende Tonbindungen begründet ist. Um die Bedeutung anderer Einflussparameter, wie beispielsweise der Gehalt an Tonmineralien, zu untersuchen, führte MELLORS weiterführende Untersuchungen auf diesem Gebiet durch (MELLORS[119]).

Wie viele andere Wissenschaftler beschreibt auch SAJGALIK den Verlauf der Hydrokonsolidation als einen 3-stufigen Prozess (SAJGALIK [148]) und unterscheidet hierbei die sackungsbegründenden Faktoren zwischen "internen" und "externen".
Hierbei werden unter "internen" Faktoren diejenigen Eigenschaften eines Bodens verstanden, die aus seiner Entstehungsgeschichte herrühren (Fazies)(vgl. ROGERS ET.AL. [144]). Hierzu zählen unter anderem: Genese, Klima, Gehalt an leicht wasserlöslichen Stoffen, Korngröße, Wassergehalt und Porenanteil.
"Externe" Einflussfaktoren sind nach SAJGALIK: Art und Intensität der Belastung, chemische Eigenschaften und Geschwindigkeit des infiltrierenden Wassers sowie allgemeine Grundwasserverhältnisse.
Der Schwerpunkt seiner Untersuchung lag auf der Bedeutung der Porengröße und deren Einfluss auf die absolute Sackung. SAJGALIK fand heraus, dass der Prozess der Hydrokonsolidation maßgeblich durch Poren bestimmt wird, deren mittlere Durchmesser d zwischen 1 und 1.000 μm liegen. Mikroporen mit einem Durchmesser kleiner
1 μm, welche den Hauptanteil aller Poren darstellen, tragen nicht zum Sackungsprozess bei. Ebenso leisten lediglich 10 % aller Makroporen ($d > 1000\mu$m) einen Beitrag zur Sackung (vgl. SAJGALIK [148]).
Für seine Untersuchungen verwendete SAJGALIK Lössböden aus der Donauregion der ehemaligen Tschechoslowakei (vgl. SAJGALIK [147]).

SMALLEY und ROGERS setzten sich die Modellierung der lockeren Partikellagerung eines Lössbodens zum Ziel. Hierzu untersuchten sie Partikelformen und -größen von Lössböden der Provinz Gansu in China. Für ihre Untersuchungen wendeten sie die

sogenannte ZINGG-Klassifikation an. Dieses Verfahren wurde von SMALLEY bereits 1966 in seiner Arbeit "The Expected Shapes of Blocks and Grains" [159] publiziert.
SMALLEY und ROGERS fanden heraus, dass ein Quarzpartikel mit einer mittleren Größe von 30 μm als Grundbaustein jedes Lössbodens zugrunde gelegt werden kann. Diese Partikel entstehen durch Zerkleinerungsprozesse größerer Sandpartikel (300 μm). Die Partikelform der kleineren Partikel wird ausschließlich durch den Zerkleinerungsprozess bestimmt (vgl. ROGERS [145]). Nach SMALLEY und ROGERS lässt sich die Partikelform in eine von der in Tabelle 3.2 aufgeführten vier Kategorien einordnen.

Klasse	**Seitenverhältnisse**	**Partikelform**	**Vol.-%**
I	$L_1 = L_2 > L_3$	Scheibe	13
II	$L_1 = L_2 = L_3$	Kugel, Würfel	1
III	$L_1 > L_2 > L_3$	Lamelle	72
IV	$L_1 = L_2 < L_3$	Zylinder	14

Tab. 3.2.: Partikelformen nach SMALLEY [159]

In Tabelle 3.2 stellen L_1, L_2 und L_3 die Kantenlängen der Partikel dar (Abbildung 3.2).

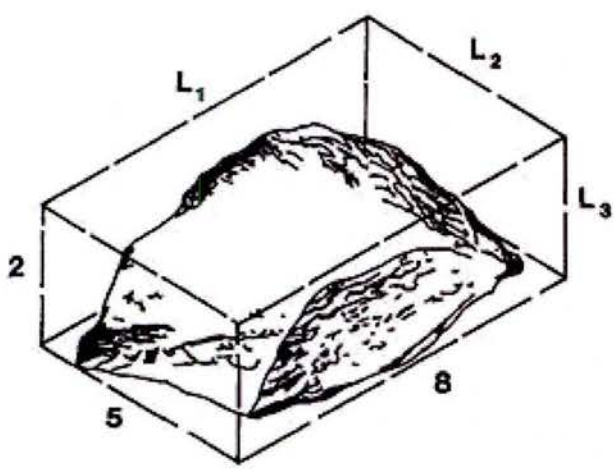


Abbildung 3.2.: Bodenpartikel der Klasse III mit einem Seitenverhältnis 8:5:2, aus ROGERS [145]

Unter Verwendung der in Tabelle 3.2 dargestellten Definitionen der Partikelform sowie einer maximalen Ungenauigkeit von 10 % bei der Bestimmung der Längen haben SMALLEY und ROGERS nachgewiesen, dass 72 % der Lösspartikel der Klasse III angehören. Das mittlere Verhältnis der Kantenlängen berechneten sie mit $L_1 : L_2 : L_3 = 8 : 5 : 2$.

Die Anteile der Klassen I und IV betragen zusammen 27 Vol.-% (vgl. ROGERS [145]). Dem Anteil der Klasse II wird maximal 1 Vol.-% zugeordnet (vgl. SMALLEY [159]).

Nach SMALLEY und ROGERS werden beim Bildungsprozess des Löss verschiedene Partikelformen gebildet, jedoch sind Partikel mit einem Seitenverhältnis 8 : 5 : 2 maßgebend für die Modellierung metastabiler Strukturen.

ASSALEY legte den Schwerpunkt seiner Untersuchungen auf die Modellierung und labortechnische Herstellung metastabiler Partikelstrukturen in Löss. Mit Hilfe der "Airfall Method" (vgl. ASSALEY ET.AL. [8]) stellte er künstliche Lössböden mit sackungsanfälliger Struktur her. Hierbei verwendete er gemahlenen Quarzsand, welchen er bei geringem Wassergehalt direkt in ein Ödometer fallen lies. Nach stufenweiser Belastung wurden die künstlichen Proben beim Erreichen des festgelegten Zielwerts bewässert. Später modifizierte er die Herstellungsmethode, indem er dem gemahlenen Sand eine definierte Menge Glaskügelchen (Ballotini) hinzugab. Die Herstellung metastabiler Strukturen mit kugelförmigen Partikeln ist mit Blick auf mathematische Modelle äußerst hilfreich (ASSALEY ET.AL. [7]). Nach ASSALEY ET.AL. [7] ist das Sackungsverhalten der so hergestellten Proben vergleichbar mit natürlich gebildeten Lössböden rezenten Ursprungs. ASSALEY gelang es, den Einfluss verschiedener Salze und Tone eindeutig zu bestimmen, da er definierte Mengen bei der Herstellung hinzufügen konnte. Er fand heraus, dass bei keinem oder geringem Tongehalt die Sackung gering ist (<15 Gew.-%). Gleiches gilt für einen sehr hohen Tongehalt (>35 Gew.-%). Nach ASSALEY ist die Sackunganfälligkeit bei einem mittleren Tongehalt von 20 - 25 Gew.-% am größten.

Die Verwendung geoelektrischer Verfahren und die damit verbundene Messung des spezifischen Widerstands eines gesättigten oder teilgesättigten Bodens wurde Anfang der 40er Jahre des letzten Jahrhunderts von der Ölindustrie initiiert (vgl. ARCHIE [6]). Seit Ende der 70er Jahre wird die Geoelektrik auch zur Beschreibung und Charakterisierung von Böden und deren Wassergehaltsänderungen verwendet (vgl. RHOADS ET.AL. [142]).
JACKSON entwickelte ein Modell zur Bestimmung der Leitfähigkeit toniger Schluff-Sand-Gemische. Das Modell berücksichtigt zum Einen den Anstieg des spezifischen Widerstands aufgrund brechender Tonbindungen und zum Anderen auch die Abnahme des Widerstands bei Kompression (JACKSON ET.AL. [83]).
Der in-situ gemessene spezifische Widerstand für einen tonigen Schluff mit intakten Feststoffbrücken beträgt nach JACKSON 15 - 35 $\frac{\Omega \cdot m^2}{m}$.

In ihrer Arbeit "Sackungsprozesse in natürlichen Lockergesteinsfolgen infolge Grund-

wasserwiederanstiegs" [64] untersucht GRIMMER den Einfluss des wiederansteigenden Grundwassers auf das Sackungsverhalten deutscher Lössböden aus den Gebieten "Hessisches Ried" und dem ehemaligen Braunkohleabbaugebiet um Bitterfeld. Auf Grundlage umfangreicher bodenmechanischer und geochemischer Untersuchungen formulierte GRIMMER Aussagen zum Gefügeaufbau, der Verteilung des Wassers im Gefüge und ermittelte quantitativ den Grad der Zementation (GRIMMER [64]). Das Versagen von Festkörperbrücken und -überzügen unterschiedlichster Art werden als Hauptursache für die Sackungsempfindlichkeit bei Wassergehaltsänderungen genannt (SCHULZ ET.AL. [151]).
Die von GRIMMER erzielten Ergebnisse dienten als Grundlage für die von SCHULZ et al. geführten numerischen Untersuchungen.

Numerische Studien zum Sackungsverhalten natürlich gewachsener Lockersedimente sind Bestandteil gegenwärtiger Lössforschungen von SCHULZ (vgl. SCHULZ et al. [151]). Es wurde ein mikromechanisches Modell entwickelt, welches die komplexen physikalischen Prozesse, wie beispielsweise die Bildung von Wasserbrücken und die Auflösung von Festkörperbrücken, durch chemische Lösung und Reduktion der Haftreibung aufgrund eindringendem Wasser berücksichtigt (vgl. GRIMMER [64]). Auf Grundlage der Diskrete-Element-Methode wird ein idealisiertes Modell des sackungsanfälligen Bodens aus radialsymmetrischen Partikeln mit einer heterogenen Größenverteilung verwendet. Lediglich die Verwendung von Materialparametern, wie elastischer Materialkoeffizient, Oberflächenspannung, Kontaktwinkel und Bruchstabilität, ermöglichen die Formulierung integrierbarer dynamischer Bewegungsgleichung SCHULZ ET.AL. [151]).
Nach SCHULZ bietet das mikromechanische Modell die Möglichkeit, den Sackungsprozess unter Berücksichtigung der Material- und Struktureigenschaften einschließlich Partikeleigenschaften sowie der Dynamik des Porenwassers quantitativ zu beschreiben.

3.2. Forschungstätigkeiten zur Prognose der Hydrokonsolidation

Bei einigen Wissenschaftlern lag neben der Untersuchung des Ursprungs und der Einflussfaktoren auf den Kollaps auch die Entwicklung von Kriterien zur Prognose einer möglichen Sackung im Schwerpunkt ihrer Studien (HOUSTON ET.AL. [81]). Der sich aus den Ergebnissen dieser Forschung ergebende Wissensstand wird nachfolgend dargelegt. Die Betrachtung der Anwendbarkeit dieser Kriterien auf die in diesem Forschungsprojekt untersuchten afghanischen Lössböden erfolgt in Kapitel 7.

3.2.1. Kriterium nach ABELEV (1948)

Yuri Mordukovich ABELEV [2] definierte 1948 den eindimensionalen Kompressionsversuch als geeignetsten Laborversuch zur Bestimmung des Sackungspotentials von Löss. Bei der von ihm gewählten Versuchsanordnung wird die in einem Ödometer eingebaute Bodenprobe bis zu einem definierten Wert p belastet. ABELEV wählte eine konstante vertikale Belastung von $p = 300\frac{kN}{m^2}$. Bei dieser Last wird die Bodenprobe durch die obere Filterplatte bewässert. Die aus der Erhöhung des Wassergehalts auftretenden Sackungen werden über eine Messuhr abgelesen. Mit dem Ziel der Prognose der Sackungsfähigkeit von Böden hat ABELEV [2] die Begriffe der "relativen Setzung" (relative Sackung) sowie der "Gesamtsetzung" (Gesamtzusammendrückung) eingeführt (vgl. GRIMMER [64]). Die in Abbildung 3.3 auf der Ordinate aufgetragene Porenzahl e

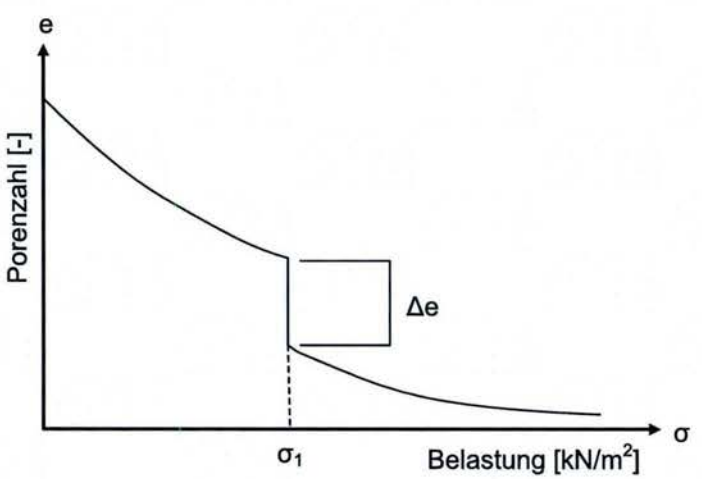


Abbildung 3.3.: Veranschaulichung der von ABELEV geführten Untersuchungen, nach ABELEV [2]

verringert sich bei Wasserzugabe um den Wert Δe. Die relative Sackung ergibt sich zu

$$i = \frac{\Delta e}{1 + e_{nat}} \tag{3.1}$$

Gleichung 3.1 veranschaulicht die Berechnung der Sackungskennziffer i nach ABELEV, wobei e_{nat} die Porenzahl vor Wasserzugabe beschreibt.
Für Werte $i > 0,02$ gelten Lössböden als sackungsgefährdet. Neben den von LUTTENEGGER und HALLBERG geführten Studien "Stability of Loess" [111] wählt auch KÈZDI [91], [92] die von ABELEV eingeführte Darstellungsweise für Sackungen. Für Sackungsuntersuchungen an Donaukiesen und -sanden übernahm JAKY [84] 1948 die theoretischen Ansätze von ABELEV.

3.2.2. Kriterium nach DENISOV (1951)

Nikolai Yakovlevich DENISOV begann bereits 1934 (vgl. DENISOV [31]) mit der Studie des Verformungsverhaltens lössartiger Lehme vor dem Hintergrund der Erfassung des begründenden Mechanismus. DENISOV legte seinen Schwerpunkt auf die Ermittlung der wirkenden Bindungskräfte. Molekularkräfte sowie Bindungskräfte, resultierend aus scheinbarer Kohäsion, die durch die Oberflächenkräfte der Menisken des Porenwassers entstehen, werden als primäre Kräfte genannt (vgl. GRIMMER [64]). Darüber hinaus kommt es zu einer starren und tragfähigen Verbindung durch dünne Salzschichten und Mineralbrücken, welche sich an der festen Phase (Körner) ausbilden. Mit zunehmender Bodenfeuchte reduzieren sich die Meniskenkräfte und Molekularkräfte. Durch den Anstieg des Wassergehalts wird die Porenluft eingeschlossen. Nach DENISOV erzeugen die eingeschlossenen Luftbläschen einen Druck auf vorhandene Salz- und Mineralschichten, welcher zu einer Haarrissbildung führt und somit die Bindungskräfte schwächt. 1951 formulierte DENISOV [32] sein Kriterium zur Bestimmung der Sackungsanfälligkeit (Gl. 3.2).

$$K_e = \frac{e_{w_L}}{e_{nat}} < 1 \tag{3.2}$$

Böden, deren Porenzahl e_{w_L} an der Fließgrenze geringer ist als die natürliche Porenzahl e_{nat} (Gl. 3.2), gelten als sackungsanfällig. Hierbei gilt, je geringer K_e, desto wahrscheinlicher die Sackung. Für Werte $0,5 < K_e < 0,75$ gilt ein Boden als stark sackungsanfällig, $K_e = 1$ als sackungsunempfindlicher Löss und $1,5 < K_e < 2$ für standfeste, quartäre Tone (vgl. FEDA [51]).

Das von DENISOV publizierte Verfahren galt als einfaches, jedoch zuverlässiges Verfahren zur Prognose der Sackungsempfindlichkeit von teilgesättigten Böden. HOLTZ und HILF [78], [77] führten mit Erfolg eine Reihe von Untersuchungen an teilgesättigten Böden zur Bestätigung der Zuverlässigkeit des Verfahrens durch. Auch GIBBS und BARA [58] verwendeten das Verfahren für Sackungsprognosen im Zuge der Konstruktion des San Luis Kanals im San Joaquin Tal, Kalifornien (vgl. ROGERS ET.AL. [144]).

3.2.3. Kriterium nach STEPHANOFF und KREMAKOVA (1960)

Die 1960 von STEPHANOFF und KREMAKOVA in ihrer Arbeit "Engineering Properties of Bulgarian Loess Soils" [160] gewählte Herangehensweise gilt auch heute noch als äußerst ehrgeizig, da es als einziges der hier vorgestellten Kriterien eine quantitative Abschätzung der zu erwartenden Sackung zulässt. Das Kriterium berücksichtigt neben dem natürlichen Porenanteil n_{nat} und dem natürlichen Wassergehalt w_{nat} auch einen von STEPHANOFF und KREMAKOVA eingeführten Koeffizienten K (Gl. 3.3).

$$\delta = K \cdot (n_{nat} - 40) \cdot (30 - w_{nat}) \tag{3.3}$$

Für Löss mit einem hohen Tonanteil wird $K = 0,08$, für alle anderen $K = 0,05$ genannt. Die mit Hilfe des Kriteriums ermittelbaren zu erwartenden Sackungen liegen jedoch bis 100% über den real auftretenden Sackungen.

3.2.4. Kriterium nach GIBBS und BARA (1962)

Für Lössböden mit einer geringen Trockendichte haben GIBBS und BARA 1962 [58] gezeigt, dass es bei einem Anstieg der Auflast zu einer Umlagerung der als metastabil geltenden Bodenstruktur kommen kann. Voraussetzung hierfür ist ein Anstieg der Bodenfeuchte über die Fließgrenze. Die hierzu notwendige Ermittlung der Liquiditätszahl I_L erfolgt bekannterweise mit Hilfe der Wassergehalte an den von ATTERBERG definierten Zustandsgrenzen:

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} \tag{3.4}$$

Folglich steigt die Wahrscheinlichkeit einer Sackung bei einem Anstieg des natürlichen Wasserghaltes w, d.h. beim Erreichen oder Überschreiten des an der Fließgrenze vorherrschenden Wassergehaltes w_L.

Das von GIBBS und BARA 1962 veröffentlichte Kriterium lässt jedoch keine Aussage über den Betrag der zu erwartenden Sackung zu.

3.2.5. Kriterium nach FEDA (1966)

Auf Grundlage der von DENISOV geführten Untersuchungen publizierte FEDA 1966 sein in Gleichung 3.5 dargestelltes Kriterium zur Abschätzung der Sackungsanfälligkeit eines Lössbodens.

$$K_L = \frac{\frac{w}{S_r} - w_P}{I_P} > 0,85 \tag{3.5}$$

Ebenso wie DENISOV formuliert FEDA sein Kriterium als eine Funktion der Wassergehalte verschiedener Zustandsgrenzen. Für Werte $K_L > 0,85$ ist ein Boden als Sackungsanfällig anzusehen.
Für eine anschauliche Vergleichbarkeit der Kriterien nach DENISOV und FEDA wurden in Gleichung 3.6 Wassergehalte durch die entsprechende Porenzahl ersetzt.

$$K_L = \frac{e_{nat} - e_P}{e_L - e_P} \tag{3.6}$$

Nach Umstellung von Gleichung 3.6 unter Berücksichtigung des von FEDA definierten Grenzwertes 0,85 ergibt sich:

$$e_{crit} = 0,85 \cdot e_L + 0,15 \cdot e_P \tag{3.7}$$

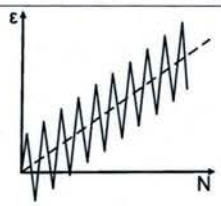
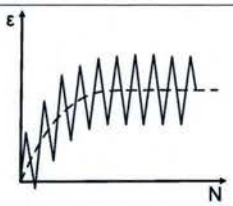
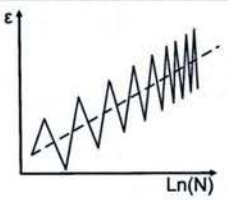
Für alle Werte $e_{nat} > e_{crit}$ gelten Lössböden als kollabierbar.

3.3. Forschungstätigkeiten zur zyklischen Belastung von Böden

Mit Blick auf die geführten Untersuchungen zum Verformungsverhalten von Lössböden unter dynamischer Belastung wird nachfolgend der gegenwärtige Wissensstand auf dem Gebiet der zyklischen Belastung von Böden betrachtet. Hierbei wird der Schwerpunkt auf die Betrachtung der Erkenntnisse aus dynamischen Triaxialversuchen gelegt.

3.3.1. Einfluss der Zyklenzahl N

Bei der Erforschung des Einflusses der Zyklenzahl N auf die Akkumulation der Dehnungen eines Bodenkörpers wird, zurückgehend auf GOLDSCHEIDER & GUDEHUS [60] 1976, zwischen einem "zyklischen Versagen", dem "Shake down" und der sogenannten "zyklischen Beruhigung" unterschieden (Abb. 3.3). "Zyklisches Versagen" beschreibt

zyklisches Versagen	**Shake down**	**zyklische Beruhigung**
		
z.B.: $\varepsilon^{acc} \propto N$	$\varepsilon^{acc} \to \varepsilon$	z.B.: $\varepsilon^{acc} \propto \mathrm{Ln}\ N$
$\dot{\varepsilon}^{acc} \approx$ konst.	$\dot{\varepsilon}^{acc} \to 0$	$\dot{\varepsilon}^{acc} \neq$ konst.

Tab. 3.3.: Verformungsverhalten nach GOLDSCHEIDER & GUDEHUS [60]

die Zunahme der plastischen Dehnung proportional oder sogar überproportional zur Anzahl der Lastzyklen N. Bei einem solchen Kurvenverlauf bleibt die Rate der Dehnung $\dot{\varepsilon}^{acc}$ nahezu konstant und die Probe kollabiert.
Konvergiert der Verlauf der plastischen Dehnung in einem linearen Diagrammmaßstab gegen eine horizontale Asymptote, so wird dies als "Shake-down" bezeichnet[1]. Die plastischen Dehnungsinkremente, d.h. die Zunahme der plastischen Dehnungsanteile nach jedem Zyklus, konvergieren bei zunehmender Anzahl der Lastzyklen gegen Null. Die Rate der plastischen Dehnung klingt vollständig ab, so dass ausschließlich elastische Dehnungen vorherrschen. Dieser Zustand, in der Literatur häufig als "dynamische Stabilität" bezeichnet, wird streng genommen weder in-situ noch in Versuchen erreicht (GOTSCHOL [61]).
Nimmt die Rate der plastischen Dehnung mit jedem Zyklus ab, ohne jedoch vollständig zu verschwinden ($\dot{\varepsilon}^{acc} \propto N$), so akkumulieren diese kleinen Dehnungsanteile zu nicht zu vernachlässigenden plastischen Dehnungen. Dieses Verhalten, durch GOLDSCHEIDER & GUDEHUS als "zyklische Beruhigung" bezeichnet, stellt ebenfalls einen stabilen Zustand unter zyklischer Belastung dar.

[1] Die sogenannte "Shakedown-Theorie" gründet maßgeblich auf der von KOITER [97] publizierten Arbeit "General Theorems for Elastic-Plastic Solids" sowie MARTIN [115] "Plasticity"

Die in der Literatur niedergeschriebenen Beobachtungen zum Verlauf der plastischen Dehnungen ε^{acc} sind äußerst vielfältig. LENTZ & BALADI untersuchten 1980 das Verhalten von Sand im drainierten dynamischen Triaxialversuch (LENTZ & BALADI [104]). Ausgehend von einem isotropen Spannungszustand wurde hierbei die vertikale Spannung σ_1 in den Grenzen $\sigma_1 = \sigma_3$ und $\sigma_1 = \sigma_3 + 2 \cdot \sigma_1^{ampl}$ variiert (WICHTMANN [176]). LENTZ & BALADI dokumentierten einen zum Logarithmus der Zyklenzahl N proportionalen Anstieg der axialen plastischen Dehnungen ε^{acc}.

Auf Grundlage der von BALLY [9] 1988 und EFREMENKO [41] 1990 geführten Studien untersuchte KARASTENEV [87] 1998 das Verhalten eines Lössbodens im dynamischen Triaxialversuch. Bei einer Belastungsfrequenz von $f_B = 2Hz$ und einem konstanten Seitendruck $\sigma_3 = 200\frac{kN}{m^2}$ untersuchte er den Einfluss des Wassergehalts sowie der Zyklenzahl auf den von ihm definierten "Critical Coefficient of Cyclic Stesses" k_c'. Dieser Koeffizient ist über das Verhältnis der Deviatorspannung zum Seitendruck definiert ($k_c' = \frac{p}{2 \cdot \sigma_3}$). Je geringer der in Abbildung 3.4 dargestellte Koeffizient k_c', desto wahr-

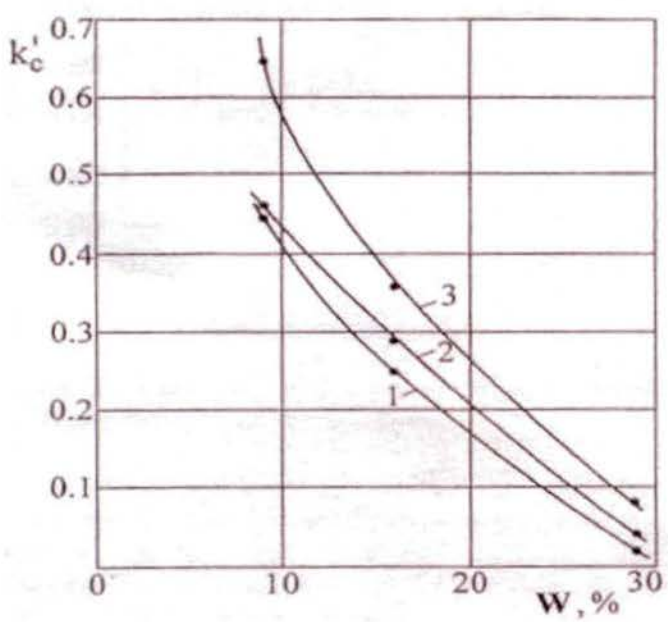


Abbildung 3.4.: Einfluss des Wassergehaltes und der Zyklenzahl auf den "Critical Coefficient of Cyclic Stesses", aus KARASTENEV [87]; (Kurve 1: $N > 100$, Kurve 2: $N = 100$, Kurve 3: $N = 10$)

scheinlicher ist das Versagen eines Lössbodens unter zyklischer Lasteinwirkung. Die Untersuchungsergebnisse von KARASTENEV belegen, dass der Widerstand eines Lössbodens mit zunehmendem Wassergehalt w sowie zunehmender Zyklenzahl N abnimmt. KARASTENEV bestätigt die 1990 von EFREMENKO erzielten Ergebnisse, nach denen der

Scherwiderstand eines Lössbodens bei zyklischer Last nur etwa halb so groß ist wie im statischen Lastfall (KARASTENEV [87]).

1999 untersuchte SUIKER [162] das Verhalten von ungesättigtem Schotter und weitgestuftem Sand mit Hilfe des dynamischen Triaxialversuchs. Die von ihm verwendeten Proben wurden mit dem optimalen Wassergehalt w_{Pr} und 95 % der Proctordichte eingebaut. Ebenso wie LENTZ & BALADI führte auch SUIKER seine Untersuchungen im isotropen Spannungszustand im Bereich $\sigma_1 = \sigma_3$ und $\sigma_1 = \sigma_3 + 2 \cdot \sigma_1^{ampl}$ durch. Hierbei wurden die Proben mit einer konstanten Belastungsfrequenz von $f_B = 5Hz$ drainiert belastet. Bis zu einer Zyklenzahl von $N \approx 1.000$ wies SUIKER eine eindeutige Zunahme der Dehnungen nach. Für $N > 1.000$ hingegen nimmt der Dehnungszuwachs, d.h. die Rate der Dehnungen $\dot{\varepsilon}^{acc}$, stark ab (WICHTMANN [176]). Nach WICHTMANN [176] war diese Beobachtung jedoch nicht immer zu verifizieren, da bei einem Versuch mit einer maximalen Zyklenanzahl $N_{max} = 5 \cdot 10^6$ ein erneuter Anstieg der Dehnungen zu verzeichnen gewesen ist.

Im Gegensatz zu den von LENTZ & BALADI sowie von SUIKER geführten Untersuchungen legte HELM ET.AL. [74] den Schwerpunkt auf einen nicht-isotropen Spannungszustand. Bei den von ihnen durchgeführten Versuchen an bindigem Schluff und Mergel sowie an nichtbindigem Fein- und Mittelsand wurde der Zelldruck σ_3 konstant gehalten. Der vertikale Druck σ_1 oszillierte um einen definierten Mittelwert, wobei die auftretenden Mittelwerte auch geringer als der Seitendruck waren ($\sigma_1^{max} < \sigma_3$). So wie SUIKER für den isotropen Spannungszustand, stellte HELM im anisotropen Zustand einen Anstieg der axialen Dehnung ε^{acc} bei steigender Zyklenzahl fest.

Das von GOTSCHOL [61] ermittelte Verformungsverhalten von Basaltschotter unter zyklischer Last bestätigt eine überproportionale Zunahme der Dehnungen mit steigender Anzahl der Lastzyklen (WICHTMANN [176]). GOTSCHOL wählte für die Darstellung der Akkumulation der Dehnungen einen Potenzansatz in der Form:

$$\varepsilon^{acc} \propto N^{\alpha} \tag{3.8}$$

WICHTMANN bestätigt 2005 eine überproportionale Zunahme der Dehnungen und verwendet den in Gleichung 3.8 dargestellten Ansatz für die Formulierung eines expliziten Akkumulationsmodels.

3.3.2. Einfluss der Spannungszustands σ_3 und η^{av}

Als mit die Ersten untersuchten TIMMERMANN & WU [166] 1969 den Einfluss des Seitendrucks σ_3 auf die Entwicklung der axialen Dehnungen. Sie führten ihre Untersuchungen mit den Seitendrücken $\sigma_3 = 48\ \frac{kN}{m^2}$ und $\sigma_3 = 138\ \frac{kN}{m^2}$ durch. Das Verhältnis η der mittleren Deviatorspannung q^{av} zum mittleren Druck p^{av} wurde hierbei jedoch konstant gehalten ($\eta = q^{av}/p^{av} = const.$). Unter diesen Versuchsbedingungen beobachteten TIMMERMANN & WU, dass bei einem kleineren σ_3 geringere Spannungsamplituden σ_1^{ampl} notwendig sind, um nach 10.000 Zyklen die gleiche, bleibende Dehnung zu erhalten.

MARR & CHRISTIAN [114] führten Untersuchungen durch, bei denen sie die Invarianten der mittleren Spannung p^{av} und q^{av} wie folgt definierten:

$$p^{av} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1^{av} + \sigma_3^{av}) \qquad q^{av} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_1^{av} - \sigma_3^{av}) \tag{3.9}$$

Für die Verhältnisse der Spannungen legten sie $\eta = q^{av}/p^{av}$ und $\zeta = \sigma_1^{ampl}/p^{av} = const.$ fest. MARR & CHRISTIAN beobachteten einen signifikanten Anstieg der Rate der axialen Dehnungen $\dot{\varepsilon}_1^{acc}$ mit steigendem Verhältnis der Spannungsinvarianten η^{av}. Auch hier vermutet WICHTMANN [176], dass infolge von $\zeta = const.$ eine schnelle Akkumulation auf einen Anstieg der Dehnungsamplitude zurückzuführen ist.

1982 führte LUONG [107] drainierte, dynamische Triaxialversuche durch, bei denen der Einfluss der mittleren Spannung auf die Akkumulationsrichtung von Sanden untersucht wurde. Betrachtet man den von LUONG gemessenen Verlauf der mittleren Spannung q als Funktion der volumetrischen Dehnung ε_v (Abb. 3.5), so ist ab einem bestimmten Wert ein Wechsel der Akkumulationsrichtung zu verzeichnen. LUONG definierte eine von der Dichte des untersuchten Sandes unabhängige Grenzlinie, bei deren Überschreitung ein dilatantes Verhalten unter zyklischer Last zu verzeichnen ist. Unterhalb dieser so genannten CT-Linie ("Critical-Threshold-Line") verhält sich der Sand kontraktant (WICHTMANN [176]).

Ähnlich wie LUONG führten auch CHANG & WHITMAN [26] 1988 dynamische Triaxialversuche an verschieden gestuften Sanden durch. Durch Variation der mittleren Deviatorspannung q^{av} wurde der Einfluss auf die Akkumulationsrichtung untersucht. Die von CHANG & WHITMAN dokumentierten Ergebnisse stützen die von LUONG definierte Theorie eines Wechsels der Akkumulationsrichtung bei Überschreiten eines kritischen Spannungszustandes.

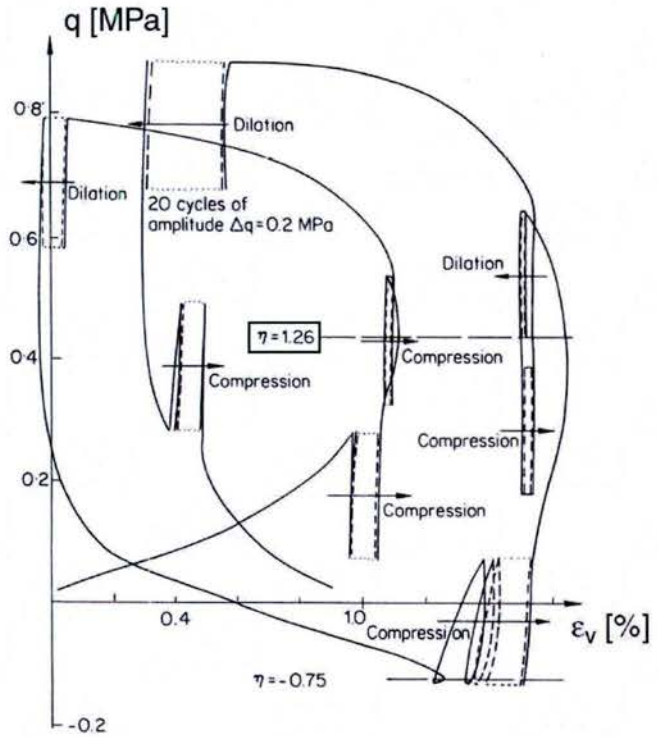


Abbildung 3.5.: Dehnungsverhalten von Sanden unter zyklischer Last, aus LUONG [107]

Der Vollständigkeit halber, jedoch ohne weitere Bedeutung für die eigenen Betrachtungen, sind an dieser Stelle die von SHAMOTO ET.AL. [152] 1996 geführten Untersuchungen zu nennen. Er untersuchte die Entwicklung der Setzungen für den Fall einer Bodenverflüssigung ($\sigma_1^{av} = 0$) im undrainierten dynamischen Triaxialversuch.

Im Jahr 2005 entwickelte WICHTMANN ein "Explizites Akkumulationsmodell für nichtbindige Böden unter zyklischer Belastung" [176], um mögliche Setzungen aufgrund zyklischer Lasteinwirkung besser prognostizieren zu können. Im Rahmen seiner Forschungstätigkeit führte WICHTMANN eine Reihe dynamischer Triaxialversuche durch. Wie LUONG stellte auch er fest, dass die Richtung der Akkumulation nahezu ausschließlich vom mittleren Spannungsverhältnis η^{av} abhängt, wohingegen die Porenzahl e, die Belastungsfrequenz f_B sowie der mittlere Druck p^{av} keinen Einfluss auf die Akkumulationsrichtung besitzen (WICHTMANN [176]). Bei Versuchen mit gleichbleibender Spannung nimmt erwartungsgemäß die Akkumulationsrate mit steigender Anfangsporenzahl e_0 zu. Mit diesen Erkenntnissen stützt WICHTMANN die bereits von HAIN [67] 1980 dokumentierte Abhängigkeit der Dehnungen von der Anfangsporenzahl.

3.3.3. Einfluss der Frequenz f_B

1978 führte SHENTON [154] dynamische Triaxialversuche an Schotterproben der Körnung 13/38 durch. Im drainierten Zustand variierte er die Belastungsfrequenz im Bereich $0,1 \text{ Hz} < f_B < 30 \text{ Hz}$ und stellte keine Frequenzabhängigkeit der akkummulierenden Dehnungen fest. Auch SASAKI & YAMADA konnten 1986 keine frequenzabhängige Änderung der Dehnungen feststellen. Im Gegensatz zu SHENTON führten sie ihre Untersuchungen mit geringeren Belastungsfrequenzen ($f_B = 0{,}05$ Hz und $f_B = 0{,}5$ Hz) durch (TATSUOKA ET AL. [165]).

Entgegen allen bisherigen Beobachtungen berichtet KEMPFERT ET.AL. [89] 2000 von einem nicht zu vernachlässigenden Einfluss der Belastungsfrequenz (WICHTMANN [176]). KEMPFERT gründet seine Aussage auf Ergebnisse dynamischer Triaxialversuche an Basaltschotter der Körnung 22,4/60. Hierbei hatte der Anstieg der Belastungsfrequenz auch einen Anstieg der Dehnung nach dem ersten Zyklus zur Folge, wobei bei allen weiteren Zyklen die Akkumulationsrate mit steigender Frequenz abnahm.

3.4. Zusammenfassung und offene Fragen

Forschungstätigkeiten auf dem Gebiet der Sackungsanfälligkeit von Lössböden waren insbesondere zwischen den 30er und 80er Jahren des 20. Jahrhunderts von nationaler Individualität geprägt. Osteuropäische und asiatische Publikationen referenzieren auch nahezu ausschließlich Forschungsergebnisse aus Osteuropa und Asien. Gleiches lässt sich sinngemäß bei den für diese Arbeit herangezogenen westlichen Publikation erkennen. Erst seit Anfang der 80er Jahre, mit Aufstellung der Arbeitsgruppe "Geotechnical Properties of Loess" der International Union for Quarternary Research (INQUA), ist eine international referenzierende Forschung auf diesem Gebiet zu verzeichnen.

Ergänzend zu den in Kapitel 3 genannten Forschungstätigkeiten zählt unter anderem die von WICHTER & KÜGLER [175] 2001 publizierte Arbeit zu den neueren Werken im Bereich der Sackungsuntersuchungen. Schwerpunkt ihrer Untersuchungen lag jedoch nicht auf der Hydrokonsolidation von Lössböden, sondern vielmehr auf der Erforschung locker gelagerter Aufschüttungen (z.B. Tagebauschüttungen in der Niederlausitz) bei Änderungen der hydraulischen Verhältnisse infolge Grundwasserwiederanstieg. Die Ergebnisse ihrer Forschung sind zusammenfassend bei GRIMMER [64] dargestellt.

Als eines der neuesten Werke im Bereich der Mechanik ungesättigter Böden ist

"Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering" von NG & MENZIES [129] aus dem Jahr 2007 zu nennen. Das Werk wird vom Autor selbst als "state of the art" Buch bezeichnet und beschreibt die Entwicklung der Forschung auf dem Gebiet ungesättigter Böden. Das Phänomen der Hydrokonsolidation bei Lössböden wird zwar erwähnt, jedoch nicht eingehender betrachtet.

Aus der in Kapitel 3 geführten Herleitung und Betrachtung des aktuellen Wissensstands auf dem Gebiet der Hydrokonsolidation von Löss lassen sich die nachfolgend aufgeführten Erkenntnisse und Ergebnisse bisheriger Forschung sowie die sich daraus ergebenden offenen Fragen formulieren.

3.4.1. Erkenntnisse bisheriger Forschungen

Die zusammenfassende Darstellung vorhandener Forschungsergebnisse erfolgt unterteilt nach den für die eigenen Untersuchungen maßgebenden drei Bereiche *Prognosekriterien*, *zyklische Belastung* und *Mikrostruktur und Bodenchemie*.

Prognosekriterien:

- Auf dem Gebiet der Prognose der infolge von Hydrokonsolidation zu erwartenden Sackung sind nahezu ausschließlich Kriterien entwickelt worden, die eine qualitative Abschätzung darüber ermöglichen, ob ein Boden sackungsanfällig ist oder nicht. Nur STEPHANOFF & KREMAKOVA publizierten eine Methode zur qualitativen Bestimmung der zu erwartenden Sackung (Tab. 3.4).

  Das Kriterium berücksichtigt zwar den für Sackungsbetrachtungen bedeutenden Porenanteil, jedoch wurde es vollkommen lastunabhängig aufgestellt. Die mit Hilfe dieses Kriteriums ermittelbaren zu erwartenden Sackungen liegen bis zu 100% über den real auftretenden Sackungen, so dass dieses Abschätzkriterium in der Praxis kaum Anwendung findet.

zyklische Belastung:

- Erkenntnisse aus zyklischen Versuchen sind in Bezug auf den Einfluss der Zyklenzahl N auf die akkumulierenden plastischen Dehnungen ε^{acc} eindeutig. Der von GOTSCHOL [61] gewählte Ansatz einer überproportionalen Zunahme der Dehnungen mit steigender Anzahl an Lastzyklen in Form von $\varepsilon^{acc} \propto N^{\alpha}$ wurde durch WICHTMANN [176] bestätigt und ist allgemein anerkannt. Ab einer Zyklenzahl $N > 1.000$ nimmt die Dehnungsrate $\dot{\varepsilon}^{acc}$ jedoch stark ab (WICHTMANN [176]).

Autor	Kriterium	Bedingung
ABELEV	$i = \frac{\Delta e}{1 + e_{nat}}$	$i > 0,02$
DENISOV	$K_e = \frac{e_{wL}}{e_{nat}}$	$K_e < 1,0$
GIBBS & BARA	$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P}$	$I_L \geq 1,0$
STEPHANOFF & KREMAKOVA	$\delta = K \cdot (n_{nat} - 40) \cdot (30 - w_{nat})$	–
FEDA	$e_{crit} = 0,85 \cdot e_L + 0,15 \cdot e_P$	$e_{crit} < e_{nat}$

Tab. 3.4.: Zusammenfassung bestehender Prognosekriterien

- Der Spannungszustand im dynamischen Triaxialversuch beeinflusst weniger die Akkumulationsrate (Dehnungsrate) als die Akkumulationsrichtung und somit den Übergang von einem dilatanten in ein kontraktantes Dehnungsverhalten. Dieser Übergang wird anhand des mittleren Spannungsverhältnisses η^{av} der mittleren Deviatorspannung q^{av} zum mittleren Druck p^{av} definiert. Grundsätzlich sind bei einem geringeren Seitendruck σ_3 geringere Spannungsamplituden σ_1^{ampl} notwendig, um nach einer festgelegten Zyklenzahl N die gleiche bleibende Dehnung zu erhalten.

- Allgemein besitzt die Belastungsfrequenz f_B in einem Frequenzbereich zwischen $0,1 \text{ Hz} < f_B < 30 \text{ Hz}$ keinen Einfluss auf den Anstieg der Dehnungen.

Mikrostruktur und Bodenchemie:

- Beginnend bei KRAEV [99] und OSIPOV [132] formuliert auch FEESER ET.AL. [53][52] den Grad der Sackung als Folge der Hydrokonsolidation in Abhängigkeit der Wasserlöslichkeit einzelner Bodenbestandteile.
  Untersuchungen zum prozentualen Anteil der wasserlöslichen Bestandteile sackungsanfälliger Lössböden wurden nicht geführt oder nicht publiziert.

- Der hohe Mineralienanteil bei sackungsanfälligen Lössböden wurde bereits durch KÉZDI & ERGI [92] nachgewiesen. Je nach Dominanz einzelner Mineralien ändern sich die mechanischen Eigenschaften und somit die Sackungsanfälligkeit. Der Einfluss von Tonmineralien wurde von HANDY [69] untersucht. Nach HANDY nimmt

die Sackungsanfälligkeit mit steigendem Tongehalt ab. Diese Erkenntnis konnte durch weitere Untersuchungen jedoch nicht bestätigt werden. Nach ASSALEY ET.AL. [7] [8] ist der Grad der Sackung bei geringen Tongehalten am niedrigsten. Der Anteil sowie der Einfluss von Tonmineralien auf die Hydrokonsolidation ist somit noch nicht eindeutig belegt.

- Im Gegensatz zum Einfluss der Tonminerale wird der Einfluss von Calciumcarbonat $CaCO_3$ als eindeutig angesehen. Somit nimmt die Sackungsanfälligkeit einer metastabilen Bodenstruktur mit steigendem Gehalt an Calciumcarbonat ab.

- Die von SAJGALIK [147] geführten Untersuchungen der Mikrostruktur beschreiben eindeutig den Einfluss des Porenanteils sowie der Porengröße auf die absolute Sackung. Der Prozess der Hydrokonsolidation wird somit maßgeblich durch Poren bestimmt, deren mittlerer Durchmesser d zwischen 1 und 1.000 μm liegt. Nach SAJGALIK und ROGERS bilden lammelenförmige Quarzpartikel mit einer mittleren Größe von 30 μm das Gerüst, welches einen offenen Porenraum bildet.

3.4.2. Offene Fragen

Aus den Erkenntnissen bisheriger Forschungstätigkeiten lassen sich folgende offene Fragestellungen im Bereich der Mikrostruktur sowie des Sackungsverhaltens von Lössböden formulieren:

- Wie stellt sich die Struktur rezent gebildeter afghanischer Lössböden dar?
- Welche Mineralien dominieren in diesen Böden?
- Wie hoch ist der Anteil leicht löslicher Bestandteile?
- Welchen Einfluss haben Tonminerale auf das Sackungsverhalten?
- Gibt es eine Möglichkeit, den Grad der zu erwartenden Sackung infolge Hydrokonsolidation zu prognostizieren?
- Kollabiert die metastabile Bodenstruktur des Lössbodens allein durch eine zyklische Belastung ohne Erhöhung des Wassergehalts?
- Wie verhält sich ein optimal verdichteter Lössboden ($D_{Pr} > 95\%$) bei dynamischer Belastung?

