Das Verhalten von Sand unter zyklischer irregulärer Belastung

vorgelegt von
Dipl.-Ing. Ralf Glasenapp
geb. in Pasewalk

Von der Fakultät VI – Planen Bauen Umwelt
Technische Universität Berlin
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor der Ingenieurwissenschaften
– Dr.-Ing. –

genehmigte Dissertation

Gutachter:	Prof. Dr.-Ing. habil. Stavros Savidis
	Prof. Dr.-Ing. Thomas Richter
	Prof. Dr.-Ing. Frank Rackwitz
Vorsitzender:	Prof. Dr.-Ing. habil. Yuri Petryna

Tag der wissenschaftlichen Aussprache: 06. Juli 2015

Berlin 2016
D 83

Vorwort des Autors

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Berlin. Angefangen im Jahr 2006 mit der Motivation, das bodenmechanische Labor zu erweitern und Kompetenzen auf dem Gebiet der zyklischen und dynamischen Laborversuchstechnik aufzubauen, konnte ich viele Erfahrungen sammeln und bei zahlreichen Projekten intensiv an der Entwicklung mitwirken. In diesem Rahmen ist auch diese Dissertation entstanden. Auf dem Weg habe ich viel Unterstützung erfahren, für die ich mich an dieser Stelle bedanken möchte.

Meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Stavros A. Savidis danke ich sehr herzlich für das Vertrauen, die Betreuung meiner Arbeit und die Unterstützung bei all den Fragestellungen, die sich beim Aufbau des Labors und der wissenschaftlichen Bearbeitung ergeben haben. Weiterhin möchte ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Thomas Richter bedanken, der mich schon während meiner Ingenieurtätigkeit in der Praxis durch seine beeindruckende Auffassungsgabe und unendliche Neugier bei der Untersuchung physikalischer Vorgänge begeistern konnte. Seine Impulse und kritischen Nachfragen haben mich sehr inspiriert, die Dinge näher zu beleuchten und auch seitlich des Weges zu schauen. Schließlich gebührt Herrn Prof. Dr.-Ing. Frank Rackwitz großer Dank. Die fruchtbaren Diskussionen und seine Unterstützung bei der oft mühsamen Beschaffung der erforderlichen Mittel für die Erweiterung der Laborausstattung haben die Arbeit in diesem Umfang überhaupt erst möglich gemacht. Es ist mir eine große Ehre, dass alle drei die Begutachtung meiner Arbeit übernommen haben. Außerdem möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Yuri Petryna für die Übernahme des Vorsitzes des Promotionsausschusses danken.

Den Grundstein für meine Motivation und das Interesse an der Erforschung des Bodenverhaltens im Labor hat Dr. John T. Germaine während meines Aufenthalts am MIT gelegt. Seine strukturierte Herangehensweise bei der Untersuchung der Materialien und Faszination, gepaart mit seiner liebenswürdigen, witzigen und freundschaftlichen Art haben mich sehr geprägt, was ich an dieser Stelle würdigen möchte.

Bei der Entwicklung der Versuchstechnik waren mir Dr. Sean Rees von GDS Instruments und mein Kollege Dr.-Ing. Viet Hung Le eine sehr große Hilfe. Mit ihrer Fachkenntnis und den in den Diskussionen vorgetragenen Lösungsvorschlägen haben sie die Entwicklung des Labors maßgeblich vorangebracht und mich unterstützt. Weiterer Dank gebührt meinen Kollegen Dr.-Ing. Daniel Aubram, Christian Carow MSc., Dipl.-Ing. Marcel Ney, Dr.-Ing. Winfried Schepers und Dr.-Ing. Ercan Taşan für die

angenehme und freundschaftliche Arbeitsatmosphäre sowie den wissenschaftlichen Austausch.

Den Kollegen Harald Lorenz, Harald Podeswa und Boguslaw Grzedzinski aus dem Labor möchte ich danken für ihre Unterstützung bei der Durchführung der Versuche und Entwicklung der Versuchsgeräte. Weiterhin sollen die ehemaligen Studentinnen und Studenten Mathias Bergmann MSc., Dipl.-Ing. Peter Geißler, Leonie Heene MSc., Karolina Nycz MSc., Maria Westphal MSc., Karola Wunder MSc. und Youwei Yang MSc. erwähnt werden, die im Rahmen von Studien- und Abschlussarbeiten maßgeblich an dieser Arbeit mitgewirkt haben. Vielen Dank für diese Unterstützung.