Die im Rahmen dieser Forschungstätigkeit geführten Untersuchungen sollen Aufschluss über die noch bestehenden offenen Fragen geben. Hierbei stehen neben den in Kapitel 5 geführten mikrostrukturellen Betrachtungen und geochemischen Untersuchungen vor allem die Betrachtung des Hydrokonsolidationsverhaltens bei statischer Belastung (Kapitel 6) im Mittelpunkt der Untersuchungen. Hierauf aufbauend wird in Kapitel 7 eine neue, empirisch-deduktive abgeleitete Prognosemethode formuliert.
Das mit Hilfe des dynamischen Triaxialversuchs untersuchte Verformungsverhalten bei zyklischer Lasteinwirkung versteht sich als Grundlagenforschung auf dem Gebiet der dynamischen Stabilität metastabiler Bodenstrukturen. Diese Untersuchungen werden die genannte Fragestellung nicht in Gänze behandeln, sondern dienen vielmehr einer ersten Einschätzung und führen ferner zu dem in Kapitel 8 formulierten weiteren Forschungsbedarf.

4. Grundlagen der eigenen experimentellen Untersuchungen

Der für die in der vorliegenden Arbeit geführten Untersuchungen verwendete afghanische Löss wird, wie auch jeder andere Baugrund, durch bestimmte Kennwerte charakterisiert. Diese, im Folgenden als Indexkennwerte bezeichneten Merkmale, wurden im Zuge der Erarbeitung geotechnischer Empfehlungen ermittelt (BOLEY [18], [19] und [20]).
Als Ausgangspunkt und Grundlage für die in den Kapiteln 5 und 6 geführten eigenen experimentellen Untersuchungen werden nach einer einleitenden Beschreibung der geologischen Verhältnisse der Probenentnahmeregionen grundlegende Ergebnisse sowie wichtige Erkenntnisse der Indexversuche dargestellt.

4.1. Beschreibung der Probenentnahmeregion

Angrenzend an die Staaten Iran, Turkmenistan, Usbekistan, Tadschikistan sowie der Volksrepublik China und Pakistan liegt Afghanistan an der Grenze von Zentral- und Südasien. Drei Viertel des Landes bestehen aus schwer zugänglichen Gebirgsregionen und weniger als 10% der Landesfläche liegen unterhalb von 600 m Meereshöhe. Afghanistan besitzt ein kontinentales Klima mit heißen Sommern und sehr kalten Wintern. Der Süden kennzeichnet sich durch weitreichende wüstenartige Ebenen. Die im Norden des Landes liegenden Gebirge des Hindukusch (bis 7.500 m Höhe) und des Sefid-Kuh erstrecken sich über weite Teile des 652.090 km^2 großen Landes. Hier liegen die Provinz und gleichnamige Stadt Kunduz (400 m ü. NN) sowie die Stadt Mazar-e-Sharif (360 m ü. NN) in der Provinz Balkh (Abbildung 4.1). Sowohl Kunduz als auch Mazar-e-Sharif liegen im Bereich der nordwestlichen Ausläufer des Hindukusch, im Übergangsbereich der nordafghanischen Ebene zum so genannten süd-tadjikischen Becken. Der Hindukusch ist im Vergleich zu den Alpen eine deutlich jüngere Hebung des Pliozäns und Pleistozäns. Dies führte zu einer starken Ablagerung von Verwitterungsmaterial im Bereich des nordwestlichen Gebirgshangs, so dass sich im Quartär (jüngste Phase des Erdneuzeitalters) mächtige Schuttflächen zwischen Mazar-e-Sharif und Kunduz nörd-

lich des Hindukusch auftrugen. Durch die gegenwärtig noch andauernde Hebung des Gebirges wird eine weitere Lössproduktion begünstigt, da hierdurch auch quartäre Serien wieder freigelegt und der Erosion preisgegeben werden.

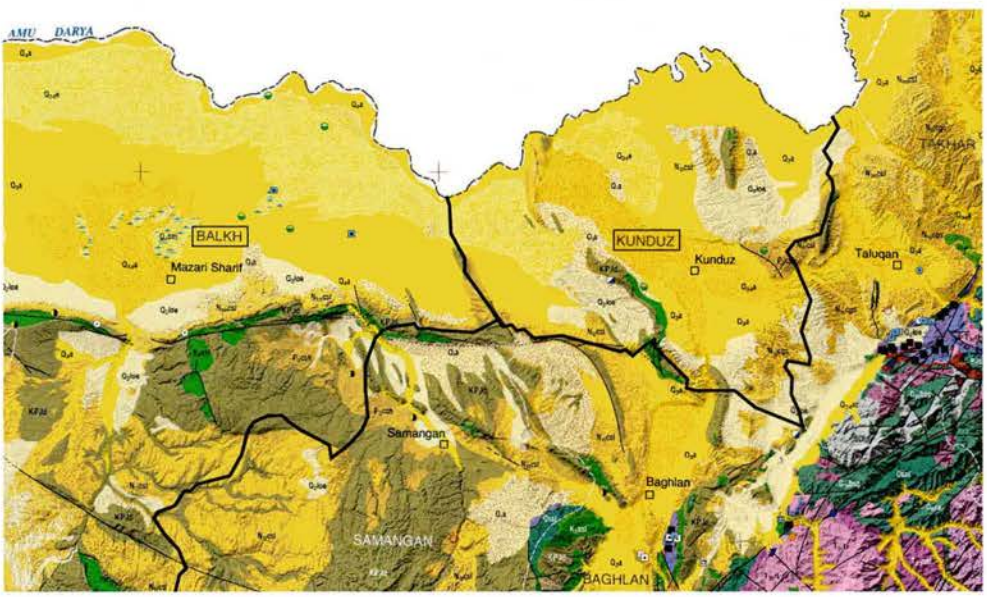


Abbildung 4.1.: Geologie der Probenentnahmeregion Nord-Afghanistan, modifiziert nach DOEBRICH [40]

Die Untersuchungsregion zwischen Mazar-e-Sharif und Kunduz kann in drei Bereiche unterteilt und beschrieben werden.

Bereich I: Region BALKH (Nord-Westen)
Der nordwestliche Bereich der Probenentnahmeregion charakterisiert sich durch quartär abgelagerte Schotter und Sande, welche von Lössdünen überdeckt werden. Diese von Süden nach Norden verlaufenden Dünen (Schwemmflächen) bestehen aus fluvialem Löss (Schwemmlöss), den verschiedene von Süden nach Norden verlaufende Flüsse aufgetragen haben (Abb. 4.2). Nahezu der gesamte Bereich dieser Schwemmflächen ist durch große Mengen an Salz gekennzeichnet, welches stellenweise sogar abgebaut wird (MUNIER [126]). Die in Abbildung 4.1 gelb dargestellten Gebiete kennzeichnen die Bereiche, in denen Löss abgelagert wurde. Je dunkler der dargestellte Bereich ist, desto höher ist der Anteil an Sand, Kies und Fels.

Bereich II: Region KUNDUZ (Nord-Osten)
Im Gegensatz zur Region BALKH um Mazar-e-Sharif handelt es sich in der Region KUNDUZ um aeolische Sedimente (Fluglöss) des Quartär. Aufgrund der Aktivität von

Nordwestwinden kam es zur Ablagerung von Löss auf den Lee-Seiten[1] der im Westen von Kunduz gelegenen Gebirgsausläufer. Bereich III: Gebirgsregion (Süden)

Abbildung 4.2.: Schwemmland im Süden von Mazar-e-Sharif
Hintergrund: Ausläufer des Hindukuschs, rd. 2.500 m NN;
Vordergrund: Dünen aus fluvialem Löss (Schwemmflächen)

Aus denen in den Regionen BALKH und KUNDUZ vorherrschenden quartären Sedimenten erheben sich im Süden die Ausläufer des Hindukusch. Dieser West-Ost streichende Gebirgszug mit Erhebungen bis zu 2.500 m ü.NN wird durch tonig-sandige Ablagerungen, vor allem jedoch durch Kalkserien der Guri Formation (Oberkreide-Alttertiär), geprägt (MUNIER [126]). Auffällig rote Ton-Sand-Serien (Oligozän/Miozän) kennzeichnen die nach Norden gerichtete Flanke dieses Gebirgszuges. Sandstein- und Tonserien sind ebenso wie die Kalkserien an vielen Stellen von mächtigen Lössschichten überdeckt.

Die für diese Forschungsarbeit notwendigen Proben wurden in Bereichen um die Städte Kunduz und Mazar-e-Sharif entnommen. Insgesamt wurden für bodenmechanische sowie geochemische Untersuchungen 144 gestörte und 304 ungestörte Bodenproben gewonnen (Tab. 4.1).

4.2. Ergebnisse aus In-Situ-Untersuchungen

Im Zuge der vorliegenden Forschungsarbeit wurden sowohl ein Programm zur Durchführung von In-Situ-Untersuchungen als auch Laborversuchen erarbeitet.

[1] Der ursprünglich aus der Seefahrt stammende Begriff "Luv" bezeichnet die dem Wind zugekehrte Seite. Der Begriff "Lee" kennzeichnet die dem Wind abgewandte Seite. Aeolische Ablagerungen sind erfahrungsgemäß vorwiegend auf Lee-Seiten von Gebirgen zu finden. Nur bei hohen Windgeschwindigkeiten und sehr hohen Gebirgszügen lassen sich auch Luv-Ablagerungen beobachten.

Probenentnahmeregion:	**Mazar-e-Sharif**		**Kunduz**		
Probenart:	gestört	ungestört	gestört	ungestört	ungestört
	$\approx 5kg$	$\varnothing = 10cm$	$\approx 5kg$	$\varnothing = 10cm$	$\varnothing = 5cm$
↓Entnahmejahr		$h = 12cm$		$h = 12cm$	$h = 10cm$
2007	11	9	30	58	-
2008	49	54	-	-	-
2009	-	-	11	50	25
2010	15	36	28	50	22
Summe:	**75**	**99**	**69**	**158**	**47**

Tab. 4.1.: Anzahl der genommenen Proben in den Regionen BALKH und KUNDUZ

Für den Bereich Mazar-e-Sharif (Bereich I) wurden die Vor-Ort-Untersuchungen 10 km westlich der Stadtmitte und in unmittelbarer Nähe des Flughafens ausgeführt.
Die Untersuchungen für Kunduz (Bereich II) wurden auf einem Hochplateau, 10 km süd-westlich der Stadtmitte und circa 1 km nord-ostwärts des Flughafens, vorgenommen.

Dynamische Plattendruckversuche:
Zur indirekten Untersuchung der Tragfähigkeit des Verformungsverhaltens E_{vd} und des Lagerungszustandes des Bodens wurden 46 dynamische Plattendruckversuche im Bereich I und 20 im Bereich II durchgeführt angestellt.
Die gemessenen Werte der Verformungsmoduli lagen für Löss in der Region Mazar-e-Sharif in einem Wertebereich von 9,94 $\frac{MN}{m^2}$ bis maximal 46,68 $\frac{MN}{m^2}$. Der Mittelwert über alle 46 Messung liegt bei 23,77 $\frac{MN}{m^2}$.
Für Kunduz lagen die gemessenen Verformungsmodule bei einem Minimalwert von 14,59 $\frac{MN}{m^2}$ und einem Maximum von 66,96 $\frac{MN}{m^2}$, im Mittel bei 46,76 $\frac{MN}{m^2}$.
Experimentelle und numerische Untersuchungen zum dynamischen Lastplattenversuch bestätigen eine Messtiefe t_{dyn} von

$$t_{dyn} = 2 \cdot d_{Lastplatte} \tag{4.1}$$

In Gleichung 4.1 steht $d_{Lastplatte}$ für den Durchmesser der verwendeten Lastplatte. Mit einem Lastplattendurchmesser von 30 cm für o.g. Messungen ergibt sich eine Mess- / Erkundungstiefe von 60 cm.

Rammsondierungen:

Zum indirekten Aufschluss der Baugrundverhältnisse, insbesondere zur Erfassung der Folge und Mächtigkeit einzelner Bodenschichten sowie der In-Situ vorfindbaren Lagerungsdichte und Festigkeit, dienten Rammsondierungen mit der leichten sowie mittelschweren Rammsonde. Die maximale Sondierungstiefe lag für beide Verfahren bei 10 m unter Geländeoberkante (GOK). Zurückzuführen auf eine oberflächennahe Teilkon-

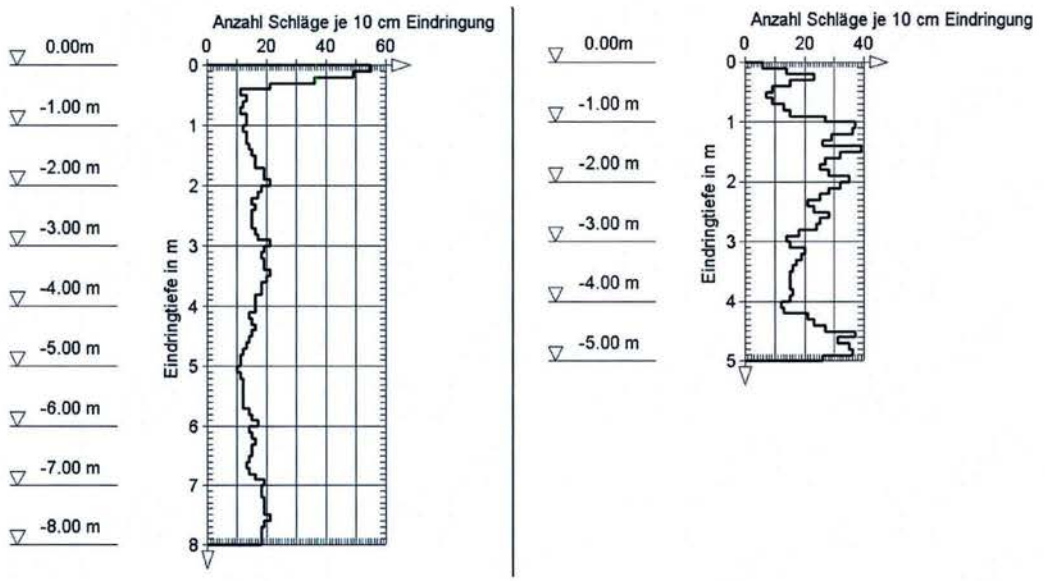


Abbildung 4.3.: Repräsentative Ergebnisse der Rammsondierung;
a. links: Kunduz ;b. rechts: Mazar-e-Sharif

solidation sind die Schlagzahlen n_{10} in der Deckschicht (ca. 30 cm) meistens > 20. Dies bestätigt die Ergebnisse der dynamischen Plattendruckversuche.
Anhand von Schlagzahlen $n_{10} \leq 20$ ist auch in tiefer gelegenen Schichten eine geringe Lagerungsdichte festzustellen (Abb. 4.3). Aufgrund der In-Situ-Untersuchungen war festzustellen, dass die aeolischen Ablagerungen im Bereich II der Probenentnahmeregion insgesamt geringere Schlagzahlen aufweisen.

Aufschlussbohrungen und Schürfe:
Zur Bestätigung der durch die zuvor genannten Verfahren indirekt gewonnenen Erkenntnisse wurden insgesamt 25 Aufschlussbohrungen abgeteuft und 48 Schürfe angelegt. Die Bohrungen wurde bis in eine maximale Tiefe von 18 m abgeteuft und ließen eine klare Schichtenfolge erkennen. Um eine differenzierte Betrachtung der oberen Lagen des Bodens zu ermöglichen, wurden ergänzend zu den Bohrungen 48 Schürfe angelegt. In Tiefen von bis zu 5 m wurden die für die Laborversuche notwendigen und in Tabelle 4.1 aufgeführten Proben entnommen.

4.3. Ergebnisse aus Laborversuchen

Nach Abschluss der in-Situ-Untersuchungen folgten umfangreiche Laboruntersuchungen, um die charakteristischen Merkmale des afghanischen Löss zu ermitteln.

Indexversuche
In einem ersten Schritt wurden folgende Versuche zur Bestimmung von Indexkennwerten herangezogen:

- Bestimmung der Korndichte nach DIN 18124
- Bestimmung des Wassergehaltes nach DIN 18121
- Bestimmung der Dichte des Bodens nach DIN 18125
- Bestimmung der Zustandsgrenzen nach DIN 18122
- Bestimmung der Korngrößenverteilung nach DIN 18123
- Bestimmung des Kalkgehalts nach DIN 18129

Rahmenscherversuche
Mit Hilfe des Rahmenscherversuches nach DIN 18137 wurden die statischen Scherparameter bei natürlichem Wassergehalt (φ_{stat} und c_{stat}) sowie die Scherparameter nach der Sättigung (φ'_{stat} und c'_{stat}) ermittelt.

Proctorversuche
Die Ermittlung des optimalen Wassergehaltes w_{Pr} sowie der zugehörigen Proctordichte ρ_{Pr} erfolgte anhand von Proctorversuchen. Mit Hilfe der so gewonnenen Proctorkurven wurden die Änderungsbereiche des Wassergehaltes für den Verdichtungsgrad $D_{Pr} = 95\%$ ermittelt.

4.3.1. Bodenkennwerte der Region um Kunduz

Anhand der in Kapitel 4.3 aufgeführten Versuche wurden für das Probenmaterial aus Kunduz die in Abbildung 4.4 dargestellte Kornverteilung sowie die in Tabelle 4.2 aufgeführten Indexkennwerte ermittelt.
Mit Hilfe des Rahmenscherversuchs wurden für Lössboden aus der Region um Kunduz ein Reibungswinkel von $\varphi = 34,8°$ und eine Kohäsion von $c = 20,3\ kN/m^2$ bei natürlichem Wassergehalt bestimmt. Nach der Sättigung beträgt der Reibungswinkel

$\varphi' = 34,8°$ und die Kohäsion $c' = 0$.
Mit Hilfe des Proctorversuchs wurde ein optimaler Wassergehalt von $w_{Pr} = 13,7$ % bestimmt. Die zugehörige Proctordichte liegt bei $D_{Pr} = 1,85\ g/m^3$.

Indexkennwert			Minimum	**Mittelwert**	Maximum
Korndichte	ρ_S	$[g/cm^3]$	2,69	**2,72**	2,74
Bodendichte	ρ	$[g/cm^3]$	1,31	**1,44**	1,55
Trockendichte	ρ_d	$[g/cm^3]$	1,25	**1,32**	1,38
Wassergehalt	w	[%]	4,26	**8,50**	16,03
Fließgrenze	w_L	[%]	22,70	**25,00**	27,00
Ausrollgrenze	w_P	[%]	18,50	**19,55**	21,10
Plastizitätszahl	I_P	[%]	2,20	**5,42**	7,30
Konsistenzzahl	I_C	[%]	1,92	**3,18**	4,91
Kalkgehalt	$CaCO_3$	[%]	20,20	**21,26**	23,60
Porenanteil	n	[–]	0,48	**0,49**	0,50
Sättigungsgrad	S_r	[%]	30,00	**34,00**	36,00

Tab. 4.2.: Indexkennwerte der Proben aus Kunduz

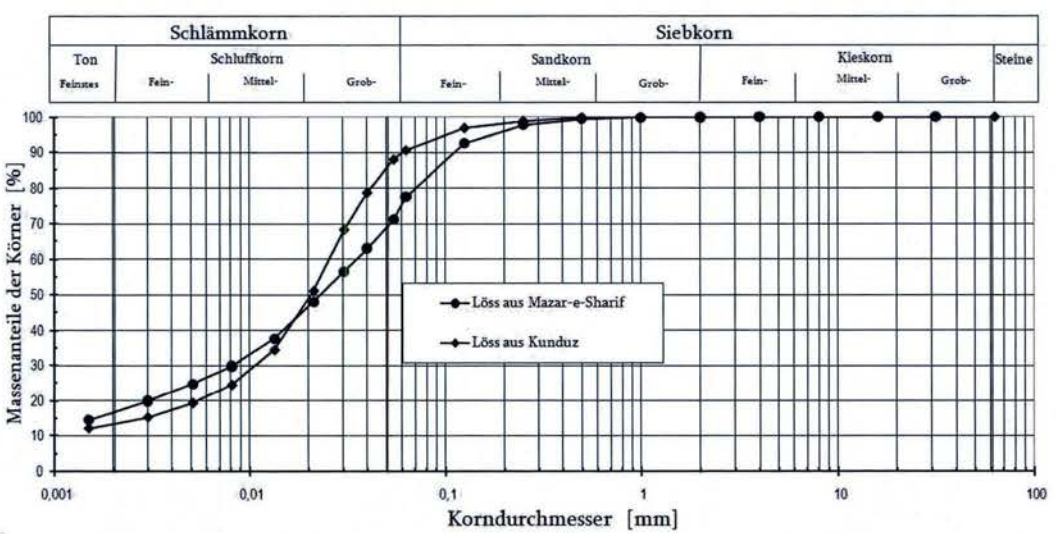


Abbildung 4.4.: Repräsentative Kornverteilungen für Lössböden aus Mazar-e-Sharif und Kunduz

Indexkennwert			Minimum	**Mittelwert**	Maximum
Korndichte	ρ_S	$[g/cm^3]$	2,719	**2,72**	2,754
Bodendichte	ρ	$[g/cm^3]$	1,50	**1,54**	1,72
Trockendichte	ρ_d	$[g/cm^3]$	1,29	**1,36**	1,61
Wassergehalt	w	[%]	3,66	**4,77**	10,99
Fließgrenze	w_L	[%]	22,30	**26,83**	38,70
Ausrollgrenze	w_P	[%]	14,30	**15,40**	19,70
Plastizitätszahl	I_P	[%]	5,80	**9,86**	21,60
Konsistenzzahl	I_C	[%]	1,28	**1,87**	3,45
Kalkgehalt	$CaCO_3$	[%]	22,2	**25,8**	34,6
Porenanteil	n	[–]	0,44	**0,46**	0,49
Sättigungsgrad	S_r	[%]	16,71	**17,46**	18,01

Tab. 4.3.: Indexkennwerte der Proben aus Mazar-e-Sharif

4.3.2. Bodenkennwerte der Region um Mazar-e-Sharif

Für die Region BALKH um Mazar-e-Sharif ergaben sich die in Abbildung 4.4 dargestellte Kornverteilung sowie die in Tabelle 4.3 aufgeführten Indexkennwerte.
Bei der Ermittlung der Scherparameter für den Schwemmlöss um Mazar-e-Sharif ergab sich ein Reibungswinkel von $\varphi = 37,64°$ und eine Kohäsion von $c = 35,36\ kN/m^2$, bei natürlichem Wassergehalt. Nach der Sättigung beträgt der Reibungswinkel $\varphi' = 35,36°$ und die Kohäsion $c' = 0$.
Der optimale Wassergehalt wurde mit $w_{Pr} = 14,1$ % und einer zugehörigen Proctordichte von $D_{Pr} = 1,93\ g/m^3$ ermittelt.

4.4. Folgerungen für die eigenen Untersuchungen

Anhand der durchgeführten Vor-Ort-Untersuchungen lässt sich feststellen, dass die Festigkeit des untersuchten Löss im trockenen Zustand, d.h. im oberflächennahen Bereich, sehr hoch ist. Bei Zunahme der Sondiertiefe hingegen nehmen die Schlagzahlen deutlich ab. Dies lässt vermuten, dass mit zunehmender Tiefe und somit mit ansteigendem Wassergehalt die Festigkeit des Löss abnimmt.
Die mit Hilfe der dynamischen Lastplatte ermittelten Verformungsmodule E_{vd} relativieren die aufgrund der Ergebnisse der Rammsondierungen vermutetete Festigkeit im

oberflächennahen Bereich. Die geringen Verformungsmodule verweisen auf einen unzureichenden Verdichtungszustand bzw. eine geringe Tragfähigkeit im Bereich GOK -0,6 m.
Erste grundlegende labortechnische Untersuchungen ergaben, dass die betrachteten Proben durch einen hohen Kalkgehalt ($20,2\ \% < CaCO_3 < 34,6\ \%$) einen hohen Porenanteil ($0,44 < n < 0,50$) sowie einer äußerst geringen Trockendichte ($1,25 < \rho_d < 1,61$) charakterisiert werden.

Wie viele andere zuvor, verdeutlicht ROGERS 1995 (ROGERS [143]) ein weiteres Mal die einen sackungsanfälligen Boden kennzeichnenden Eigenschaften. Insbesondere geologisch rezent gebildete oder rezent umgelagerte Böden mit einem hohen Porenanteil, offenem Porengefüge, hoher Sensitivität und schwachen interpartikulären Bindungskräften sind vorrangig sackungsgefährdet. Vergleicht man diese Erkenntnisse mit den zuvor dargestellten Ergebnissen der Grundlagenversuche sowie dem Wissen über die Geologie der Probenentnahmeregion, so lässt sich feststellen, dass die in der vorliegenden Arbeit betrachteten Lössböden als sackungsanfällig betrachtet werden müssen.

Die in diesem Kapitel geführten Untersuchungen zur Bestimmung charakterisierender Kennwerte bilden die Grundlage für die in den nachfolgenden Kapiteln geführten geochemischen und bodenmechanischen Untersuchungen.

5. Neue Erkenntnisse zur Struktur und Mineralogie von Lössböden

Die nachfolgend dargestellten Erkenntnisse und Ergebnisse struktureller und geochemischer Betrachtungen begründen sich auf Untersuchungen von Probenmaterial der in Kapitel 4 vorgestellten Entnahmeregion.

5.1. Strategie der Untersuchungen

Bei der Untersuchung der Bodenstruktur wurde sowohl das makroskopische als auch mikroskopische Porengefüge betrachtet. Im Mittelpunkt der Untersuchungen stand hierbei die visuelle Erfassung der strukturellen Änderungen infolge Hydrokonsolidation.
Mit dem Ziel der Beantwortung bestehender offener Fragen auf dem Gebiet der Geochemie afghanischer Lössböden wurde ein mehrstufiges Untersuchungprogramm durchlaufen, um einen detaillierten mineralischen Aufschluss zu erlangen. Im ersten Schritt erfolgte eine Kalkgehaltsbestimmung in Anlehnung an die DIN 18129. Da diese Methode als nicht eindeutig in Bezug auf die im Boden vorhandene Kalkmenge angesehen wird, wurde zur Verifikation eine umfangreiche Eluatanalyse zur genauen Bestimmung der Ionenkonzentration angestellt. Da die Ergebnisse dieses zweiten Schritts nicht Carbonat, sondern Sulfat als dominierendes Anion auswiesen, ergab sich die Notwendigkeit, den im ersten Schritt ermittelten hohen Carbonatgehalt anhand der molaren Massen zu bestätigen.
Der Löslichkeit mineralischer Bestandteile kommt beim Sackungsprozess innerhalb der Hydrokonsolidation eine besondere Bedeutung zu. Der abschließende vierte Schritt der geochemischen Untersuchungen beinhaltet die röntgendefraktometrische Analyse unterschiedlich präparierter Bodenproben. Hierdurch können zum einen die mineralischen Anteile, insbesondere Tonminerale, unterschieden, als auch der Anteil leicht löslicher Bestandteile eindeutig bestimmt werden.
Die geführten geochemischen Untersuchungen schließen mit neuen Erkenntnissen und quantitaiven Angaben zur Lösbarkeit mineralischer Bestandteile des afghanischen Löss ab. Da der natürliche afghanische Lössboden einen hohen Anteil an Salzen aufweist,

stellte sich die Frage, inwieweit sich ein Anstieg des Salzgehaltes auf die Festigkeit auswirkt. Hierzu wurden Versuche zur Entwicklung der Viskosität unter Zugabe von Natriumcarbonat Na_2CO_3 durchgeführt.

5.2. Untersuchung der Bodenstruktur

Die Sackungsanfälligkeit von Lössböden steht im direkten Zusammenhang mit der Struktur des Bodens sowie der Porosität und hierbei insbesondere mit der Porengröße (WANG [172]). Um für die nachfolgenden Betrachtungen eine genaue Abgrenzung der einzelnen Porenfraktion gewährleisten zu können, werden folgende Begriffe neu eingeführt:

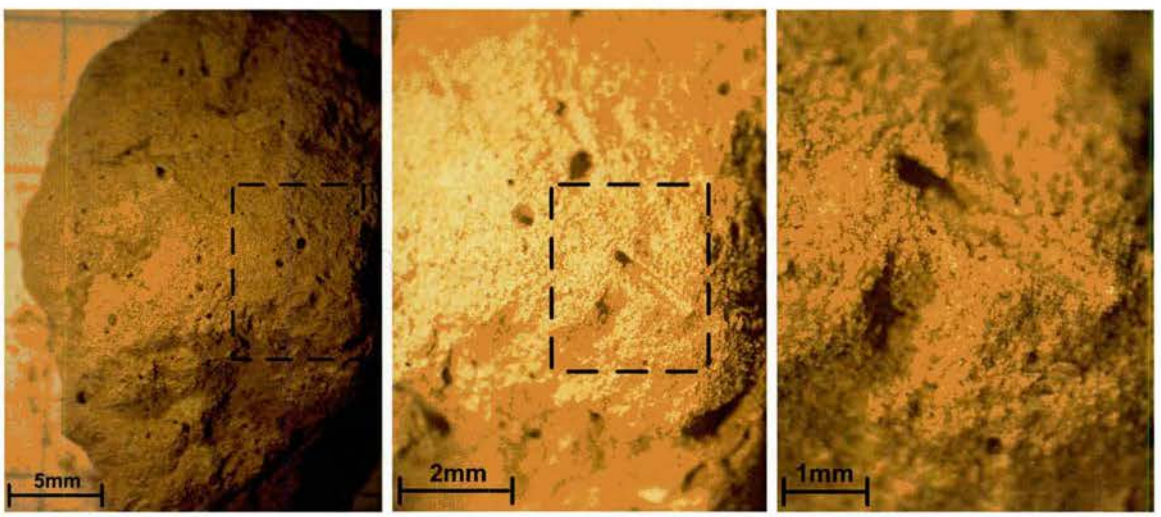
- Megaporen $d_{mega} > 500\ \mu m$
- Makroporen $500\ \mu m > d_{makro} > 100\ \mu m$
- Mesoporen $100\ \mu m > d_{meso} > 10\ \mu m$
- Mikroporen $10\ \mu m > d_{mikro}$

Die zur Untersuchung der Struktur gewählte Vorgehensweise gliedert sich in zwei Abschnitte:
In einem ersten Schritt wurde der augenscheinliche (makroskopische) Aufbau des Löss untersucht. Diese makroskopischen Betrachtungen beinhalten primär Aussagen zum Porengefüge im Bereich $d > 100\ \mu m$ (Mega- und Makroporen). In einem weiteren zweiten Schritt wurde die Porosität im Bereich $d < 100\ \mu m$ (Meso- und Mikroporen) untersucht. Hierzu wurden circa 150 Rasterelektronenmikroskop-Aufnahmen (REM-Aufnahmen) gemacht und computertechnisch ausgewertet.
Die so ermittelten Erkenntnisse zur Struktur und Porosität ermöglichen in Verbindung mit den in Kapitel 5.3 geführten geochemischen Untersuchungen Aussagen zur Bedeutung der Struktur auf das Verformungsverhalten von Löss und dienen als notwendige Grundlage für die in Kapitel 6 geführten mechanischen Betrachtungen.

5.2.1. Makroskopische Untersuchungen

Das untersuchte Probenmaterial erscheint im Licht gelblich-braun. Die geringe Dichte, d.h. der hohe Porenanteil von bis zu 50 %, lässt sich bereits mit bloßem Auge anhand einer Vielzahl von Mega- und Makroporen erkennen. Der Durchmesser dieser Poren liegt

im Bereich $d > 100\ \mu m$. Bei genauerer Betrachtung kann in vielen Bereichen eine Vernetzung dieser Poren festgestellt werden. Hierbei handelt es sich um kreisrunde Kanäle mit Durchmessern von bis zu 5 mm (Abb. 5.1). Diese runden Kanäle sind zum einen



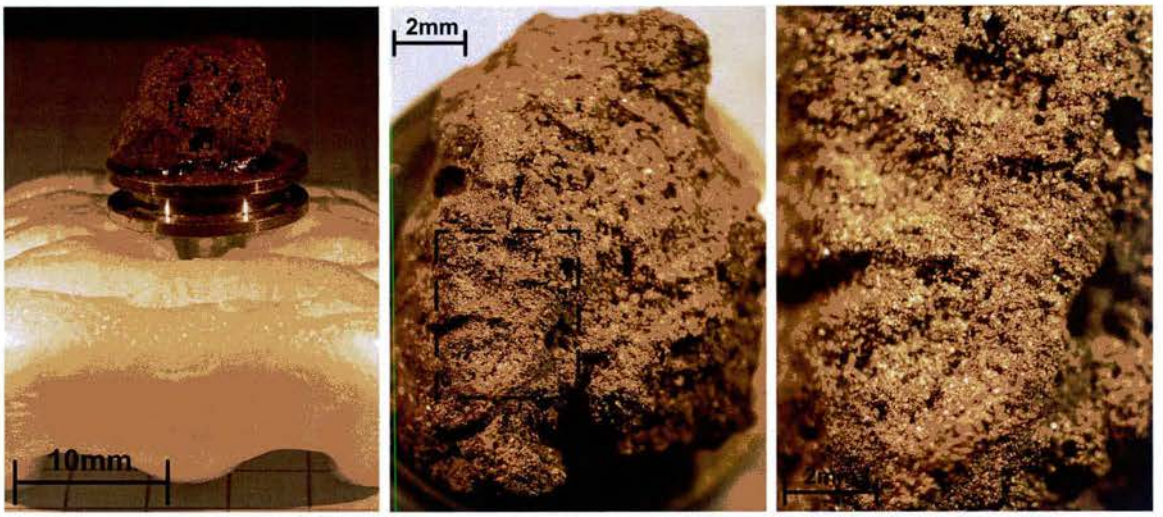
(a) makroskopische Poren (b) Bereich aus (a) vergrößert (c) Bereich aus (b) vergrößert

Abbildung 5.1.: Betrachtung der makroskopischen Struktur, Probe 08082

Kriechgänge kleiner wirbelloser Tiere (Würmer) und zum anderen Wurzelkanäle verschiedenster Pflanzenarten. Die oft geäußerte, jedoch wenig publizierte Meinung, dass diese tunnelartigen Makroporen in vertikaler Richtung deutlich ausgeprägter sind als in horizontaler Richtung, kann nicht bestätigt werden. Auch die hiermit einhergehende Annahme einer deutlich ausgeprägteren vertikalen Durchlässigkeit ($k_v \gg k_h$) kann nicht bestätigt werden, da die untersuchten Proben keine bevorzugte Anordnung der Poren aufweisen.

5.2.2. Mikroskopische Untersuchungen

Zur Untersuchung der Mikrostruktur sowie des Porenraumes im Bereich $d < 100\ \mu m$ wurden 150 REM-Aufnahmen gemacht. Ziel dieser mikroskopischen Betrachtungen war neben der Ermittlung der Partikelform, Porengröße und Anordnung der mineralischen Kornanhaftungen insbesondere die Erfassung der Änderung des Porengefüges aufgrund "Hydrokonsolidation".
Alle mikroskopischen Aufnahmen wurden an circa 1 cm^3 großen Proben mit ungestörter Oberfläche und ungestörtem Gefüge vorgenommen. Die Proben wurden auf einen Probenträger geklebt und zur Sicherstellung qualitativ hochwertiger Aufnahmen mit einer

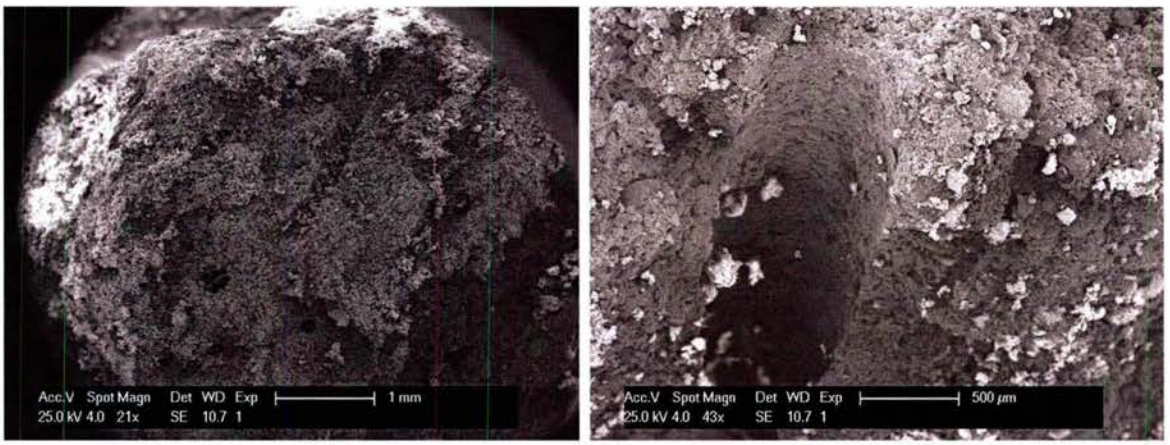


(a) Probenträger (b) Probenoberfläche (c) Bereich aus (b) vergrößert

Abbildung 5.2.: Präparierte Proben für REM-Aufnahmen, Probe 08082

Goldschicht belegt (Abb. 5.2). Durch dieses sogenannte "Sputtern" wird das Risiko von Aufladungseffekten der untersuchten Stoffoberfläche minimiert, da die aufgebrachte Edelmetallschicht die elektrischen Ladungen schnell ableitet. Die Goldschicht verhindert sowohl eine negative Aufladung der Stoffoberfläche aufgrund eines zu schwachen Elektronenstrahls als auch eine positive Aufladung oberflächennaher Teilchen infolge eines zu starken Primärstrahls.
Die so erfolgte mikroskopische Detektion ermöglicht die Ermittlung des strukturellen Aufbaus der Partikelformen sowie die visuelle Darstellung vorhandener Bindungskräfte und Porenraumänderung infolge Hydrokonsolidation.

Tunnelporen:
Mikroskopische Betrachtungen bestätigten die bereits augenscheinlich festgestellten Formeigenschaften der tunnelartigen Poren (Abb. 5.3). Die Wände der tunnelartigen Röhren sind äußerst dicht und mit Calciumcarbonat fest zementiert. Die Beobachtungen von Wang [172], dass die Festigkeit dieser Poren so hoch ist, dass sie auch nach der Hydrokonsolidation noch erhalten bleiben, konnte jedoch nicht bestätigt werden.

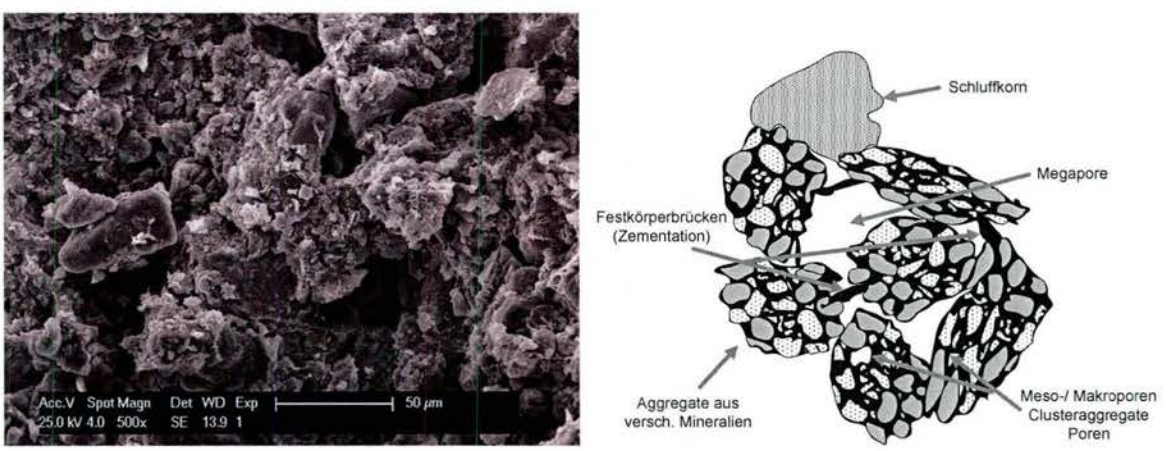


(a) Tunnelpore, 21-fache Vergrößerung (b) Tunnelpore, 43-fache Vergrößerung

Abbildung 5.3.: Tunnelporen (Wurzelhöhlen), Probe 08102

Mikrostruktur:

Die Auswertung von rasterelektronenmikroskopischen Aufnahmen verschiedenartiger Sedimente haben zur Formulierung vieler unterschiedlicher Modelle der Mikrostrukturen geführt (LOCAT [106]). Diese Formulierungen sowie Erkenntnisse aus eigenen



(a) Struktur in 500-facher Vergrößerung (b) Modell der Bodenstruktur, nach LOCAT [106]

Abbildung 5.4.: Aufbau der Bodenstruktur; Probe 08082

Untersuchungen der Mikrostruktur des afghanischen Löss führen zu dem in Abbildung 5.4(b) schematisiert dargestellten Modell der Mikrostruktur. Das entworfene Modell berücksichtigt die Existenz von Mega- und Makroporen in den Zwischenräumen größerer Schluff- und Tonpartikel. Die im Rahmen der Untersuchungen ermittelten Anteile der genannten Porenfraktion am Gesamtporenvolumen sind in Tabelle 5.1 aufgeführt. Sie entsprechen der Größenordnung nach den bereits in SAJGALIK [148] publizierten

Anteilen.

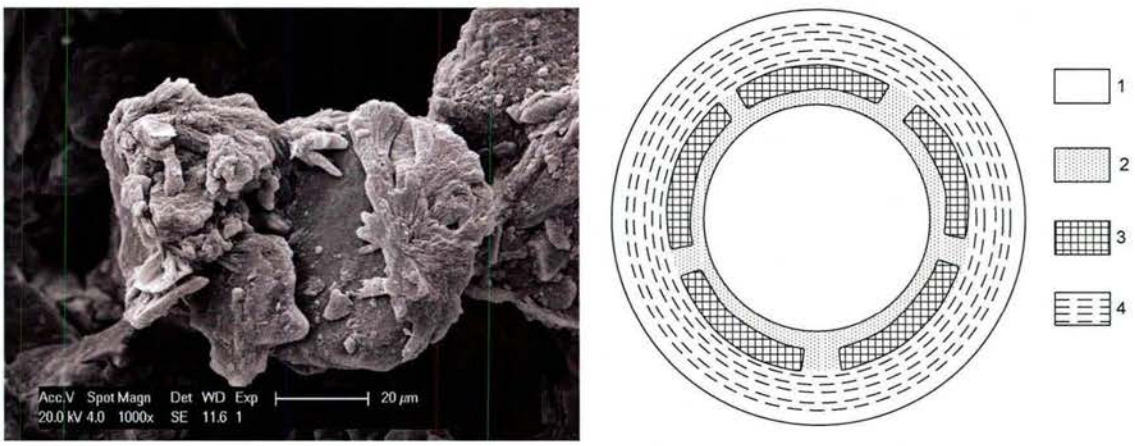
Porenfraktion	**Größe**	**Anteil am Porenvolumen**
Mega- u. Makroporen	$d > 100\ \mu m$	≈ 10 Vol.-%
Mesoporen	$100\ \mu m > d > 10\ \mu m$	≈ 70 Vol.-%
Mikroporen	$10\ \mu m > d$	≈ 20 Vol.-%

Tab. 5.1.: Anteile der Porenfraktionen am Gesamtporenvolumen

Die eingangs erwähnten Meso- und Mikroporen werden durch das entworfene Modell in den Zwischenräumen der an den Schluff- und Tonpartikeln vorhandenen mineralischen Anhaftungen berücksichtigt. Die nachfolgenden Ausführungen zum Strukturverhalten bei Hydrokonsolidation verdeutlichen die Notwendigkeit der Differenzierung zwischen den Porenfrakionen.

Für die in den Untersuchungen beobachteten mineralischen Anhaftungen (Abb. 5.5(a)) wurde das in Abbildung 5.5(b) dargestellte Modell zur Verteilung der Anhaftungen auf der Kornoberfläche entworfen. Bei diesem Modell wird ein Schluffpartikel ① von einer ersten, nahezu geschlossenen und nicht wasserlöslichen Mineralschicht ② umgeben. Diese Schicht wiederum wird von einer zweiten, diesmal jedoch offenen Mineralschicht ③ umschlossen. Die in Abbildung 5.5(b) dargestellte äußerste Schicht ④ tritt nicht immer auf. Die Dicke der Schicht ist sehr unterschiedlich und wird maßgeblich durch die Art der mineralischen Anhaftungen bestimmt (vgl. Osipov [132]).

Wie die in Kapitel 5.3 angestellten Untersuchungen zeigen, handelt es sich bei den verschiedenen Mineralschichten vorrangig um wasserlösliche Karbonate (CO_3) sowie schwer lösliches Sulfat (SO_4).