Ein großes Dankeschön möchte ich an meine Eltern Ingrid und Axel Glasenapp richten, die mir diesen Lebensweg ermöglicht und nicht nachgelassen haben, mich anzuspornen. Meinen Schwiegereltern Monika und Lothar Göhring kann ich für ihre Unterstützung und unendliche Ausdauer in den letzten Jahren nicht genug danken. Schließlich bin ich sehr stolz auf meine Familie mit meiner lieben Frau Jana und meinen wundervollen Mädchen Jette und Charlotte. Sie machen mir viel Mut und motivieren mich jeden Tag.

Ralf Glasenapp
Berlin, Juli 2016

Kurzfassung

Die Modellierung der Belastung für Bemessungsaufgaben hat auch in der Geotechnik eine große Bedeutung. Oft haben natürliche Beanspruchungszeitfolgen eine sehr komplexe Struktur und weisen keine Regelmäßigkeit auf. Für die Bemessung von Konstruktionen und Bauwerken stellt die Umwandlung dieser irregulären Funktionen in eine handhabbare Form eine Herausforderung dar. Denn besonders wichtig ist dabei, dass diese einfachen, umgewandelten Funktionen die gleiche Wirkung erzeugen wie die Originalbeanspruchung und sie somit äquivalent sind. In der vorliegenden Arbeit stehen irreguläre Belastungen, deren äquivalente Funktionen und das resultierende bodenmechanische Verhalten im Fokus der Untersuchungen. Hierzu werden zahlreiche Laborversuche im Triaxial- und Einfachschergerät mit einem Feinsand-Mittelsand durchgeführt.

Zum besseren Verständnis des Materialverhaltens und als Grundlage für die Analyse der irregulären Beanspruchungen sind Untersuchungen zum monotonen und zyklischen Verhalten des Versuchssandes erforderlich. Auf die dafür eingesetzte Labortechnik, die Randbedingungen und die Phänomenologie des Verhaltens von Sand wird ausführlich eingegangen. Weiterhin werden Methoden zur Umwandlung von irregulären Beanspruchungszeitfunktionen in harmonische Funktionen mit äquivalenter Wirkung aus verschiedenen Fachdisziplinen vorgestellt, an zwei Beispielen angewendet und durch Laborversuche validiert. Einige dieser Verfahren und die Klassierungen basieren auf der Gültigkeit der Miner-Regel. Anhand der Ergebnisse einer umfangreichen Versuchsserie mit der Variation der Anordnung verschiedener Zyklenpakete mit unterschiedlichen Amplituden und Mittelspannungen wird die Anwendbarkeit der Miner-Regel in der Bodenmechanik diskutiert.

Schlagworte: irreguläre Belastung, zyklische Belastung, Labortechnik, Triaxialversuch, Einfachscherversuch, Verformungsakkumulation, Verflüssigung, zyklische Mobilität, Klassierung, Mehrstufenbelastung, Schadensakkumulation, äquivalente Funktion, Miner-Regel, Bodenmechanik

Abstract

The modelling of loading conditions for design problems is important in geotechnical engineering. Natural load time functions are often complex and have no regular shape. For the design of structures and constructions the transformation of these irregular load functions in simple regular functions is one of the most challenging problems. It is fundamental that the application of the transformed regular functions results in an equal soil reaction compared to the application of the original load time functions. The presented thesis is focussed on the investigation of irregular load time functions, its transformation and the resulting soil mechanical effects. Numerous cyclic triaxial and simple shear tests with a fine to medium sand are presented.

The analysis of irregular load functions requires investigations of the monotonic and the cyclic behavior of the used sand. The laboratory equipment, the applied methods and the phenomenology of the sand behavior are presented and discussed in detail. For the transformation of irregular load functions to equivalent harmonic functions different interdisciplinary procedures are applied and validated through laboratory tests. Since some of the presented procedures and counting methods are based on Miner's rule, an extensive test series is carried out for its validation. By varying the sequence of cyclic packages with different stress amplitudes and average stresses the applicability of Miner's rule in soil mechanics is discussed.

Keywords: irregular loading, cyclic loading, laboratory technique, triaxial test, simple shear test, accumulation of deformation, liquefaction, cyclic mobility, counting procedure and data reduction, multi-stage loading, cumulative damage, equivalent load function, Miner's rule, soil mechanics

Für J, J und C

„Was wir für uns selbst tun, stirbt mit uns.
Was für für die anderen und für die Welt tun,
bleibt und ist unsterblich.“

Albert Pine

Inhaltsverzeichnis

Vorwort des Autors iii

Kurzfassung v

Abstract vii

Inhaltsverzeichnis xiii

Abbildungsverzeichnis xvii

Tabellenverzeichnis xxix

Symbolverzeichnis xxxi

1 Einführung 1
- 1.1 Motivation . . . 1
- 1.2 Herangehensweise und Ziele . . . 3
- 1.3 Gliederung der Arbeit . . . 5

2 Definitionen und Annahmen 7
- 2.1 Zyklische Beanspruchung . . . 7
- 2.2 Spannungen und Dehnungen . . . 9
  - 2.2.1 Triaxialversuche . . . 9
  - 2.2.2 Einfachscherversuche . . . 14

3 Lebensdauerberechnung 17
- 3.1 Einführung . . . 17
- 3.2 Begriffe und Zusammenhänge der Schwingfestigkeit . . . 18
- 3.3 Zähl– und Klassierverfahren . . . 20
  - 3.3.1 Spitzenwertzähl-Verfahren . . . 22
  - 3.3.2 Rainflow-Verfahren . . . 23
- 3.4 Schadensakkumulationshypothesen . . . 26
- 3.5 Anwendung in der Bodenmechanik . . . 30
  - 3.5.1 Dehnungs-Superposition für dränierte Zustände . . . 30
  - 3.5.2 Schädigungs- und Akkumulationsmodelle für undränierte Zustände 38
  - 3.5.3 Ganzheitlicher Ansatz zur Schädigungsberechnung in der Bodenmechanik nach Allotey und Naggar [2008] . . . 56

4 Labortechnik und Versuchsmaterial 59
4.1 Versuchsmaterial . . . 59
4.2 Versuchstechnik . . . 62
4.2.1 Einfachschergerät . . . 62
4.2.2 Triaxialgerät . . . 70

5 Monotone Belastung 81
5.1 Monotone Einfachscherversuche . . . 81
5.1.1 Ermittlung des Spannungszustands und des Reibungswinkels . . . 86
5.1.2 Verhalten bei Scherung unter volumenkonstanten Bedingungen . . . 89
5.2 Monotone Triaxialversuche . . . 96

6 Reguläre zyklische Belastung 101
6.1 Einführung . . . 101
6.2 Verhalten bei dränierten zyklischen Versuchen . . . 105
6.2.1 Akkumulationsmodelle für eigene Versuchsreihen . . . 116
6.3 Verhalten bei undränierten zyklischen Versuchen . . . 120
6.3.1 Verflüssigungsphänomene . . . 124
6.3.2 Einflüsse auf das undränierte Bodenverhalten unter zyklischer Belastung . . . 126
6.3.3 Einfluss der Vorgeschichte auf das undränierte Verhalten unter zyklischer Belastung . . . 134

7 Irreguläre zyklische Belastung 137
7.1 Irreguläre Funktionen . . . 137
7.1.1 Einfachscherversuche . . . 140
7.1.2 Triaxialversuche (dräniert) . . . 146
7.2 Einfluss der Reihenfolge von Zyklenpaketen . . . 147
7.2.1 Allgemeines . . . 147
7.2.2 Unidirektionale dränierte Versuche . . . 149
7.2.3 Multidirektionale dränierte Versuche . . . 156
7.2.4 Resümee . . . 158
7.3 Klassierung und versuchstechnischer Nachweis . . . 158
7.3.1 Versuche unter konstanter Auflast . . . 159
7.3.2 Volumenkonstante Versuche . . . 163
7.4 Umwandlung in schadensäquivalente Funktionen . . . 166
7.4.1 Dränierte Randbedingungen (CNL) . . . 166
7.4.2 Volumenkonstante Randbedingungen . . . 178

8 Zusammenfassung und Ausblick 197
8.1 Zusammenfassung . . . 197
8.2 Ausblick . . . 201

Anhang 203

A Versuchsauswertung 205
A.1 Allgemeines . . . 205

A.2 Auswertprogramm für Triaxialversuche 205

B Klassierung der untersuchten Funktionen **211**
B.1 Mean-crossing peak counting 211
B.1.1 Funktion 1 - Schwelllast 211
B.1.2 Funktion 2 - Wechsellast 212
B.2 Rainflow-Verfahren 216
B.2.1 Funktion 1 - Schwelllast 217
B.2.2 Funktion 2 - Wechsellast 218
B.2.3 Rainflow-Klassierung für volumenkonstante Versuche 219