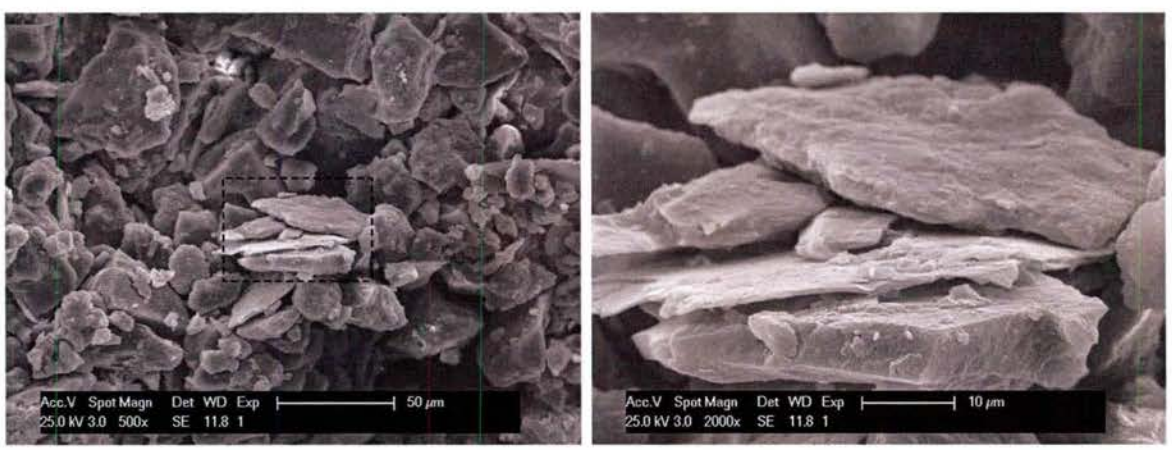


(a) Kornanhaftung, 1000-fache Vergrößerung (b) Modell der Kornanhaftungen

Abbildung 5.5.: Mineralische Kornanhaftungen, Probe 08049

Partikelform und Bindungskräfte:

ROGERS [145] und DIJKSTRA ET.AL. [38] geben für ein Lösspartikel ein Kantenlängenverhältnis von 8:5:2 (L:B:H) an (siehe Kapitel 3.1). Eigene Untersuchungen können zwar das Auftreten von flachen Lösspartikeln bestätigen (Abb. 5.6), jedoch ist ein wiederkehrendes Muster der Kantenlängenverhältnisse nicht eindeutig feststellbar. Wie in

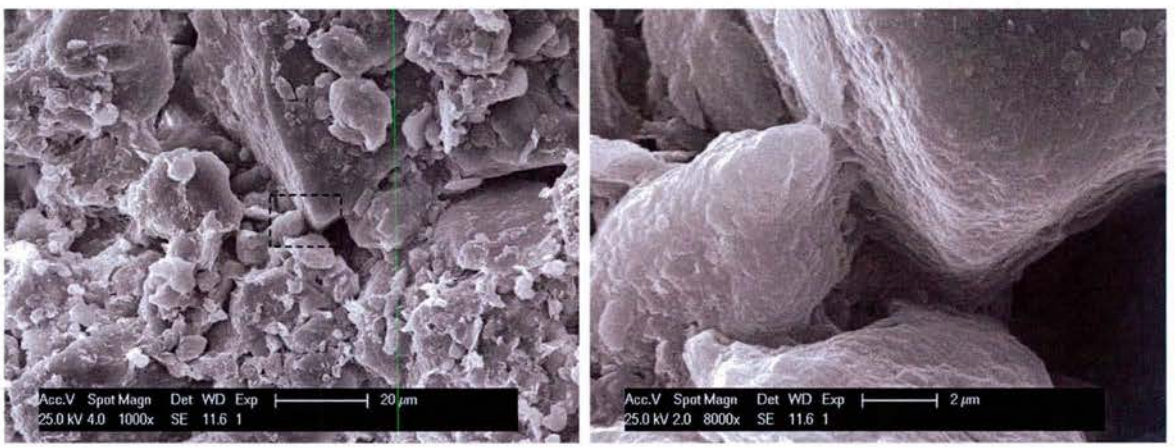


(a) Flächenkontakt, 500-fache Vergrößerung (b) Bereich aus (a) 2000-fach vergrößert

Abbildung 5.6.: Partikelform und -größe, Probe 08159

Abbildung 5.6(a) zu erkennen ist, ist der flächenhafte Kontakt zweier oder mehrerer Lösspartikel im metastabilen Zustand, d.h. vor der Hydrokonsolidation, nur in wenigen Bereichen vorhanden (Abb. 5.6(b)). In anderen Bereichen wird die Struktur vorwiegend durch weniger stabile Kontakte bestimmt. Vereinfacht lässt sich die metastabile Bodenstruktur wie ein Kartenhaus beschreiben. Die Auswertung der REM-Aufnahmen

ergibt, dass für diesen Zustand zwischen zwei Kontaktbereichen (Festkörperbrücken) unterschieden werden kann. Punkt-Kontakte (P-Kontakt) sind Bereiche, in denen nur eine minimale Verbindung zwischen den Partikeln besteht (Abb. 5.7). Linien-Kontakte



(a) Festkörperbrücke, 1000-fache Vergrößerung (b) Bereich aus (a) 8000-fach vergrößert

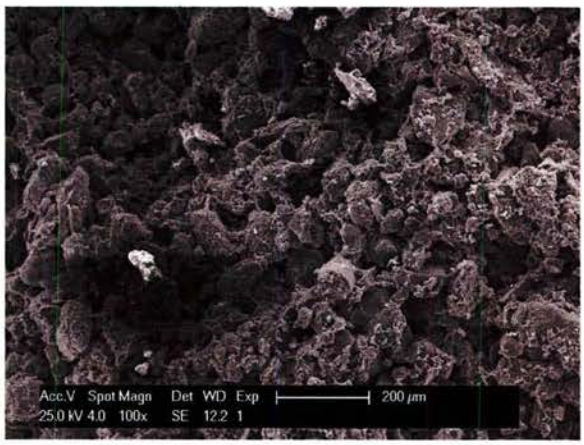
Abbildung 5.7.: Darstellung einer Festkörperbrücke, Probe 08090

(L-Kontakt) hingegen bezeichnen den Kontakt zwischen der Kante des einen Partikels und der ebenen Fläche eines weiteren Partikels.

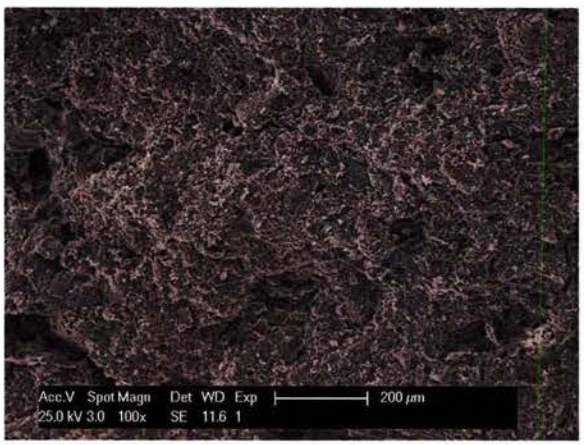
Strukturverhalten bei Hydrokonsolidation:
Im Zuge der Hydrokonsolidation geht die zuvor metastabile Struktur in einen stabilen Zustand über. Die hierbei erfolgende Umlagerung der Partikel geht mit einer Verringerung des Volumens einher. Abbildung 5.8 veranschaulicht diese Bodenstrukturänderung infolge Hydrokonsolidation. Die deutlich erkennbare Abnahme des Porenanteils erfolgt bei den in dieser Arbeit untersuchten Böden bereits ohne zusätzliche Belastung. Der Beitrag der in Tabelle 5.1 genannten Poren an der Gesamtsetzung erfolgt äquivalent zu ihrem Anteil am ursprünglichen Porenraum. Beispielhaft bedeutet dies, dass bei einer Volumenreduzierung von 10 % lediglich 1/10 auf Mega- und Makroporen entfallen. Mit 7/10 leisten die Mesoporen den Hauptbeitrag zur Setzung (siehe auch SAJGALIK [148]).

5.3. Untersuchung der Bodenchemie

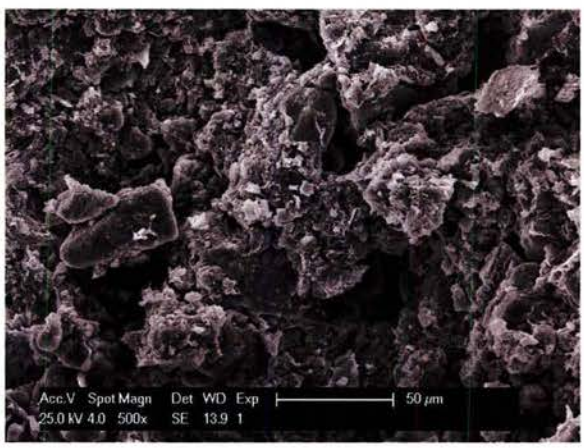
Um den vermeintlich hohen Einfluss leicht wasserlöslicher mineralischer Bestandteile auf die Setzungsanfälligkeit von Löss evaluieren zu können, wurde ein spezielles Versuchsprogramm zur Untersuchung der Bodenchemie aufgestellt. Mit dem Ziel der Er-



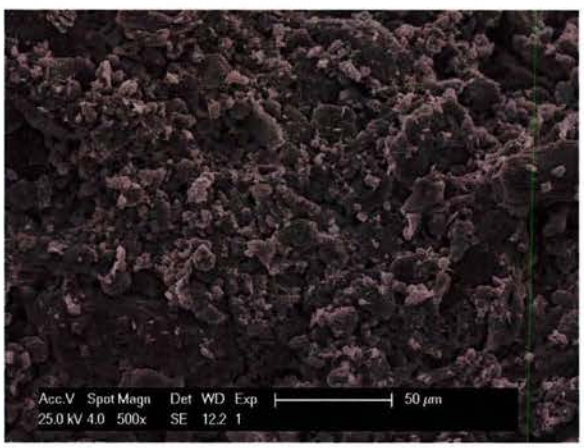
(a) Probe 08082 vor der Hydrokonsolidation



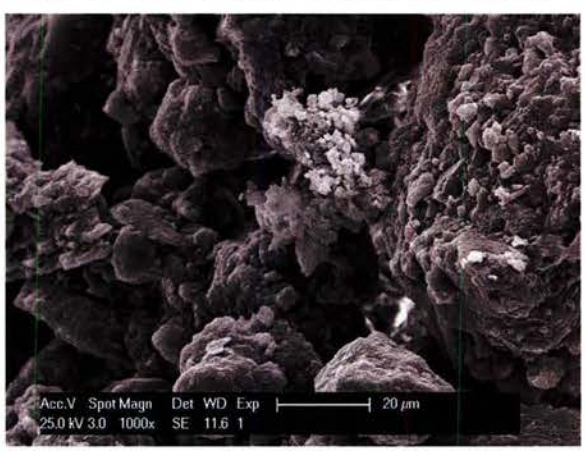
(b) Probe 08082 nach der Hydrokonsolidation



(c) Probe 08082 vor der Hydrokonsolidation



(d) Probe 08082 nach der Hydrokonsolidation



(e) Probe 08082 vor der Hydrokonsolidation

(f) Probe 08082 nach der Hydrokonsolidation

Abbildung 5.8.: Vergleichende Betrachtung der Bodenstruktur vor und nach der Hydrokonsolidation, Probe 08082 mit 100-, 500- und 1000-facher Vergrößerung

mittlung der tatsächlich vorhandenen Menge leicht löslicher Bestandteile umfasste das Versuchsprogramm folgende vier Schritte.

5.3.1. Schritt 1: Bestimmung des Kalkgehalts

Im Zuge der Ermittlung charakteristischer Bodenkennwerte (Kapitel 4.3) wurde der sogenannte Kalkgehalt nach DIN 18129 ermittelt. Durch Verdrängungsreaktion wird die leicht flüchtige Kohlensäure durch 10 %ige Salzsäure aus ihren Salzen vertrieben. Die hypothetische Kohlensäure zersetzt sich in Kohlenstoffdioxid und Wasser. Das auf diese Weise entstandene Gas verdrängt eine gesättigte Sperrflüssigkeit, deren Volumenänderung ermittelt wird. Das auf Normalbedingungen umgerechnete Gasvolumen wird als Kohlenstoffdioxidgehalt prozentual in Ansatz gebracht. Die Untersuchung nach DIN 18129 führte zu einem Gehalt an Kalk von 34,6 Gew.-% > $CaCO_3$ > 22,2 Gew.-%.

Da der mineralische Anteil des in dieser Forschungsarbeit behandelten Probenmaterials sehr hoch ist, ist die genaue Kenntnis über andere säurelösliche Anteile (z.B. Magnesiumkarbonat, Eisenkarbonat, Alkali- und Erdalkalikarbonate) zwingend notwendig, da es sich bei dem nach DIN 18129 durchgeführten Versuch nicht unbedingt ausschließlich um Kalk handelt.
Zur Bestimmung möglicher anderer Bestandteile wurde nachfolgend die Konzentration der Ionen bestimmt.

5.3.2. Schritt 2: Bestimmung der Ionenkonzentration anhand von Eluatanalysen

Mit Hilfe von Eluatanalysen wurde die Ionenkonzentration des Bodens ermittelt, um die mineralischen Anteile bestimmen sowie die dominierenden An- und Kationen benennen zu können.

5.3.2.1. Methodik

Probenpräparation und Eluatanalyse erfolgte nach der S4-Methode in Anlehnung an die DIN 38414-4 (mittlerweile DIN EN 12457-4). Diese Methode gilt als klassischer Batchtest, welcher durch eine bewegte Feststoffphase (Boden) und eine bewegten Flüssigphase (Wasser) gekennzeichnet wird. Die mit dieser Methode gewonnenen Konzentrationswerte beschreiben die unter den herrschenden Versuchbedingungen maximal freisetzbare Stoffmenge in einer wässrigen Lösung.

Zur Bestimmung der mineralischen Bestandteile des afghanischen Löss wurden 100 g Feststoff (FS) in Form von Trockenrückstand[1] (TR) mit der 10-fachen Menge an destilliertem Wasser versetzt. Mit Hilfe einer Rotationsapparatur (Überkopfschüttler) wird der Feststoff als disperse Phase 24 Stunden in Suspension gehalten. Anschließend wird die feste Phase von der flüssigen Phase durch Zentrifugation sowie Membranfiltration (0,45 mm Filter) getrennt und auf die festgelegten Parameter hin untersucht.
Eine allgemein anerkannte Erweiterung des genormten S4-Versuchs stellen die sogenannten Kaskadentests dar. Hierbei wird zwischen Kaskadentests mit *zunehmendem* und *abnehmendem* Lösungs-/Feststoffverhältnis unterschieden. Zur Bestimmung der maximalen Eluierbarkeit der mineralischen Bestandteile des Löss, wurden für die vorliegende Arbeit Kaskadentests mit *zunehmendem* Lösungs- / Feststoffverhältnis angestellt. Hierbei wird der Eluationsprozess mehrmals wiederholt, wobei nach der ersten Eluationsphase zentrifugiert wurde und der Rückstand ein weiteres Mal eluiert und zentrifugiert wird. Im Anschluss wird ein drittes Mal eluiert und die membrangefilterten Zentrifugate werden analysiert. Das kumulativ über die drei Schritte berechnete Ergebnis (in mg/kg) beschreibt die maximale Eluierbarkeit der mineralischen Bestandteile des hier untersuchten Löss.

5.3.2.2. Ergebnisse

Die Analyse der Eluate des untersuchten Probenmaterials weist ohne Ausnahme Calcium (Ca) als dominierendes Kation sowie Sulfat (SO_4^{2-}) als dominierendes Anion aus. Die kumulativ über alle drei Eluationsschritte ermittelten Ergebnisse sind in Tabelle 5.2 aufgeführt. Die Dominanz von Calcium und Sulfat lässt sich über alle drei Eluationsschritte eindeutig erkennen. Die Ergebnisse der einzelnen Eluationen als auch die kumulativen Ionenkonzentrationen sind im Anhang A.2.2 enthalten.
Die hohe Wasserlöslichkeit sowohl von Calcium und Sulfat als auch anderen Mineralien wird in vielen anderen Forschungsarbeiten als ein bedeutender Faktor für die kollapsartigen Sackungen infolge Hydrokonsolidation genannt. Arbeiten von Kraev [99], Osipov [132], Smalley et.al. [157], Miller et.al. [122] und Feeser et.al. [53] enthalten, wenn überhaupt, nur wenige Angaben zur Menge mineralischer Anteile. Diese bis dato ausstehenden Angaben können anhand der hier geführten Untersuchungen insbesondere für den afghanischen Löss gemacht werden. Um die Frage der Löslichkeit der mineralischen Bestandteile und somit den Einfluss auf die Sackung abschließend bewerten zu

[1] Die nach DIN 4045 festgelegte Trocknung eines Stoffes bei 105°C ergibt die Trockenmasse eines Stoffes. Wird diese Trockenmasse auf die Ausgangsmasse des Stoffes bezogen, so wird dies als Trockenrückstand bezeichnet.

Eluate kumulativ (1., 2. und 3. Eluation) mg / kg TR												
Probe	**Ca**	**Mg**	**Na**	**Al**	**Fe**	**K**	$\mathbf{NH_4^+}$	$\mathbf{Cl^-}$	$\mathbf{F^-}$	$\mathbf{NO_2^-}$	$\mathbf{NO_3^-}$	$\mathbf{SO_4^{2-}}$
08083	2542	297	570	0	0	31	0	336	15	7	4	6874
08090	1710	258	503	2	1	59	0	177	12	4	26	5732
08098	2739	210	258	0	0	37	0	155	14	7	5	6816
08101	635	164	1111	18	9	52	0	732	11	1	21	1983
08102	338	105	506	12	6	50	0	370	16	0	11	938
08106	1512	348	1512	6	2	75	0	1360	11	4	26	4449
08152	155	68	645	6	3	7	0	257	30	0	56	360
08157	263	59	59	7	4	99	0	8	4	0	32	124
08159	2628	246	633	3	2	50	0	268	6	5	63	6728

Tab. 5.2.: Mineralische Bestandteile der Eluate kumulativ nach drei Eluationsschritten

können, wurde das Probenmaterial in einer weiteren Versuchsreihe röntgendiffraktometrisch analysiert.

5.3.3. Schritt 3: Bestimmung des Kohlendioxids

Da im Gegensatz zum Sulfat die Löslichkeit von Carbonat CO_3 in Wasser mit 10^{-3} bis 10^{-4} g/l H_2O angegeben wird und somit sehr gering ist, konnte trotz des gewählten Versuchsaufbaus kein Carbonat nachgewiesen werden. Die Bestimmung des Carbonats erfolgte in einem weiteren Schritt durch die Ermittlung des gebundenen Kohlendioxids (CO_2) unter Berücksichtigung der Molarmassen. Dieses Vorgehen ermöglicht eine recht genaue quantitative Bestimmung des im Probenmaterial enthaltenen Carbonats.

5.3.3.1. Methodik

Ebenso wie bei der Ionenkonzentrationsbestimmung, wurden die untersuchten Proben bei 105 °C im Trockenschrank bis zur Gewichtskonstanz getrocknet, um anschließend nach DIN EN 196-2/16 auf ihren Kohlendioxidgehalt hin untersucht zu werden.
Ein Gramm der getrockneten Probe wurde auf 5 mg genau eingewogen und in einem 100 ml-Destillierkolben mit 50 mg Quecksilberchlorid ($HgCl_2$) vermischt und mit einer ausreichenden Menge destilliertem Wasser aufgeschlämmt. Der Kolben wurde an einem

Tropftrichter, welcher 30 ml Schwefelsäure (H_2SO_4) enthielt, befestigt. Anschließend wurde mit einer Vakuumpumpe Luft aus dem Versuchsaufbau gesaugt, wobei die angesaugte Luft vor Eintritt in den Kolben einen Absorptionssturm durchströmte und so von CO_2 befreit wurde. Zwei sogenannte Absorptionsrohre wurden gewogen und nach Abstellen der Vakuumpumpe am CO_2-Nachweisgerät befestigt.
Aus dem Tropftrichter wurden 30 mg H_2SO_4 in den Kolben gegeben. Durch Reaktion des Probenmaterials und der Schwefelsäure wurde Kohlendioxid freigesetzt. Dieses CO_2 wurde mit Hilfe der Vakuumpumpe in die zuvor gewogenen Absorptionsrohre geleitet. Zur Trocknung wurde das CO_2 durch einen zwischengeschalteten Magnesiumperchloratfilter (Cl_2MgO_8) gefördert. Die Suspension im Destillierkolben wurde circa 10 Minuten bis zum Sieden erhitzt und dann 5 Minuten schwach siedend gehalten. Anschließend ließ man den Destillierkolben unter Aufrechterhaltung des Luftstromes auf Raumtemperatur abkühlen. Die vorgewogenen Absorptionsrohre wurden verschlossen, abgenommen und erneut gewogen.

5.3.3.2. Ergebnisse

Für alle untersuchten Proben ergaben sich zwischen 12 bis 17 Gew.-% gebundenes Kohlendioxid CO_2. Die Bestimmung des Gehalts an Carbonat CO_3 erfolgt mit Hilfe der molaren Massen.

$$\begin{aligned} M_{CO_2} &= M_C + 2 \cdot M_O \\ M_{CO_2} &= 12,0107\ g/mol + 2 \cdot 15,9994\ g/mol = 44,0095\ g/mol \end{aligned} \tag{5.1}$$

Gleichung 5.1 zeigt die ermittelte Molarmasse für Kohlendioxid, Gleichung 5.2 die für Carbonat.

$$\begin{aligned} M_{CO_3} &= M_C + 3 \cdot M_O \\ M_{CO_3} &= 12,0107\ g/mol + 3 \cdot 15,9994\ g/mol = 60,0089\ g/mol \end{aligned} \tag{5.2}$$

Bringt man die beiden Massen ins Verhältnis zueinander, ergibt sich ein Faktor von rund $1,36$ (Gl. 5.3).

$$\frac{M_{CO_3}}{M_{CO_2}} = \frac{60,0089}{44,0095} = 1,36354 \tag{5.3}$$

Um einen Rückschluss vom gebundenen Kohlendioxid auf den Anteil an Carbonat zu erzielen, ergibt sich:

$$CO_3 \approx 1,36 \cdot CO_2 \tag{5.4}$$

Nach Umrechnung der Kohlendioxidgehalte ergeben sich die in Tabelle 5.3 aufgeführten Mittelwerte der untersuchten Proben.

Probe:	**8083**	**8086**	**8090**	**8094**	**8098**	**8102**	**8106**	**8110**	**8115**	**8118**
CO_2 [%]	16,83	15,56	14,65	16,92	16,86	13,32	14,22	15,81	12,53	12,10
CO_3 [%]	22,89	21,16	19,86	23,01	22,93	18,12	19,33	21,50	17,04	16,46

Tab. 5.3.: Gebundenes Kohlendioxid und Carbonat im afghanischen Löss

Die anhand der Molarmassen ermittelten Carbonatgehalte der untersuchten Proben betragen rund 70 % der Kalkgehalte nach DIN 18129. Insgesamt weist das untersuchte Probenmaterial eine hohen Anteil an Carbonat auf, dessen Wasserlöslichkeit zu bestimmen ist.
Sämtliche Versuchsergebnisse sind der Arbeit umfassend im Anhang A.2.3 beigefügt.

5.3.4. Schritt4: Röntgendiffraktometer-Analyse

Das Verfahren der Röntgendiffraktometrie ist eine grundlegende Methode zum mineralischen Aufschluss von Sedimenten (vgl. TUCKER [169] und [170]). Hierbei trifft die aus einer Röntgenröhre emittierte Strahlung auf die kristalline Struktur eines Stoffes. Die am Kristallgitter reflektierten Strahlen werden mit Hilfe eines Geiger-Müller-Zählrohres ermittelt. Durch die Bestimmung des Reflektionswinkels, unter dem die reflektierte Strahlung ihren Maximalwert erreicht, ist ein Rückschluss auf das Mineral möglich.
Mit dem Verweis auf Anhang A.1 wird an dieser Stelle auf eine detailliertere Erläuterung des Verfahrens verzichtet.

5.3.4.1. Methodik

Es erfolgten sowohl qualitative als auch quantitative Analysen des Mineralbestands an den im Anhang A.2.1 aufgeführten Proben. Ziel der Untersuchungen war es, zum Abschluss der geochemischen Untersuchungen eine zusätzliche objektive Analysemethode

zu nutzen, die sowohl eine belastbare Aussage über den mineralischen Aufbau als auch über den Anteil leicht wasserlöslicher Bestandteile des Löss zulässt.
Zur Gewinnung der für die röntgendiffraktometrische Analyse notwendigen Präparate war eine zweistufige Probenaufbereitung notwendig:

Stufe 1: Homogenisierung und Aliquotierung der Proben

Die Proben wurden 24 Stunden bei 50 °C getrocknet, dann in einem Achat-Mörser zerstoßen und anschließend mit Hilfe eines Probenteilers in drei Aliquote (Aliquot 1-3) geteilt.

Aliquot 1 diente der Gewinnung der Fraktion < 2 μm durch Sedimentation in einem Atterbergzylinder. Diese Fraktion wurde bei der späteren Herstellung von Texturpräparaten zur genaueren Bestimmung der Tonmineralien verwendet.

Aus dem **Aliquot 2** wurden die wasserlöslichen Bestandteile durch Auslaugung mit deionisiertem Wasser, anschließender Zentrifugierung, Dekantierung und Eintrocknung bei 40 °C gewonnen. Das hierbei verwendete Eluat hatte ein Feststoff-Wasser-Verhältnis von 1 : 40.

Aliquot 3 wurde nach der 24-stündigen Trockung bei 50 °C in diesem Schritt nicht weiter behandelt. Es dient der späteren Herstellung s.g. Pulverpräparate.

Stufe 2: Herstellung der Präparate

Durch Sedimentation wurde im vorangegangenen Schritt die für eine tonmineralogische Untersuchung notwendige ausgewählte Textur, d.h. Aliquot 1 mit der Fraktion < 2 μm, gewonnen. Hieraus wurden ein luftgetrocknetes, ein glykolisiertes (24stündige Bedampfung bei 80 °C in einer gesättigten Ethylenglykol-Atmosphäre) und ein bei 550 °C gebranntes **Texturpräparat** hergestellt[2]. Der Aufnahmebereich der Texturpräparate lag bei $2\Theta = 4$ - $24°$ (siehe Abb. 5.10).
Für die Pulver-Röntgendiffraktometer-Aufnahmen wurden je zwei Gramm der Aliquote 2 und 3 zusammen mit 10 ml Isopropanol für 8 Minuten nass gemahlen. Die Suspensionen wurden abgefiltert, getrocknet und im Achatmörser homogenisiert. Die so her-

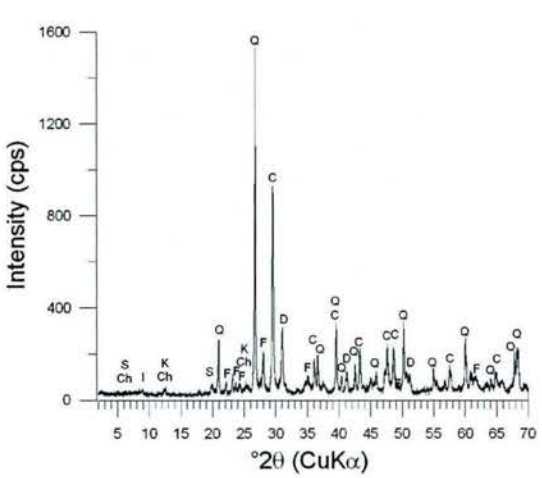
[2]Durch die Bedampfung bei 80 °C in einer Ethylenglykol-Atmosphäre werden Glykolmoleküle in die Zwischengitterschichten der Tonmineralien eingelagert; dadurch verschieben sich die s.g. Basalpeaks (vgl. MOORE [125]). Das Brennen bei 550 °C hingegen ermöglicht einigen Tonmineralien die Abgabe von Kristallwasser. Somit verschwinden die entsprechenden Mineralpeaks und eine weitere Differenzierung der Minerale, beispielsweise zwischen Kaolinit und Chlorit, wird ermöglicht (siehe Abb. 5.10)

gestellten **Pulverpräparate** dienten der Erstellung von Übersichtsaufnahmen sowohl für die Gesamtprobe (Aliquot 3) als auch der wasserlöslichen Anteile (Aliquot 2) im Aufnahmebereich $2\Theta = 2$ - $70°$ (siehe Abb. 5.9).
Sowohl die Textur- als auch Pulverpräparate wurden mit einem Diffraktometer vom Typ "Philips-Pananalytical PW 1800" mit Cu-Röhre und Graphitmonochromator bei 40 mA und 40 kV untersucht. Die Analysen erfolgten bei einer Winkelgeschwindigkeit von $0{,}02° \frac{2\Theta}{s}$. Die Identifizierung der vorhandenen Mineralphasen erfolgte anhand der charakteristischen Beugungslinien mit dem Programm PHILIPS-IDENTIFY. Die kristallinen Phasen wurden nach dem so genannten Rietveld-Verfahren unter Verwendung des Programms BGMN (vgl. BERGMANN ET.AL. [16]) quantifiziert.

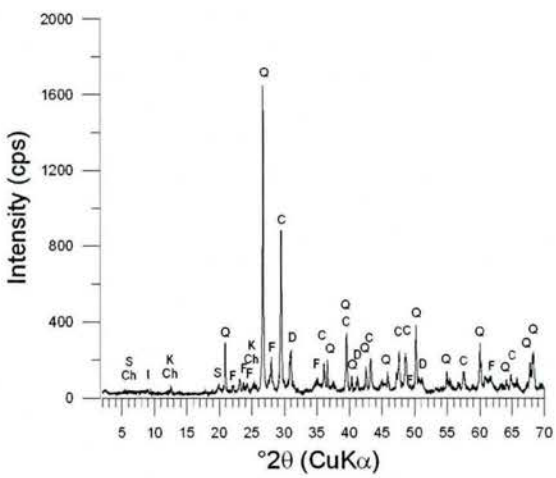
5.3.4.2. Ergebnisse

Nachfolgend werden die Diffraktogramme und die aus ihnen ableitbaren Ergebnisse vier repräsentativer Proben dargestellt. Zum Verständnis der nachfolgenden Abbildungen gelten folgende Abkürzungen:

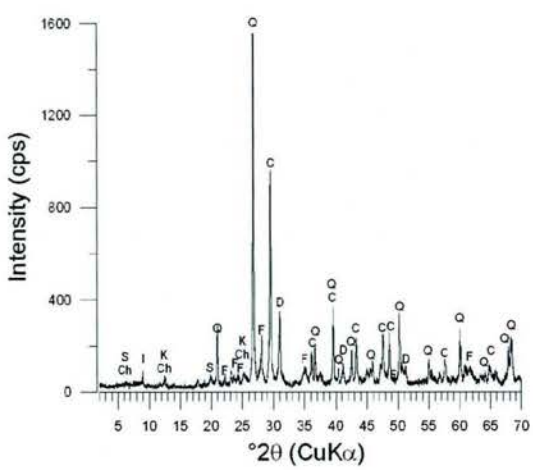
Q	=	Quarz	I	=	Illit/Muskovit
C	=	Kalzit	S	=	Smectit
D	=	Dolomit	Ch	=	Chlorit
F	=	Feldspate (Albit, Mikroklin)	K	=	Kaolinit



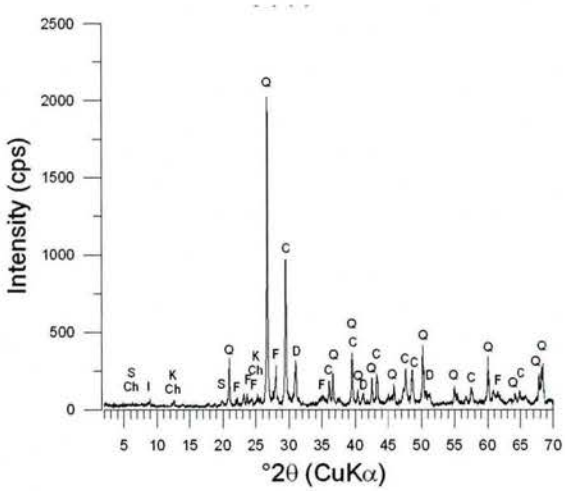
(a) Diffraktogramm der Probe 8090



(b) Diffraktogramm der Probe 8102



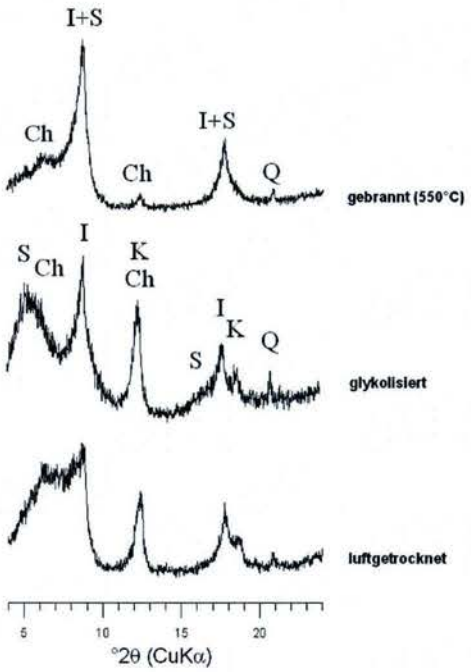
(c) Diffraktogramm der Probe 8106



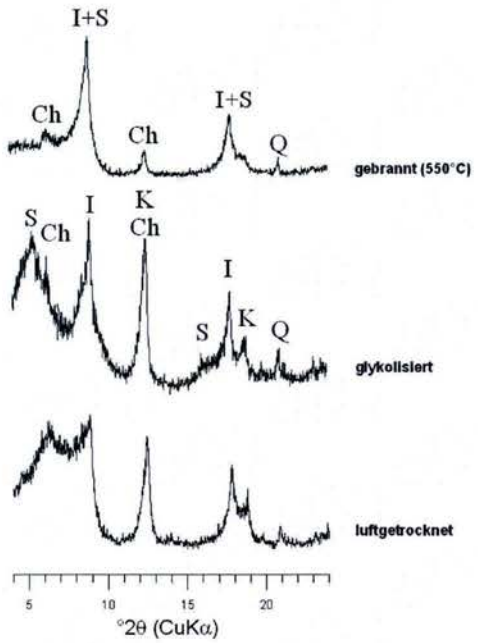
(d) Diffraktogramm der Probe 8110

Abbildung 5.9.: Diffraktogramme der Gesamtgesteinsproben

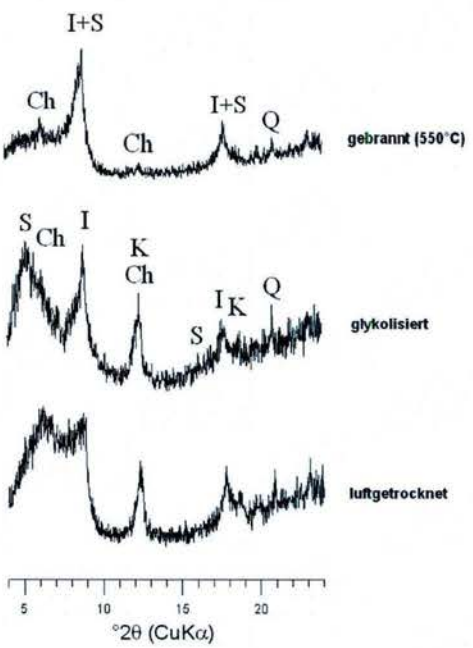
Abbildung 5.9 zeigt die Gesamtgesteins-Pulverdiffraktogramme im Bereich 2Θ = 2 - 70°. Bei der Analyse mit einer Schrittweite von $\Delta 2\Theta$ = 0,02° konnten zwei deutlich



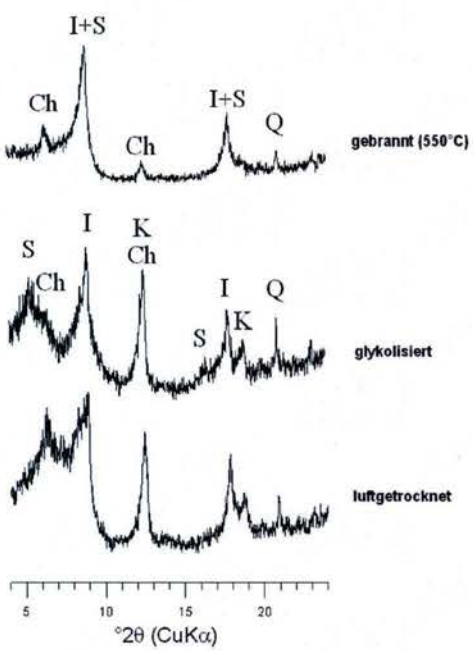
(a) Diffraktogramm der Probe 8090



(b) Diffraktogramm der Probe 8102



(c) Diffraktogramm der Probe 8106



(d) Diffraktogramm der Probe 8110

Abbildung 5.10.: Diffraktogramme der Texturpräparate $< 2\ \mu m$

prävalente Peaks bestimmt werden. Der Haupt-Peak des Quarzminerals (SiO_2) liegt bei allen untersuchten Proben bei $2\Theta Cu_{K\alpha} \approx 26{,}7°$, mit einer Intensität (I) von 1.500

cps bis 2.100 cps (cps = counts per second). Der Kalzit-Peak (Kalkspat $CaCO_3$) lag mit einer Intensität von 900 cps bis 1.000 cps im Bereich $2\Theta Cu_{K\alpha} \approx 29{,}5°$. Kalzit überwiegt somit gegenüber dem Dolomit ($CaMg(CO_3)_2$) in einem Verhältnis von
4 : 1. Die kristalline Intensität der Feldspate ist gering. Hier liegt Albit ($NaAlSi_3O_8$) im Verhältnis 2 : 1 vor dem Mikroklin (Kalifeldspat $KAlSi_3O_8$).
Nach TUCKER [169] ist die Röntgendiffraktometrie die wichtigste Analysetechnik für die Bestimmung der Tonminerale. Hierzu wurde die Fraktion < 2 μm durch Sedimentation getrennt und im Bereich $2\Theta = 4$ - 24° untersucht. Qualitativ wurden die Tonmineralien Illit ($KAl_2[(OH_2)/AlSi_3O_{10})$, Muskovit ($KAl_2(Si_3Al)O_{10}(OH,F)_2$), Smectit ($Al_2[(OH)_2/Si_4O_{10}] \cdot nH_2O$), Chlorit ($(Fe,Mg,Al)_6(Si,Al)_4O_{10}(OH)_8$) und Kaolinit ($Al_2Si_2O_5(OH)_4$) nachgewiesen (siehe Abb. 5.10). Eine präzise Quantifizierung der verschiedenen Tonmineralien ist aufgrund der geringen Gehalte nicht möglich gewesen. Um bewerten zu können, ob die Löslichkeit einzelner Mineralien das Sackungsverhalten von Löss begünstigt, wurden Röntgenuntersuchungen des o.g. Aliquot 2 angestellt. Diese Untersuchung ermöglicht eine belastbare Aussage hinsichtlich des Anteils leicht löslicher Mineralien.
Um den Anteil leicht löslicher Bestandteile bestimmen zu können, wurde ein Eluat aus Probenmaterial des Aliquots 2 und deionisiertem Wasser im Verhältnis 40 : 1 angesetzt. Anschließend wurde das Eluat zentrifugiert und die nicht löslichen Bestandteile (disperse Phase) wurden durch Dekantierung von dem Dispersionsmedium getrennt. Die im Dispersionsmedium, d.h. im Wasser gelösten Bestandteile wurden bei 40 °C eingetrocknet und anschließend röntgendiffraktometrisch analysiert. Abbildung 5.11 zeigt das Diffraktogramm der im Probenmaterial enthaltenen wasserlöslichen Bestandteile im Aufnahmebereich $2\Theta = 2$ - 70°. Der direkte Vergleich der Diffraktogramme der untersuchten Pulverpräparate lässt deutlich geringere Intensitäten im Aliquot 2 als im Aliquot 3 feststellen. In Abbildung 5.11 ist zu erkennen, dass im untersuchten Probenmaterial des Aliquot 2 leicht lösliche Minerale wie Halit ($NaCl$), Gips ($CaSO_4$), Bassanit ($CaSO_4 0.5H_2O$) und Hexahydrat ($MgSO_4 6H_2O$) zwar qualitativ nachzuweisen waren, jedoch mit geringer Intensität. Bezogen auf das Ausgangsgewicht der Probe und unter Berücksichtigung von Absorptions- und Massenschwächungskoeffizient (vgl. TUCKER [170]) lässt sich aus den ermittelten Intensitäten der Massenanteil des jeweiligen Stoffs bestimmen. Der **Gehalt an wasserlöslichen Bestandteilen** im afghanischen Lössboden beträgt **maximal 2 Gew.-%**.

Hiermit wird **erstmals** den bisherigen Vermutungen eines deutlich höheren Anteils wasserlöslicher Bestandteile (vgl. DERBYSHIRE ET.AL. [33]) ein aus Versuchen ermittelter quantitativer Wert entgegengestellt.

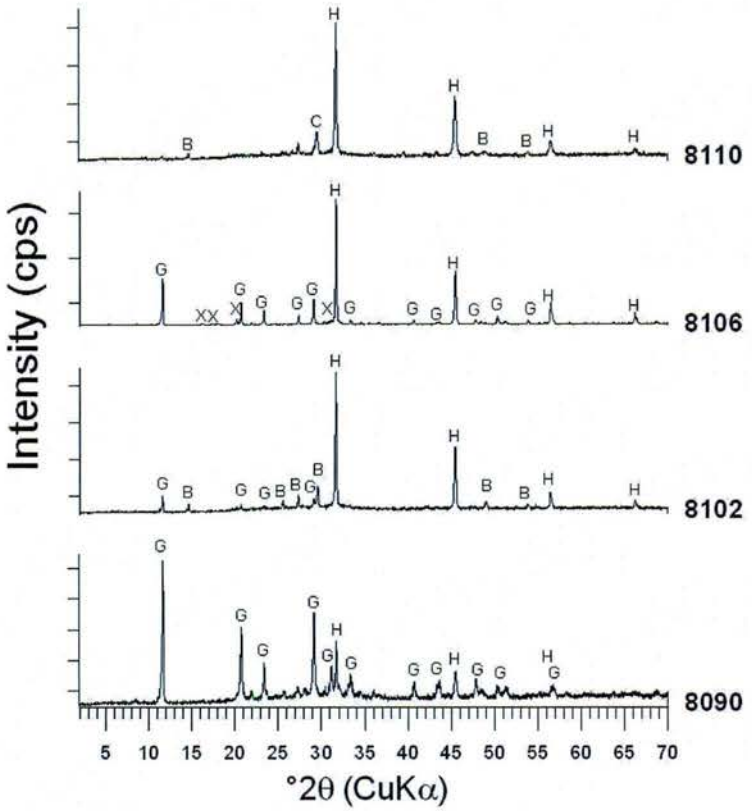


Abbildung 5.11.: Diffraktogramm der leicht löslichen Mineralien

5.3.5. Ergänzung: Einfluss von Natriumcarbonat

Die Bestimmung leicht löslicher Mineralien, insbesondere die quantitative Bestimmung leicht löslicher Salze und deren Einfluss auf die Bodenfestigkeit, sind Gegenstand der vorliegenden Arbeit. Diese Bestimmung erfolgt anhand des zuvor beschriebenen geochemischen Versuchsprogramms.
In diesem Zusammenhang erfolgte ein die geochemischen Untersuchungen ergänzender Versuch zum Einfluss des Salzgehaltes. Hierbei wurde das Konsistenzverhalten von Löss unter Zugabe von Natriumcarbonat untersucht. In einem Vorversuch wurde Probenmaterial (Probe 08102) mit destilliertem Wasser zu erdfeuchter Konsistenz angerührt und bei Raumtemperatur zwei Stunden stehen gelassen. Danach wurde die Probe in vier mengenmäßig gleiche Aliquote geteilt. Drei Aliquote wurden mit 1%, 2% und 5% festem Natriumcarbonat Na_2CO_3, bezogen auf das erdfeuchte Ausgangsgewicht, versetzt. Die vierte Teilprobe blieb als Vergleichsansatz unbeaufschlagt. Ein Rühren per Hand ergab deutliche Konsistenzunterschiede. Es konnte beobachtet werden, dass die Viskosität proportional zur Natriumkonzentration abnahm. Dieser Unterschied wurde durch die Proben weitere drei Tage beibehalten.

Um diese Beobachtung hinsichtlich der Festigkeits- und Viskositätseigenschaften zahlenmäßig erfassen zu können, wurde folgende, nicht genormte Versuchsanordnung, gewählt.

5.3.5.1. Methodik

In einem Viscomat NT der Fa. Schleibert, Teubert und Greim wurden Viskositätsmessungen an Löss angestellt. Die verwendete Probe war eine andere als die des Vorversuchs. Der verwendete Feststoff wurde zuvor bis zur Massekonstanz bei 105 °C getrocknet und anschließend mit einem Feststoff-Flüssigkeits-Verhältnis von 40 : 60 vermischt. Die so gewählte viskose Konsistenz war notwendig, um Messungenauigkeiten weitestgehend zu eliminieren, weicht aber weit von natürlichen Gegebenheiten ab. Zur zahlenmäßigen Erfassung wurde die Viskositätsänderung des Löss, unter stufenweiser Zugabe von 1 %, weiteren 1 % und abschließenden 5 % Natriumcarbonat, gemessen. Es erfolgten drei Messläufe zu jeweils 60 Minuten, wobei die erste 1 %-Dosierung nach 20 Minuten und die zweite 1 %-Dosierung nach 60 Minuten vorgenommen wurde. Die Zugabe weiterer 5 % erfolgte bei $t = 120$ Minuten nach Messbeginn.
Wegen des in Abbildung 5.12 deutlich zu erkennenden Anstiegs der Basislinie wurde anschließend ein Referenzlauf des Versuchs durchgeführt. Hierzu wurde eine Suspension im gleichen Feststoff-Flüssigkeits-Verhältnis angesetzt und als Nullversuch, d.h. ohne Zugabe von Natriumcarbonat, gestartet. Die Entwicklung der Viskosität des Referenzversuchs ist als grauer Graph in Abbildung 5.12 dargestellt.

5.3.5.2. Ergebnisse

Infolge der ersten Zugabe von 1 % Na_2CO_3 sank das Drehmoment deutlich ab (schwarzer Graph in Abb. 5.12). Zum Zeitpunkt $t = 67$ Minuten wurden weitere 1 % Na_2CO_3 zugegeben. Auch hier kam es zu einer Abnahme der Viskosität. Die hier gemessene Änderung des Drehmoments war nicht so ausgeprägt wie die zum Zeitpunkt $t = 20$ Minuten. Bei Zugabe weiterer 5 % Natriumcarbonat zum Zeitpunkt $t = 120$ Minuten wurde keine Änderung im tendenziellen Verlauf des Drehmoments registriert. Der unruhige Verlauf des schwarzen Graphen lässt sich auf die manuelle Zugabe des festen Natriumcarbonats, d.h. leichtes Berühren des Sensors, zurückführen.
Anhand des Verlaufs des (schwarzen) Graphen lässt sich eine leichte viskositätsmindernde Wirkung nach der ersten sowie zweiten Zugabe von 1% Na_2CO_3 feststellen. Die Zugabe weiterer 5% blieben wirkungslos. Dies lässt darauf schließen, dass die viskositätsmindernde Wirkung des Natriumcarbonats ab einer gewissen Konzentration keine

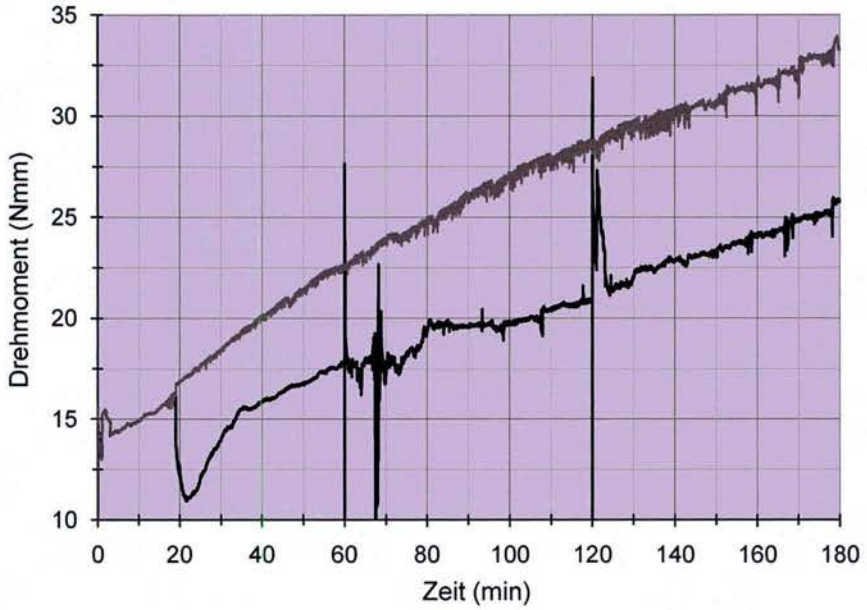


Abbildung 5.12.: Entwicklung der Viskosität unter Zugabe von Na_2CO_3, Probe 08102

weitere Wirkung mehr zeigt. Zur Bedeutung einer Salzgehaltsänderung besteht somit weiterer Forschungsbedarf.