C Dilatanz **221**
C.1 Definition 221
C.2 Phasentransformation / Charakteristischer Zustand 222
C.2.1 Dränierte Scherung 222
C.2.2 Undränierte Scherung 223
C.3 Kritischer Zustand 227

D Einfluss der Einbaumethode **229**
D.1 Allgemeines 229
D.2 Undränierte Versuche 229
D.3 Dränierte Versuche 234
D.4 Resümee 237

E Der Einfachscherversuch **241**
E.1 Konstruktionsvarianten 241
E.2 Darstellung des Spannungszustands 243

F Vergleich der Versuchsergebnisse **247**
F.1 Einfachscherversuche unter konstanter Auflast 247
F.2 Verflüssigungsuntersuchungen 251

G Das HCA-Modell **255**
G.1 Ermittlung der Parameter 255
G.1.1 Materialparameter aus Standard-Laborversuchen 255
G.1.2 Einfluss der Lagerungsdichte - Parameter C_{e} 256
G.1.3 Einfluss der Belastungsamplitude - C_{ampl} 256
G.1.4 Einfluss der mittleren effektiven Spannung - C_{p} 257
G.1.5 Einfluss des mittleren Spannungsverhältnisses - C_{Y} 258
G.1.6 Einfluss der zyklischen Vorbelastung - $C_{\mathrm{N}i}$ 259
G.2 Nachrechnungen 260
G.2.1 Einstufen-Versuche 260
G.2.2 Mehrstufen-Versuche 260

H Dehnungs-Superposition: Berechnungen **267**

Literaturverzeichnis **269**

Abbildungsverzeichnis

1.1 Beanspruchungszeitfunktion aus einer Simulation der Belastung einer Offshore Windenergieanlage an einem Pfahl einer Jacket-Gründung. . . 2
1.2 Vorgehen bei der Umwandlung einer irregulären Beanspruchung in eine verformungsäquivalente Funktion für den versuchstechnischen Nachweis. 4

2.1 Reguläre und irreguläre Schwingung. 8
2.2 Bereiche der Schwingbeanspruchung. 9
2.3 Darstellung eines kraftgesteuerten zyklischen Triaxialversuchs in der p'-q-Ebene mit konstantem Seitendruck unter dränierten Bedingungen. . . 10
2.4 Dehnungskreis eines Zustands im Triaxialversuch. 12
2.5 Verlauf der Dehnungen ε_1, ε_v und ε_3 in einem zyklischen dränierten Triaxialversuch mit mitteldicht gelagertem Sand. 13
2.6 Berechnung des dynamischen Schubmoduls in einem zyklischen dränierten Triaxialversuch mit mitteldicht gelagertem Sand. 14
2.7 Spannungen und Dehnungen im Einfachscherversuch bei monotoner Scherung in x–Richtung bei kleinen Verformungen. 15
2.8 Ermittlung der Materialdämpfung und des dynamischen Schubmoduls bei Ergebnissen aus einem kraftgesteuerten zyklischen Einfachscherversuch unter konstanter Vertikalspannung mit mitteldicht gelagertem Sand. 16

3.1 Zusammenhänge der Schwingfestigkeit. 19
3.2 Schematische Darstellung von Einflüssen auf die Schwingfestigkeit. . . . 20
3.3 Prinzip der Überführung einer irregulären Beanspruchungszeitfunktion in ein Beanspruchungskollektiv unter Berücksichtigung des Mittelspannungsniveaus und der Amplitude. 22
3.4 Prinzip des Verfahrens *Mean-crossing peak counting*. 23
3.5 Prinzip des Rainflow-Klassierverfahrens unter Berücksichtigung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Materials am schematischen Beispiel eines dehnungsgesteuerten Versuchs. 25
3.6 Bestimmung der Halbzyklen nach dem Rainflow-Klassierverfahren nach ASTM E1049–85. 26
3.7 Prinzip der linearen Schadensakkumulationshypothese (Miner-Regel). . 28
3.8 Prinzip Time-Hardening-Methode nach [Monismith u. a., 1975] für ein Beanspruchungskollektiv. 31
3.9 Prinzip Strain-Hardening-Methode nach [Monismith u. a., 1975] für ein Beanspruchungskollektiv. 34