5.4. Erkenntnisse und Folgerungen

Zur Analyse des Aufbaus der Bodenstruktur afghanischer Lössboden sowie zur Ermittlung und Bewertung der mineralogischen Zusammensetzung wurden die in diesem Kapitel vorgestellten geochemischen Untersuchungen angestellt. Ziel der geführten Untersuchungen war die Beantwortung folgender offener Fragestellungen:

- Wie stellt sich die Struktur rezent gebildeter afghanischer Lössböden dar?
- Welche Mineralien dominieren in diesen Böden?
- Wie hoch ist der Anteil leicht löslicher Bestandteile?

Hierzu lassen sich folgende Erkenntnisse und Folgerungen formulieren:

- Bodenstruktur:
  Nicht eine hohe Porosität an sich ist der bestimmende Parameter bei Sackungsprozessen infolge Hydrokonsolidation. Der Anteil an Mesoporen am Gesamtporenvolumen bestimmt das Sackungsverhalten maßgebend.
  Der Beitrag der in Tabelle 5.1 genannten Poren an der Gesamtsetzung erfolgt äquivalent zu ihrem Anteil am ursprünglichen Porenraum. Beispielhaft bedeutet dies, dass bei einer Volumenreduzierung von 10 % lediglich 1/10 auf Mega- und Makroporen entfallen. Mit 7/10 leisten die Mesoporen den Hauptbeitrag zur Setzung (vgl. SAJGALIK [148]).

- Mineralische Zusammensetzung:
  Anhand der durchgeführten Untersuchungen ist es möglich, eine bis dato ausstehende Aussage über die Menge mineralischer Bestandteile, insbesondere für den afghanischen Löss, zu formulieren.

Mineral	**Summenformel**	**Mittelwerte**
Quarz	SiO_2	29 ±3%
Kalzit	$CaCO_3$	26 ± 2%
Dolomit	$CaMg(CO_3)_2$	10± 1%
Mikroklin(K-Feldspat)	$KAlSi_3O_8$	5 ± 1%
Albit	$NaAlSi_3O_8$	10 ± 1%
Illit / Muskovit	$KAl_2[(OH_2)/AlSi_3O_{10}$	12 ± 5%
Kaolinit	$Al_2Si_2O_5(OH)_4$	3 ± 2%
Chlorit	$(Fe, Mg, Al)_6(Si, Al)_4O_{10}(OH)_8$	3 ± 2%
Gips	$CaSO_4$	$\leq$ 2,0%
Halit	$NaCl$	$\leq$ 0,2%

Tab. 5.4.: Quantitativer Mineralbestand aus den Intensitäten der REM-Analysen

Tabelle A.11 stellt die quantitativen Mittelwerte der mineralischen Bestandteile des untersuchten Lössbodens dar. Die angegebenen Werte wurden aus den Intensitäten der REM-Analysen bestimmt.

- Wasserlöslichkeit der Bestandteile:
  Die chemische Resistenz der im Probenmaterial enthaltenen Mineralien (Abb. A.11) gegenüber Wasser ist sehr unterschiedlich. Während Dolomit eine etwas stärkere Wasserlöslichkeit aufweist, gelten Silikate als sehr gering wasserlöslich. Die Löslichkeit der hier deutlich dominierenden Quarz- und Kalzitanteile lässt sich nicht so einfach deklarieren. Die Löslichkeit des Quarzes, jedoch insbesondere die des Kalzits $CaCO_3$, ist zum einen stark temperaturabhängig und wird zum anderen durch den Gehalt an CO_2 beeinflusst. Reines Calciumcarbonat $CaCO_3$ gilt als schlecht wasserlöslich. Die Löslichkeit nimmt bei Anwesenheit von gelöstem Kohlendioxid jedoch um mehr als das Hundertfache zu. Gleichung 5.5 verdeutlicht den Lösungsprozess anhand der Summengleichung.

$$\underbrace{CaCO_3}_{Calciumcarbonat} + H_2O + CO_2 \rightleftharpoons \underbrace{Ca(HCO_3)_2}_{Calciumhydrogencarbonat} \tag{5.5}$$

  Bei Anwesenheit von Wasser und einer ausreichenden Menge CO_2 geht das Calciumcarbonat in Calciumhydrogencarbonat über. Im Gegensatz zum kristallinen Carbonat ist der Aggregatzustand des Hydrogencarbonats ausschließlich flüssig. Beim so genannten Einengen, d.h. bei Entzug des Wassers ist der beschriebene Prozess gegenläufig. Oberhalb einer Temperatur von 50°C zerfällt Hydrogencarbonat zu Carbonat unter Freigabe von Wasser und Kohlendioxid.

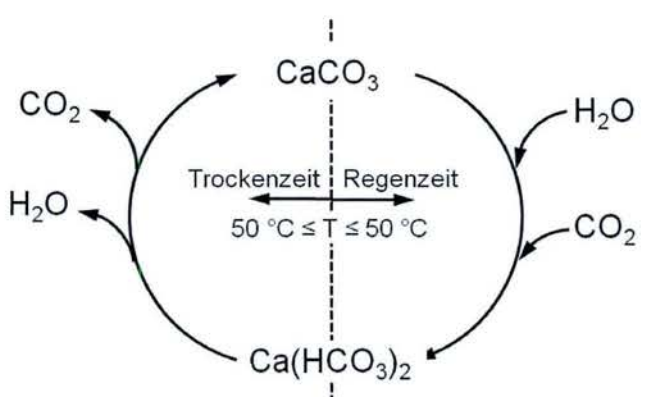


Abbildung 5.13.: Metamorpher Hydrogencarbonat-Kreislauf

Aus dem in Abbildung 5.13 vereinfacht dargestellten Kreislauf lässt sich der Einfluss dieses geochemischen Prozesses auf das Sackungsverhalten ableiten.
Im trockenen Zustand ergibt sich die Festigkeit der Bodenstruktur des Löss aus den vorherrschenden mineralischen Feststoffbrücken. Bei einem Anstieg des Wassergehalts gehen die leicht wasserlöslichen mineralischen Bestandteile der Feststoffbrücken in die flüssige Phase über. Dieser Vorgang hat zur Folge, dass eini-

ge Feststoffbrücken stark geschwächt, andere vollständig aufgelöst werden. Aufgrund des ansteigenden Wassergehalts kommt es zwar zur Ausbildung von Kapillarkräften, jedoch ist die hieraus resultierende scheinbare Kohäsion sehr viel schwächer als die im trockenen Zustand wirkenden Feststoffbrücken.
Es kommt zum Kollaps des Korngerüstes.

Die Untersuchungen zur Löslichkeit einzelner Bestandteile ergab, dass lediglich 2 Gew.-% als leicht wasserlöslich angesehen werden können. Wie exemplarisch für Carbonat dargestellt, unterliegt die Löslichkeit der Bestandteile dem Einfluss verschiedener Randbedingungen. Die von FUJUN ET.AL. [57], LEFEBVRE [103], SMALLEY [158], KLUKANOVA [95], GRABOWSKA [62] und SAJGALIK [148], [149] getroffenen Aussagen eines größeren Anteils (d.h. größer 2 Gew.-%) leicht wasserlöslicher Mineralien kann nicht bestätigt werden.

6. Neue Erkenntnisse zum Setzungsverhalten von Lössböden

Im folgenden Kapitel werden die Erkenntnisse und Ergebnisse zum Verformungsverhalten afghanischer Lössböden dargestellt. Die Untersuchungen wurden sowohl unter statischer als auch zyklischer Belastung geführt. Für das in den Versuchen verwendete Probenmaterial gelten die in Kapitel 4 ermittelten allgemeinen Bodenkennwerte.
Weitere Versuchsergebnisse sind umfassend im Anhang A.2.5 beigefügt.

6.1. Strategie der Untersuchungen

Zur Beantwortung offener Fragestellungen auf dem Gebiet des Hydrokonsolidationsverhaltens afghanischer Lössböden wurde ein spezielles Versuchsprogramm aufgestellt. Anhand dieses Versuchsprogramms wurde sowohl das Verformungsverhalten des Bodens unter statischer Last als auch bei zyklischer Lasteinwirkung untersucht.
Das Setzungsverhalten des Bodens unter statischer Belastung wurde mit Hilfe modifizierter, eindimensionaler Kompressionsversuche untersucht. Im Mittelpunkt dieser Untersuchungen stand die Ermittlung des Einflusses von Tonmineralien auf das Setzungsverhalten. Neben dem Einfluss des Tongehalts wurde auch die Bedeutung anderer Kennwerte analysiert, die als sackungsbeeinflussend angesehen werden. Hierzu zählen der Kalkgehalt V_{CaCO_3}, die Porenzahl e sowie die Trockendichte φ_d. Die Erkenntnisse zum Einfluss der genannten Parameter auf das Sackungsverhalten infolge Hydrokonsolidation dienen als Grundlage für die in Kapitel 7 vorgestellte, neue empirisch-deduktive Prognosemethode.
Ergebnisse dynamischer Triaxialversuche dienen der Beurteilung des Verformungsverhaltens bei zyklischer Beanspruchung. Die hierzu geführten Untersuchungen sollen in erster Linie die Frage beantworten, ob die metastabile Bodenstruktur des Probenmaterials bereits durch eine zyklische Belastung allein, d.h. ohne eine Erhöhung des Wassergehalts, kollabiert. Ähnlich den Untersuchungen bei statischer Belastung erfolgte auch in dieser Versuchsreihe eine Parameterstudie. Hierbei wurde die Anzahl der Zyklenzahl N, die Belastungsfrequenz f_B sowie der Spannungszustand variiert und der Einfluss auf

das Verformungsverhalten ermittelt. Neben ungestörten Bodenproben wurde zusätzlich das Verformungsverhalten von verdichteten Proben mit einer Proctordichte $D_{Pr} > 95$ % untersucht. Die Ergebnisse der dynamischen Untersuchungen ermöglichen eine erste Bewertung des Verhaltens unter zyklischer Beanspruchung und sind Grundlage für die in Kapitel 8 vorgenommene Formulierung eines praxisorientierten Forschungsbedarfs.

6.2. Spannungs-Verformungsverhalten bei statischer Belastung

Die versuchstechnische Bestimmung der infolge Hydrokonsolidation zu erwartenden Verformung ist in Deutschland nicht genormt. Internationale normative Regelungen, wie beispielsweise die russische Norm *"GOST 23161-78"* oder das chinesische Regelwerk *"GBJ 123-88"* beschreiben jedoch eine Methode zur Untersuchung des Hydrokonsolidationsverhaltens. Hierbei handelt es sich um eine Modifizierung des in der deutschen Norm DIN 18135 beschriebenen eindimensionalen Kompressionsversuchs. Dieser wurde, mit dem nachfolgend beschriebenen Versuchsaufbau und -ablauf, zur Ermittlung des Verformungsverhaltens unter statischer Last durchgeführt.

6.2.1. Methodik

Für die modifizierten, eindimensionalen Kompressionsversuche wurden ungestörte Proben mit einem Durchmesser von 71 mm und einer Höhe von 14 bis 24 mm verwendet. Die Proben wurden aus einer Sonderprobe herausgeschnitten und konnten so mit den in-situ vorliegenden Eigenschaften hinsichtlich Wassergehalt und Dichte eingebaut werden. Da ausschließlich ungestörte Proben verwendet wurden, erfolgt die Ermittlung des Einflusses der untersuchten Parameter (Tongehalt, Porenanteil und Kalkgehalt) ausschließlich anhand der im natürlich gewachsenen Boden vorkommenden Bandbreite des jeweiligen Parameters. Eine Variation der Parameter, beispielsweise durch Zugabe von Ton oder Kalk, erfolgte im Rahmen dieser Arbeit nicht. Vor dem Einbau der Probe wurde die obere und untere Fläche der Probe plan gearbeitet und mit einer Filterplatte versehen. Diese Filterplatte gewährleistet sowohl eine Aufsättigung der Probe von oben als auch von der Probenunterseite (Abb. 6.1). Aus einer Sonderprobe wurden fünf Proben mit den genannten Abmaßen gewonnen. Die Proben wurden über die Belastungsplatte in axialer Richtung stufenweise belastet. Die hierbei aufgebrachten vertikalen Spannungen betrugen $\sigma_v = 15, 50, 100, 150$ und $200\ \frac{kN}{m^2}$. Vor jeder Erhöhung der Laststufe wurde das Ende der Setzung aus der vorherigen Laststufe abgewartet.
Nach Abschluss der Verformung wurden die Proben aufgesättigt, wobei die Laststufe

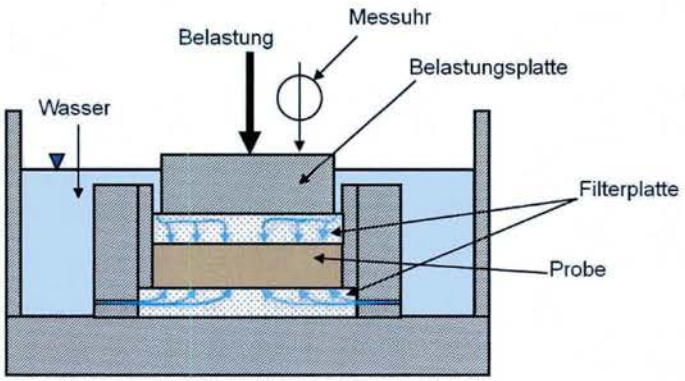


Abbildung 6.1.: Schema der Aufsättigung im Ödometer

der Aufsättigung für jede der fünf Proben verschieden war. Die erste Probe wurde nach Abschluss der infolge der vertikalen Spannung der Laststufe 1 ($\sigma_v = 15\ \frac{kN}{m^2}$) hervorgerufenen Setzungen aufgesättigt. Alle weiteren Proben durchliefen die erste Laststufe ohne

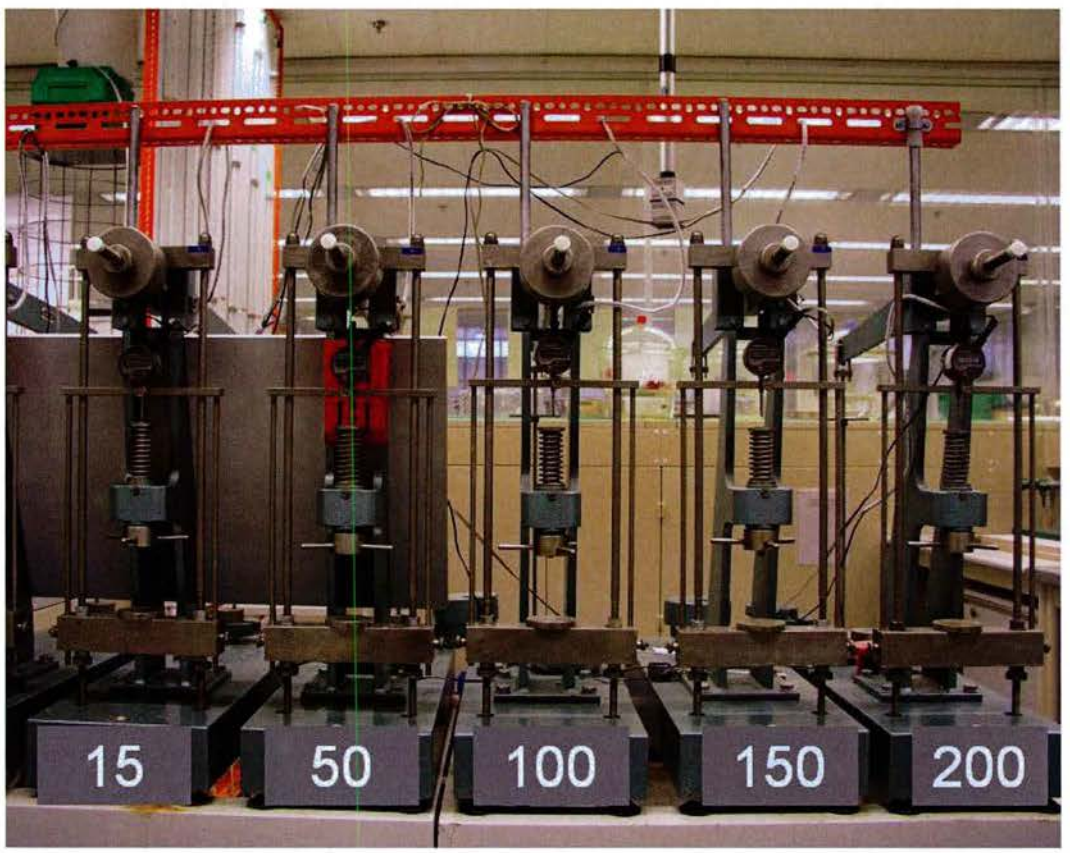
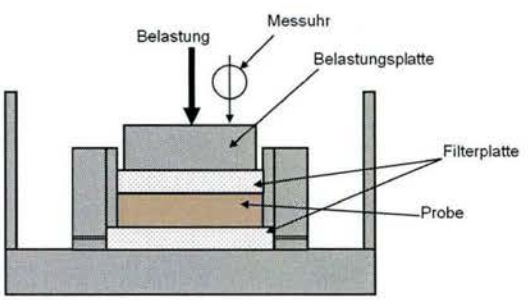


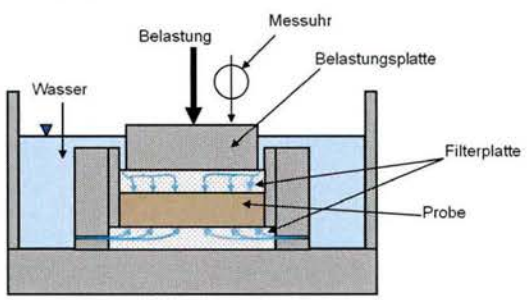
Abbildung 6.2.: Versuchsstand 1 bis 5 der modifizierten Kompressionsversuche

eine Wassergehaltsänderung. Die zweite Probe wurde nach Abschluss der Setzungen der Laststufe 2, die dritte bis fünfte Probe sinngemäß, aufgesättigt. Abbildung 6.3 zeigt die

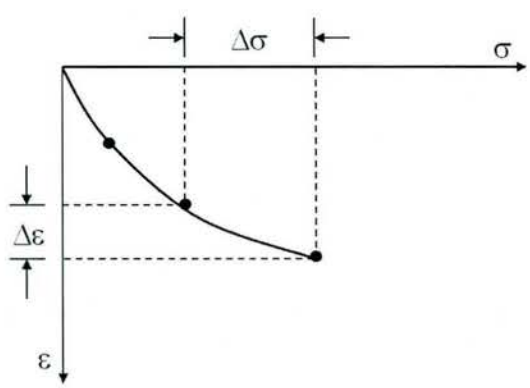
Versuchsstände der modifizierten Kompressionsversuche sowie die Laststufe, bei der die jeweilige Probe aufgesättigt wurde.
Die sich infolge Belastung sowie Bewässerung vollziehende Verformung kann in Abhängigkeit der wirksamen Spannung im Druck-Setzungsdiagramm dargestellt werden. Abbildung 6.3(c) zeigt eine schematische Druck-Setzungslinie für den in der zugehörigen Abbildung 6.3(a) dargestellten Versuchsaufbau. Es handelt sich hierbei um eine Belastung des Bodens ohne Zugabe von Wasser. Die infolge Aufsättigung (Abb. 6.3(b)) kollapsartige auftretende Setzung führt zu einem Sprung der Kompressionskurve (Abb. 6.3(d)).
Diese schlagartige Verformung wird nachfolgend auch als Kollapsverformung ε_c bezeichnet. Der Begriff der mittleren Kollapsverformung ε_c^{av} bezeichnet den arithmetisch gemittelten Ergebniswert mehrerer gleichartiger Versuche.



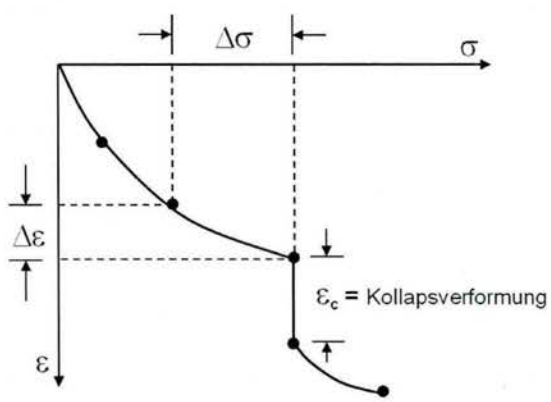
(a) Schritt 1: Belastung ohne Wasser



(b) Schritt 2: Belastung mit Wasser



(c) Schritt 1: Kompressionskurve



(d) Schritt 2: Kompressionskurve

Abbildung 6.3.: Versuchsablauf und zugehörige Setzungskurven

6.2.2. Ergebnisse

Der beschriebene Versuchsaufbau und -ablauf der modifizierten Kompressionsversuche diente der Untersuchung des Verformungsverhaltens afghanischer Lössböden infolge Hydrokonsolidation. Hierbei stand die Studie verschiedener Parameter sowie deren Einfluss auf die Kollapsverformung ε_c im Mittelpunkt der Betrachtungen.
Die folgenden Ergebnisse und Erkenntnisse sind eine Zusammenfassung der im Anhang A.2.5 beigefügten umfassenden Ergebnisse der Einzelversuche.

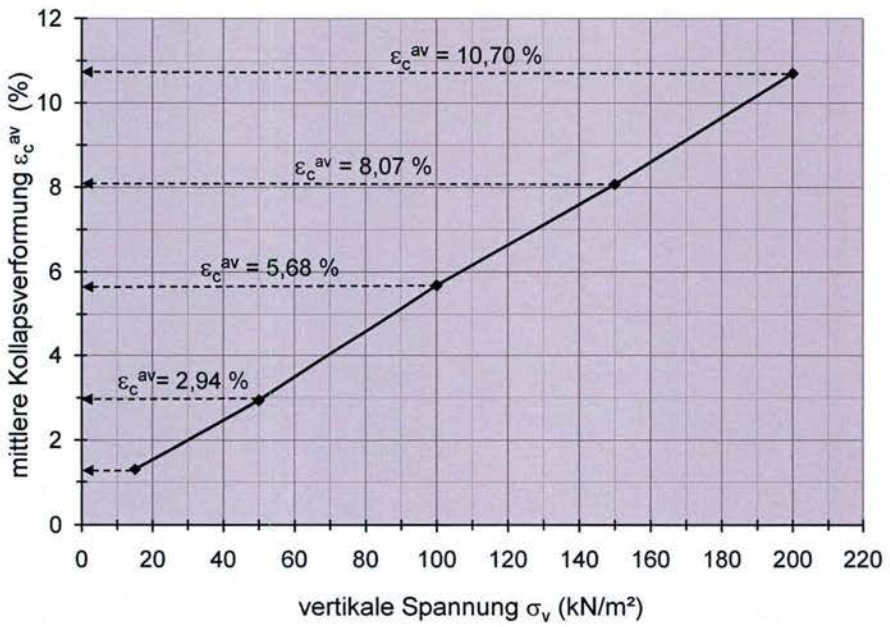


Abbildung 6.4.: Einfluss der vertikalen Spannung σ_v auf die Kollapsverformung

Laststufe:
Die zum Zeitpunkt der Aufsättigung auf den Boden wirkende, vertikale Belastung σ_v bestimmt maßgeblich den Grad der auftretenden kollapsartigen Verformung (vgl. BOLEY ET.AL. [17]). Abbildung 6.4 zeigt die mittlere Kollapsverformung ε_c^{av} in Abhängigkeit der vertikalen Spannung σ_v. Der nahezu lineare Verlauf des Graphen resultiert aus der Verbindung der gekennzeichneten Punkte. Diese wiederum kennzeichnen die mittlere Kollapsverformung ε_c^{av} für die fünf Laststufen $\sigma_v = 15, 50, 100, 150$ und $200\ \frac{kN}{m^2}$.

Tongehalt:
Im Gegensatz zur vertikalen Spannung σ_v lassen die ermittelten Versuchsergebnisse keinen Einfluss des Tongehalts auf die Verformung infolge Hydrokonsolidation erkennen (vgl. MEIER ET.AL. [117]). Abbildung A.6 veranschaulicht die ermittelten Kol-

lapsverformungen in Abhängigkeit des natürlichen Tongehalts. Die in Abbildung A.6 eingefügte, lineare Trendlinie entspricht dem arithmetischen Mittel aller Versuche. Die vertikale Spannung σ_v zum Zeitpunkt der Hydrokonsolidation (Aufsättigung) betrug 200 $\frac{kN}{m^2}$. Der natürliche Tongehalt des verwendeten Probenmaterials lag zwischen 10 und 16 Gew.-%. Wie die geochemischen Untersuchungen ergaben, handelt es sich bei den Tonmineralien vornehmlich um Illit ($KAl_2(OH)_2$) und Muskovit ($AlSi_3O_{10}$). Die für den hier untersuchten Löss ermittelten Ergebnisse können einen u.a. von AFES ET.AL. [5], ASSALEY ET.AL. [7], GRIMMER [64], HÖLZER [76], MILLER ET.AL. [121] und OSIPOV [132] publizierten Anstieg der Kollapsverformung mit zunehmendem Tongehalt nicht bestätigen. Nach ASSALEY ET.AL. [8] steigt die Kollapsverformung bei einem Tongehalt zwischen 10 und 20 Gew.-% deutlich an. Die in den eigenen Untersuchungen für den Bereich zwischen 10 und 16 Gew.-% Tongehalt ermittelten Ergebnisse stehen somit konträr zu den bisherigen Meinungen über den Einfluss des Tongehalts.

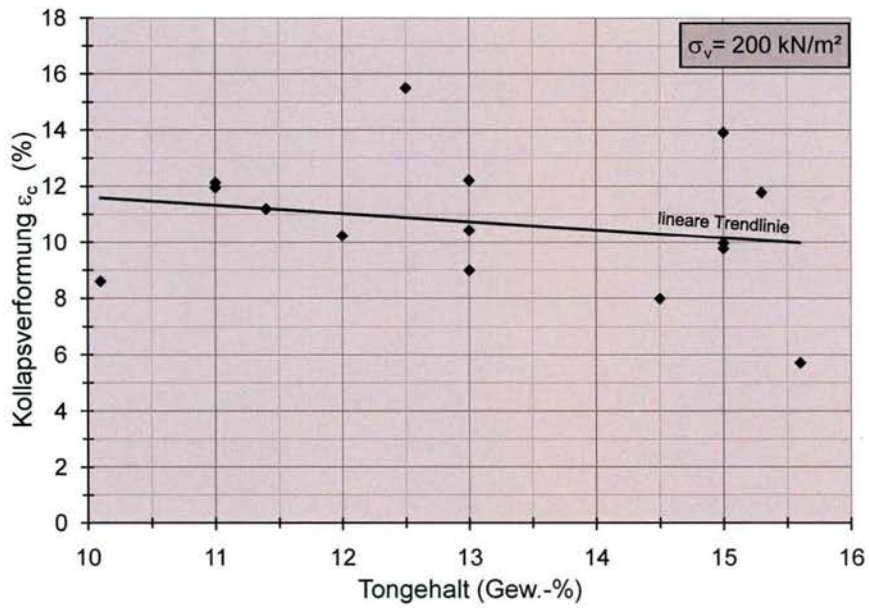


Abbildung 6.5.: Einfluss des Tongehalts auf die Kollapsverformung

Kalkgehalt:

Der Einfluss des Kalkgehalts (Kalzit $CaC0_3$) auf das Verformungsverhalten infolge Hydrokonsolidation stellt sich für das untersuchte Probenmaterial ähnlich dem des Tongehalts dar. Abbildung A.11 dokumentiert den Einfluss des natürlichen Kalkgehalts auf die Kollapsverformung. Die vertikale Spannung σ_v zum Zeitpunkt der Hydrokonsolidation (Aufsättigung) betrug 200 $\frac{kN}{m^2}$. Die in Abbildung A.11 eingefügte lineare Trendlinie entspricht dem arithmetischen Mittel aller Versuche. Das untersuchte Probenmaterial

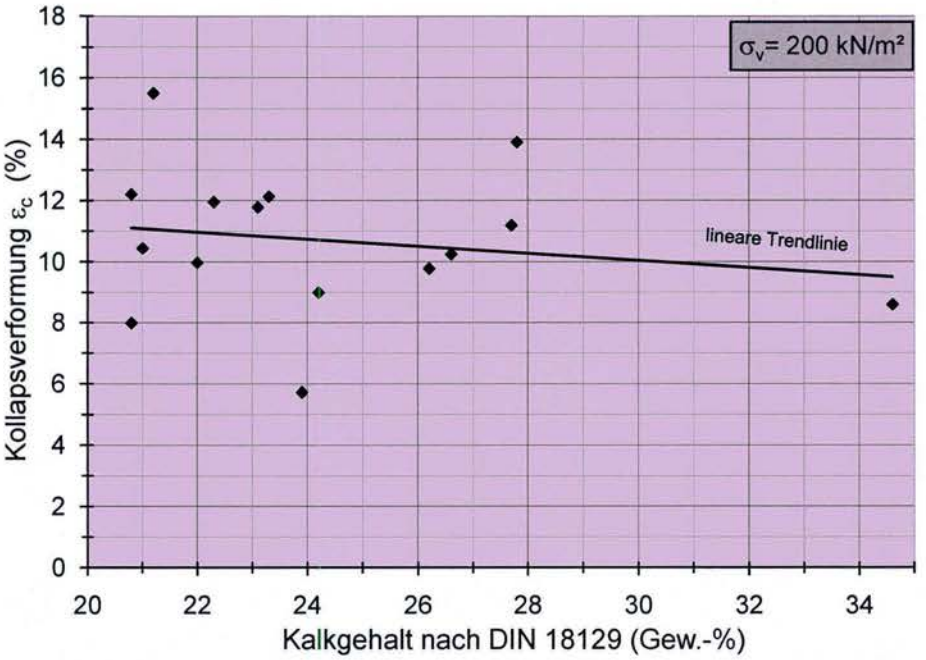


Abbildung 6.6.: Einfluss des Kalkgehalts auf die Kollapsverformung

wies einen natürlichen Kalkgehalt zwischen 20 und 35 Gew.-% auf. Entgegen der Erwartung konnte keine deutliche Abnahme der Kollapsverformung mit steigendem Kalkgehalt nachgewiesen werden (vgl. MEIER ET.AL. [118]). Die eigenen Untersuchungen können somit die von FUJUN ET.AL. [57], KLUKANOVA [94], [95] und SMALLEY [158] nicht bestätigen. Der Grund hierfür wird in der Wasserlöslichkeit des Kalks vermutet. Wie die geochemischen Untersuchungen ergaben, ist der Anteil leicht wasserlöslicher Verbindungen mit 2 Gew.-% sehr gering. Insbesondere reines Calziumcarbonat $CaCO_3$ gilt als schwer löslich. Die Löslichkeit wird stark durch die herrschenden Randbedingungen wie Temperatur und CO_2-Gehalt bestimmt. Der hier gewählte Versuchsaufbau der modifizierten Kompressionsversuche eignet sich somit nicht zur eindeutigen Bestimmung des Einflusses des Kalkgehalts. Dies begründet sich vor allem in der für die Hydrokonsolidation zur Verfügung stehenden Wassermenge. Diese wird zum einen als nicht ausreichend angesehen, um eine vollständige Lösung des in der Probe gebundenen Calziumcarbonats zu bewirken, zum anderen sollte die Temperatur des Wassers sowie die zur Lösung des Carbonats verfügbare Menge Kohlendioxid CO_2 gemessen und dokumentiert werden.

Porengehalt:

Neben den im Boden wirksamen Spannungen kommt der Bodendichte und somit auch dem Gehalt der im Boden vorhandenen Poren eine besondere Bedeutung bei der Untersuchung von Verformungsvorgängen zu. Abbildung A.16 zeigt den Einfluss der Po-

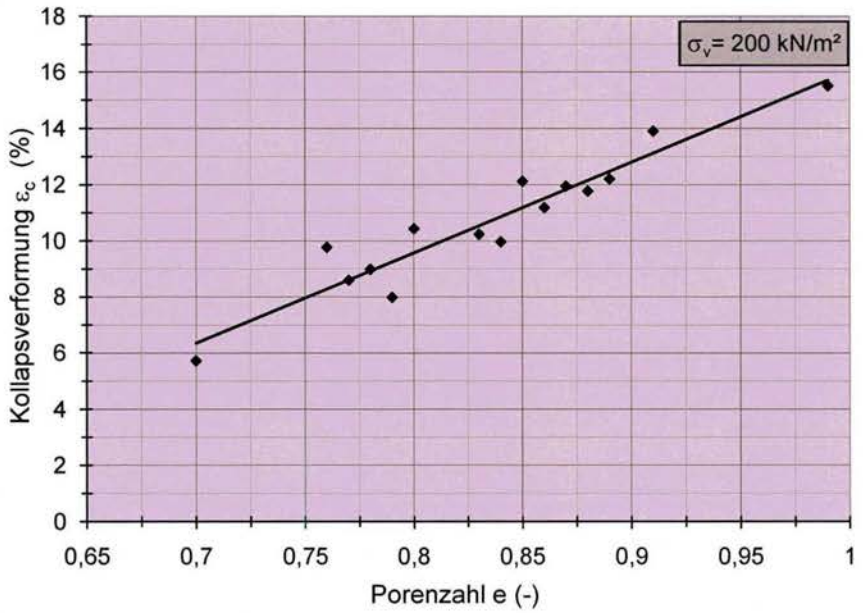


Abbildung 6.7.: Einfluss der Porenzahl auf die Kollapsverformung

renzahl e des natürlichen Bodens auf das Sackungsverhalten infolge Hydrokonsolidation bei einer vertikalen Spannung von 200 $\frac{kN}{m^2}$. Die Porenzahl des untersuchten Probenmaterials lag im Bereich $0{,}7 < e < 1{,}0$.

Wie erwartet, nimmt die Kollapsverformung mit steigender Porenzahl zu. Diese Zunahme stellte sich in allen Versuchen linear-proportional dar. Hierbei kommt weniger den Festkörperbrücken der locker gelagerten Struktur, sondern vielmehr den Flüssigkeitsbrücken eine größere Bedeutung zu. Durch die Reduzierung der scheinbaren Kohäsion verliert die metastabile Bodenstruktur ihre Festigkeit. Durch den Zusammenbruch der Struktur geht der Boden in eine dichtere und somit stabilere Lagerung über.

Dieses Verhalten macht den Porengehalt und somit die Porenzahl e neben den vertikalen Spannungen σ_v zum maßgebenden Parameter im Prozess der Hydrokonsolidation.

6.3. Spannungs-Verformungsverhalten bei zyklischer Belastung

Entgegen der Untersuchung des Einflusses von Wassergehaltsänderung bei statischer Belastung des Bodens ist die wissenschaftliche Betrachtung von metastabilen Böden unter zyklischer Einwirkung bis dato nahezu nicht bekannt (vgl. WICHTMANN [176],[177]). Die Untersuchung des Verformungsverhaltens von Lössböden unter zyklischer Lasteinwirkung ist für die erdbebengerechte Konstruktion von Bauwerken in tektonisch aktiven Gebieten wie Nord-Afghanistan jedoch von besonderer Bedeutung.
Die nachfolgend geführten Untersuchungen sollen erstmals das Verformungsverhalten der metastabilen Bodenstruktur eines afghanischen Lössbodens unter zyklischer Lasteinwirkung untersuchen. Die Versuche fanden an ungestörten Bodenproben mit dem natürlichen Porengefüge statt.
In einer weiteren Versuchsreihe werden gestörte, d.h. optimal verdichtete Bodenproben ($D_{Pr} > 95$ %) untersucht, um den Einfluss der Porenzahl zu minimieren und die Bedeutung anderer Versuchsparameter eindeutig bestimmen zu können. Hierbei liegt der Schwerpunkt der Untersuchungen auf der Erfassung des Einflusses der Belastungsfrequenz f_B, der Zyklenzahl N und des Spannungszustandes, d.h. des Verhältnisses zwischen der mittleren vertikalen Spannung σ_1^{av} und dem Seitendruck σ_3.

6.3.1. Methodik

Zur Ermittlung des Spannungs-Verformungsverhaltens bei zyklischer Lasteinwirkung wurden nicht genormte, dynamische Triaxialversuche angestellt. Der dynamische Triaxialversuch gilt mit Blick auf die Ergebnisqualität als sehr zuverlässig, da im Vergleich zu anderen dynamischen Laborversuchen die Akkumulation der Verformungen ohne störende Verspannungseffekte an der Wandung der Versuchsapparatur ermittelt werden kann. Der Spannungszustand ist somit exakt vorgegeben. Abbildung 6.8 zeigt den verwendeten zyklischen Triaxialstand der Firma Wille Geotechnik. Bei der verwendeten Anlage handelt es sich um einen computergestützen, vollautomatischen Versuchsstand. Die Versuchssteuerung erfolgt über die Software "GEOsys", eine multifunktionale Steuerungs- und Datenerfassungssoftware für zyklische Versuche bis 400 Hz. Die freie Konfigurierbarkeit der Software ermöglicht die Durchführung von Sonderversuchen jeglicher Art.
Der programmierte Versuchsablauf wird mit Hilfe des Interfaces an den Schaltschrank übermittelt. Über ihn werden sowohl das Hydraulikaggregat als auch das Druckluftaggregat angesteuert. Der vom Druckluftaggregat erzeugte Luftdruck wird über Schläuche in das Luftkissen des Medienwandlers geleitet. Dieses Luftkissen befindet sich in einer Zelle und ist von Wasser umgeben (Abb. 6.8). Je nach Druck des Luftkissens wird

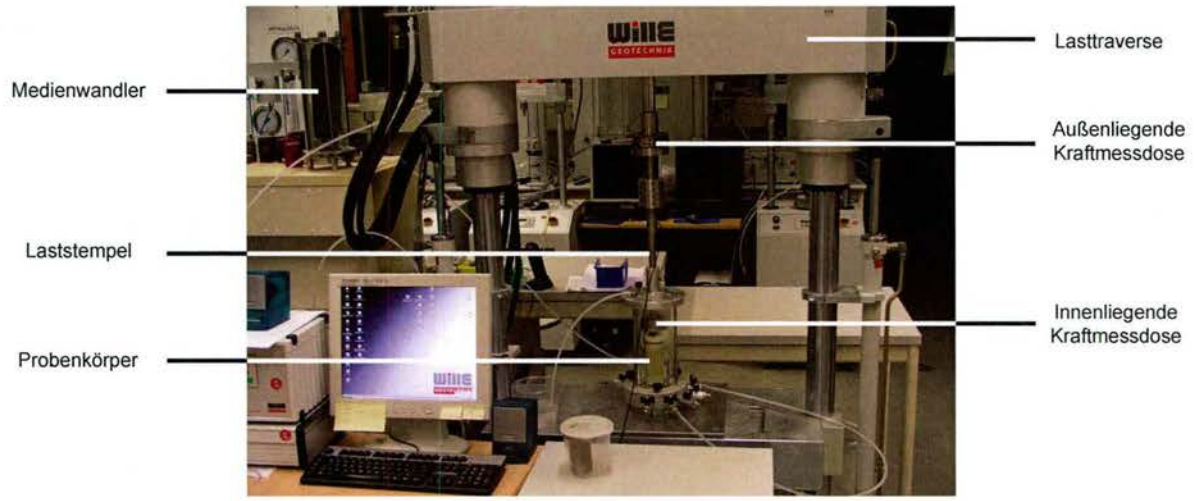


Abbildung 6.8.: Dynamischer Triaxialstand

mehr oder weniger stark Wasser in die Triaxialzelle gedrückt. Der so erzeugte Wasserdruck entspricht dem Zelldruck σ_3. Über das Hydraulikaggregat wird ein pneumatischer Öldruck erzeugt. Dieser betätigt den Hydraulikzylinder, welcher seinerseits den eingebauten Probenkörper axial belastet (Abb. 6.9). Die so erzeugte Last entspricht der vertikalen Spannung σ_1.

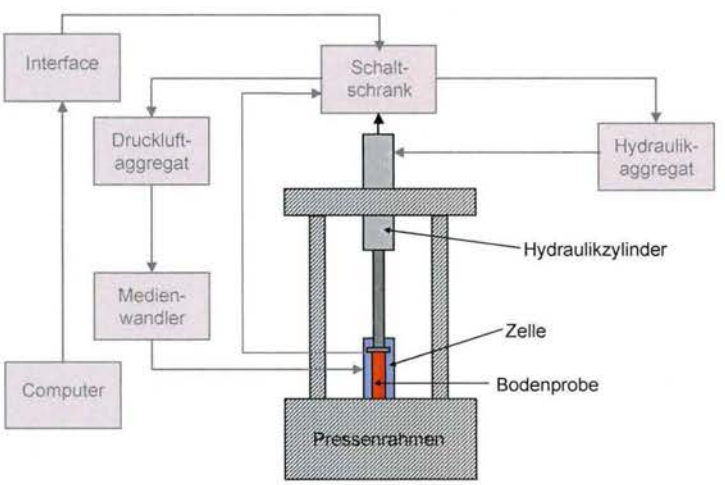


Abbildung 6.9.: Interaktion der Komponenten des dynamischen Triaxialversuchsstands

Der gewählte Versuchsablauf entspricht einem isotropen Spannungszustand (Abb. 6.10), wobei einer mittleren Spannung σ_1^{av} ein um diesen Mittelwert oszillierender, dynamischer Anteil überlagert wird. Diese axiale Spannungskomponente $\sigma_1(t)$ ist im Gegensatz

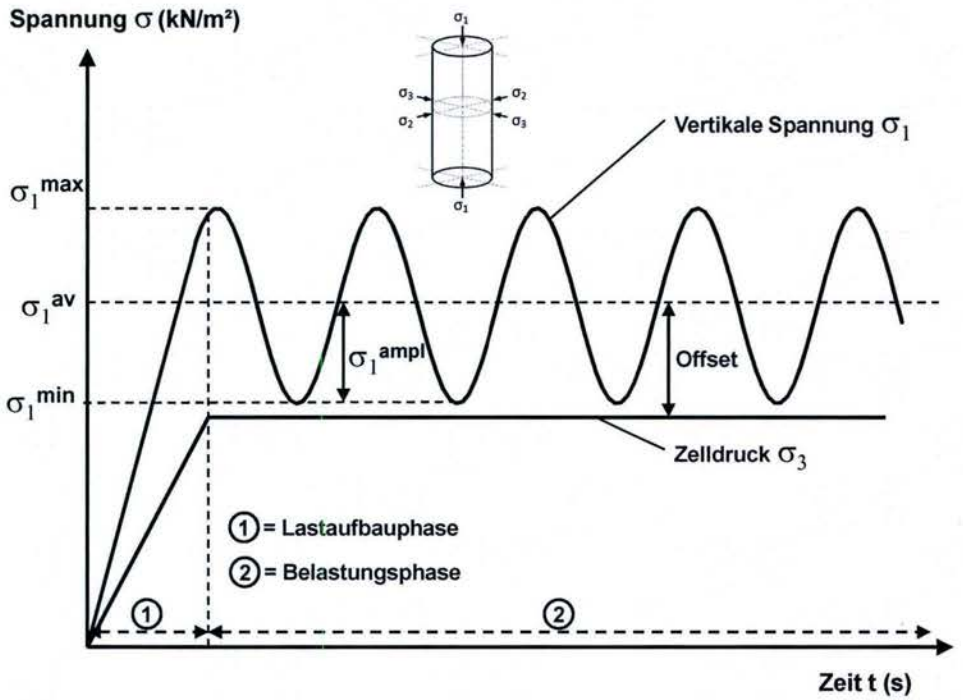


Abbildung 6.10.: Schematischer Ablauf des dynamischen Triaxialversuchs

zum seitlichen Druck σ_3 zeitlich veränderlich. Dieser zeitlich veränderliche und um den jeweiligen Mittelwert σ_1^{av} oszillierende Anteil wird im Folgenden als σ_1^{ampl} bezeichnet ($\sigma_1(t) \equiv \sigma_1^{ampl}$).
Die Differenz zwischen dem konstanten Zelldruck σ_3 und der mittleren vertikalen Spannung σ_1^{av} kennzeichnet sich durch den sogenannten *Offset*[1] (Gl. 6.1).

$$\sigma_1^{av} = (1 + \mathit{Offset}) \cdot \sigma_3 \tag{6.1}$$

Ein isotroper Spannungszustand setzt voraus, dass zu jedem Zeitpunkt des Versuchs selbst der Minimalwert der vertikalen Spannung σ_1^{min} größer als der Zelldruck σ_3 ist. Die Erfüllung dieser Bedingung erfolgt über die Begrenzung des zeitlich veränderlichen Anteils der vertikalen Spannung σ_1^{ampl} auf 90 % des *Offsets* (Gl. 6.2).

$$\sigma_1^{ampl} = 0,90 \cdot \mathit{Offset} \tag{6.2}$$

[1]Beispiel: Bei einem Zelldruck von $\sigma_3 = 200\ \frac{kN}{m^2}$ und einem Offset von 50 % ergibt sich die mittlere vertikale Spannung zu $\sigma_1^{av} = 300\ \frac{kN}{m^2}$

Ziel der dynamischen Triaxialversuche ist es, den Einfluss der Belastungsfrequenz f_B, der Zyklenzahl N und des Spannungszustandes auf die Akkumulation der Verformungen zu ermitteln. Maßgebende Parameter sind hierbei die mittlere vertikale Verformung ε_v^{av} sowie die Akkumulationsrate $\dot{\varepsilon}^{acc}$. Die Akkumulationsrate kennzeichnet die Zunahme der Verformung in einer bestimmten Zeit. Da die Bodenstruktur des untersuchten Pro-

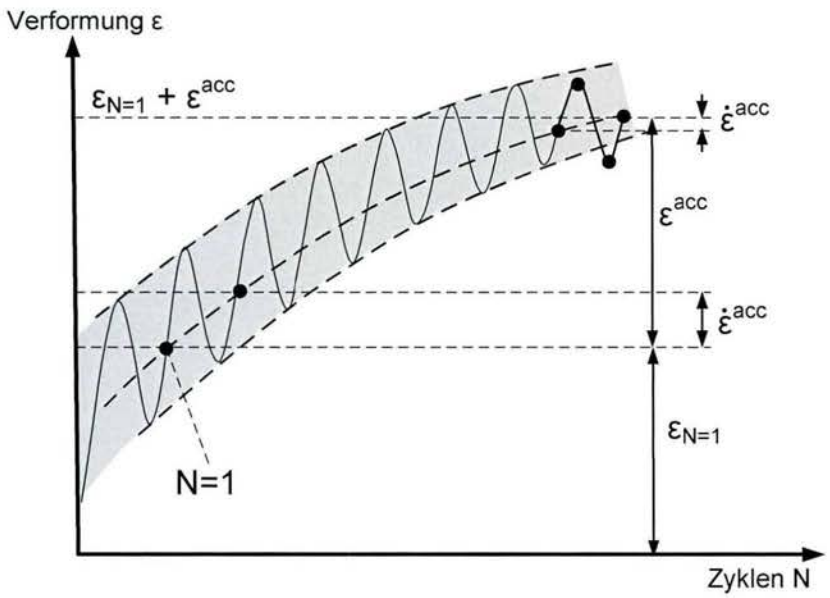
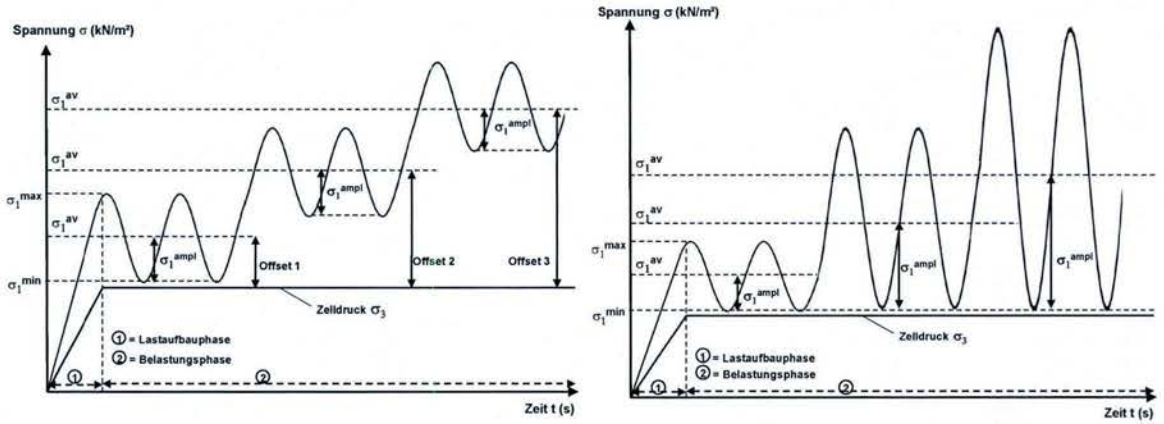


Abbildung 6.11.: Mögliche Verformungsakkumulation infolge zyklischer Belastung ($\dot{\varepsilon}^{acc} \to 0$)

benmaterials im natürlichen Zustand, d.h. ohne eine Erhöhung des Wassergehalts, sehr fest ist, wird der in Abbildung 6.11 dargestellte mögliche Verlauf der akkumulierten Verformungen erwartet. Das abgebildete Verformungsverhalten wird als "Shake-down" bezeichnet. Hierbei konvergiert der Verlauf der plastischen Verformung in einem linearen Diagrammmaßstab gegen eine horizontale Asymptote (Abb. 6.11), d.h. die Zunahme der plastischen Dehnungsrate geht mit zunehmender Anzahl der Lastzyklen gegen Null ($\dot{\varepsilon}^{acc} \to 0$). Weist der Probenkörper eine solches Verhalten auf, gilt er für den Fall der untersuchten Randbedingungen als "dynamisch stabil".