3.10 Prinzip der Umrechnung in eine verformungsäquivalente Funktion nach EA-Pfähle [DGGT, 2012] für ein Beanspruchungskollektiv. 37
3.11 Schematischer Vergleich der Wöhlerlinie von Metallen und der Verflüssigungskurve von Sand z.B. aus Einfachscherversuchen. 39
3.12 Ermittlung einer Gewichtungskurve für die Umformung irregulärer Erdbebenfunktionen in äquivalente harmonische Funktionen. 40
3.13 Vorgehensweise für die Umformung einer irregulären Funktion für den Bereich oberhalb der Nulllage; nach [Seed u. a., 1975]. 41
3.14 Verflüssigungskurven aus zyklischen Triaxialversuchen mit Los Angeles Harbor Sand; nach [Annaki und Lee, 1977]. 43
3.15 Vorgehensweise zur Berechnung des Porenwasserdruckaufbaus bei undränierter irregulärer Scherung; nach [Sherif u. a., 1980]. 46
3.16 Schematische Darstellung des Spannungs-Dehnungsverhaltens bei einer irregulären zyklischen Belastung; nach [Green und Terry, 2005]. 48
3.17 Schematische Darstellung der Vorgehensweise bei der Ermittlung einer äquivalenten regulären Funktion über die Bildung des Effektivwertes. . 48
3.18 Prinzip der Vorgehensweise bei der Umrechnung einer klassierten Beanspruchungsfunktion in eine äquivalente reguläre Funktion über die Bildung des Effektivwertes. 50
3.19 Schematische Darstellung der Vorgehensweise bei der Ermittlung des resultierenden Porenwasserüberdrucks nach der Time-Hardening-Methode; nach [Andersen u. a., 1992]. 51
3.20 Methode für die Ermittlung der Verformung nach einer variierenden Spannungsamplitude und *cyclic strain softening concept*; nach [Tatsuoka und Silver, 1981]. 54
3.21 Algorithmus für die Ermittlung der Schubverzerrungsamplituden einer irregulären Beanspruchungsfunktion; nach [Tatsuoka und Silver, 1981]. 55
3.22 *Degradation Index Model*: Verlauf der Schädigungsfunktion; aus [Allotey und Naggar, 2008]. 57
3.23 *Seed Liquefaction Model*: Berechnete Porenwasserdruck-Kurven für Monterey Sand mit einer relativen Lagerungsdichte $I_D = 0,68$ mit dem Modell von Seed u. a. [1976]; aus [Allotey und Naggar, 2008]. 58
3.24 *Soil-Pile Load-Transfer Degradation Model*: Schematischer Verlauf der Degradation; aus [Allotey und Naggar, 2008]. 58

4.1 Kornverteilungslinien der getesteten Sande nach DIN 18123. 60
4.2 Versuchsmaterial Feinsand-Mittelsand: Lichtmikroskop- und REM-Aufnahme 61
4.3 Versuchsmaterial Berliner Sand und Feinsand unter dem Lichtmikroskop 61
4.4 Prinzip Einfachschergerät (Hersteller: GDS Instruments). 63
4.5 Prinzip der Probenrandverformung bei monotoner Scherung einer dicht gelagerten Sandprobe unter konstanter Auflastspannunng $\sigma_{zz} = 100\,\mathrm{kPa}$. 65
4.6 Theoretische Spannungsverteilung an den Rändern einer Probe im Einfachschergerät bei der Scherung bei einem großen D/H-Verhältnis. . . . 66
4.7 Einbau einer Probe im Einfachschergerät. 68

4.8 Aufbau des zyklischen Triaxialgeräts (Hersteller: GDS Instruments) - Ansicht; nach [Geißler, 2012]. 71
4.9 Aufbau des zyklischen Triaxialgeräts: Details; nach [Geißler, 2012]. . . . 73
4.10 Einbau einer Probe im zyklischen Triaxialgerät. 77
4.11 Aufsetzen der Druckzelle beim zyklischen Triaxialgerät. 78