Zur Untersuchung des Verformungsverhaltens der ungestörten Bodenproben wurde ein zu Abbildung 6.10 modifizierter Versuchsablauf gewählt, um den Einfluss des Spannungszustands erfassen zu können. Dieser Versuchablauf ist in Abbildung 6.12 verdeutlicht. Die Differenz zwischen der vertikalen Spannung σ_1 und der seitlichen Spannung σ_3 beschreibt den Spannungszustand. Die Untersuchungen der ungestörten Bodenproben kennzeichnen sich durch eine während des Versuchs zunehmende Spannungsdifferenz.



(a) Ohne Amplitudenanpassung

(b) Mit Amplitudenanpassung

Abbildung 6.12.: Schematische Beschreibung der Offsetvariationen

Um darüber hinaus zwischen dem Einfluss des Spannungsunterschieds (*Offset*) und der Amplitudenspannung σ_1^{ampl} differenzieren zu können, werden Versuche *ohne* (Abb.6.12(a)) und *mit* (Abb. 6.12(b)) Amplitudenanpassung angestellt.
Sowohl die untersuchten ungestörten als auch die optimal verdichteten Probekörper wurden mit einem Durchmesser von 50 mm und einer Höhe von 100 mm eingebaut.

6.3.2. Ergebnisse

Der beschriebene Versuchsaufbau und -ablauf der dynamischen Triaxialversuche diente der Untersuchung des Verformungsverhaltens afghanischer Lössböden unter Einwirkung einer zyklischen Belastung. Die Studie versteht sich als Grundlagenforschung zur Ermittlung des Einflusses verschiedener Parameter auf das Verformungsakkumulationsverhalten.
Die folgenden Ergebnisse und gewonnenen Erkenntnisse sind eine Zusammenfassung der im Anhang A.2.6 beigefügten umfassenden Ergebnisse der einzelnen Versuchsreihen.

Spannungszustand:
Abbildung 6.13 zeigt die Verformungsakkumulation eines ungestörten Lössbodens bei einem Zelldruck von $\sigma_3 = 150\ \frac{kN}{m^2}$ und einer Belastungsfrequenz von 8 Hz. Der Versuch erfolgte mit einem steigenden Offset ohne Amplitudenanpassung (vgl. Abb. 6.12). Die Amplitudenspannung σ_1^{ampl} betrug während des gesamten Versuchs 90 % der des Offsets der ersten Stufe. Wie in Abbildung 6.14 vermerkt, beträgt der Offset der ersten Stufe 20 %. Die Amplitudenspannung σ_1^{av} ergibt zu:

$$\sigma_1^{ampl} = 90\ \% \cdot (Offset\ der\ ersten\ Stufe \cdot \sigma_3) = 90\ \% \cdot 20\ \% \cdot 150\ \frac{kN}{m^2}$$

$$\sigma_1^{ampl} = 27\ \frac{kN}{m^2} \tag{6.3}$$

Die mit Hilfe der Software DIAdem 10.2[2] vorgenommene Auswertung der Akkumulation der Verformungen ermöglichte eine genaue Differenzierung zwischen den einzelnen Anteilen der vertikalen Verformung ε.

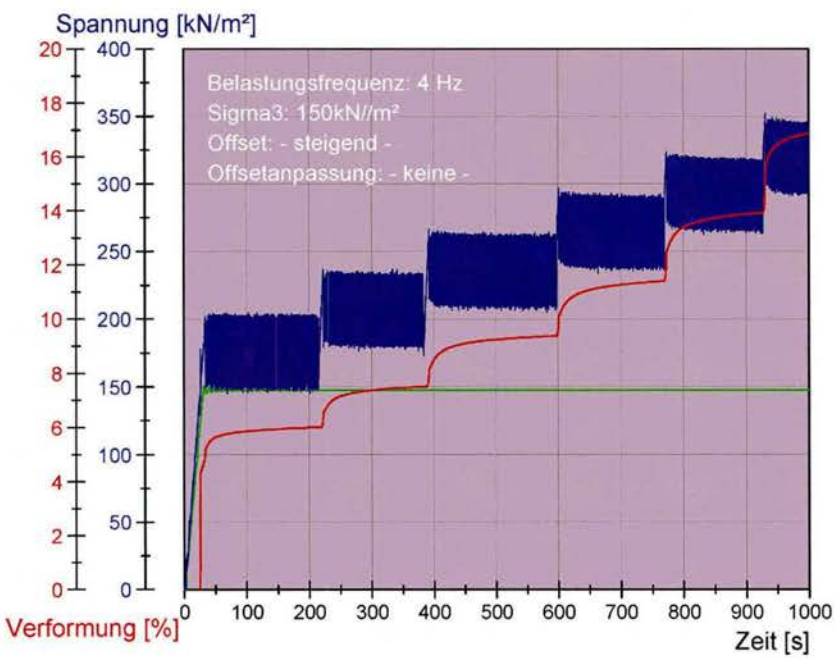


Abbildung 6.13.: Akkumulation der Verformung, $\sigma_3 = 150\ \frac{kN}{m^2}$, $f_b = 4\ Hz$, ungestörte Probe 08102

Die Versuche ergaben, dass sich lediglich der aus der Offsetänderung resultierende Verformungsanteil erhöht. Dieser Anteil ist in Abbildung 6.14 rot dargestellt und mit $\varepsilon_{N=1}$ benannt. Der Index $N = 1$ verdeutlicht, dass die Verformung dem ersten und somit unvollständigen Zyklus einer jeden Offseterhöhung zuzuordnen ist (vgl. Kapitel 2.3). Eine Beeinflussung der sich während der dynamischen Belastung akkumulierenden Verformung ε^{acc} durch die Erhöhung des Offsets konnte hingegen nicht nachgewiesen werden.

[2]DIAdem ist eine spezielle Software zur Datenerfassung, -analyse und -auswertung.

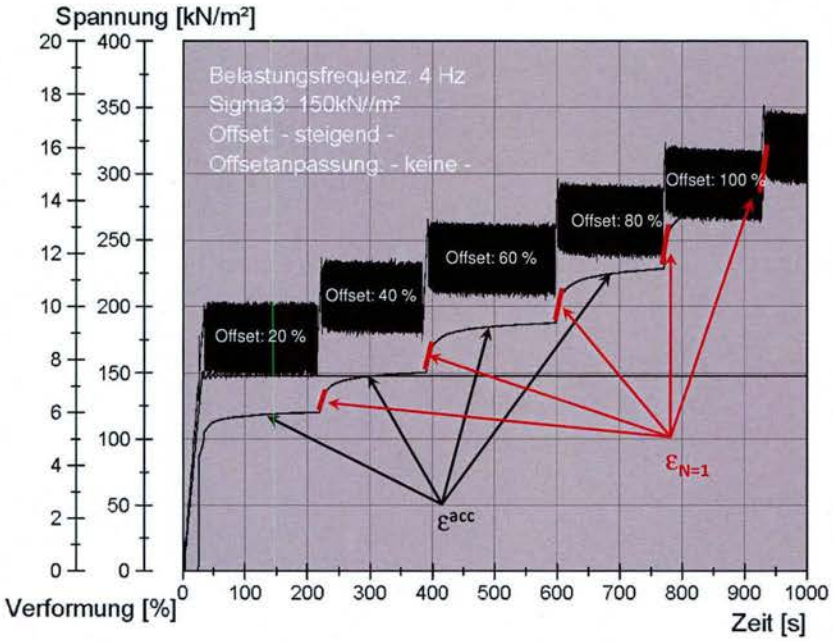


Abbildung 6.14.: Differenzierung der Verformungsanteile, $\sigma_3 = 150\ \frac{kN}{m^2}$, $f_b = 4\ Hz$, ungestörte Probe 08102

Die Rate der mittleren Verformungsakkumulation $\dot{\varepsilon}^{acc}$ für die ersten 10 Sekunden jeder Offseterhöhung wurde im Mittel zu 0,056 $\frac{\%}{s}$ bestimmt. Diese Akkumulationsrate blieb über alle Stufen der Offseterhöhung konstant.
Um verifizieren zu können, ob sich der beobachtete Verlauf der Verformung bei einer höheren Amplitudenspannung gegebenenfalls ändert, wurden Versuche mit angepasster Amplitude angestellt (Abb. 6.12(b)). Hierbei war jedoch ein tendenziell identisches Verformungsverhalten zu beobachten. Hieraus lässt sich ableiten, dass der mittleren vertikalen Spannung σ_1^{av} ein deutlich größerer Einfluss zuzuschreiben ist als der Amplitudenspannung σ_1^{ampl}. Aufgrund der hohen absoluten Setzung der untersuchten ungestörten Proben ist zu vermuten, dass die metastabile Bodenstruktur nicht durch die zyklische Belastung, sondern vielmehr durch die hohe Differenz zwischen der vertikalen und der seitlichen Spannung verdichtet wurde. Das konvergente Verhalten der Verformungsakkumulation gegen eine horizontale Asymptote lässt grundsätzlich eine Einstufung des untersuchten Lössbodens als "dynamisch stabil" zu.

Zur Verifizierung des Einflusses des Spannungszustands wurden neben den ungestörten Bodenproben auch gestörte Proben mit einer Dichte von $D_{Pr} > 95\ \%$ untersucht. Der Grund für die Verwendung von optimal verdichteten Proben liegt in der Bedeutung der

Porenzahl e. Dieses hatte sich in den modifizierten Kompressionsversuchen als maßgebender Parameter identifizieren lassen. Um einer Überlagerung des Einflusses der Porenzahl zu vermeiden und so den Einfluss anderer Parameter eindeutig bestimmen zu können, wurden die Proben optimal verdichtet eingebaut.

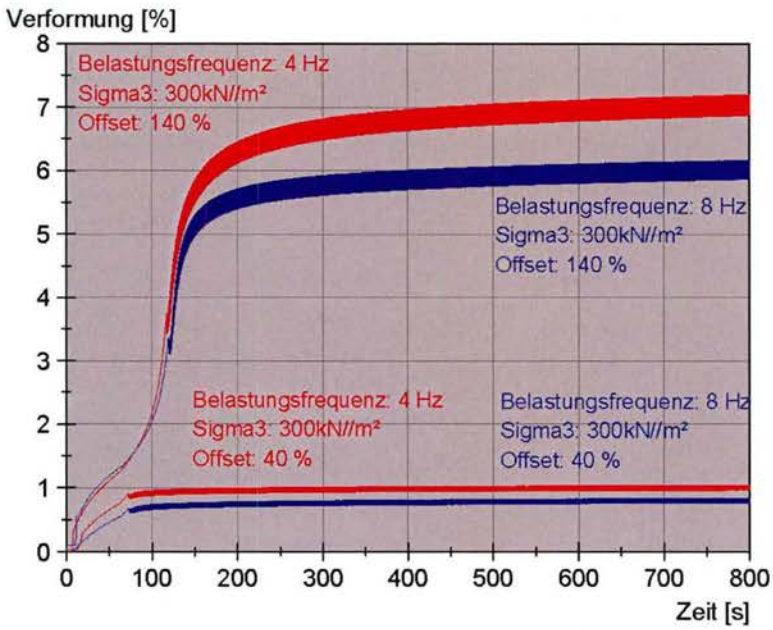


Abbildung 6.15.: Einfluss der Spannungsdifferenz (Offset) auf die Verformung
Versuchsreihe: 1C und 1D, Versuch: 1 und 6

Abbildung 6.15 zeigt die akkumulierten Verformungen einer optimal verdichteten Probe bei unterschiedlichen Spannungsdifferenzen (Offset 40 % und 140 %) und verschiedenen Belastungsfrequenzen.

Die Auswertung der Versuche ergab, dass der zyklische Anteil der Verformung mit zunehmendem Offset ansteigt. Betrachtet man die in Abbildung 6.15 dargestellten Kurven für ein Offset von 140 %, so ist zu erkennen, dass rund 50 % der Endverformung auf die zyklische Belastung zurückzuführen ist.
Dieses Verhalten unterscheidet sich deutlich von dem der ungestörten Proben, bei denen der Anteil aus der Offseterhöhung überwog (Abb. 6.14). Dies wird darauf begründet, dass die Festkörper der ungestörten Proben eine so hohe Festigkeit besitzen, dass sie durch die zyklische Belastung weniger beeinflusst werden als durch die o.g. Laständerung infolge Offseterhöhung.
Hinsichtlich des Einflusses des Offsets bestätigen die Ergebnisse der Versuche an gestörten Proben jene der vorangegangenen Versuche an ungestörten Proben. Abbildung 6.15

lässt erkennen, dass bei gleicher Belastungsfrequenz und Zelldruck eine deutlich höhere Endsetzung bei einem Offset von 140 % erreicht wird. Diese Beobachtung ist leicht verständlich, da bei einem Offset von 140 % und einem Zelldruck σ_3 von 300 $\frac{kN}{m^2}$ eine mittlere vertikale Spannung von σ_1^{av} von 720 $\frac{kN}{m^2}$ bewirkt, wobei aus einem Offset von 40 % lediglich ein σ_1^{av} von 420 $\frac{kN}{m^2}$ resultiert. Eine höhere vertikale Last führt zwangsläufig bei gleich bleibendem seitlichen Druck zu einer größeren Verformung.

Belastungsfrequenz:
Der Einfluss der Belastungsfrequenz f_B wurde an gestörten Proben mit einer Dichte von $D_{Pr} > 95$ % ermittelt, um eine Überlagerung des Einflusses der Porenzahl mit dem der Belastungsfrequenz zu minimieren. Abbildung 6.16 zeigt ausgewählte Versuche der Versuchsreihe 1A. Die seitliche Spannung $\sigma_3 = 200$ $\frac{kN}{m^2}$ ist grün, die vertikal oszillierende Spannung σ_1 blau und die Akkumulation der Verformung rot dargestellt. Mit einem Offset von 50% ergibt sich der Mittelwert der vertikalen Spannung σ_1^{av} zu 300 $\frac{kN}{m^2}$.

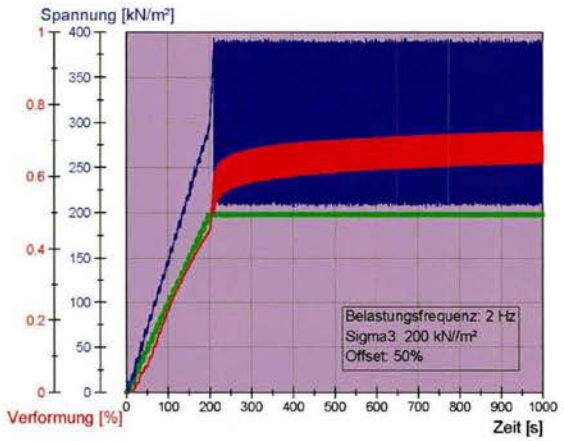
Die Auswertung der Versuchsergebnisse zeigt, dass die Akkumulationsrate $\dot{\varepsilon}^{acc}$ vollkommen unbeeinflusst von der Belastungsfrequenz ist. Die absolute Setzung stellte sich ebenfalls, mit Werten zwischen 0,6 % bis 1,2 %, nahezu frequenzunabhängig dar (Abb. 6.16).

Zyklenzahl:
Der Einfluss der Zyklenzahl ist für die durchgeführten Untersuchungen eindeutig. Bis zu einer Zyklenzahl von N $\approx$ 1.000 ist eine deutliche Zunahme der Verformung zu verzeichnen. Für N > 1.000 nimmt der Zuwachs der Verformung von Zyklus zu Zyklus stark ab, d.h. die Akkumulationsrate $\dot{\varepsilon}^{acc}$ nimmt stark ab. Die Ergebnisse bestätigen die bereits von WICHTMANN gewonnenen Erkenntnisse (vgl. WICHTMANN [176]).

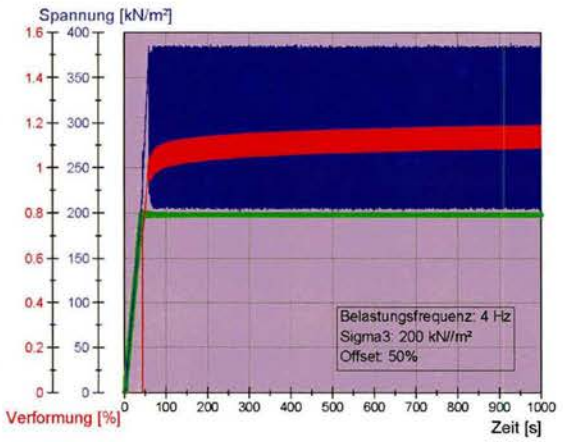
6.4. Erkenntnisse und Folgerungen

Zur Untersuchung des Verformungsverhaltens afghanischer Lössböden unter statischer und zyklischer Belastung wurden die in diesem Kapitel vorgestellten Untersuchungen angestellt. Ziel der geführten Untersuchungen war die Beantwortung folgender offener Fragestellungen:

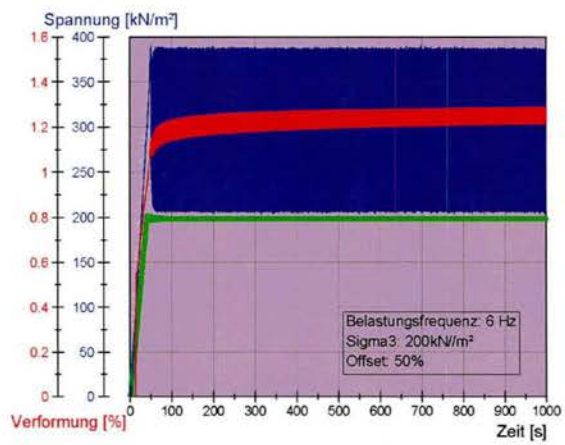
- Gibt es eine Möglichkeit, den Grad der zu erwartenden Sackung infolge Hydrokonsolidation zu prognostizieren?



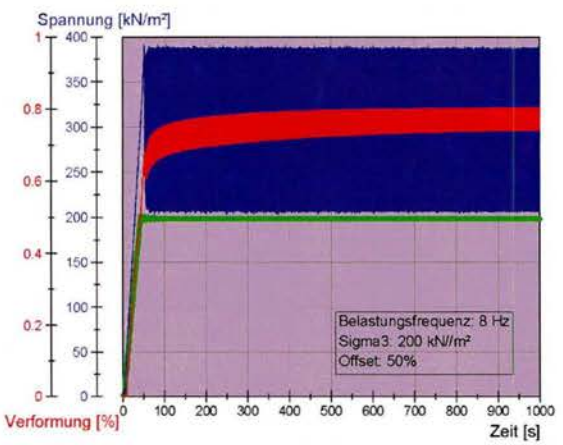
(a) Versuchsreihe: 1A, Versuch: 1



(b) Versuchsreihe: 1A, Versuch: 3



(c) Versuchsreihe: 1A, Versuch: 6



(d) Versuchsreihe: 1A, Versuch: 8

Abbildung 6.16.: Einfluss der Belastungsfrequenz auf das Verformungsverhalten eines optimal verdichteten Lössbodens, $D_{Pr} > 95$ %

- Kollabiert die metastabile Bodenstruktur des Lössbodens allein durch eine zyklische Belastung ohne Erhöhung des Wassergehalts?
- Wie verhält sich ein optimal verdichteter Lössboden ($D_{Pr} > 95\%$) bei zyklischer Belastung?

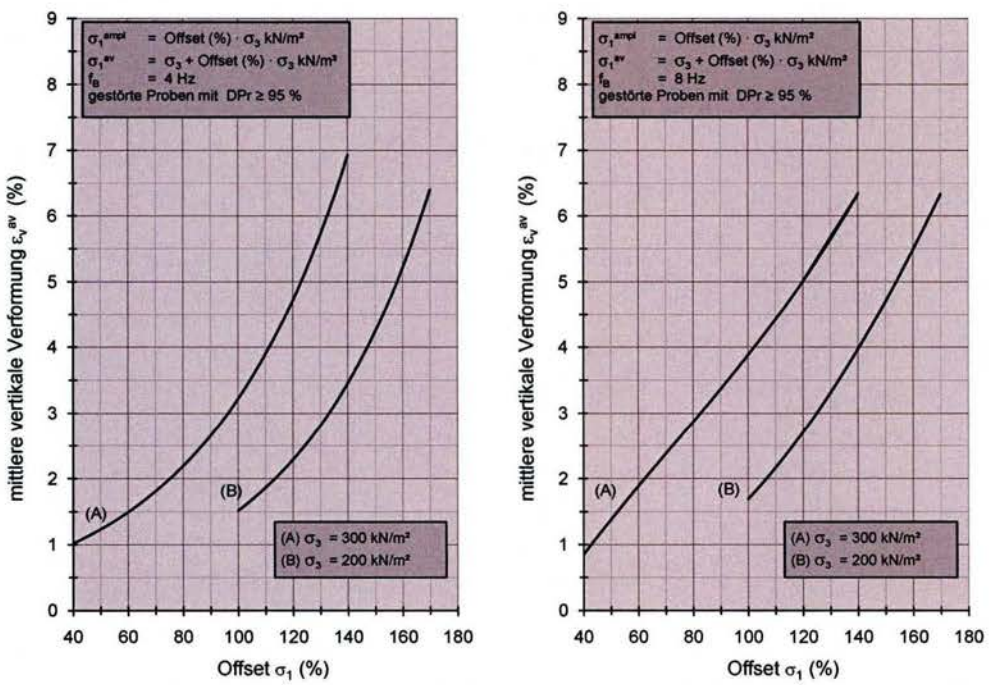
Hierzu lassen sich folgende Erkenntnisse und Folgerungen formulieren:

- Prognose der infolge Hydrokonsolidation zu erwartenden Sackung:
  Die anhand der modifizierten Kompressionsversuche geführte Studie zur Bestimmung des Einflusses verschiedener Parameter auf die Kollapsverformung ε_c ergab, dass sowohl der Tongehalt als auch der Anteil an Kalk (Kalzit $CaCO_3$) keinen eindeutigen Einfluss auf die Kollapsverformung besitzt. Die Berücksichtigung des

Ton- oder Kalkgehalts bei einer Prognose der infolge Hydrokonsolidation zu erwartenden Sackung erscheint als nicht sinnvoll. Der Einfluss der Porenzahl e erwies sich hingegen in allen Versuchen als eindeutig. Diese Zunahme der Kollapsverformung erfolgte stets linear-proportional zur Porenzahl. Neben der Porenzahl besitzt auch die zum Zeitpunkt der Wassergehaltsänderung herrschende vertikale Belastung einen großen Einfluss. Somit wird die infolge Hydrokonsolidation auftretende Sackung maßgeblich durch die in-situ vorherrschende Dichte, d.h. dem Porenraum, in Abhängigkeit der wirkenden Auflast dominierend bestimmt.
Eine aus diesen Versuchergebnissen abgeleitete Formulierung einer praxisnahen Prognosemethode erscheint mit Hilfe der genannten Parameter als möglich.

- Verhalten bei zyklischer Belastung:
  Der Anteil der sich infolge zyklischer Belastung akkumulierenden Verformung ε^{acc} war bei den optimal verdichteten Proben deutlich größer als bei den ungestört eingebauten Bodenproben. Er betrug bei den verdichteten Proben rund 50 % der Gesamtverformung. Dieses Verhalten wird darauf zurückgeführt, dass die Festigkeit des trockenen Lössbodens so hoch ist, dass sie der zyklischen Belastung widersteht und somit der zyklische Verformungsanteil gering ist. Im trockenen Zustand gilt der untersuchte Lössboden als dynamisch stabil, d.h. eine kollapsartige Setzung infolge zyklischer Belastung ohne eine Erhöhung des Wassergehalts ist nicht zu erwarten.

  Entgegen der Belastungsfrequenz, welche keinen Einfluss auf das Verformungsverhalten besitzt, stellt sich der Einfluss des Spannungszustands (Offset), d.h. die Differenz zwischen dem Zelldruck σ_3 und der mittleren vertikalen Spannung σ_1^{av}, als eindeutig dar.
  Dieser in den verschiedenen Versuchen deutlich ermittelte Einfluss des Offsets ist in Abbildung 6.17 zusammenfassend dargestellt. Die Abbildung zeigt die Zunahme der mittleren vertikalen Verformung in Abhängigkeit des Offsets. Diese entspricht der maximalen Verformung ε der Probe nach Abzug der elastischen Anteile ε^{ampl} (vgl. Kapitel 2.3). Da sich die vertikale Spannung aus dem Offset und dem seitlichen Druck errechnet, sind bei gleichem Offset höhere Setzungen zu erwarten (Graphen (A) und (B)).



(a) Einfluss des Offsets; $f_B = 4$ Hz

(b) Einfluss des Offsets; $f_B = 8$ Hz

Abbildung 6.17.: Einfluss des Offsets auf die Verformung (Zusammenfassung)

7. Neue empirisch-deduktive Prognosemethode (statische Last)

Die in Kapitel 3 dargestellten Prognosemethoden zeigen, dass bereits verschiedenste Ansätze zur Abschätzung der infolge Hydrokonsolidation zu erwartenden Sackung gewählt wurden.
Die Anwendung dieser existierenden Prognosemethoden auf den in dieser Arbeit untersuchten afghanischen Lössboden verdeutlicht, dass trotz der bestehenden Ansätze eine Notwendigkeit hinsichtlich einer zuverlässigen sowie praxisorientierten Methode zur quantitativen Bestimmung des Hydrokonsolidationsverhaltens besteht.
Auf Basis der aus den modifizierten, eindimensionalen Kompressionsversuchen gewonnenen Ergebnisse wird eine neue empirisch-deduktive Prognosemethode vorgestellt. Diese ermöglicht eine quantitative Abschätzung der Kollapsverformung für rezent gebildete fluviale und aeolische Lössböden.

7.1. Vergleichende Bewertung existierender Prognosemethoden

ABELEV [1] formulierte ein Kriterium zur qualitativen Prognose der Sackungsanfälligkeit eines Löss (Gl. 7.1). Für Werte $i > 0,02$ gelten Lössböden als sackungsanfällig, wobei e_{nat} die Porenzahl vor Wasserzugabe und Δe die Differenz der Porenzahl vor und nach Zugabe von Wasser darstellt.

$$i = \frac{\Delta e}{1 + e_{nat}} \tag{7.1}$$

Tabelle 7.1 stellt die Anwendbarkeit des Kriteriums nach ABELEV auf den untersuchten afghanischen Lössboden dar. Die Anwendung des Kriteriums nach ABELEV weist bis auf Probe 08083 alle untersuchten Proben als sackungsanfällig aus. In den Versuchen wies die Probe 08083, bei einer vertikalen Belastung von $\sigma_v = 150\ \frac{kN}{m^2}$, jedoch eine Kollapsverformung von $\varepsilon_c = 4,86\ \%$ auf.
Das Kriterium nach DENISOV vergleicht die an der Fließgrenze vorhandene Porenzahl

Probe	e_{nat}	Δe	$i = \frac{\Delta e}{1+e_{nat}}$	sackungsanfällig?
08043	0,77	0,06	0,03	ja
08046	0,76	0,12	0,07	ja
08054	0,91	0,10	0,05	ja
08062	0,87	0,12	0,06	ja
08070	0,86	0,07	0,04	ja
08083	0,87	0,04	0,02	nein
08050	0,83	0,15	0,08	ja
08079	0,78	0,05	0,03	ja
08058	0,86	0,10	0,05	ja
08066	0,70	0,05	0,03	ja

Tab. 7.1.: Anwendbarkeit des Kriteriums nach ABELEV

e_{w_L} des Bodens mit der natürlichen Porenzahl e_{nat} (Gl. 7.2) und ermöglicht ebenfalls nur eine rein qualitative Prognose der zu erwartenden Sackung.

$$K_e = \frac{e_{w_L}}{e_{nat}} \tag{7.2}$$

Für Werte $K_e < 0,75$ gelten Lössböden als stark sackungsanfällig, für $0,75 < K_e < 1,0$ als bedingt anfällig und für $K_e > 1,0$ als sackungsunempfindlich. Bei den untersuchten Lössböden traten Setzungen bis zu 15 %, bezogen auf die Ausgangshöhe der Probe auf. Die Anwendung des Kriteriums nach DENISOV weist lediglich zwei Proben als stark sackungsanfällig aus (Tabelle 7.2). Alle anderen Proben hingegen gelten als bedingt sackungsanfällig oder sackungsunempfindlich.
Auf Grundlage der von DENISOV geführten Untersuchungen formulierte FEDA sein in Gleichung 7.3 dargestelltes Kriterium zur Prognose der Sackungsanfälligkeit eines Lössbodens. Nach FEDA gelten Lössböden dann als sackungsanfällig, wenn sich für K_L Werte $> 0,85$ ergeben.

$$K_L = \frac{\frac{w}{S_r} - w_P}{I_P} > 0,85 \tag{7.3}$$

Tabelle 7.3 zeigt die Anwendbarkeit des Kriteriums nach FEDA auf den afghanischen Lössboden.

Probe	e_{nat}	e_{w_L}	$K_e = \frac{e_{w_L}}{e_{nat}}$	sackungsanfällig?
08043	0,77	0,64	0,83	bedingt
08046	0,76	0,64	0,84	bedingt
08054	0,91	0,68	0,74	ja
08062	0,87	0,71	0,82	bedingt
08070	0,86	0,66	0,77	bedingt
08083	0,87	0,69	0,79	nein
08050	0,83	0,67	0,80	bedingt
08079	0,78	0,75	0,96	bedingt
08058	0,86	0,64	0,74	ja
08066	0,70	0,074	1,05	nein

Tab. 7.2.: Anwendbarkeit des Kriteriums nach DENISOV

Probe	w (%)	S_r (%)	w_P (%)	I_P (%)	K_L (-)	sackungsanfällig?
08043	4,57	16,1	14,3	9,2	1,53	ja
08046	7,62	27,3	15,7	7,6	1,61	ja
08054	8,47	25,4	15,5	9,6	1,86	ja
08062	6,93	21,7	16,0	10,1	,58	ja
08070	4,16	13,2	18,4	5,8	2,26	ja
08083	5,45	16,1	14,3	9,2	1,73	ja
08050	6,80	22,3	15,4	9,0	1,68	ja
08079	7,91	27,5	19,5	8,0	1,16	ja
08058	6,14	19,6	14,6	8,7	1,92	ja
08066	7,20	28,3	16,7	10,3	0,85	ja

Tab. 7.3.: Anwendbarkeit des Kriteriums nach FEDA

Hiernach gelten alle aufgeführten Proben als sackungsanfällig. Dies entspricht dem tatsächlichen Verformungsverhalten des untersuchten Probenmaterials.

Nach GIBBS und BARA ist die Sackung infolge Hydrokonsolidation am wahrscheinlichsten, wenn der Wassergehalt über den an der Fließgrenze herrschenden Wassergehalt w_L ansteigt. Abbildung 7.1 stellt die Anwendbarkeit des Kriteriums nach GIBBS und BARA auf das untersuchte Probenmaterial graphisch dar. Hiernach wäre lediglich eine

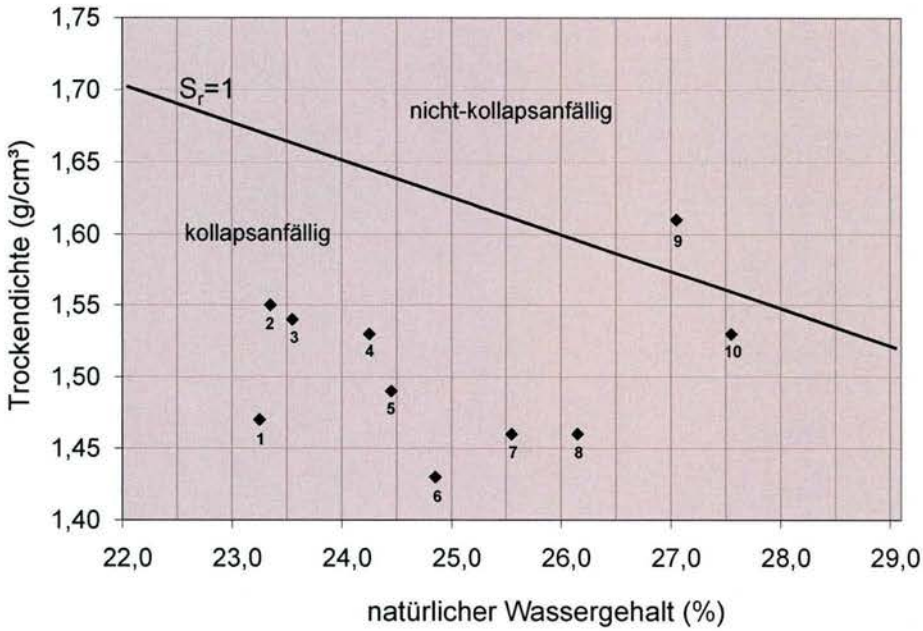


Abbildung 7.1.: Anwendbarkeit des Kriteriums nach GIBBS und BARA

von zehn Bodenproben (Probe 08066) als nicht kollapsanfällig prognostiziert worden. Tatsächlich wies die Probe 08066 bei einer vertikalen Belastung von $\sigma_v = 150\ \frac{kN}{m^2}$ eine Kollapsverformung von $\varepsilon_c = 5,28\ \%$ auf. Eine quantitative Abschätzung der zu erwartenden Sackung infolge Hydrokonsolidation ermöglicht auch dieses Kriterium nicht.
Ähnlich wie bei FEDA erfüllt auch bei GIBBS und BARA die Probe 08066 nur knapp die jeweilige Bedingung. Das Kriterium nach GIBBS und BARA, wie aber auch alle anderen bisher vorgestellten Kriterien, erlaubt lediglich eine mehr oder minder genaue Angabe darüber, ob ein Lössboden sackungsanfällig ist oder nicht.
Das Kriterium nach STEPHANOFF und KREMAKOVA ermöglicht als Einziges eine quantitative Abschätzung der infolge Hydrokonsolidation zu erwartenden Sackung. Tabelle 7.4 zeigt die nach STEPHANOFF und KREMAKOVA zu erwartenden Sackungen δ. Ein Vergleich der anhand dieser Methode für den untersuchten Lössboden prognostizierten Sackungen und der in den Versuchen festgestellten mittleren Kollapsverformung ε_c^{av} ist ebenfalls in Tabelle 7.4 dargestellt.
STEPHANOFF und KREMAKOVA [160] geben selbst an, dass die mit ihrem Kriterium abgeschätzten Werte bis zu 100 % über den tatsächlich auftretenden Sackungen liegen können. Vergleicht man die mit Hilfe des Kriteriums ermittelten zu erwartenden Sackungen mit der tatsächlich aufgetretenen Kollapsverformung[1], kann diese Aussage

[1] ε_c^{av} entspricht dem arithmetischen Mittelwert über alle fünf Laststufen (vgl. Kapitel 6).

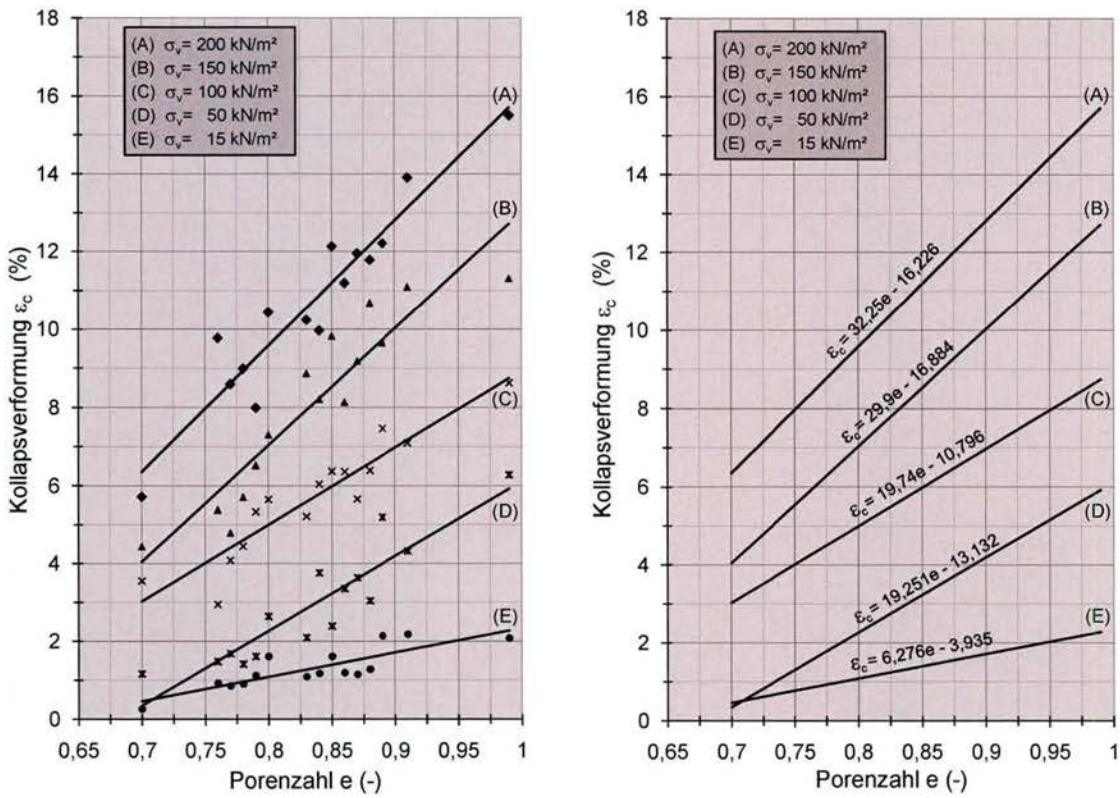
Probe	w (%)	e (-)	n (-)	$\delta = K \cdot (n - 40) \cdot (30 - w)$ (%)	ε_c (%)
08043	4,57	0,77	0,43	4,45	3,54
08046	7,62	0,76	0,43	3,56	**6,71**
08054	8,47	0,91	0,48	8,23	5,08
08062	6,93	0,87	0,47	7,53	6,34
08070	4,16	0,86	0,46	8,06	3,70
08083	5,45	0,87	0,47	8,01	2,28
08050	6,80	0,83	0,45	6,21	**8,13**
08079	7,91	0,78	0,44	4,22	3,24
08058	6,14	0,86	0,46	7,44	5,15
08066	7,20	0,70	0,41	1,34	**2,55**

Tab. 7.4.: Anwendbarkeit des Kriteriums nach STEPHANOFF und KREMAKOVA

für das untersuchte Probenmaterial nicht bestätigt werden. Die abgeschätzten Werte für die infolge Hydrokonsolidation zu erwartende Sackung lagen bei den Proben 08046, 08050 und 08066 sogar deutlich unterhalb der tatsächlichen Sackung.
Das Kriterium berücksichtigt neben dem natürlichen Porenanteil n und dem natürlichen Wassergehalt w auch einen von STEPHANOFF und KREMAKOVA eingeführten Koeffizienten K. Für Löss mit einem hohen Tonanteil wird $K = 0,08$, für alle anderen $K = 0,05$ genannt. Wie die in Kapitel 6 geführten eigenen Untersuchungen zeigen, besitzt der Tongehalt jedoch keinen bedeutenden Einfluss auf den Grad der Kollapsverformung (Abb. A.6). Ebenso findet die zum Zeitpunkt der Hydrokonsolidation vorliegende vertikale Belastung, welche sich in den eigenen Untersuchungen als maßgebend darstellte, keine Berücksichtigung.

7.2. Neue Prognosemethode

Der vorangegangene Vergleich zeigt, dass die derzeit existierenden Prognosemethoden, wenn überhaupt, nur für eine qualitative Bewertung der Sackungsanfälligkeit eines Lössbodens geeignet sind. Die einzige bestehende Prognosemethode für eine quantitative Abschätzung der infolge Hydrokonsolidation zu erwartenden Kollapsverformung stellte sich als unzuverlässig dar.
Nachfolgend soll eine neue empirisch-deduktive Methode zur Prognose der infolge Hydrokonsolidation zu erwartenden Kollapsverformung formuliert werden. Grundlage stellen die in Kapitel 6 ermittelten und diskutierten Ergebnisse der modifizierten eindimensionalen Kompressionsversuche dar.



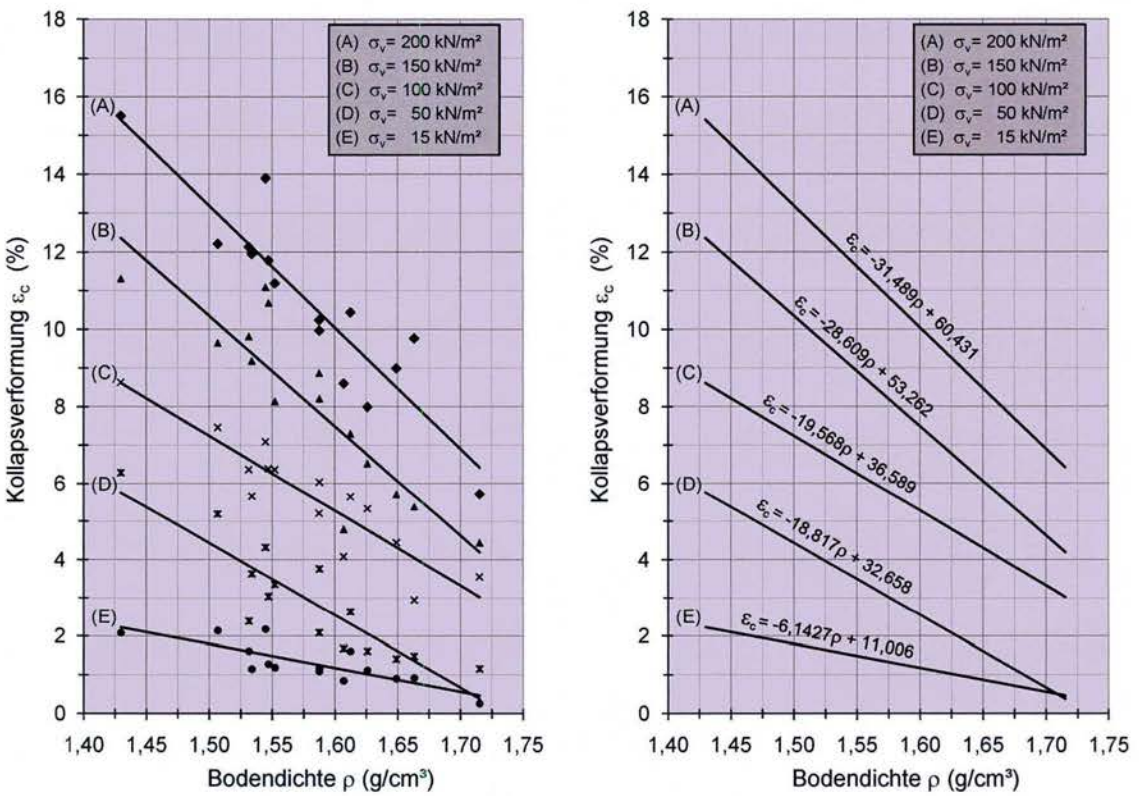
(a) Versuchsergebnisse und linearer Trend

(b) Gleichung der linearen Trendlinie

Abbildung 7.2.: Einfluss der Laststufe und der Porenzahl auf die Kollapsverformung bei statischer Belastung

Die Bestimmung der die Kollapsverformung beeinflussenden Faktoren erfolgte anhand der durchgeführten Parameterstudie und ergab, dass neben der Laststufe die Porenzahl

respektive die Bodendichte als maßgebende Größe anzusehen ist. In den Abbildungen 7.2(a) und 7.3(a) ist die Kollapsverformung ε_c in Abhängigkeit der Porenzahl e bzw. der Bodendichte ρ dargestellt. Die dargestellten Graphen (A) bis (E) entsprechen dem arithmetischen Mittelwert der Kollapsverformung für die jeweilige Laststufe und stellen gleichzeitig den linearen Trend der zugehörigen Punkteschar dar.



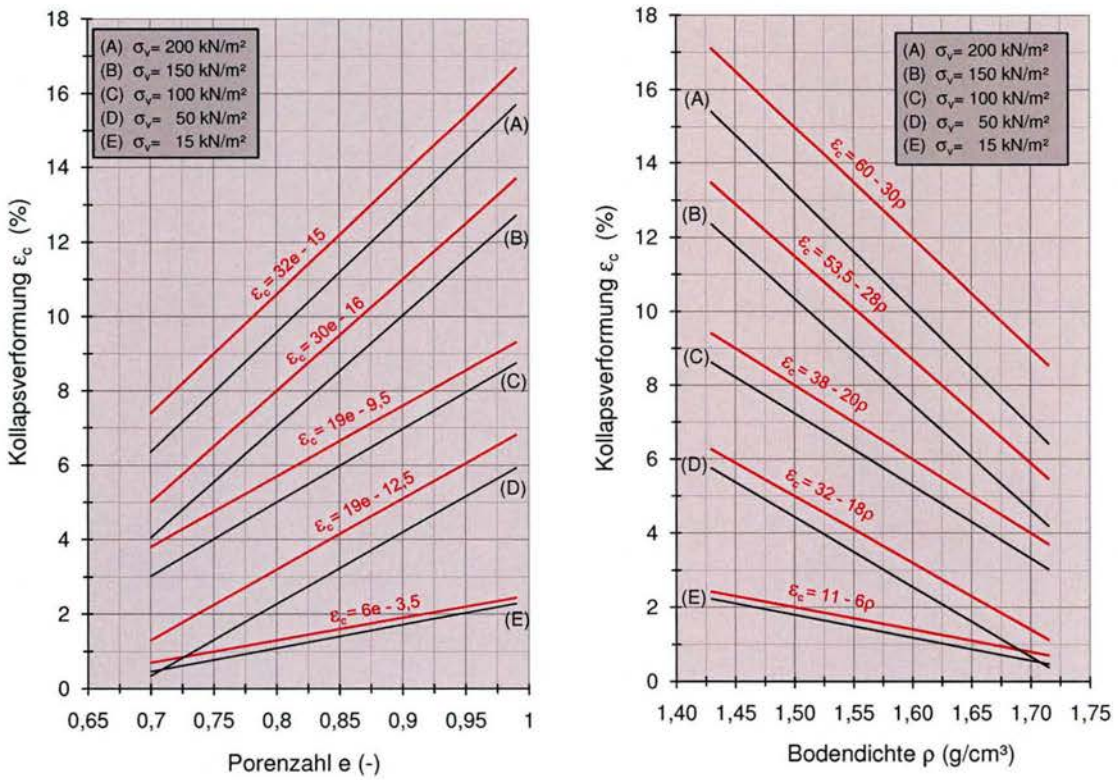
(a) Versuchsergebnisse und linearer Trend

(b) Gleichung der linearen Trendlinie

Abbildung 7.3.: Einfluss der Laststufe und der Bodendichte auf die Kollapsverformung bei statischer Belastung

Ermittelt man die Geradengleichungen der linearen Trends, so ergeben sich diese wie in den Abbildungen 7.2(b) und 7.3(b) dargestellt.
Bereits jetzt wäre es anhand der Geradengleichung möglich, einen Wert für die Kollapsverformung zu ermitteln, sofern die Belastung σ_v und die Porenzahl e respektive die Bodendichte ρ bekannt sind. Der so ermittelte Wert würde jedoch alle in den Abbildungen 7.2(a) und 7.3(a) dargestellten, oberhalb der jeweiligen Trendlinie liegenden, Messpunkte nicht berücksichtigen, da die Geradengleichung die Gleichung des arithmetischen Mittels darstellt.
Zur Formulierung einer möglichst konservativen, d.h. sicheren Prognosemethode wur-

den die ermittelten Gleichungen mit einer Sicherheit von mindestens 10 % beaufschlagt.



(a) Kollapsverformung: $\varepsilon_c = K_1^e \cdot e - K_2^e$

(b) Kollapsverformung: $\varepsilon_c = K_1^\rho - K_2^\rho \cdot \rho$

Abbildung 7.4.: Entwickelte Bemessungsdiagramme

Die in Abbildung 7.4 rot dargestellten Graphen stellen die Bemessungsgeraden für die jeweilige vertikale Belastung σ_v in Abhängigkeit der Porenzahl e (Abb. 7.4(a)) bzw. der Bodendichte ρ (Abb. 7.4(b)) dar. Sie ergeben sich aus der genannten linearen Trendlinie unter Berücksichtigung der Sicherheit. Aus den Bemessungsdiagrammen lassen sich die in Gleichung (7.4) und (7.5) dargestellten allgemeinen Formulierungen ableiten.

$$\boxed{\varepsilon_c = K_1^e \cdot e - K_2^e} \tag{7.4}$$

Gleichung 7.4 stellt die allgemeine Formulierung der Bemessungsgleichung für die infolge Hydrokonsolidation zu erwartende Kollapsverformung ε_c in Abhängigkeit der Porenzahl e dar. Die in der Gleichung enthaltenen Bemessungsbeiwerte K_1^e und K_2^e sind aus dem Bemessungsdiagramm abgeleitet (Abb. 7.4(a)) und können der Tabelle 7.5 entnommen

werden.

$$\boxed{\varepsilon_c = K_1^\rho - K_2^\rho \cdot \rho} \tag{7.5}$$

Gleichung (7.5) wurde wie Gleichung (7.4) aus dem zugehörigen Diagramm 7.4(b) abgeleitet. Enthaltene Bemessungsbeiwerte K_1^ρ und K_2^ρ sind ebenfalls in Tabelle 7.5 aufgeführt.

vertikale Belastung	K_1^e	K_2^e	K_1^ρ	K_2^ρ
15 $\frac{kN}{m^2}$	6	3,5	11	6
50 $\frac{kN}{m^2}$	19	12,5	32	18
100 $\frac{kN}{m^2}$	19	9,5	38	20
150 $\frac{kN}{m^2}$	30	16	53,5	28
200 $\frac{kN}{m^2}$	32	15	60	30

Tab. 7.5.: Bemessungsbeiwerte

Die Tabellen 7.6 und 7.7 stellen die Bemessungstabellen der vorgestellten neuen Prognosemethode dar. Sie wurden mit Hilfe der eingeführten Bemessungsgleichungen 7.4 und 7.5 aufgestellt und entsprechen den in Abbildung 7.4 eingeführten Bemessungsdiagrammen.

Porenzahl e	Kollapsverformung ε_c in % bei einer vertikalen Belastung σ_v				
	$15\frac{kN}{m^2}$	$50\frac{kN}{m^2}$	$100\frac{kN}{m^2}$	$150\frac{kN}{m^2}$	$200\frac{kN}{m^2}$
0,70	<1,0	<1,0	3,8	5,0	7,4
0,72	<1,0	1,2	4,2	5,6	8,0
0,74	<1,0	1,6	4,6	6,2	8,7
0,76	1,1	1,9	4,9	6,8	9,3
0,78	1,2	2,3	5,3	7,4	10,0
0,80	1,3	2,7	5,7	8,0	10,6
0,82	1,4	3,1	6,1	8,6	11,2
0,84	1,5	3,5	6,5	9,2	11,9
0,86	1,7	3,8	6,8	9,8	12,5
0,88	1,8	4,2	7,2	10,4	13,2
0,90	1,9	4,6	7,6	11,0	13,8
0,92	2,0	5,0	8,0	11,6	14,4
0,94	2,1	5,4	8,4	12,2	15,1
0,96	2,3	5,7	8,7	12,8	15,7
0,98	2,4	6,1	9,1	13,4	16,4
1,00	2,5	6,5	9,5	14,0	17,0

Tab. 7.6.: Kollapsverformung in Abhängigkeit der Porenzahl e

7.3. Hinweise zur Anwendung

Das hiermit eingeführte und damit zur Diskussion gestellte empirisch-deduktiv abgeleitete Verfahren versteht sich als praxisorientierte Bemessungsmethode zur Abschätzung der infolge Hydrokonsolidation zu erwartenden kollapsartigen Sackung.
Das Verfahren beruht auf einer Parameterstudie, wobei der Einfluss der untersuchten Parameter ausschließlich anhand der im natürlich gewachsenen Boden vorkommenden Bandbreite des jeweiligen Parameters erfolgte.
Gegenwärtig andauernde Projekte in Nord-Afghanistan ermöglichen die Durchführung weiterer Versuche zum Kollapsverhalten von Lössböden. Die sich hieraus ergebende größere Datenbasis wird die Zuverlässigkeit und die Genauigkeit des vorgestellten Verfahrens stetig verbessern sowie gegebenenfalls die Bandbreite der maßgebenden Parameter vergrößern.

Dichte ρ	Kollapsverformung ε_c in % bei einer vertikalen Belastung σ_v				
	$15\frac{kN}{m^2}$	$50\frac{kN}{m^2}$	$100\frac{kN}{m^2}$	$150\frac{kN}{m^2}$	$200\frac{kN}{m^2}$
1,42	2,5	6,4	9,6	13,7	17,4
1,44	2,4	6,1	9,2	13,2	16,8
1,46	2,2	5,7	8,8	12,6	16,2
1,48	2,1	5,4	8,4	12,1	15,6
1,50	2,0	5,0	8,0	11,5	15,0
1,52	1,9	4,6	7,6	10,9	14,4
1,54	1,8	4,3	7,2	10,4	13,8
1,56	1,6	3,9	6,8	9,8	13,2
1,58	1,5	3,6	6,4	9,3	12,6
1,60	1,4	3,2	5,0	8,7	12,0
1,62	1,3	2,8	5,6	8,1	11,4
1,64	1,2	2,5	5,2	7,6	10,8
1,66	1,0	2,1	4,8	7,0	10,2
1,68	<1,0	1,8	4,4	6,5	9,6
1,70	<1,0	1,4	4,0	5,9	9,0
1,72	<1,0	1,0	3,6	5,3	8,4

Tab. 7.7.: Kollapsverformung in Abhängigkeit der Bodendichte ρ

Grundsätzlich wird das formulierte Verfahren als anwendbar für alle alluvial und fluvial abgelagerten Lössböden angesehen. Als besonders geeignet gilt das Verfahren jedoch für afghanische Lössböden.

Die eingeführte Prognosemethode besitzt vorerst keine Gültigkeit für andere sackungsanfällige Bodenarten und berücksichtigt ausschließlich Verformungen des Baugrundes infolge Wassergehaltsänderung. Sie befreit somit nicht von anderen, klassischen Setzungsnachweisen.

8. Zusammenfassung und Ausblick

Zur Fortführung der Forschungstätigkeit auf dem Gebiet der Hydrokonsolidation von Lössböden richtete sich das Interesse in der vorliegenden Arbeit auf die Untersuchung der mikrostrukturellen Beschaffenheit sowie auf die Erfassung des vorhandenen Verformungspotentials eines rezent gebildeten, afghanischen Lössbodens. Die sich aus der Betrachtung des Wissensstandes (Kapitel 3) ergebenden offenen Fragestellungen in diesem Bereich bildeten die Arbeitsschwerpunkte der geführten geochemischen und bodenmechanischen Untersuchungen.

Mit Hilfe von Eluatanalysen sowie röntgendiffraktometrischen Untersuchungen wurde die genaue mineralische Zusammensetzung ermittelt und der Anteil an leicht wasserlöslichen Mineralien verifiziert (Kapitel 5). Darüber hinaus wurde der Einfluss der Porengröße auf den Grad der infolge Hydrokonsolidation zu erwartenden Verformung anhand rasterelektronenmikrokopischer Aufnahmen erstmalig untersucht.

Die wissenschaftliche Bedeutung der vorliegenden Arbeit besteht vor allem in der Präsentation einer empirisch-deduktiv abgeleiteten Prognosemethode, anhand derer die infolge Hydrokonsolidation zu erwartenden Setzungen abgeschätzt werden können. Hierzu wurden in Anlehnung an die chinesische Norm "GBJ 128" modifizierte Ödometerversuche durchgeführt (Kapitel 6), um maßgebende Bodenkennwerte zu ermitteln und deren Einfluss zu erfassen.
Mit Blick auf die tektonische Aktivität der Probenentnahmeregion wurden erste Untersuchungen zum Verhalten der metastabilen Bodenstruktur bei zyklischer Belastung angestellt (Kapitel 6). Zur Validierung der an ungestörten Bodenproben gewonnenen Erkenntnisse wurden Vergleichsversuche an optimal verdichteten Lössböden angestellt.

Die wesentlichen Ergebnisse und Erkenntnisse der angestellten geochemischen und bodenmechanischen Untersuchungen lassen sich wie folgt zusammenfassen.

8.1. Zusammenfassung

Die Analyse der Bodenstruktur führte zu der Erkenntnis, dass nicht eine hohe Porosität an sich der bestimmende Parameter bei Sackungsprozessen infolge Hydrokonsolidation ist. Eher der Anteil an Mesoporen am Gesamtporenvolumen bestimmt das Sackungsverhalten maßgebend (Kapitel 5). Dies bedeutet, dass bei einer Volumenreduzierung von 10 % lediglich 1/10 auf Mega- und Makroporen und 7/10 auf Mesoporen entfallen. Somit konnten die von SAJGALIK [148] publizierten Aussagen bestätigt werden.

Untersuchungen zur Löslichkeit einzelner Bestandteile ergab, dass nur 2 Gew.-% des Probenmaterials als leicht wasserlöslich angesehen werden können.
Die von FUJUN ET.AL. [57], LEFEBVRE [103], SMALLEY [158], KLUKANOVA [95] und SAJGALIK [148], [149] getroffenen Aussagen eines größeren Anteils (d.h. größer 2 Gew.-%) leicht wasserlöslicher Mineralien können im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht bestätigt werden.

Die anhand modifizierter Kompressionsversuche geführte Studie zur Bestimmung des Einflusses verschiedener Parameter auf die Kollapsverformung ε_c ergab, dass sowohl der Tongehalt als auch der Anteil an Kalk (Kalzit $CaCO_3$) keinen eindeutigen Einfluss auf die Kollapsverformung besitzt. Der Einfluss der Porenzahl e erwies sich hingegen in allen Versuchen als eindeutig. Diese Zunahme der Kollapsverformung erfolgte stets linear-proportional zur Porenzahl.
Die Formulierung einer, aus den Versuchsergebnissen abgeleiteten, praxisnahen Prognosemethode für den statischen Lastfall erschien mit Hilfe der genannten Parameter als möglich und sinnvoll. Das Prognoseverfahren wird in Kapitel 7 eingeführt und zur Diskussion gestellt.

Das Verformungsverhalten unter zyklischer Lasteinwirkung wurde anhand dynamischer Triaxialversuche untersucht. Hierbei wurden der Spannungszustand, d.h. das Verhältnis der vertikalen Spannung σ_1 zum Seitendruck σ_3 sowie die Zyklenanzahl N als maßgebende Parameter ermittelt. Der Einfluss weiterer untersuchter Parameter wird in Kapitel 6.3 erläutert.

8.2. Ergänzender Forschungsbedarf

Aus den Ergebnissen der im Rahmen der vorliegenden Arbeit angestellten Untersuchungen lässt sich unter anderem folgender, ergänzender Foschungsbedarf ableiten:

- Bei den geochemischen Untersuchungen zur Bestimmung der im untersuchten Lössboden dominierenden Minerale wurde Calcium (Ca) als dominierendes Kation und Carbonat (CO_3) als dominierendes Anion bestimmt. Darauf folgende Untersuchungen zur Löslichkeit der mineralischen Bestandteile führten zu einem prozentualen Anteil von maximal 2 Gew.-% an leicht wasserlöslichen Mineralien. Die angestellten Untersuchungen wurden ohne Berücksichtigung des im Lösungswasser gebundenen Kohlendoxids CO_2 vorgenommen.
  Erste theoretische Überlegungen führen zu der Erkenntnis, dass die Berücksichtigung des im Wasser in Form von Kohlensäure gelösten Kohlendioxids (CO_2) die Löslichkeit von Carbonat stark beeinflusst. Die Löslichkeit von Kohlendioxid wird wiederum stark durch die Temperatur bestimmt. Dies bedeutet, dass auch die Löslichkeit des im Boden vorhandenen Carbonats in Abhängigkeit vom vorhandenen Kohlendioxid temperaturabhängig ist.
  Zur Erfassung der Temperatureinflüsse wäre ein geeigneter Versuchsaufbau zu wählen.

- Im Rahmen der angestellten geochemischen Untersuchungen wurde als Ergänzung die Auswirkung eines ansteigenden Salzgehaltes untersucht. Das hierbei gewählte Feststoff-Flüssigkeits-Verhältnis von 40 : 60 entspricht in keinster Weise einem in der Realität auftretenden Konsistenzzustand.
  Zur Erfassung des Einflusses eines durch gezielte Zugabe erhöhten Salzgehalts (bspw. Na_2CO_3) ist ein geeigneter Versuchsaufbau zwingend erforderlich.

- Das zur Diskussion gestellte Prognoseverfahren zur Abschätzung der infolge Hydrokonsolidation zu erwartenden Verformung des Bodens bei statischer Belastung stellt sich als durchaus geeignet dar. Die Genauigkeit des Verfahrens beruht maßgeblich auf der zugrunde gelegten Datenmenge. Diese wird infolge andauernder Projekte in den genannten Regionen im Norden Afghanistans stetig ansteigen und das vorgestellte Verfahren optimieren.
  Die geführten Untersuchungen zum Verformungsverhalten unter zyklischer Beanspruchung hingegen können lediglich als Grundlagenforschung auf dem Gebiet der dynamischen Stabilität metastabiler Bodenstrukturen gewertet werden. Weitere Untersuchungen sollten insbesondere das Verhalten eines metastabilen Löss-

bodens bei ansteigendem Wassergehalt berücksichtigen (d.h. Hydrokonsolidation unter zyklischer Last).
Erste eigene theoretische Überlegungen richten sich maßgeblich auf die Vorgehensweise bei der Probenpräparation, d.h. die Herstellung ungestörter Bodenproben mit erhöhtem Wassergehalt. Dies stellt sich aufgrund der in der vorliegenden Arbeit behandelten Wasserempfindlichkeit des Probenmaterials als äußerst anspruchsvoll dar.

- Zur Ermittlung und Bewertung des Verhaltens metastabiler Bodenstrukturen im Falle eines Erdbebens sind die angestellten dynamischen Triaxialversuche nicht geeignet. Hierzu ist ein Versuchsaufbau zu wählen, der neben einer zyklischen vertikalen Belastung ebenfalls einen zyklischen Seitendruck σ_3 berücksichtigt.
Eigene theoretische Überlegungen sind bereits abgeschlossen und dienen als Grundlage für bevorstehende dynamischer Triaxialversuche mit oszillierender Vertikal- und Seitenspannung.

Darüber hinaus besteht grundsätzlicher Bedarf an der Formulierung eines Stoffgesetzes, welches das Phänomen der Hydrokonsolidation metastabiler Strukturen berücksichtigt und so die Grundlage für die numerische Betrachtung von Verformungsvorgängen infolge Wassergehaltsänderungen ermöglicht.

A. Anhang

A.1. Grundlagen der Röntgendiffraktometrie

Die Radien von Atomen und Ionen liegen im so genannten Ångströmbereich ($1\mathring{A} = 10^{-10}$ m). Die Zusammenführung mehrerer Atome zu einem kristallinen Gitter führt zu einem Netz, bei dem die Maschenweite nur wenige Ångström beträgt. Auch Röntgenstrahlung mit einer Wellenlänge von 10^{-8} m bis 10^{-12} m liegt im Bereich weniger Ångström. Trifft nun Röntgenstrahlung auf eine kristalline Struktur, so können aus dem Grad der Beugung der Röntgenstrahlen Rückschlüsse auf den Aufbau der bestrahlten Substanz gezogen werden. Die hierbei zugrunde gelegte mathematische Beziehung ist die so genannte Bragg-Gleichung (A.1).

$$n \cdot \lambda = 2d \cdot sin(\Theta) \tag{A.1}$$

Gleichung (A.1) beschreibt die Bedingung für eine konstruktive Interferenz. Der rechte Teil der Gleichung beschreibt den Gangunterschied zweier Röntgenstrahlen, welche an zwei verschiedenen Netzebenen (regelmäßige Anordnung der Atome/Ionen) mit dem Abstand d gebeugt werden. Entspricht dieser Gangunterschied einem Vielfachen n der Wellenlänge λ der Röntgenstrahlen, so kommt es zu einer Verstärkung, d.h. konstuktiver Interferenz (Abb. A.1). Somit gibt es für eine Schar an Netzlinien nur bestimmte Winkel, unter denen Reflexion auftritt. Diese Winkel werden als Glanz- oder Bragg-Winkel bezeichnet.
Bei der Röntgendiffraktometrie wird die an der kristallinen Struktur des Stoffes reflektierte Strahlung durch einen Detektor registriert. Gegenüber der Richtung des einfallenden Röntgenstrahls sind die aus konstruktiver Interferenz entstehenden Wellen um den Ablenkungswinkel 2Θ gebrochen. Da die Wellenlänge λ der Röntgenstrahlung bekannt ist, lässt sich der Netzebenenabstand d berechnen.
Da ein Stoff mehrere Netzebenen enthält, ist idealerweise eine allseitige Aufnahme notwendig, um die Struktur eines Stoffes vollständig analysieren zu können. Aufgrund der verschiedenen Netzebenen treten bei der Röntgendiffraktometrie mehrere Signale (Peaks) auf. Die Aufzeichnung aller unter verschiedenen Winkeln auftretenden Signale

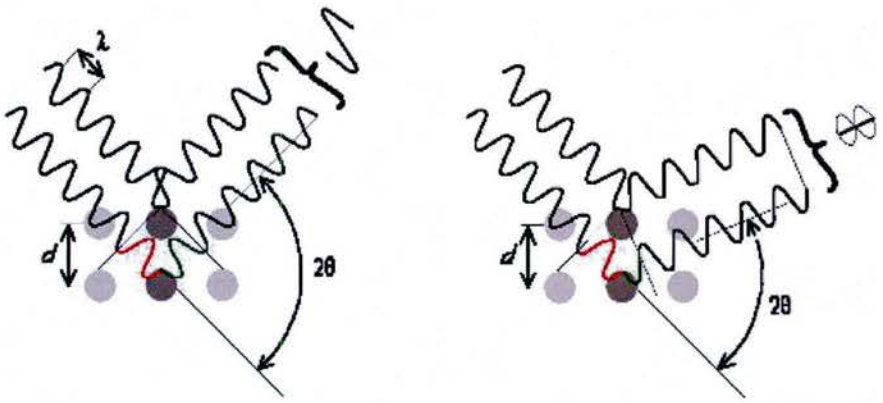


Abbildung A.1.: Darstellung der Bragg-Reflexion (konstruktive Interferenz)

wird als Diffraktogramm bezeichnet. Hierbei wird die Intensität (I) in Abhängigkeit vom Beugungswinkel (°2Θ) aufgezeichnet. Genau genommen kann die Intensität als Funktion des Beugungswinkels aufgefasst werden (Gl.A.2).

$$I = f(2\Theta) \tag{A.2}$$

Nach WESTPHAL [174] gibt die Röntgenbeugung (Röntgendiffraktometrie) Antwort auf die Fragen:

- Welche Elemente bauen die jeweiligen Netzebenen des untersuchten Stoffes auf?
- Welchen Bindungszustand haben diese Elemente?
- In welcher Dichte (Anzahl) treten die Ebenen auf?

Die Möglichkeit der eindeutigen Identifizierung jedes Kristalls macht die Röntgendiffraktometrie seit langem zur einer der grundlegenden Methoden zur Analyse von Gesteinen (vgl. KLUG [93]).

A.2. Versuchsergebnisse

A.2.1. Untersuchung der Bodenstruktur

Hinweis:

Die Rohdaten der Untersuchungen zur makro- und mikroskopischen Bodenstruktur sind der Arbeit ausschließlich in digitaler Form beigefügt.

Ordner:	**A.2.1_Untersuchungen zur Bodenstruktur**
Unterordner:	A.2.1.1_Makroskopische Aufnahmen
Dateiformat:	*.jpg
Unterordner:	A.2.1.2_Mikroskopische Aufnahmen
Dateiformat:	*.tif

A.2.2. Bestimmung der Ionenkonzentration

Hinweis:

Detaillierte Informationen zu den in den einzelnen Eluationsschritten gelösten Ionen können den nachfolgenden Tabellen A.1 bis A.8 entnommen werden. Weiterhin sind die Daten in digitaler Form beigefügt.

Ordner: **A.2.2_Bestimmung der Ionenkonzentration**

Unterordner: - entfällt -
Dateiformat: *.xls

Eluat 1 (100 g TR je Liter)																
Probe	TR	GV	pH	el.Leitf.	Ca	Mg	Na	Al	Fe	K	NH_4^+	Cl^-	F^-	NO_2^-	NO_3^-	SO_4^{2-}
	%	%	-	$\mu S/cm$	mg/l											
08083	96,4	2,01	7,7	1153	196	23	47	<0,01	<0,005	1,8	<0,1	30	0,71	0,55	0,4	530
08090	94,5	2,38	7,8	895	128	20	42	<0,01	<0,005	3,6	<0,1	16	0,58	0,4	2,5	484
08098	95,6	1,7	7,7	1106	221	17	21	<0,01	<0,005	2,3	<0,1	14	0,68	0,53	0,52	556
08101	92,1	3,6	8	689	42	11	88	<0,01	<0,005	2,6	<0,1	65	0,53	0,12	1,9	168
08102	94,9	2,5	8,6	307	18	5,6	40	<0,01	<0,005	2,4	<0,1	34	1	<0,1	1	80
08106	93,2	3,9	8,1	1317	120	28	126	<0,01	<0,005	4,8	<0,1	121	0,47	0,34	2,4	376
08152	96,9	2,1	9,4	244	5,1	2,3	49	0,21	0,12	0,22	<0,1	24	2,1	<0,1	5,2	31
08157	96	2,3	9,1	95	10,5	2,3	3,6	0,34	0,19	4,8	<0,1	0,67	0,28	<0,1	2,9	11
08159	98,1	1,9	8,4	1258	225	21	55	<0,01	<0,005	3,3	<0,1	25	0,29	0,5	6	660

Eluat 2 (Rückstand von Eluat 1 mit frischem Wasser aufgefüllt)																
Probe	TR	GV	pH	el.Leitf.	Ca	Mg	Na	Al	Fe	K	NH_4^+	Cl^-	F^-	NO_2^-	NO_3^-	SO_4^{2-}
	%	%	-	$\mu S/cm$	mg/l											
08083	96,4	2,01	8,7	263	14	1,6	1,6	0,02	<0,005	0,5	<0,1	2,2	0,41	0,1	<0,1	115
08090	94,5	2,38	8,9	158	14	1,5	1,1	0,17	0,087	0,79	<0,1	0,7	0,36	<0,1	<0,1	53
08098	95,6	1,7	8,7	202	12	0,87	0,92	0,046	0,023	0,49	<0,1	0,74	0,39	0,1	<0,1	84
08101	92,1	3,6	9,1	108	7,7	1,9	3,3	0,81	0,42	1	<0,1	2,3	0,34	<0,1	<0,1	13
08102	94,9	2,5	9,2	81	6,7	2	2,4	0,57	0,29	1	<0,1	1	0,36	<0,1	<0,1	7,3
08106	93,2	3,9	8,9	147	7,7	1,6	3,7	0,48	0,23	0,92	<0,1	5,3	0,37	<0,1	<0,1	34
08152	96,9	2,1	9,5	77	5,4	2,2	3,7	0,16	0,076	0,19	<0,1	0,8	0,54	<0,1	0,2	3,1
08157	96	2,3	9,2	62	6,5	1,4	1,3	0,11	0,056	1,9	<0,1	0,13	0,13	<0,1	0,2	0,73
08159	98,1	1,9	8,7	157	9,8	1	1,6	0,29	0,15	0,68	<0,1	1,2	0,19	<0,1	0,2	55

Tab. A.1.: Ionenkonzentration der 1. und 2. Elution

Eluat 3 (Rückstand von Eluat 2 mit frischem Wasser aufgefüllt)																
Probe	**TR** %	**GV** %	**pH** -	**el.Leitf.** $\mu S/cm$	**Ca**	**Mg**	**Na**	**Al**	**Fe**	**K**	$\mathbf{NH_4^+}$	$\mathbf{Cl^-}$	$\mathbf{F^-}$	$\mathbf{NO_2^-}$	$\mathbf{NO_3^-}$	$\mathbf{SO_4^{2-}}$
					mg/l											
08083	96,4	2,01	7,9	99	35	4	6,3	<0,01	<0,005	0,7	<0,1	0,2	0,29	<0,1	<0,1	17,5
08090	94,5	2,38	8,4	78	20	2,9	4,6	<0,01	<0,005	1,2	<0,1	0,1	0,19	<0,1	1,7	6,1
08098	95,6	1,7	8,4	77	29	2,2	2,8	0,017	<0,005	0,79	<0,1	0,11	0,28	<0,1	<0,1	12
08101	92,1	3,6	8,4	63	8,8	2,2	11	0,81	0,42	1,2	<0,1	0,13	0,17	<0,1	<0,1	1,6
08102	94,9	2,5	8,6	55	7,3	2,4	5,6	0,61	0,31	1,3	<0,1	0,1	0,17	<0,1	<0,1	1,6
08106	93,2	3,9	9	63	13	2,8	11	0,036	0,014	1,3	<0,1	0,26	0,2	<0,1	<0,1	3,9
08152	96,9	2,1	8,6	53	4,5	2,1	9,8	0,2	0,11	0,23	<0,1	0,12	0,22	<0,1	<0,1	0,8
08157	96	2,3	8,2	49	8,4	2	0,83	0,25	0,13	2,9	2,9	<0,1	<0,1	<0,1	<0,1	0,21
08159	98,1	1,9	8,5	62	23	2,1	5,5	0,02	0,01	0,94	<0,1	0,1	0,1	<0,1	<0,1	5

Tab. A.2.: Ionenkonzentration der 3. Elution

Eluate auf TR umgerechnet (1. Elution) mg / kg TR												
Probe	**Ca**	**Mg**	**Na**	**Al**	**Fe**	**K**	$\mathbf{NH_4^+}$	$\mathbf{Cl^-}$	$\mathbf{F^-}$	$\mathbf{NO_2^-}$	$\mathbf{NO_3^-}$	$\mathbf{SO_4^{2-}}$
08083	2034	239	488	0	0	19	0	311	7	6	4	5499
08090	1351	211	443	0	0	38	0	169	6	4	26	5108
08098	2310	178	220	0	0	24	0	146	7	6	5	5812
08101	456	119	956	0	0	28	0	706	6	1	21	1825
08102	190	59	422	0	0	25	0	359	11	0	11	844
08106	1290	301	1354	0	0	52	0	1301	5	4	26	4042
08152	53	24	506	2	1	2	0	248	22	0	54	320
08157	109	24	37	4	2	50	0	7	3	0	30	114
08159	2294	214	561	0	0	34	0	0255	3	5	61	6116

Tab. A.3.: Mineralische Bestandteile der 1. Elution, umgerechnet auf die Trockenmasse

Eluate auf TR umgerechnet (2. Elution) mg / kg TR												
Probe	**Ca**	**Mg**	**Na**	**Al**	**Fe**	**K**	$\mathbf{NH_4^+}$	$\mathbf{Cl^-}$	$\mathbf{F^-}$	$\mathbf{NO_2^-}$	$\mathbf{NO_3^-}$	$\mathbf{SO_4^{2-}}$
08093	145	17	17	0	0	5	0	23	4	1	0	1193
08090	148	16	12	2	1	8	0	7	4	0	0	559
08098	125	9	10	0	0	5	0	8	4	1	0	878
08101	84	21	36	9	5	11	0	25	4	0	0	141
08102	71	21	25	6	3	11	0	11	4	0	0	77
08106	83	17	40	5	2	10	0	57	4	0	0	365
08152	56	23	38	2	1	2	0	8	6	0	2	32
08157	67	14	13	1	1	20	0	1	1	0	2	8
08159	100	10	16	3	2	7	0	12	2	0	2	561

Tab. A.4.: Mineralische Bestandteile der 2. Elution, umgerechnet auf die Trockenmasse

Eluate auf TR umgerechnet (3. Elution) mg / kg TR												
Probe	**Ca**	**Mg**	**Na**	**Al**	**Fe**	**K**	$\mathbf{NH_4^+}$	$\mathbf{Cl^-}$	$\mathbf{F^-}$	$\mathbf{NO_2^-}$	$\mathbf{NO_3^-}$	$\mathbf{SO_4^{2-}}$
08083	363	42	65	0	0	7	0	2	3	0	0	182
08090	211	31	49	0	0	13	0	1	2	0	0	64
08098	303	23	29	0	0	8	0	1	3	0	0	125
08101	96	24	119	9	5	13	0	1	2	0	0	17
08102	77	25	59	6	3	14	0	1	2	0	0	17
08106	140	30	118	0	0	14	0	3	2	0	0	42
08152	46	22	101	2	1	2	0	1	2	0	0	8
08157	87	21	9	3	1	30	0	0	0	0	0	2
08159	234	21	56	0	0	10	0	1	1	0	0	51

Tab. A.5.: Mineralische Bestandteile der 3. Elution, umgerechnet auf die Trockenmasse

Eluate kummulativ (1. Elution) mg / kg TR												
Probe	**Ca**	**Mg**	**Na**	**Al**	**Fe**	**K**	$\mathbf{NH_4^+}$	$\mathbf{Cl^-}$	$\mathbf{F^-}$	$\mathbf{NO_2^-}$	$\mathbf{NO_3^-}$	$\mathbf{SO_4^{2-}}$
08083	2034	239	488	0	0	19	0	311	7	6	4	5499
08090	1351	211	443	0	0	38	0	169	6	4	26	5108
08098	2310	178	220	0	0	24	0	146	7	6	5	5812
08101	456	119	956	0	0	28	0	706	6	1	21	1825
08102	190	59	422	0	0	25	0	359	11	0	11	844
08106	1290	301	1354	0	0	52	0	1301	5	4	26	4042
08152	53	24	506	2	1	2	0	248	22	0	54	320
08157	109	24	37	4	2	50	0	7	3	0	30	114
08159	2294	214	561	0	0	34	0	255	3	5	61	6116

Tab. A.6.: Mineralische Bestandteile der Eluate kummulativ nach einer Elution

Eluate kummulativ (1. und 2. Elution) mg / kg TR												
Probe	**Ca**	**Mg**	**Na**	**Al**	**Fe**	**K**	$\mathbf{NH_4^+}$	$\mathbf{Cl^-}$	$\mathbf{F^-}$	$\mathbf{NO_2^-}$	$\mathbf{NO_3^-}$	$\mathbf{SO_4^{2-}}$
08083	2179	255	504	0	0	24	0	334	12	7	4	6692
08090	1499	227	455	2	1	46	0	176	10	4	26	5668
08098	2436	187	229	0	0	29	0	154	11	7	5	6691
08101	540	140	992	9	5	39	0	731	9	1	21	1966
08102	261	80	447	6	3	36	0	369	14	0	11	921
08106	1373	318	1394	5	2	61	0	1358	9	4	26	4407
08152	108	46	544	4	2	4	0	256	27	0	56	352
08157	176	38	51	5	3	69	0	8	4	0	32	121
08159	2393	224	577	3	2	41	0	267	5	5	63	6677

Tab. A.7.: Mineralische Bestandteile der Eluate kummulativ nach zwei Eluationen

Eluate kummulativ (1., 2. und 3. Elution) mg / kg TR												
Probe	**Ca**	**Mg**	**Na**	**Al**	**Fe**	**K**	$\mathbf{NH_4^+}$	$\mathbf{Cl^-}$	$\mathbf{F^-}$	$\mathbf{NO_2^-}$	$\mathbf{NO_3^-}$	$\mathbf{SO_4^{2-}}$
08083	2542	297	570	0	0	31	0	336	15	7	4	6874
08090	1710	258	503	2	1	59	0	177	12	4	26	5732
08098	2739	210	258	0	0	37	0	155	14	7	5	6816
08101	635	164	1111	18	9	52	0	732	11	1	21	1983
08102	338	105	506	12	6	50	0	370	16	0	11	938
08106	1512	348	1512	6	2	75	0	1360	11	4	26	4449
08152	155	68	645	6	3	7	0	257	30	0	56	360
08157	263	59	59	7	4	99	0	8	4	0	32	124
08159	2628	246	633	3	2	50	0	268	6	5	63	6728

Tab. A.8.: Mineralische Bestandteile der Eluate kummulativ nach drei Eluationen

A.2.3. Kohlendioxidgehalt

Hinweis:

Die ermittelten Kohlendioxidgehalte sind für alle untersuchten Proben in der nachfolgenden Tabelle A.9 aufgeführt. Eine Bereitstellung in digitaler Form erfolgt nicht.

Probe	Einwaage	Auswaage	Kohlendioxidgehalt	Mittelwert
08083a	1,0105	0,1719	17,01%	16,38%
08083b	1,0007	0,1665	16,64%	
08086a	1,0013	0,1529	15,27%	15,56%
08086b	1,0022	0,1587	15,84%	
08090a	1,0071	0,1473	14,63%	14,65%
08090b	1,0040	0,1473	14,67%	
08094a	1,0070	0,1710	16,98%	16,92%
08094b	1,0019	0,1688	16,85%	
08098a	1,0058	0,1701	16,91%	16,86%
08098b	1,0094	0,1696	16,80%	
08102a	1,0026	0,1341	13,38%	13,32%
08102b	1,0038	0,1331	13,26%	
08106a	1,0498	0,1515	14,43%	14,22%
08106b	1,0102	0,1415	14,01%	
08111a	1,0026	0,1602	15,98%	15,81%
08111b	1,0090	0,1578	15,64%	
08115a	1,0019	0,1250	12,48%	12,53%
08115b	1,0104	0,1270	12,57%	
08118a	1,0017	0,1219	12,17%	12,10%
08118b	1,0039	0,1208	12,03%	

Tab. A.9.: Kohlendioxidgehalt, gemessen über die Massezunahme der Absorptionsrohre

A.2.4. Röntgendiffraktometer-Analysen

Hinweis:

Die mit Hilfe der Röntgendiffraktometrie ermittelten mineralischen Bestandteile sind in den nachfolgenden Tabelle A.10 und A.11 aufgeführt. Eine Bereitstellung in digitaler Form erfolgt nicht.

Mineral		Probe	
Bezeichnung	**Summenformel**	**08090**	**08102**
Quarz	SiO_2	27 ± 3%	29 ± 3%
Kalzit	$CaCO_3$	27 ± 2%	25 ± 2%
Dolomit	$CaMg(CO_3)_2$	12 ± 1%	9 ± 1%
Mikroklin (K-Feldspat)	$KAlSi_3O_8$	5 ± 1%	6 ± 1%
Albit	$NaAlSi_3O_8$	9 ± 1%	9 ± 1%
Illit / Muskovit	$KAl_2[(OH_2)/AlSi_3O_{10}$	10 ± 5%	14 ± 1%
Kaolinit	$Al_2Si_2O_5(OH)_4$	3 ± 2%	2 ± 2%
Chlorit	$(Fe, Mg, Al)_6(Si, Al)_4O_{10}(OH)_8$	3 ± 2%	2 ± 2%
Gips	$CaSO_4$	≤ 1,3%	≤ 1,2%
Hallit	$NaCl$	≤ %	≤ 0,2%

Tab. A.10.: Mineralanteil aus den Intensitäten der Röntgendiffraktometer-Analysen; Probe 08090 und 08102

Mineral		Probe	
Bezeichnung	**Summenformel**	**08106**	**08110**
Quarz	SiO_2	27 ± 3%	32 ± 3%
Kalzit	$CaCO_3$	24 ± 2%	26 ± 2%
Dolomit	$CaMg(CO_3)_2$	9 ± 1%	8 ± 1%
Mikroklin (K-Feldspat)	$KAlSi_3O_8$	5 ± 1%	5 ± 1%
Albit	$NaAlSi_3O_8$	10 ± 1%	11 ± 1%
Illit / Muskovit	$KAl_2[(OH_2)/AlSi_3O_{10}$	10 ± 5%	12 ± 1%
Kaolinit	$Al_2Si_2O_5(OH)_4$	4 ± 2%	1 ± 1%
Chlorit	$(Fe, Mg, Al)_6(Si, Al)_4O_{10}(OH)_8$	4 ± 2%	1 ± 1%
Gips	$CaSO_4$	≤ 2,0%	≤ 0,6%
Hallit	$NaCl$	≤ 0,05%	≤ 0,1%

Tab. A.11.: Mineralanteil aus den Intensitäten der Röntgendiffraktometer-Analysen; Probe 08106 und 08110

A.2.5. Untersuchungen zum Setzungsverhalten (statische Last)

Hinweis:

Die Ergebnisse der mit Hilfe der eindimensionalen Kompressionsversuche geführten Untersuchungen zum Setzungsverhalten unter statischer Belastung sind in den nachfolgenden Diagrammen der Abbildungen A.2 bis A.16 dargestellt. Die den Diagrammen zugehörigen Daten sind in digitaler Form beigefügt.

Ordner:	**A.2.5_Setzungsverhalten (statische Last)**
Unterordner:	A.2.5.1_Kompressionsdiagramme
Dateiformat:	*.pdf
Unterordner:	A.2.5.2_Auswertung_u_Diagramme
Dateiformat:	*.xls

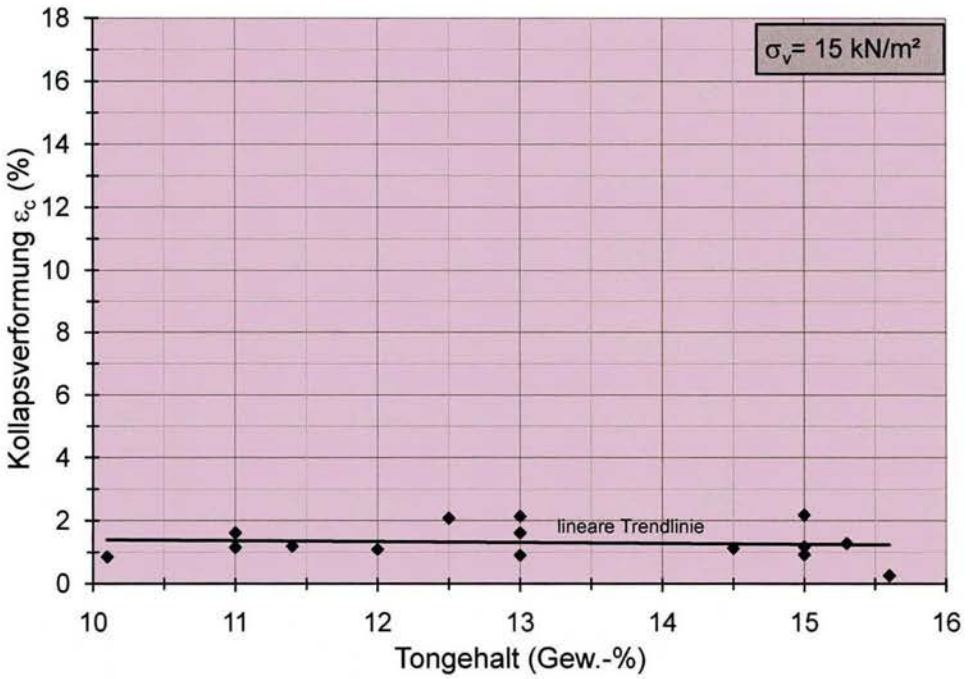


Abbildung A.2.: Einfluss des Tongehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 15\ \frac{kN}{m^2}$

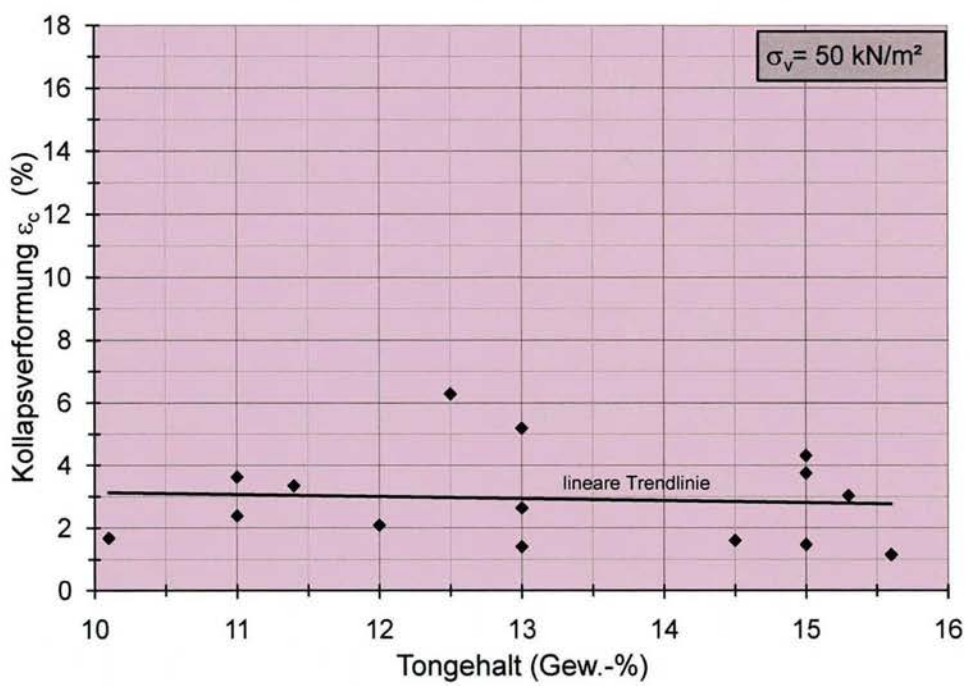


Abbildung A.3.: Einfluss des Tongehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 50\ \frac{kN}{m^2}$

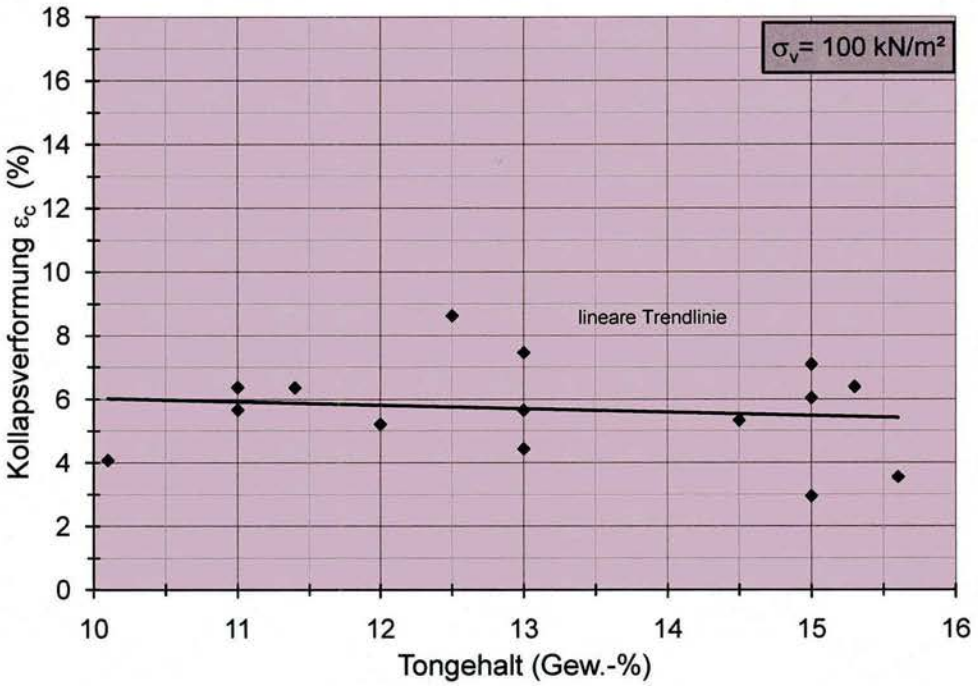


Abbildung A.4.: Einfluss des Tongehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 100\ \frac{kN}{m^2}$

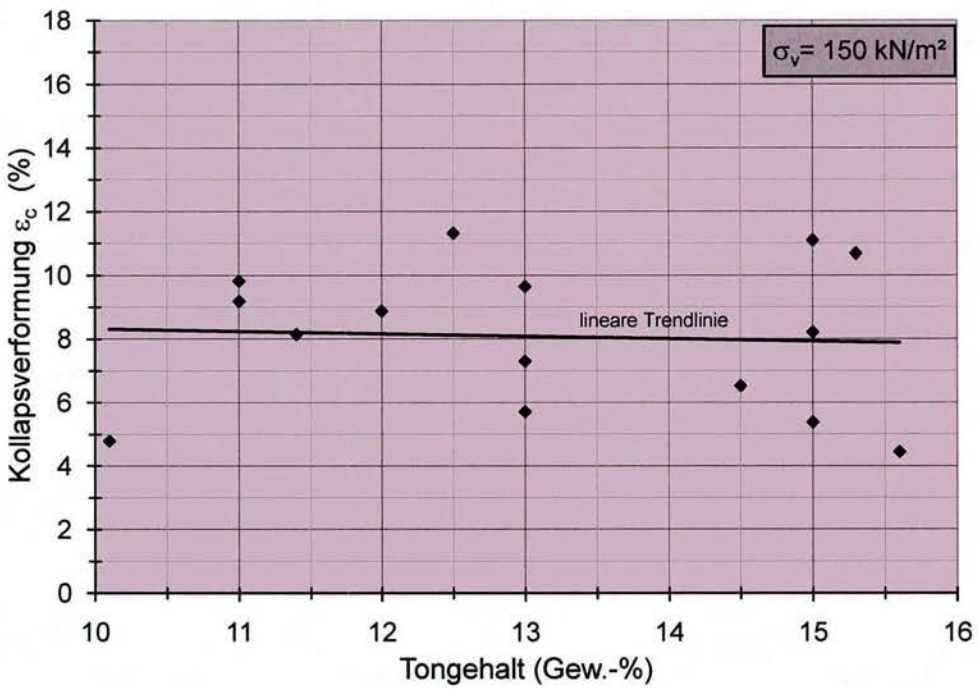


Abbildung A.5.: Einfluss des Tongehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 150\ \frac{kN}{m^2}$

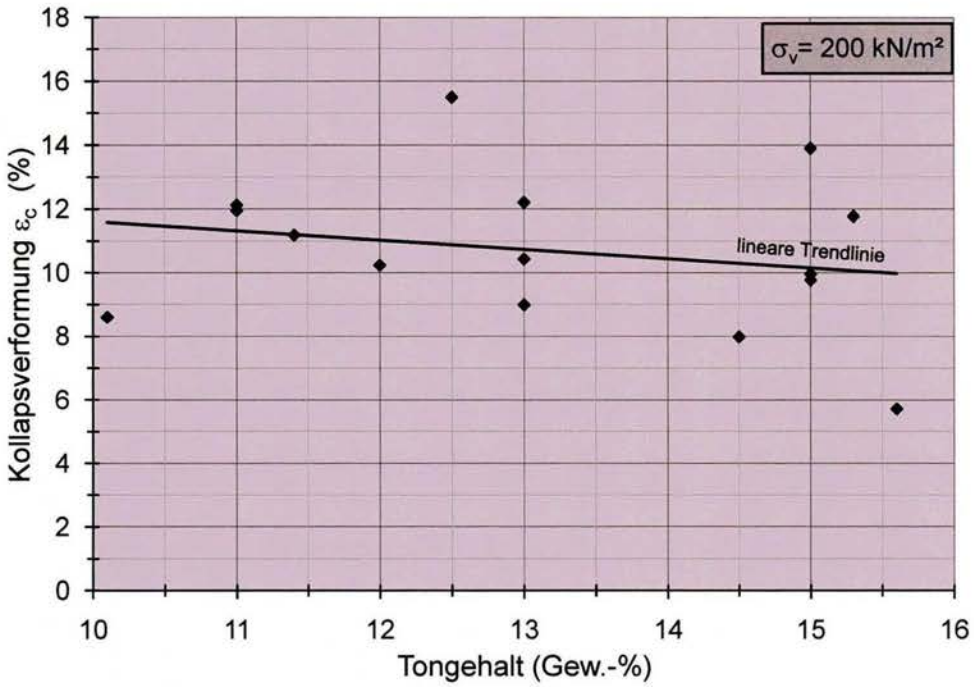


Abbildung A.6.: Einfluss des Tongehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 200\ \frac{kN}{m^2}$

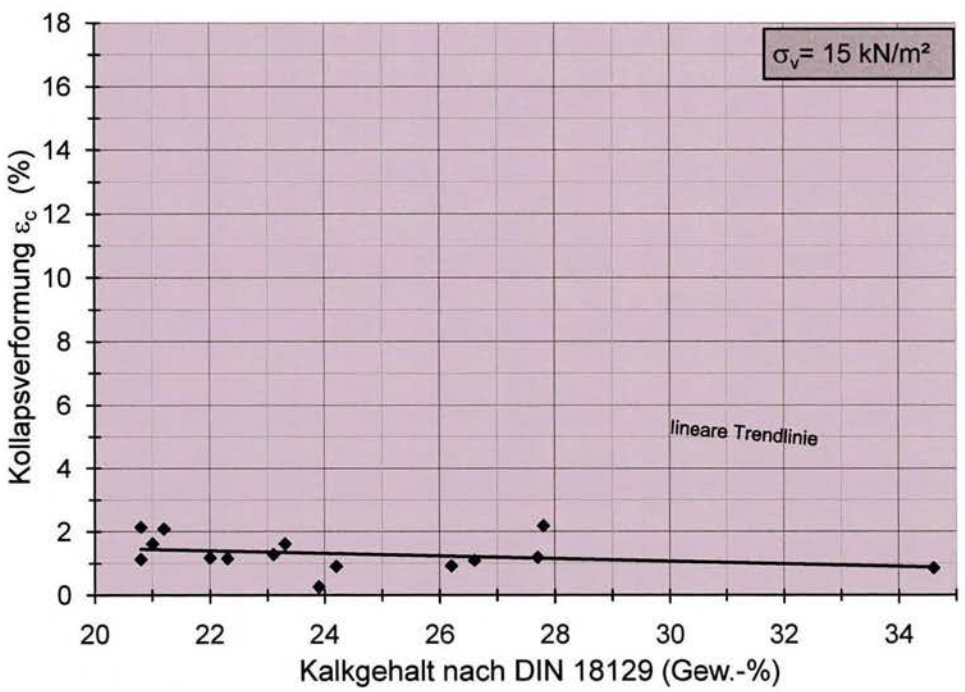


Abbildung A.7.: Einfluss des Kalkgehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 15\ \frac{kN}{m^2}$

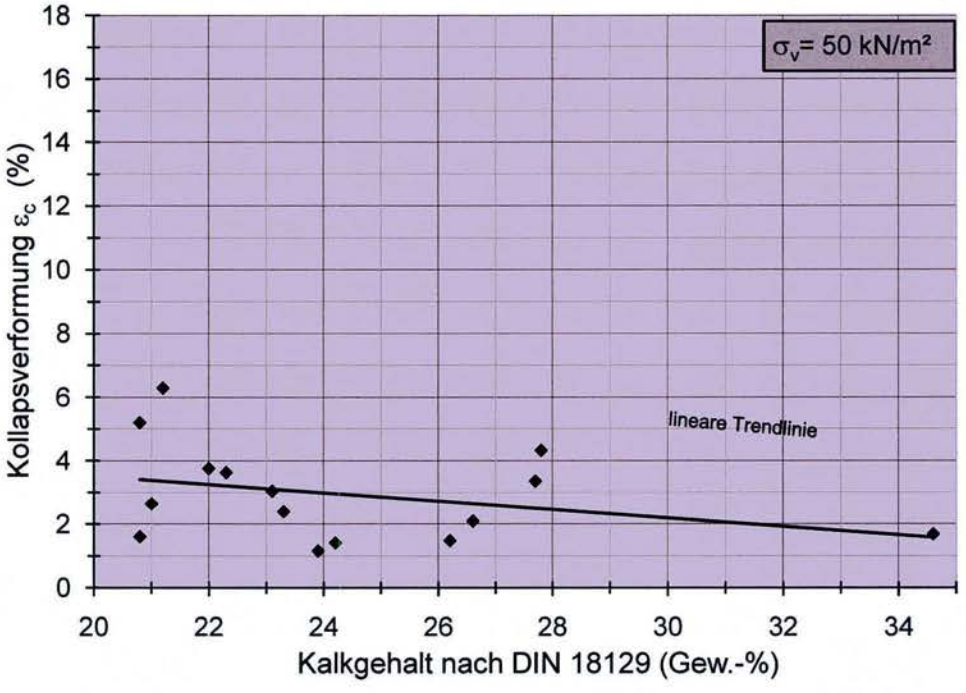


Abbildung A.8.: Einfluss des Kalkgehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 50\ \frac{kN}{m^2}$

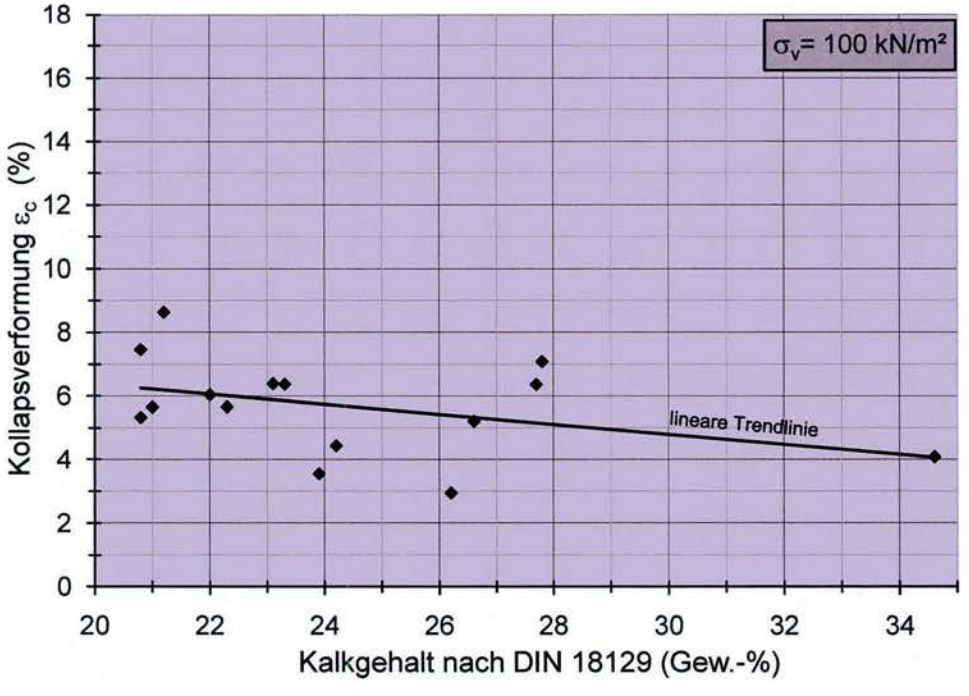


Abbildung A.9.: Einfluss des Kalkgehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 100\ \frac{kN}{m^2}$

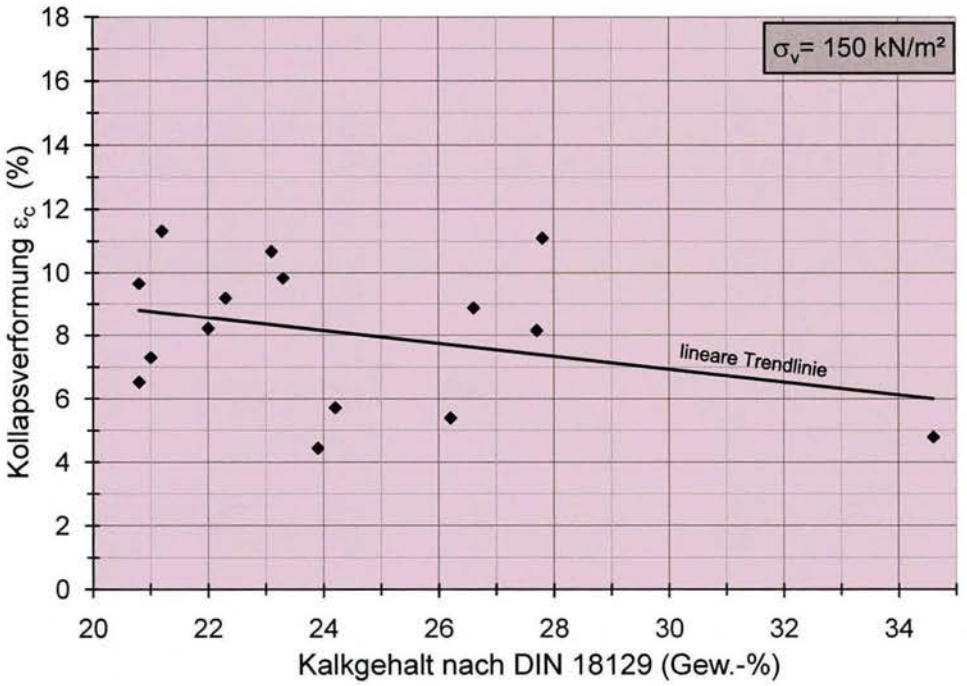


Abbildung A.10.: Einfluss des Kalkgehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 150\ \frac{kN}{m^2}$

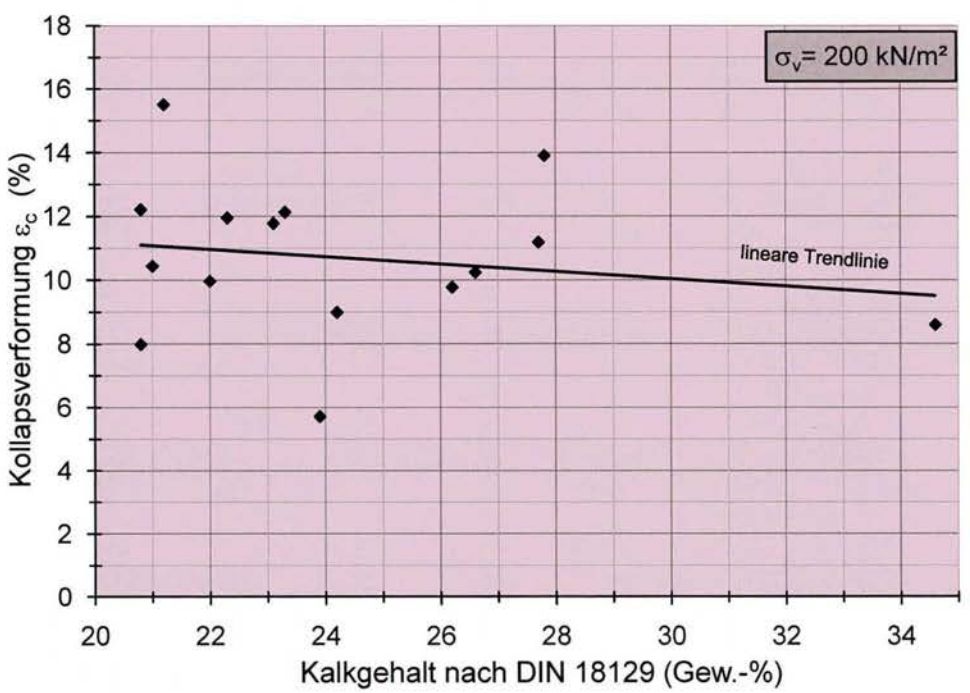


Abbildung A.11.: Einfluss des Kalkgehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 200\ \frac{kN}{m^2}$

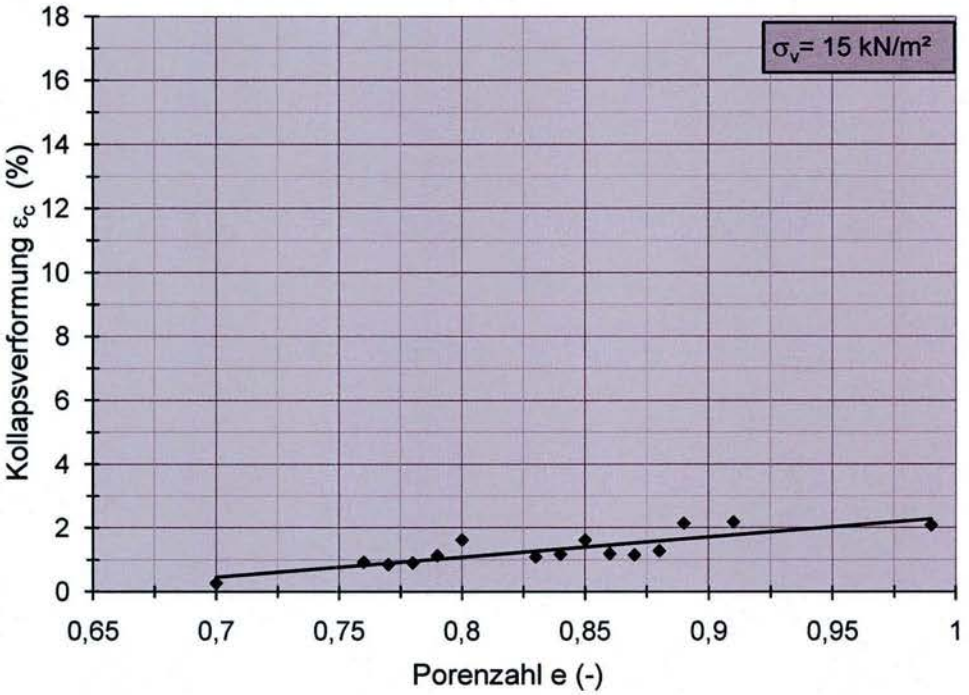


Abbildung A.12.: Einfluss der Porenzahl auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 15\ \frac{kN}{m^2}$

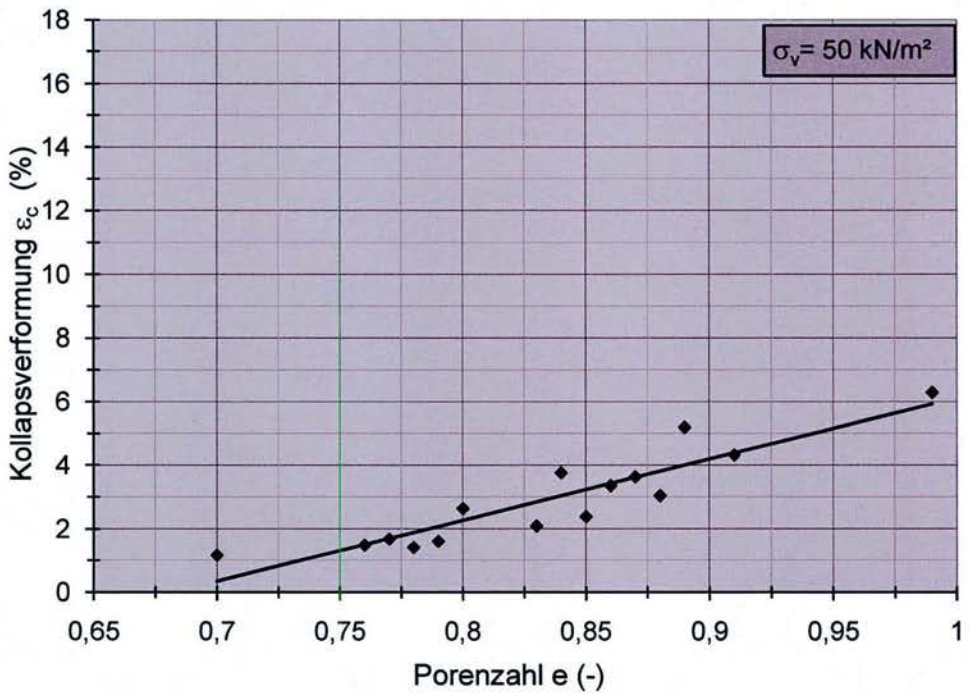


Abbildung A.13.: Einfluss der Porenzahl auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 50\ \frac{kN}{m^2}$

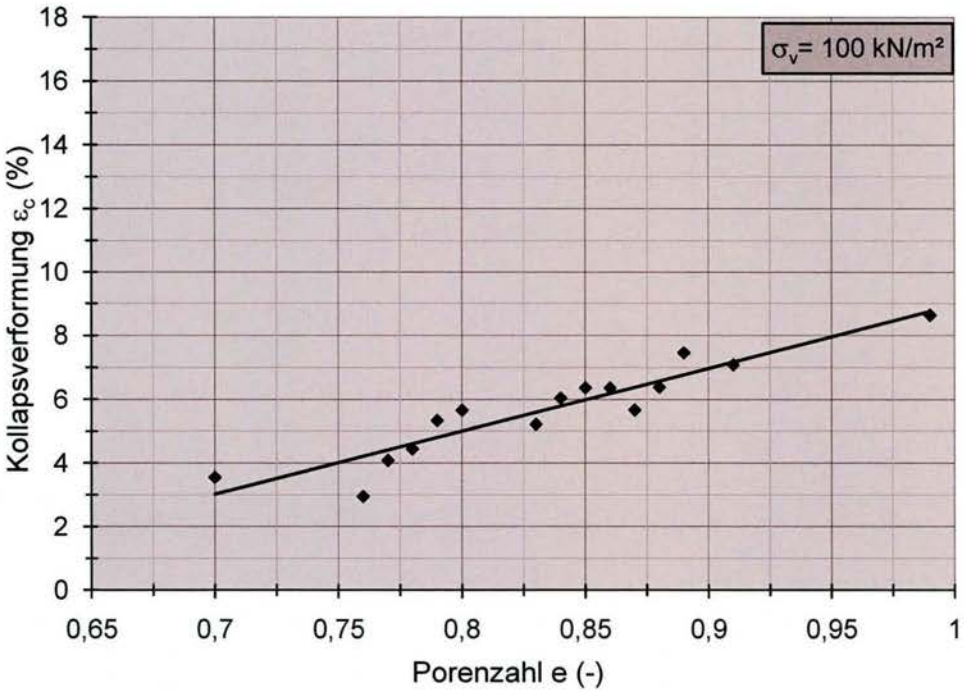


Abbildung A.14.: Einfluss der Porenzahl auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 100\ \frac{kN}{m^2}$

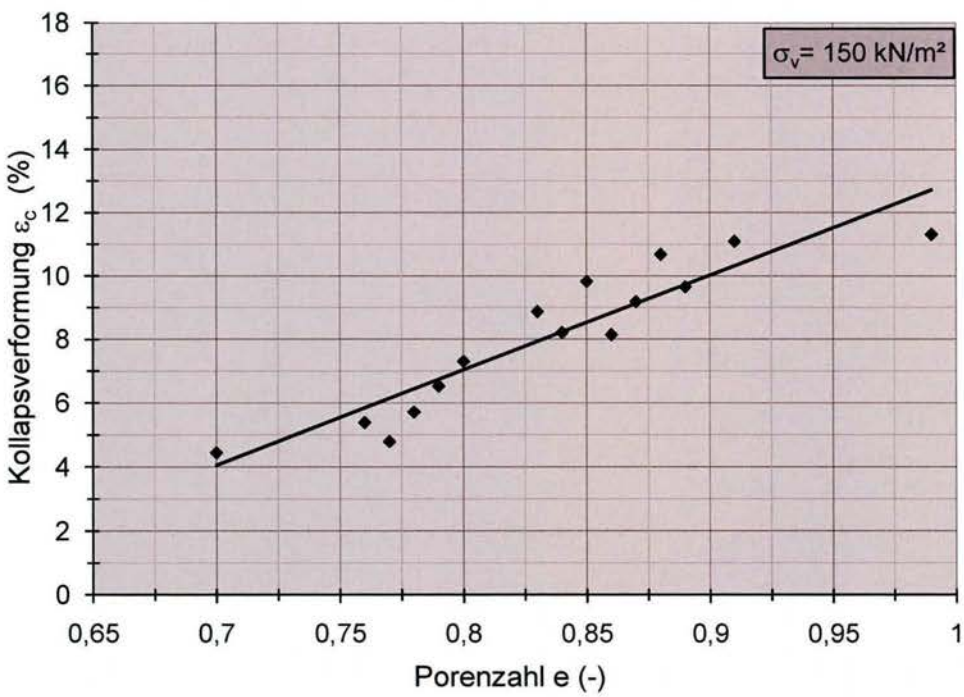


Abbildung A.15.: Einfluss der Porenzahl auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 150\ \frac{kN}{m^2}$

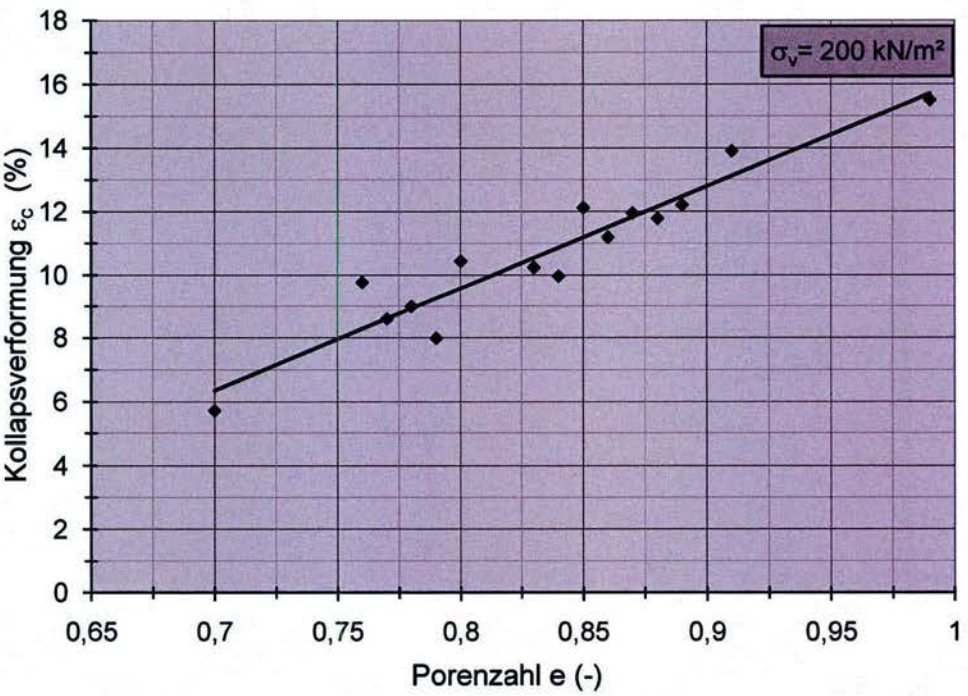


Abbildung A.16.: Einfluss der Porenzahl auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 200\ \frac{kN}{m^2}$

A.2.6. Untersuchungen zum Setzungsverhalten (zyklische Last)

Hinweis:

Eine Übersicht der mit Hilfe des dynamischen Triaxialversuchs geführten Untersuchungen zum Setzungsverhalten unter zyklischer Belastung ist in Tabellen A.12 bis A.14 dargestellt. Die den Versuchen der einzelnen Versuchsreihen zugehörigen Daten sind in digitaler Form beigefügt. Zum Öffnen, Ändern oder weiteren Verwendung der DIAdem-Dateien wird die Software DIAdem in der Version 10.2 oder höher benötigt. Die beigefügten Textdateien (*.txt) enthalten die während der Versuche aufgezeichneten Daten (Rohdaten). Diese können mit jedem Texteditor geöffnet und auch bearbeitet werden.

Ordner: **A.2.6_Setzungsverhalten (zyklische Last)**

Unterordner: A.2.6.1_Versuchsreihe_1A
Dateiformat: *.STP, *.TDM, *.tdx, *.txt

Unterordner: A.2.6.2_Versuchsreihe_1B
Dateiformat: *.STP, *.TDM, *.tdx, *.txt

Unterordner: A.2.6.3_Versuchsreihe_1C
Dateiformat: *.STP, *.TDM, *.tdx, *.txt

Unterordner: A.2.6.4_Versuchsreihe_1D
Dateiformat: *.STP, *.TDM, *.tdx, *.txt

Unterordner: A.2.6.5_Versuchsreihe_1E
Dateiformat: *.STP, *.TDM, *.tdx, *.txt

Unterordner: A.2.6.6_Versuchsreihe_1F
Dateiformat: *.STP, *.TDM, *.tdx, *.txt

Unterordner: A.2.6.7_Versuchsreihe_2
Dateiformat: *.STP, *.TDM, *.tdx, *.txt

Unterordner: A.2.6.8_Auswertung_u_Diagramme
Dateiformat: *.xls

Versuchsreihe VR 1A				
Nr.	Frequenz f_B (Hz)	Seitendruck σ_3 $(\frac{kN}{m^2})$	Offset $\sigma_1^{off}(\%)$	vertikaler Druck σ_1 $(\frac{kN}{m^2})$
1.	2	200	50	300
2.	2	200	50	300
3.	4	200	50	300
4.	4	200	50	300
5.	6	200	50	300
6.	6	200	50	300
7.	8	200	50	300
8.	8	200	50	300
Versuchsreihe VR 1B				
1.	4	100	50	150
2.	4	250	50	375
3.	4	300	50	450
4.	4	350	50	525
5.	4	400	50	600
6.	4	450	50	675
Versuchsreihe VR 1C				
1.	4	300	40	420
2.	4	300	60	480
3.	4	300	80	540
4.	4	300	100	600
5.	4	300	120	660
6.	4	300	140	720
Versuchsreihe VR 1D				
1.	8	300	40	420
2.	8	300	60	480
3.	8	300	80	540
4.	8	300	100	600
5.	8	300	120	660
6.	8	300	140	720

Tab. A.12.: Übersicht der dynamischen Versuche der Versuchsreihen 1A bis 1D

Versuchsreihe VR 1E				
Nr.	Frequenz f_B (Hz)	Seitendruck σ_3 $(\frac{kN}{m^2})$	Offset $\sigma_1^{off}(\%)$	vertikaler Druck σ_1 $(\frac{kN}{m^2})$
1.	4	200	100	400
2.	4	200	120	440
3.	4	200	140	480
4.	4	200	150	500
5.	4	200	160	520
6.	4	200	170	540
Versuchsreihe VR 1F				
1.	8	200	100	400
2.	8	200	120	440
3.	8	200	140	480
4.	8	200	150	500
5.	8	200	160	520
6.	8	200	170	540

Tab. A.13.: Übersicht der dynamischen Versuche der Versuchsreihen 1E bis 1F

Versuchsreihe VR 2				
Nr.	Frequenz f_B (Hz)	Seitendruck σ_3 $(\frac{kN}{m^2})$	Offset $\sigma_1^{off}(\%)$	vertikaler Druck σ_1 $(\frac{kN}{m^2})$
1.	8	200	120	440
2.	8	200	150	500
3.	8	200	50	300
4.	8	150	steigend	steigend
5.	8	150	steigend	steigend
6.	8	300	steigend	steigend
7.	4	150	steigend	steigend

Tab. A.14.: Übersicht der dynamischen Versuche der Versuchsreihe 2

A.3. Vergleich der bestehenden Prognosemethoden

Hinweis:

In Kapitel 7 wurde eine Studie zur Anwendbarkeit existierender Prognosemethoden auf den afghanischen Lössboden geführt. Die für diese Studie notwendigen Daten sind in digitaler Form beigefügt.

Ordner: **A.3_Vergleich bestehender Methoden**

Unterordner: - entfällt -
Dateiformat: *.xls

Literaturverzeichnis

[1] : ABELEV, M.Y.

Provisional instruction for the design and construction of structures on loessial soils

Stroitel'naya promyshlenmost **7**, pp. 368 - 370, 1931 (in Russisch)

[2] : ABELEV, M.Y.

The essentials of designing and building on macroporous soils

Stroivoenmorizdat, pp. 203, Moskau 1948 (in Russisch)

[3] : ABELEV, M.Y.

Compacting loess soils in the USSR

Geotechnique **25**, pp. 79 - 82, London 1975

[4] : ABERS, G.; BRYAN, C.; ROECKER, S.; MCCAFFREY, R.

Thrusting of the Hindu Kush over the Southeastern Tadjik basin, Afghanistan: Evidence from two large earthquakes

Tectonics **7**, pp. 41 - 61, 1988

[5] : AFES, M.; SURATMAN, I.; DIDIER, G.

Study of salt and polymers influence on the clay swelling reduction

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 297 - 300, Rotterdam 1998

[6] : ARCHIE, G.E.

The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics

Transaction of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Egineering, **146**, pp. 54 - 62, 1942

[7] : ASSALLAY, A.M.; ROGERS, C.D.F.; SMALLEY I.J.

Hydrocollapse in a model loess soil

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 449 - 452, Rotterdam 1998

[8] : ASSALLAY, A.M.; ROGERS, C.D.F.; SMALLEY I.J.

Formation and collapse of metastable particle packing and open structures in loess

Engineering Geology **48**; pp. 101 - 115, 1997

[9] : BALLY, R.J.

Some specific problems of wetted loessial soils in civil engineering

Engineering Geology **25**, pp. 303 - 324, 1988

[10] : BARDEN, L.; MCGOWN, A.; COLLINS, K.

The collapse mechanism of partly saturated soil

Engineering Geology **7**, pp. 49 - 60, Amsterdam 1973

[11] : BEKKER, Ya.A.

Tectonics of the Afghan-Tajik depression

Geotechnics **30**, pp. 64 - 70; 1996

[12] : BELL, F.G.

Engineering Properties of soils and rocks

4th Edition, Blackwell Science, Oxford 2000

[13] : Bell, F.G.; Cripps, J.C.; Culshaw, M.G.

A review of the engineering behavior of soils and rocks with respect to groundwater

Groundwater in engineering geology, London 1986

[14] : BENTLEY, S.P.; ROBERTS, A.J.

Consideration of possible contributions of amorphous phases to the sensitivity of glaciomarine clays

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 225 - 245, 1995

[15] : BERG, L.S.

Loess as a product of weathering and soil formation

Israel Progr. Sci. Translation, pp. 207, Jerusalem 1964

[16] : BERGMANN, J.; FRIEDEL P.; KLEEBERG, R.

BGMN - A new fundamental parameters based Rietveld program for laboratory X-ray sources, its use in quantitative analysis and structure investigations

CPD Newsletter **Vol. 20**, pp. 5 - 8; 1998

[17] : BOLEY, C.; MEIER, C.; ZOU, Y.

Bauen in Erdbebengebieten von Afghanistan: Besondere Herausforderungen bei der Gründung auf kollapsgefährdeten Böden

7. Österreichische Geotechniktagung, Wien, Österreich, 2009

[18] : BOLEY, C.; ZOU, Y.

Geotechnischer Bericht / Baugrund- und Gründungsgutachten, Sanitätszentrum und Flughafen Mazar-e-Sharif

Universität der Bundeswehr München, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, unveröffentlicht, 2007

[19] : BOLEY, C.; ZOU, Y.

Geotechnischer Bericht / Baugrund- und Gründungsgutachten, Camp "KUNDUZ", Afghanistan

Universität der Bundeswehr München, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, unveröffentlicht, 2007

[20] : BOLEY, C.; ZOU, Y.

Geotechnischer Bericht / Baugrund- und Gründungsgutachten, Einsatzliegenschaft "MARMAL", Mazar-e-Sharif
Universität der Bundeswehr München, Institut für Bodenmechanik und Grundbau, unveröffentlicht, 2008

[21] : BOLIKHOVSKAYA, N.S.

Paleography, Stratigraphy and Genesis of the loess-paleosol formation of Northern Eurasia (Palynological data)

GeoJournal **24.2**, pp. 181 - 184, 1991

[22] : BOSO, M.; TARANTINO, A.; MONGIOVÌ, L.

A direct shear box improved with the osmotic technique

Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics - Tarantino, Romero & Cui, pp. 85 - 90, London 2005

[23] : BROOKFIELD, M.E.; HASHMAT, A.

The geology and petroleum of the North Afghan platform and adjacent areas (Northern Afghanistan, with parts of Southern Turkmenistan, Uzbekistan and Tajikistan)

Earth-Science Reviews **54**, pp. 41 - 71, 2001

[24] : BURACZYNSKI, J.

Lithological, Mineralogical and Geochemical characteristics of loesses in the Rhinegraben

Engineering Geology **25**, pp. 201 - 208, Amsterdam 1988

[25] : CAMAPUM DE CARVALHO, J.; FARIAS, M.M.; ARAKI, M.S.

Relation between microstructure and collapse in Brasilia's porous clay

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 305 - 308, Rotterdam 1998

[26] : CHANG, C.S.; WHITMAN, R.V.;

Drained permanent deformation of sand due to cyclic loading

Journal of Geotechnical Engineering ASCE, **114/10**, pp. 1164 - 1180, 1988

[27] : CHÁVEZ, C.; ROMERO, E.; ALONSO E.E.

Volume change measurement of partially saturated rockfill in triaxial test

Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics - Tarantino, Romero & Cui, pp. 93 - 98, London 2005

[28] : CHEN, L.; HUANG, Z.; GONG, J.; FU, B.; HUANG, Y.

The effect of land cover/vegetation on soil water dynamics in the hilly area of the loess plateau, China

Catena **70**, pp. 200 - 208, 2007

[29] : DAEHYON, K.; CHUNG, Y.; SIDDIKI, N.Z.; SHIN, Y.; KIM, J.R.;

Mechanical Characteristics of Indiana Loess Soils for Highway Embarkments

Transportation Research Board Annual Meeting, 2007

[30] : DELAGE, P.; CUI, Y.J.; ANTOINE, P.

Geotechnical problems related with loess deposits in Northern France

Proceedings of International Conference on Problematic Soils, Famagusta 2005

[31] : DENISOV, N.Y.

The lower limit of fluidity as a criterion for the analysis of soil stability

Prob. Sov. Geol. **10**, 1934 (in Russisch)

[32] : DENISOV, N.Y.

Construction properties of loess and loess-like loams

1st ed. Gosstroiizdat, pp. 136, Moskau 1951 (in Russisch)

[33] : DERBYSHIRE, E.; BILLARD, A.; VAN VLIET-LANOE, B.; LAUTIDOU, J.-P. *Loess and palaeoenvironment: Some results of a European joint programme of research*

Journal of Quaternary Science **3 (2)**, pp. 147 - 169, Mailand 1987

[34] : DERBYSHIRE, E.; MENG, X.; WANG J.; ZHOU, Z.; LI, B.

Collapsible loess on the loess plateau of China

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 267 - 293, 1995

[35] : DERBYSHIRE, E.; DIJKSTRA, T.A.; SMALLEY, I.J.; LI, Y.

Failure mechanisms in loess and the effects of moisture content changes on remoulded strength
Quaternary International, pp. 5 - 15, 1994

[36] : DERBYSHIRE, E.; MELLORS, T.W.

Geological and geotechnical characteristics of some loess and loessic soils from China and Britain: A comparison

Engineering Geology **25**, pp. 135 - 175, Amsterdam 1988

[37] : DIBBEN, S.C.; JEFFERSON, I.F.; SMALLEY, I.J.

The Monte Carlo model of collapsing soil structure

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 317 - 320, Rotterdam 1998

[38] : DIJKSTRA, T.A.; SMALLEY, I.J.; ROGERS, C.D.F.

Particle packing in loess deposits and the problem of structure collapse and hydroconsolidation

Engineering Geology **40**, pp. 49 - 64, 1995

[39] : DODONOV, A.E.

Loess in Central Asia

GeoJournal **24.2**, pp. 185 - 194, 1991

[40] : DOEBRICH, J.L.

Geologic and Mineral Map of Afghanistan

http : //pubs.usgs.gov/of/2006/1038

[41] : EFREMENKO, S.D. & VOZNESENSKY, E.A.

Influence of the moisture of loess soils on its behavior under vibrational impact

Engineering Geology **4**, pp. 19 - 23, 1990 (in Russisch)

[42] : EL-SOHBY, M.; MAZEN, O.; ABOUSHOOK, M.

Advancement in oedometer testing of unsaturated soils

Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics - Tarantino, Romero & Cui, pp. 99 - 104, London 2005

[43] : EVANS, M.E.; HELLER, F.

Magnetism of loess / palaeosol sequences: recent developments

Earth-Science Reviews **54**, pp. 129 - 154, 2001

[44] : EVSTATIEV, D.

Design and treatment of loess bases in Bulgaria

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 375 - 382, 1995

[45] : EVSTATIEV, D.

Loess improvement methods

Engineering Geology **25**, pp. 341 - 366, Amsterdam 1988

[46] : FAHU, C.; JIJUN, L.; WEIXIN, Z.

Loess stratigraphy of the Lanzhou profile and its comparison with deep-sea sediments and ice core record

GeoJournal **24.2**, pp. 201 - 209, 1991

[47] : FARIAS, M.M.; ASSIS, A.P.; LUNA, S.C.P.

Some traps in modelling of collapse

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 309 - 312, Rotterdam 1998

[48] : FARULLA, C.A.; FERRARI, C.

Controlled suction oedometric test: Analysis of some experimental aspects

Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics - Tarantino, Romero & Cui, pp. 43 - 48, London 2005

[49] : FEDA, J.

Structural stability of subsident loess soils from Praha-Dejvice

Engineering Geology **1**, pp. 201 - 219, Amsterdam 1966

[50] : FEDA, J.

Collapse of loess upon wetting

Engineering Geology **25**, pp. 263 - 269, Amsterdam 1988

[51] : FEDA, J.

Mechanisms of collapse of soil structure

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 149 - 172, 1995

[52] : FEESER, V.; KOCH, A.; PETH, S.

Ingenieurgeologische Probleme bei Gründungen in Löß

Meyniana: Veröffentlichung aus dem Instiut für Geowissenschaften der Universität Kiel **53**, pp. 31 - 49, 2001

[53] : FEESER, V.; PETH, S.; KOCH, A.

Löß-Sackung

Geotechnik **24** Nr. 2, pp. 107 - 116, 2001

[54] : FERREIRA, S.R.M.; LACERDA, W.A.

Volume change measurements in collapsible soils in Pernambuco using laboratory and field tests

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 289 - 292, Rotterdam 1998

[55] : FODOR, P.

Engineering Geological Problems in Loess Regions of Hungary

Quaternary International **24**, pp. 25 - 30, 1994

[56] : FREDLUND, D.G.; GAN, J.K.-M.

The collapse mechanism of a soil subjected to one-dimensional loading and wetting

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 173 - 205, 1995

[57] : FUJUN, N.; WANKUI, N.; YUHAI, L.

Wetting-induced collapsibility of loess and its engineering treatments

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 395 - 399, Rotterdam 1998

[58] : GIBBS, H.J.; BARA, J.P.

Predicting surface subsidence from basic soil tests

ASTM Spec. Tech. Pub. **332**, pp. 231 - 246, 1962

[59] : GOLBERT, A.V.; OSIYEK, V.A.

Granulometric and mineral composition of the loess-paleosol formation in Moldova

GeoJournal **24.2**, pp. 175 - 180, 1991

[60] : GOLDSCHEIDER, M.; GUDEHUS, G.

Einige bodenmechanische Probleme bei Küsten und Offshore-Bauwerken

Vorträge zur Baugrundtagung 1976 DGEG, 1976

[61] : GOTSCHOL, A.

Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter und zyklisch-dynamischer Beanspruchung

Dissertation, Universität Kassel, 2002

[62] : GRABOWSKA-OLSZEWSKA, B.

Engineering-geological problems of loess in Poland

Engineering Geology **25**, pp. 177 - 199, Amsterdam 1988

[63] : GRAHMANN, R.

Der Loss in Europa

Mitt. Ges. Erdkunde , pp. 5 - 24, Leipzig 1932

[64] : GRIMMER, S.

Sackungsprozesse in natürlichen Lockergesteinsfolgen infolge Grundwasseranstiegs

Dissertation, Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg - ULB Sachsen-Anhalt (elektronisches Dokument), Halle 2006

[65] : GUORUI, G.

Formation and development of the structure of collapsing loess in China

Engineering Geology **25**, pp. 235 - 245, Amsterdam 1988

[66] : GUNN, D.A.; NELDER, L.M.; JACKSON P.D.; NORTHMORE, K.J.; ENTWISLE, D.C.; MILODOWSKI, A.E.; BOARDMAN, D.I.; ZOURUMPAKIS, A.; ROGERS, C.D.; JEFFERSON, I., NIXON, N.

Shear wave velocity monitoring of collapsible loessic brickearth soil

Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology **39**, pp. 173 - 188, London 2006

[67] : HAIN, S.J.

An application of cyclic triaxial testing to field model test

International Symposium of Soils under cyclic and transient loading, pp. 23 - 31, Swansea, 1980

[68] : HANDY, R.

Collapsible loess in Iowa

Soil Science Society American Proc. **37**, pp. 281 - 284, 1973

[69] : HANDY, R.

A stress path model for collapsible loess

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 33 - 47, 1995

[70] : HARADA, K.; ISHIHARA, K.; TOWHATA, I.

Characteristics of change in volume and cyclic strength of compacted collapsible soils subjected to water infiltration

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 279 - 282, Rotterdam 1998

[71] : HARTGE, K.H.; HORN, R.

Einführung in die Bodenphysik

3. überarbeitete Auflage, Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart 1999

[72] : HATTÉ, C.; GUIOT, J.

Palaeoprecipitation reconstruction by inverse modelling using the isotropic signal of loess organic matter: Application to the Nussloch loess sequence (Rhine Valley, Germany)

Climate Dynamics **25**, pp. 315 - 327, 2005

[73] : HELM, J.

Fachthemen - Zur Verformungsentwicklung von Böden unter zyklischer Beanspruchung

Die Bautechnik **77/6**; pp. 405 - 415; Berlin 2000

[74] : HELM, J.; LAUE, J.; TRIANTAFYLLIDIS, Th.

Untersuchungen an der RUB zur Verformungsentwicklung von Böden unter zyklischer Belastung

Beiträge zum Workshop: Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und Forschungsergebnisse, Veröffentlichung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr Universität Bochum **32**; pp. 201 - 222; Bochum 2000

[75] : HETTLER, A.

Verschiebung starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung

Veröffentlichungen Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 90; Karlsruhe 1981

[76] : HÖLZER, W.

Die Bodenverbesserung feinkörniger, bindiger Böden durch Zusatz von Wasserglas-Soda-Gemischen, Untersuchungen an der Fließgrenze

Dissertation, Ruprecht-Karls-Universität Heidelberg, Naturwissenschaftlich-Mathematische Gesamtfakultät, 2000

[77] : HOLTZ, W.G.; GIBBS, H.J.

Consolidation and related properties of loessial soils

ASTM Symposium Consolidation Testing of Soils **126**, pp. 9 - 33, 1951

[78] : HOLTZ, W.G.; HILF, J.W.

Settlement of soil foundations due to saturation

Proceedings of the 5th Conference Int. Soil Mechanics and Foundation Engineering **1**, pp. 673 - 679, 1961

[79] : HOUSTON, S.L.; EL-EHWANY, M.

Sample Disturbance of Cemented Collapsible Soils

Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE **117**, pp. 731 - 752, 1991

[80] : HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N.; MAHMOUD, H.H.

Interpretation and comparison of collapse measurement techniques

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 217 - 224, 1995

[81] : HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N.; SPADOLA, D.

Prediction of Field Collapse of Soils due to Wetting

Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE **1**, pp. 40 - 58, 1988

[82] : HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N.; ZAPATA, C.E.; LAWRENCE, C.

Geotechnical engineering practice for collapsible soils

Geotechnical and Geological Engineering **19**, pp. 333 - 355, 2001

[83] : JACKSON, P.D.; NORTHMORE, K.J.; ENTWISLE, D.C.; GUNN, D.A.; MILODOWSKI, A.E.; BOARDMAN, D.I.; ZOURUMPAKIS, A.; ROGERS, C.D.F.; JEFFERSON, I.; DIXON, N.

Electrical resistivity monitoring of a collapsing meta-stable soil

Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology **39**, pp. 151 - 172, London 2006

[84] : JAKY, J.

Influence of Ground Water Level Oscillation on Subsidence of Structures

Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. II, 1948

[85] : JEFFERSON, I.F.; SMALLEY, I.J.; DIJKSTRA, T.A.; ROGERS, C.D.F.

The subsidence of Venice as a collapsing soil problem

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 313 - 316, Rotterdam 1998

[86] : JENNINGS, J.E.B.; KNIGHT, K.

The additional settlement due to collapse of structure of sandy subsoils on wetting

Proceedings of the 4th Conference Int. Soil Mechanics and Foundation Engineering **1**, pp. 316 - 319, 1957

[87] : KARASTANEV, D.

Influence of moisture content on strength behaviour of loess

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 457 - 460, Rotterdam 1998

[88] : KARLSTROM, E.T.; OVIATT, C.G.; RANSOM, M.D.

Palaeoenvironmental interpretation of multiple soil-loess sequence at Milford Reservoir, Northern Kansas

Catena **72**, pp. 113 - 128, 2008

[89] : KEMPFERT, H.G.; GOTSCHOL, A.; STÖCKER, T.

Kombinierte zyklische und dynamische Elementversuche zur Beschreibung des Kurz- und Langzeitverhaltens von Schotter und granularen Böden

Beiträge zum Workshop: Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und Forschungsergebnisse, Veröffentlichung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr Universität Bochum **32**; pp. 241 - 254; Bochum 2000

[90] : KERÉNYI, A.

Loess erosion on the Tokaj Big-Hill

Quaternary International **24**, pp. 47 - 52, 1994

[91] : KÉZDI, A.; ERGI, G.

Setzungen im Löss infolge der Erhöhung des Grundwasserstandes

Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, 1963

[92] : KÉZDI, A.

Handbuch der Bodenmechanik I

VEB Verlag für Bauwesen, Berlin 1969

[93] : KLUG, H.P.; ALEXANDER L.E.

X-ray diffraction procedures

John Wiley & Sons, pp. 716, New York 1954

[94] : KLUKANOVA, A.; FRANKOVSKA, J.

The Slovak Carpathians loess sediments, their fabric and properties

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 129 - 147, 1995

[95] : KLUKANOVA, A.; SAJGALIK, J.

Changes in loess fabric caused by collapse: An experimental study

Quaternary International **24**, pp. 35 - 39, 1994

[96] : KÖLBL, L.

Studien über den Löß

Über den Löss des Donautales und der Umgebung von Krems, Mitt. Geolog. Ges., Wien 1930

[97] : KOITER, W.T.

General Theorems for Elastic-Plastic Solids

North Holland Publ. Company, Amsterdam 1960

[98] : KOKUSHO, T.; HARA, T.; HIRAOKA, R.

Undrained shear strength of granular soils with different particle gradations

Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, **130/6**, pp. 621 - 629, 2004

[99] : KRAEV, V.F.

On subsidence of loess of the Ukraine

Pbl. Int. Association Hydrol. Sci. Land Subsidence, Tokyo Symp., pp. 321 - 324, Tokio 1971

[100] : KRIGER, N.I.; PÈCSI, M.

Engineering geological research of loess and loess-like sediments in the USSR

Geographic Research Institute Hungarian Acad. Science, pp. 144, Budapest 1987

[101] : KULAKOV, V.V.

The principal features of the tectonics of Western Afghanistan and the adjoining regions

Geotectonics **1**, pp. 45 - 50, 1970

[102] : LEBRET, P.; LAUTIDOU, J.-P.

The loess of West Europe

GeoJournal **24.2**, pp. 151 - 156, 1991

[103] : LEFEBVRE, G.

Collapse mechanism and design considerations for some partly saturated and saturated soils

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 361 - 374, 1995

[104] : LENTZ, R.W.; BALADI, G.Y.

Simplified procedure to characterize permanent strain in sand subjected to cyclic loading

International Symposium on soils under cyclic and transient loading, pp. 89 - 95, 1980

[105] : LIN, Z.

Variation in collapsibility and strength of loess with age

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 247 - 265, 1995

[106] : LOCAT, J.

On the development of microstructure in collapsible soils

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 93 - 128, 1995

[107] : LUONG, M.P.

Mechanical aspects and thermal effects of cohesionless soils under cyclic and transient loading

Proc. IUTAM Conf. on Deformation and Failure of Granular materials, pp. 239 - 246, 1982

[108] : LUTENEGGER, A.J.

Stability of loess in light of the inactive particle theory

Nature **291**, p. 360, 1981

[109] : LUTENEGGER, A.J.

Engineering properties and zoning of loess-like soils in China: Discussion

Canadian Geotechnical Journal **20**, pp. 192 - 193, Amsterdam 1983

[110] : LUTENEGGER, A.J.

Pore structure of loess using mercury intrusion porosimetry

Engineering Aspects of Soil Erosion, Disperse Clays and Loess, ASCE, pp. 115 - 128, 1987

[111] : LUTENEGGER, A.J.; Hallberg, G.R.

Stability of loess

Engineering Geology **25**, pp. 247 - 261, Amsterdam 1988

[112] : LUTENEGGER, A.J.

Determination of collapse potentials of soils

ASTM Geotechnical Testing Journal **11** (3), pp. 173 - 178, 1988

[113] : MAHMOUD, H.; HOUSTON, W.; HOUSTON S.L.

Apparatus and Procedure for an In-situ Collapse Test

ASTM Geotechnical Testing Jornal **121**, 1995

[114] : MARR, W.A.; CHRISTIAN, J.T.

Permanent displacements due to cyclic wave loading

Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE **107/8**, pp. 1129 - 1149, 1981

[115] : MARTIN, J.B.

Plasticity

MIT-Press, Cambridge, London 1985

[116] : MEDERO, G.M.; SCHNAID, F.; GEHLING W.Y.Y.; WHEELER, S.J.

Techniques of sample preparation of artificial cemented highly collapsible soil

Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics - Tarantino, Romero & Cui, pp. 431 - 436, London 2005

[117] : MEIER, C.; BOLEY, C.; ZOU, Y.

Collapse and deformation behaviour of alluvial loess soil with special respect to the conditions in the Marmal-mountains, Afghanistan

Proceedings of the 2nd International Workshop on Geotechnics of Soft Soils University of Strathclyde, Glasgow, Scotland, 2008

[118] : MEIER, C.; BOLEY, C.; ZOU, Y.

Practical Relevance of Collapse Behaviour and Microstucture of Loess Soils in Afghanistan

17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, Egypt, 2009

[119] : MELLORS, T.W.

Geological and engineering characteristics of some Kent brickearth

Unveröffentlichte Dissertation, University of London, London, 1977

[120] : MELLORS, T.W.

The influence of the clay component in loess on collapse of the soil structure

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 207 - 216, 1995

[121] : MILLER, H.; DJERBIB, I.Y.; JEFFERSON, I.J.; SMALLEY,

The modelling of foundations built on metastable loess

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 515 - 518, Rotterdam 1998

[122] : MILLER, H.; DJERBIB, I.Y.; JEFFERSON, I.J.; SMALLEY,

Modelling the Collapse of Metastable Loess Soils

http://www.geocomputation.org; 1998

[123] : MILOVIC, D.

Stress deformation properties of macroporous loess soils

Engineering Geology **25**, pp. 283 - 302, Amsterdam 1988

[124] : MING-ZHEN, L.

Bearing capacity of floating pile group in self-weight collapse loess

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 373 - 376, Rotterdam 1998

[125] : MOORE, D.M.; REYNOLDS, R.C.

X-Ray Diffraction and the Identification and Analysis of Clay Minerals

Oxford University Press, Oxford 1997

[126] : MUNIER, C.

Geowissenschaftliche Themenkarten des Einsatzraumes Mazar-e-Sharif

GEOMAPS GIS + Remote Sensing, Berlin 2007

[127] : MUXART, T.; BILLARD, A.; ANDRIEU, A.; DERBYSHIRE, E.; MENG, X.

Changes in water chemistry and loess porosity with leaching: Implications for collapsibility in the loess of North China

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 313 - 331, 1995

[128] : NAGARAJ, T.S.; ONITSUKA, K.; TATEISHI, Y.; HONG, Z.

Is diatom earth a collapsible material?

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 257 - 260, Rotterdam 1998

[129] : NG, C.W.W.; MENZIES, B.

Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering

Taylor & Franci, New York 2007

[130] : NIEMUS, A.

Extended hypoplastic models for soils

Habilitation, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der Ruhr-Universität Bochum, Heft 34, Bochum 2003

[131] : NIEUWENHUIS, J.D.; DE GROTT, M.B.

Simulation and modelling of collapsible soils

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 345 - 359, 1995

[132] : OSIPOV, V.I.; SOKOLOV, V.N.

Factors and mechanism of loess collapsibility

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 49 - 63, 1995

[133] : PÉCSI, M.

Problems of loess chronology

GeoJournal **24.2**, pp. 143 - 150, 1991

[134] : PÉCSI, M.; RICHTER, G.

Löss - Herkunft, Gliederung, Landschaften

Zeitschrift für Geomorphologie **98**, 1996

[135] : PINEDA J.A.; COLMENARES, J.E.

Influence of matrix suction on the shear strength of a compacted Kaolinite under unconfirmed conditions: Experimental results (Part 1)

Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics - Tarantino, Romero & Cui, pp. 215 - 220, London 2005

[136] : POESEN, J.W.A.; VAN WESEMAEL, B.

Effects of rock fragments on the structural collapse of tilled topsoils during rain

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 333 - 343, 1995

[137] : PRIKLONSKIJ, V.A.

Gosgeolizdat

Gruntovedenie. Vtoraia Chast., Soil Science II, pp. 371, Moskau 1952 (in Russisch)

[138] : RABINOVICH, I.G.; URINOV, M.I.

Characteristics of the development of collapse in loess soils with time

Soil Mechanics and Foundation Engineering **5**, pp. 331 - 333, New York 1974

[139] : RAMPINO, C.; MANCUSO, C.; VINALE, F.

Swelling / collapsible behaviour of a dynamically compacted silty sand

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 321 - 324, Rotterdam 1998

[140] : RENDELL, H.M.

Comparison between naturally consolidation and laboratory consolidated loess

Engineering Geology **25**, pp. 229 - 233, Amsterdam 1988

[141] : REZNIK, Y.M.

Comparison of results of oedometer and plate load tests performed on collapsible soils

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 383 - 408, 1995

[142] : RHOADS, J.D.; RATTS, A.C.; PRATHER, R.J.

Effects of liquid phase electrical conductivity, water content and surface conductivity on bulk soil electrical conductivity

Journal of the Soil Science Society of America, **40**, pp. 651 - 655, 1976

[143] : ROGERS, C.D.F.

Types of distribution of collapsible soils

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 1 - 17, 1995

[144] : ROGERS, C.D.F.; DIJKSTRA T.A.; SMALLEY I.J.

Hydroconsolidation and subsidence of loess: Studies from China, Russia, North America and Europe

Engineering Geology **37**, pp. 83 - 113, 1994

[145] : ROGERS, C.D.F.; SMALLEY I.J.

The shape of loess particles

Naturwissenschaften **80** (10), pp. 461 - 462, 1993

[146] : RUILIN, H.; XIANGQUAN, L.; GUOLIN, G.; LIZHONG, Z.

Microstructure effect on loess collapsibility

Proceedings of the 30th International Geological Congress **23**, pp. 267 - 275, 1997

[147] : SAJGALIK, J.

Geotechnical properties of the Danubian lowland loess soils in the Slovak Carpathians

GeoJournal **24.2**, pp. 165 - 174, 1991

[148] : SAJGALIK, J.

Sagging of loess and its problems

Quarternary International **7** (8), pp. 63 - 70, 1990

[149] : SAJGALIK, J.; KLUKANOVA, A.

Formation of loess fabric

Quarternary International **24**, pp. 41 - 46, 1994

[150] : SCHEIDIG, A.

Der Löss und seine geotechnischen Eigenschaften

Theodor Steinkopf, Dresden 1934

[151] : SCHULZ, B.M.; GRIMMER, S.; LEMPP, C.; SCHULZ, M.

Numerische Studien zum Sackungsverhalten von Lockergestein unter dem Einfluss eindringenden Grundwassers

Geotechnik **31** (4), pp. 288 - 300, 2008

[152] : SHAMOTO, Y.; SATO, M.; ZHANG, J.M.

Simplified estimation of earthquake-induced settlements in saturated sand deposits

Soils and Foundations **36/1**, pp. 39 - 50, 1996

[153] : SHEMSU, K.A.; KIYAMA, S.; AOYAMA, S.; KOBAYASHI, A.

Experimental study of the effect of cyclic suction loading on shear behavior of collapsible soils

Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics - Tarantino, Romero & Cui, pp. 235 - 241, London 2005

[154] : SHENTON, M.J.

Deformation of Railway Ballast under repeated loading conditions

Railroad track mechanics and technology, pp. 405 - 425, 1978

[155] : SHMUELYAN, A.

Anisotropy of mechanical properties of loessal soils

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 387 - 390, Rotterdam 1998

[156] : SINGHVI, A.K.; BLUSZCZ, A.; BATEMAN, M.D.; SOMESHWAR RAO, M.

Luminescence dating of loess-palaeol sequences and coversands: Methodological aspects and palaeoclimatic implications

Earth-Science Reviews **54**, pp. 192 - 211, 2001

[157] : SMALLEY, I.J.; JEFFERSON, I.F.; DIJKSTRA, T.A.; DERBYSHIRE, E.

Some major events in the development of the scientific study of loess

Earth-Science Reviews **54**, pp. 5 - 18, 2001

[158] : SMALLEY, I.J.

"In-situ" theories of loess formation and the significance of the calcium-carbonat content of loess

Earth-Science Reviews **7**, pp. 67 - 85, 1971

[159] : SMALLEY, I.J.

The Expected Shapes of Blocks and Grains

Journal of Sedimentary Research **36**, pp. 626, 1966

[160] : STEPHANOFF, G.; KREMAKOVA, B.

Engineering Properties of Bulgarian Loess Soils

Technika, pp. 220, Sofia 1960 (in Bulgarisch)

[161] : STUDER, J.A.; KOLLER, M.G.

Bodendynamik, Grundlagen, Kennziffern, Probleme

Springer Verlag, Berlin 1997

[162] : SUIKER, A.S.J.

Static and cyclic loading experiments on non-cohesive granular materials

Technical Report 1-99-DUT-1, TU Delft, 1999

[163] : SWEENEY, S.J.; SMALLEY, I.J.

Occurance and geotechnical properties of loess in Canada

Engineering Geology **25**, pp. 123 - 134, Amsterdam 1988

[164] : TAN, T.K.

Fundamental properties of loess from Northwestern China

Engineering Geology **25**, pp. 103 - 122, Amsterdam 1988

[165] : TATSUOKA, F.; MAEDA S.; OCHI, K.; FUJI, S.

Prediction of cyclic undrained strength of sand subjected to irregular loadings

Soils and Foundations **26/2**, pp. 73 - 89, 1986

[166] : TIMMERMANN, D.H.; WU T.H.

Behavior of dry sands under cyclic loading

Journal of Soil Mechanics and Foundation Division ASCE, **95/4**, pp. 1097 - 1112, 1969

[167] : TORRANCE, J.K.

Post-depositional processes in high-sensitivity, fine-grained, collapsible sediments

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 295 - 311, 1995

[168] : TOVEY, N.K.

Techniques to examine microfabric and particle interaction of collapsible soils

Genesis and Properties of Collapsible Soils - E. Derbyshire et al. (eds.), pp. 65 - 91, 1995

[169] : TUCKER, M.

Einführung in die Sedimentologie

Enke Verlag, Stuttgart 1985

[170] : TUCKER, M.

Methoden der Sedimentologie

Enke Verlag, Stuttgart 1996

[171] : VAN VLIET-LANOE, B.

Chronostratigraphy and pelaeoclimatic meaning of cryogenic european loess

GeoJournal **24.2**, pp. 157 - 163, 1991

[172] : WANG, Y.; ZHOU, L.

Spatial distribution and mechansim of geological hazards along the oil pipeline planned in Western China

Engineering Geology **51**, pp. 195 - 201, 1999

[173] : WANKUI, N.; FUJUN, N.; YUHAI, L.

Genetic types of loess and their engineering geological characteristics

Problemetic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 407 - 410, Rotterdam 1998

[174] : WESTPHAL, T.

Quantitative Rietveld-Analyse von amorphen Materialien

Dissertation, Martin-Luther-Universität Halle-Wittenberg - ULB Sachsen-Anhalt (elektronisches Dokument), Halle 2007

[175] : WICHTER, L.; KÜGLER, M.

Beobachtungen von Setzungen und Sackungen locker gelagerter Schüttungen während des Grundwasserwiederanstiegs am Beispiel einer Kippe des Lausitzer Braunkohlentagebaus(Teilprojekt 14)

Ökologisches Entwicklungspotential der Bergbaufolgelandschaften im Niederlausitzer Braunkohlenrevier: 199-218, 2001

[176] : WICHTMANN, T.

Explizites Akkumulationsmodell für nicht-bindige Böden unter zyklischer Belastung

Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der Ruhr-Universität Bochum, Heft 38, Bochum 2005

[177] : WICHTMANN, T.

Setzungsakkumulation in nichtbindigen Böden unter hochzyklischer Belastung

Die Bautechnik **82/1**; pp. 18 - 27; Berlin 2005

[178] : WICHTMANN, T.

Dynamische Steifigkeit und Dämpfung von Sand bei kleinen Dehnungen

Die Bautechnik **82/4**; pp. 236 - 246; Berlin 2005

[179] : XIUBIN, H.; TANG, K.; ZHANG, X.

Soil erosion dynamics on the Chinese loess plateau in the last 10.000 years

Mountain Research and Development Vol. **24** No. 4, pp. 342 - 347, 2004

[180] : XU, S.F.; ZHU, W.

Application of chemical grouting in collapsible loess

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 499 - 502, Rotterdam 1998

[181] : YUN, W.B.; GANG, H.J.;

The engineering properties of saturated loess

Problematic Soils - Yanagisawa, Moroto & Mitachi, pp. 437 - 440, Rotterdam 1998

[182] : ZARATE, M.

Late pleistocene and holocene loess deposits of the southeastern Buenos Aires province, Argentina

GeoJournal **24.2**, pp. 211 - 220, 1991

[183] : ZÖLLNER, L.; SEMMEL, A.

175 years of loess research in Germany - long records and "unconformities"

Earth-Science Reviews **54**, pp. 19 - 28, 2001

[184] : ZONGHU, Z.

Soil erosion processes in the loess plateau of Northwest China

GeoJournal **24.2**, pp. 195 - 200, 1991

[185] : ZOURUMPAKIS, A.

Factors affecting bonding in loess soils

http://www.iem.bham.ac.uk/infrastructure/zourumpakis

[186] : ZOURUMPAKIS, A.; BOARDMAN, D.I.; ROGERS, C.D.F.; JEFFERSON, I.; GUNN, D.A.; JACKSON, P.D.; NORTHMORE, K.J.; ENTWISLE, D.C.; NELDER, L.M.; DIXON, N.

Case study of a loess collapse field trial in Kent SE England

Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology **39**, pp. 131 - 150, London 2006

Recherchehilfe

Die seit Anfang des 19. Jahrhunderts verfolgten Ansätze zur Untersuchung des Phänomens der Hydrokonsolidation sind äußerst vielfältig. Um dem interessierten Leser eine schnelle Einordung der zuvor genannten Literaturquellen und somit eine zielgerichtete Recherche zu ermöglichen, erfolgte eine Einteilung der Literaturquellen in die nachfolgenden Themengebiete.
Die Themengebiete beziehen sich auf die Hydrokonsolidation fluvial und aeolisch abgelagerter Lössböden.

Grundlagenforschung:	Feda	[51]
	Holtz	[78]
	Jefferson et.al.	[85]
	Kézdi	[92]
	Kulakov	[101]
	Lebret	[102]
	Pécsi	[133]
	Smalley et.al.	[157]
	Sweeney	[163]
	Yun	[181]
Darlegung des Forschungsstands:	Ng & Menzies	[129]
	Rogers et.al.	[144]
Enstehung metastabiler Strukturen:	Assallay et.al.	[8]
	Derbyshire et.al.	[35]
	Dodonod	[39]
	Kraev	[99]
	Lin	[105]
	Pécsi	[134]
	Rabinovich	[138]

Phasen der Hydrokonsolidation:	DIBBEN ET.AL.	[37]
	FUJUN ET.AL.	[57]
	KLUKANOVA	[94]
Kriterien zur Prognose:	ABELEV	[2]
	DELAGE ET.AL.	[30]
	DENISOV	[32]
	FEDA	[49]; [50]
	GIBBS und BARA	[58]
	HOLTZ und HILF	[78]
	HOUSTON ET.AL.	[81]
	LUTENEGGER	[111]
	ROGERS ET.AL.	[144]
	STEPHANOFF	[160]
Aufbau der Bodenstruktur:	DERBYSHIRE ET.AL.	[34]
	FEDA	[51]
	GOLBERT	[59]
	GUORUI	[65]
	KLUKANOVA	[94]
	LUTENEGGER	[110]
	MILOVIC	[123]
	ROGERS	[145]
	RUILIN ET.AL.	[146]
	SAJGALIK	[148]
	SMALLEY	[159]
	TOVEY	[168]
Geochemische Untersuchungen:	BOLIKHOVSKAYA	[21]
	BURACZYNSKI	[24]
	FAHU ET.AL.	[46]
	FODOR	[55]
	KARLSTROM ET.AL.	[88]
	KRAEV	[99]
	MUXART ET.AL.	[127]

	PINEDA	[135]
	SINGHVI ET.AL.	[156]
	WANHUI ET.AL.	[173]
	ZARATE	[182]
Einfluss des Tongehalts:	AFES ET.AL.	[5]
	ASSALLAY ET.AL.	[7]
	BELL ET.AL.	[13]
	BENTLEY	[14]
	HANDY	[68]
	MELLORS	[120]
Einfluss des Salzgehalts:	SMALLEY	[158]
Feldversuche zur Hydrokonsolitation:	FERREIRA	[54]
	MAHMOUD ET.AL.	[113]
	REZNIK	[141]
Geophysikalische Untersuchungen:	EVANS	[43]
	JACKSON ET.AL.	[83]
Dynamische Untersuchungen:	GUNN ET.AL.	[66]
	HARADA ET.AL.	[70]
	HELM	[73]
	HETTLER	[75]
	KARASTANEV	[87]
	KEMPFERT ET.AL.	[89]
	RAMPINO ET.AL.	[139]
	WICHTMANN	[176]; [177]; [178]

Triaxialversuche:	KLUKANOVA	[94]
	KOKUSHO ET.AL.	[98]
Modellbildung und FE-Methoden:	ASSALLAY ET.AL.	[7]
	FARIAS ET.AL.	[47]
	HATTÉ	[72]
	MEDERO ET.AL.	[116]
	NIEMUS	[130]
	NIEUWENHUIS	[131]
	SCHULZ ET.AL.	[151]
Prävention und Bodenverbesserung:	EVSTATIEV	[44];[45]
	FEESER ET.AL.	[52]
	HOUSTON ET.AL.	[80]

Abbildungsverzeichnis

1.1. Kollaps unter Eigengewicht in der Region BALKH, südlich von Mazar-e-Sharif / Afghanistan 2
1.2. Charakteristische Verformungskurve eines kollapsanfälligen Lössbodens 3

2.1. Gleichgewichtszustände eines Massenpunktes 8
2.2. Phasen der Hydrokonsolidation bei Löss, aus FEESER ET.AL. [52] . . . 10
2.3. Wirkung der Oberflächenspannung, aus KÉZDI [92] 12
2.4. Spannungspfad eines dynamischen Triaxialversuchs in der p-q-Ebene . 16
2.5. Setzungsentwicklung bei einem dynamischen Triaxialversuch, modifiziert nach WICHTMANN [176] 18
2.6. Varianten der Spannungs- und Dehnungsakkumulation, aus WICHTMANN [176] 21
2.7. Unterscheidung der Zyklenformen, aus WICHTMANN [176] 22

3.1. Sackung eines Lössbodens bei Wasserzugabe, aus KÉZDI [92] 26
3.2. Bodenpartikel der Klasse III mit einem Seitenverhältnis 8:5:2, aus ROGERS [145] 29
3.3. Veranschaulichung der von ABELEV geführten Untersuchungen, nach ABELEV [2] 32
3.4. Einfluss des Wassergehaltes und der Zyklenzahl auf den "Critical Coefficient of Cyclic Stesses", aus KARASTENEV [87]; (Kurve 1: $N > 100$, Kurve 2: $N = 100$, Kurve 3: $N = 10$) 37
3.5. Dehnungsverhalten von Sanden unter zyklischer Last, aus LUONG [107] 40

4.1. Geologie der Probenentnahmeregion Nord-Afghanistan 47
4.2. Schwemmland im Süden von Mazar-e-Sharif 48
4.3. Repräsentative Ergebnisse der Rammsondierung; a. links: Kunduz ;b. rechts: Mazar-e-Sharif 50
4.4. Repräsentative Kornverteilungen für Lössböden aus Mazar-e-Sharif und Kunduz 52

5.1. Betrachtung der makroskopischen Struktur, Probe 08082 57

5.2. Präparierte Proben für REM-Aufnahmen, Probe 08082 58
5.3. Tunnelporen (Wurzelhöhlen), Probe 08102 59
5.4. Aufbau der Bodenstruktur; Probe 08082 59
5.5. Mineralische Kornanhaftungen, Probe 08049 61
5.6. Partikelform und -größe, Probe 08159 61
5.7. Darstellung einer Festkörperbrücke, Probe 08090 62
5.8. Vergleichende Betrachtung der Bodenstruktur vor und nach der Hydrokonsolidation, Probe 08082 mit 100-, 500- und 1000-facher Vergrößerung 63
5.9. Diffraktogramme der Gesamtgesteinsproben 71
5.10. Diffraktogramme der Texturpräparate $< 2\ \mu m$ 72
5.11. Diffraktogramm der leicht löslichen Mineralien 74
5.12. Entwicklung der Viskosität unter Zugabe von Na_2CO_3, Probe 08102 . . 76
5.13. Metamorpher Hydrogencarbonat-Kreislauf 78

6.1. Schema der Aufsättigung im Ödometer 82
6.2. Versuchsstand 1 bis 5 der modifizierten Kompressionsversuche 82
6.3. Versuchsablauf und zugehörige Setzungskurven 83
6.4. Einfluss der vertikalen Spannung σ_v auf die Kollapsverformung 84
6.5. Einfluss des Tongehalts auf die Kollapsverformung 85
6.6. Einfluss des Kalkgehalts auf die Kollapsverformung 86
6.7. Einfluss der Porenzahl auf die Kollapsverformung 87
6.8. Dynamischer Triaxialstand 89
6.9. Interaktion der Komponenten des dynamischen Triaxialversuchsstands . 89
6.10. Schematischer Ablauf des dynamischen Triaxialversuchs 90
6.11. Mögliche Verformungsakkumulation infolge zyklischer Belastung ($\dot{\varepsilon}^{acc} \rightarrow 0$) 91
6.12. Schematische Beschreibung der Offsetvariationen 92
6.13. Akkumulation der Verformung, $\sigma_3 = 150\ \frac{kN}{m^2}$, $f_b = 4\ Hz$, ungestörte Probe 08102 93
6.14. Differenzierung der Verformungsanteile, $\sigma_3 = 150\ \frac{kN}{m^2}$, $f_b = 4\ Hz$, ungestörte Probe 08102 94
6.15. Einfluss der Spannungsdifferenz (Offset) auf die Verformung Versuchsreihe: 1C und 1D, Versuch: 1 und 6 95
6.16. Einfluss der Belastungsfrequenz auf das Verformungsverhalten eines optimal verdichteten Lössbodens, $D_{Pr} > 95\ \%$ 97
6.17. Einfluss des Offsets auf die Verformung (Zusammenfassung) 99

7.1. Anwendbarkeit des Kriteriums nach Gibbs und Bara 103

7.2. Einfluss der Laststufe und der Porenzahl auf die Kollapsverformung bei statischer Belastung 105
7.3. Einfluss der Laststufe und der Bodendichte auf die Kollapsverformung bei statischer Belastung 106
7.4. Entwickelte Bemessungsdiagramme 107

A.1. Darstellung der Bragg-Reflexion (konstruktive Interferenz) 116
A.2. Einfluss des Tongehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 15\ \frac{kN}{m^2}$ 129
A.3. Einfluss des Tongehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 50\ \frac{kN}{m^2}$ 129
A.4. Einfluss des Tongehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 100\ \frac{kN}{m^2}$ 130
A.5. Einfluss des Tongehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 150\ \frac{kN}{m^2}$ . . . 130
A.6. Einfluss des Tongehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 200\ \frac{kN}{m^2}$ . . . 131
A.7. Einfluss des Kalkgehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 15\ \frac{kN}{m^2}$ 131
A.8. Einfluss des Kalkgehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 50\ \frac{kN}{m^2}$ 132
A.9. Einfluss des Kalkgehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 100\ \frac{kN}{m^2}$ . . . 132
A.10. Einfluss des Kalkgehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 150\ \frac{kN}{m^2}$ . . . 133
A.11. Einfluss des Kalkgehalts auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 200\ \frac{kN}{m^2}$ . . . 133
A.12. Einfluss der Porenzahl auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 15\ \frac{kN}{m^2}$ 134
A.13. Einfluss der Porenzahl auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 50\ \frac{kN}{m^2}$ 134
A.14. Einfluss der Porenzahl auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 100\ \frac{kN}{m^2}$ 135
A.15. Einfluss der Porenzahl auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 150\ \frac{kN}{m^2}$ 135
A.16. Einfluss der Porenzahl auf die Kollapsverformung; $\sigma_v = 200\ \frac{kN}{m^2}$ 136

Tabellenverzeichnis

2.1. Laborversuche zur Untersuchung des Materialverhaltens unter zyklischer Belastung, Abbildungen aus WICHTMANN [176] 20

3.1. Dominierende Mineralien nach EGRI 27
3.2. Partikelformen nach SMALLEY [159] 29
3.3. Verformungsverhalten nach GOLDSCHEIDER & GUDEHUS [60] 36
3.4. Zusammenfassung bestehender Prognosekriterien 43

4.1. Anzahl der genommenen Proben in den Regionen BALKH und KUNDUZ 49
4.2. Indexkennwerte der Proben aus Kunduz 52
4.3. Indexkennwerte der Proben aus Mazar-e-Sharif 53

5.1. Anteile der Porenfraktionen am Gesamtporenvolumen 60
5.2. Mineralische Bestandteile der Eluate kumulativ nach drei Eluationsschritten 66
5.3. Gebundenes Kohlendioxid und Carbonat im afghanischen Löss 68
5.4. Quantitativer Mineralbestand aus den Intensitäten der REM-Analysen 77

7.1. Anwendbarkeit des Kriteriums nach ABELEV 101
7.2. Anwendbarkeit des Kriteriums nach DENISOV 102
7.3. Anwendbarkeit des Kriteriums nach FEDA 102
7.4. Anwendbarkeit des Kriteriums nach STEPHANOFF und KREMAKOVA . 104
7.5. Bemessungsbeiwerte 108
7.6. Kollapsverformung in Abhängigkeit der Porenzahl e 109
7.7. Kollapsverformung in Abhängigkeit der Bodendichte ρ 110

A.1. Ionenkonzentration der 1. und 2. Elution 119
A.2. Ionenkonzentration der 3. Elution 120
A.3. Mineralische Bestandteile der 1. Elution, umgerechnet auf die Trockenmasse 121
A.4. Mineralische Bestandteile der 2. Elution, umgerechnet auf die Trockenmasse 121

A.5. Mineralische Bestandteile der 3. Elution, umgerechnet auf die Trockenmasse 122
A.6. Mineralische Bestandteile der Eluate kummulativ nach einer Elution . . 122
A.7. Mineralische Bestandteile der Eluate kummulativ nach zwei Eluationen 123
A.8. Mineralische Bestandteile der Eluate kummulativ nach drei Eluationen 123
A.9. Kohlendioxidgehalt, gemessen über die Massezunahme der Absorptionsrohre 125
A.10. Mineralanteil aus den Intensitäten der Röntgendiffraktometer-Analysen; Probe 08090 und 08102 127
A.11. Mineralanteil aus den Intensitäten der Röntgendiffraktometer-Analysen; Probe 08106 und 08110 127
A.12. Übersicht der dynamischen Versuche der Versuchsreihen 1A bis 1D . . 138
A.13. Übersicht der dynamischen Versuche der Versuchsreihen 1E bis 1F . . . 139
A.14. Übersicht der dynamischen Versuche der Versuchsreihe 2 139

Mitteilungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der Universität der Bundeswehr München

---

Nr. 1 Bodenmechanik und Grundbau an der Hochschule der Bundeswehr München, 1977

Nr. 2 Horn, A.: Forschung und Lehre in Bodenmechanik und Grundbau an der Hochschule der Bundeswehr München, 1979

Nr. 3 Horn, A.; Schweitzer, F.: Beitrag zur Standardisierung von Erdstraßen in tropischen Ländern. XVI. Weltstraßenkongress (AIPCR), 1979

Demberg, W.: Zur Bestimmung der Schrumpfgrenze bindiger Böden. 1979

Demberg, W.: Aufbau und Einrichtung des Laboratoriums für Bodenmechanik. 1979

Nr. 4 Horn, A.: Swell and creep characteristics of an African Black Clay. Report on the IV. Meeting of the European Clay Groups. Freising, September 1980

Horn, A.: Räumlicher aktiver und passiver Erddruck. Technische Akademie, Wuppertal, Berichte 16, 1980

Schweitzer, F.: Bericht über die IV. Afrikanische Straßenkonferenz in Nairobi. Januar 1980 - Bodenmechanische Beiträge

Horn, A.: Statistical and systematical evaluation of soil mechanical properties of African soils. IV. African Highways Conference. Nairobi, 1980

Nr. 5 Schweitzer, F.: Bodenmechanische Eigenschaften afrikanischer Laterite in ihren Kenngrößen und Beziehungen. Forschungsschlussbericht, 1981

Horn, A.: Bodenmechanische und grundbauliche Einflüsse bei der Planung, Konstruktion und Bauausführung von Kaianlagen. Seminar "Häfen - Planung, Bau, Betrieb", November 1980, Haus der Technik, Essen

Graf, H.: Die Beeinflussung der rheologischen Eigenschaften eines tropischen Tons durch Bentonitzugabe. Geotechnik 1981, Heft 2

Nr. 6 Schweitzer, F.: Water absorption on fine-grained laterites in relationship to proctor-values. Simposio Brasileiro de solos tropicais em Engenharia, COPPE-UDRJ, Rio de Janeiro, September 1981

Nr. 7 Horn, A.: Mineralische Basisabdichtungen für Abfalldeponien. Planung - Bemessung - Bauausführung - Prüfung. Fortbildungsseminar Spezialtiefbau, VBI-Landesverband Bayern, München, Oktober 1986

Maier, K.: Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls mit einer Hydropulsanlage, 1984

Horn, A.; Schweitzer, F.: Verdichtbarkeit und Tragfähigkeit lateritischer Böden im Straßenbau. XVII. Weltstraßenkongress (AIPCR), Sydney 1983. Beitrag zu den Berichten der BRD zu Frage V: "Straßen in Entwicklungsgebieten"

Horn, A.: Determination of properties of weak soils by testing embankments. Symposium International In-Situ Testing, Paris 1983, Vol. 2, S. 61

Schweitzer, F.: Bodenmechanische Eigenschaften afrikanischer Laterite. Vorträge der Baugrundtagung 1982, Braunschweig, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen, S. 261

Horn, A.: Konferenzbericht zu: Engineering and Construction of Tropical and Residual Soils. ASCE Speciality Conference, Honolulu/Hawaii 1982, Proc. S. 216

Nr. 8 Schweitzer, F.: Prüfung der Wasserdurchlässigkeit an der Dichtungs-Schlitzwand um den Müllberg in München-Großlappen. Berichte von der 6. Nationalen Tagung für Ingenieurgeologie; Aachen 1987. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau; Deutsche Geologische Gesellschaft, 1988

Gierschik, H.; Horn, A.; Schweitzer, F.: Dichtwand um den Müllberg München-Großlappen zum Schutz des Grundwassers. Wasserwirtschaft Jg. 77 (1987), Heft 9, S. 483-488

Schweitzer, F.: Dichtungsschlitzwände für Deponien. Fortbildungsseminar Spezialtiefbau, VBI-Landesverband Bayern, München, Oktober 1986

Horn, A.: In-Situ Prüfung der Wasserundurchlässigkeit von Dichtwänden. Geotechnik 1986/1, S. 37-38

Demberg, W.: Bodenmechanische Untersuchungen zur Sandsicherheit und zur Befahrbarkeit einer geböschten Klärschlammdeponie. Fortbildungsseminar Spezialtiefbau, VBI-Landesverband Bayern, München, Oktober 1986

Horn, A.: Mineral base sealings for waste deposits. Composition and process of fabrication - dimensioning - testing. 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), Dublin, September 1987

Horn, A.; Kohler, E.: Zur Beständigkeit mineralischer Basisabdichtungen und quartärem Kies und Bentonit, 1986

Horn, A.: Bemessung und Prüfung mineralischer Deponie-Basisabdichtungen. Geotechnik 1986/2, S. 79-82

Nr. 9 Demberg, W.; Schödlbauer, S.: Untersuchungen zur Verbesserung der Deponiereigenschaften bodenmechanisch mit Kalk stabilisierter Klärschlämme, 1989

Demberg, W.: Feldversuche zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit grobkörniger Dichtungsschichten. Prüfmethoden an mineralischen Deponieabdichtungen. Veranst. Haus der Technik, Essen, 16. Mai 1988

Demberg, W.; Tischer, W.: Erfahrungen über die Ablagerungen von gekalktem Klärschlamm am Beispiel einer Monodeponie. Planungshilfen zur weitergehenden Abwasserreinigung und Klärschlammentsorgung. Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft. Universität-Gesamthochschule Kassel, 1988, Heft 2, S. 390-417

Horn, A.: Bentokies-Dichtungen. Mineralische Basisabdichtungen aus Kiel und Bentonit. Geotechnische Probleme beim Bau von Abfalldeponien. Seminar: Veranstaltet von der Landesgewerbeanstalt Bayern und dem bayerischen Landesamt für Umweltschutz, Nürnberg, 21./22. April 1988

Horn, A.: Prüfung der Wasserdurchlässigkeit einer mineralischen Deponie-Basisabdichtung gegenüber chlorierten Kohlenwasserstoffen (CKW), 1988

Nr. 10 Horn, A.; Schick, P. und Wunsch, R.: Verformbarkeit, Risssicherheit und Dichtigkeit von mineralischen Deponiedichtungen. Forschungsabschlussbericht, 1994

Nr. 11 Schick, P.: Bodenmechanische und bautechnische Eigenschaften gemischtkörniger mineralischer Deponiebasisdichtungen aus Bentokies, mit besonderer Berücksichtigung der zeitabhängigen Risssicherheit und Verformbarkeit unter

Auflast. Dissertation, 1996

Nr. 12 Schick, P.: Zur Zeit- und Geschwindigkeitsabhängigkeit der Risssicherheit mineralischer Deponiedichtungen. Forschungsabschlussbericht, Teil A, 1996

Nr. 13 Wunsch, R.: Bodenmechanische Eigenschaften und erdbautechnische Erfordernisse selbstheilender mineralischer Deponieoberflächendichtungen unter Berücksichtigung der hydrologischen Gegebenheiten. Dissertation, 1997

Nr. 14 Schulz, H.: Ruhedruck und Entspannungsbewegungen überkonsolidierter Böden. Forschungsabschlussbericht, 2000

Nr. 15 Schmid, J.; Schulz, H.: Wirtschaftlichkeitsvergleich von Oberflächenabdichtungen, 2002

Schick, P.: Zum Einfluss negativer Porenwasserspannungen auf die Standsicherheit von Einschnittsböschungen in überkonsolidierten Böden, 2002

Nr. 16 Schulz, H.: Neue Entwicklungen bei Oberflächenabdichtungen von Deponien, 2003

Gartung, E.: Die Deponieverordnung und die Deponienachsorge

Drexler, K.: Aktuelle gesetzliche Änderungen bzgl. Abfallablagerungsverordnung, Deponieverordnung und Versatzverordnung

Schulz, H.: Deponien, Vorsorge, Gefahrenabwehr und Probabilistik

Schmitz, S.M.: Messfelder mit innovativen und kostengünstigen Oberflächenabdichtungen

Finsterwalder, K.: Bemessung der Sicherungssysteme von Deponien und Altlasten unter Einbeziehung der stochastischen Natur der Variablen

Schmid, J.: Messfeldergebnisse zur Wirksamkeit von Rekultivierungsschichten mit Schlussfolgerungen für Entwurf und Bemessung

Nr. 17 Schick, P.: Ein quantitatives Zwei-Komponenten-Modell der Porenwasser-Bindekräfte in teilgesättigten Böden, Habilitation, 2003

Nr. 18 Unold, F.: Der Gefriersog bei der Bodenfrostung und das Kompressionsverhalten des wieder aufgetauten Bodens, Dissertation, 2006

Nr. 19 Schmitz, S.M.: Zur hydraulischen Kontakterosion bei bindigen Basiserdstoffen, Dissertation 2007

Nr. 20 Meyer, F.: Entwicklung eines Decision-Support-Systems zur Generierung einer zuverlässigen, lokalmaßstäblichen Gefahrenbeurteilung potentieller Hangmurbereiche

Nr. 21 Schober, P.: Zum hydraulischen Grundbruch an Baugrubenumschließungen bei luftseitiger Sicherung durch einen Auflastfilter in nichtbindigen Böden, Dissertation 2014

Nr. 22 Meier, C.: Untersuchungen zur Mikrostruktur und zum Setzungsverhalten von Lössböden, Dissertation 2011