5.1 Randbedingungen beim Einfachscherversuch; nach [Fakharian und Evgin, 1997]. 82
5.2 Einfluss der Randbedingungen beim Einfachscherversuch für den mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand, Konsolidierungsspannung $\sigma'_{zz,0} = 200\,\mathrm{kPa}$. 83
5.3 Einfachscherversuche unter konstanter Auflast (CNL) mit dem mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand bei Variation der Konsolidierungsspannung σ'_{zz}. 84
5.4 Einfachscherversuche unter konstanter Auflast (CNL) mit dem Feinsand-Mittelsand bei Variation der Lagerungsdichte für zwei Konsolidierungsspannungen $\sigma'_{zz} = 100\,\mathrm{kPa}$ bzw. $200\,\mathrm{kPa}$. 85
5.5 Einfachscherversuche unter konstanter mittlerer Auflast mit Leighton Buzzard Sand bei Variation der Lagerungsdichte; nach [Roscoe, 1967] bzw. [Cole, 1967]. 86
5.6 Darstellung des Spannungs- und Dehnungszustands beim Einfachscherversuch unter konstanter vertikaler Spannung während einer monotonen einfachen Scherung mit mitteldicht gelagertem Leighton Buzzard Sand; nach [Cole, 1967; Oda, 1975a,b]. 88
5.7 Ermittlung der Bodenkonstante κ für Feinsand-Mittelsand aus Einfachscherversuchen unter den konstanten vertikalen Spannungen $\sigma'_{zz} = 100\,\mathrm{kPa}$ und $200\,\mathrm{kPa}$ bei verschiedenen Lagerungsdichten im Bereich der Schubverzerrung $10\,\% < \gamma_{zx} < 30\,\%$. 89
5.8 Prinzip der einfachen Scherung als dränierter volumenkonstanter Versuch und undränierter Versuch; nach [Airey und Wood, 1986]. 91
5.9 Porenwasserdruckentwicklung Δu für undränierte und Änderung der vertikalen Spannung $\Delta\sigma'_{zz}$ für volumenkonstante Einfachscherversuche. . . 92
5.10 Einfachscherversuche unter volumenkonstanten Bedingungen mit dem Feinsand-Mittelsand bei Variation der Lagerungsdichte für zwei Konsolidierungsspannungen $\sigma'_{zz,0} = 100\,\mathrm{kPa}$ und $\sigma'_{zz,0} = 200\,\mathrm{kPa}$. 94
5.11 Einfachscherversuche unter volumenkonstanten Bedingungen (CV) und unter konstanter Auflast (CNL) mit dem Feinsand-Mittelsand bei Variation der Lagerungsdichte für zwei Konsolidierungsspannungen $\sigma'_{zz,0} = 100\,\mathrm{kPa}$ und $\sigma'_{zz,0} = 200\,\mathrm{kPa}$. 95
5.12 Monotone dränierte Triaxialversuche (CD) mit dem Feinsand-Mittelsand bei Variation der Lagerungsdichte für die horizontale Spannung $\sigma'_3 = 200\,\mathrm{kPa}$. 96
5.13 Monotone dränierte Triaxialversuche (CD) mit dicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei Variation der horizontalen Spannung σ'_3. 98
5.14 Monotone dränierte Triaxialversuche (CD) mit Feinsand-Mittelsand: Ermittlung der Reibungswinkel φ_p und φ_c. 99

6.1 Reaktion eines Gründungskörpers in Form einer Verschiebung w oder eines Bodenelements in Form einer Dehnung ε auf eine zyklische Belastung; nach [Goldscheider und Gudehus, 1976]. 102
6.2 Einfluss der Belastungsfrequenz auf die Änderung der Porenzahl in zyklischen Einfachscherversuchen mit dicht gelagertem Ottawa Sand; nach [Youd, 1972]. 103
6.3 Einfluss der Frequenz auf die Versuchsergebnisse in zyklischen weggesteuerten Einfachscherversuchen unter einer konstanten Vertikalspannung mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 104
6.4 Einfluss des Spannungszustands auf die Akkumulation der Dehnungen $\varepsilon_1^{\mathrm{acc}}$ und $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}}$ bei dränierten zyklischen Triaxialversuchen mit einem nichtbindigen Boden bei axialer zyklischer Belastung; nach [Luong und Sidaner, 1981]. 105
6.5 Zyklischer dränierter Triaxialversuch mit Mehrstufenbelastung mit jeweils 20 Zyklen und einer Amplitude von $\sigma_1^{\mathrm{ampl}} = 60\,\mathrm{kPa}$ je Stufe bei konstanter effektiver Horizontalspannung $\sigma_3' = 200\,\mathrm{kPa}$ mit dicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 107
6.6 Zyklischer Einfachscherversuch unter konstanter Auflast $\sigma_{zz}' = 200\,\mathrm{kPa}$ mit Mehrstufenbelastung mit jeweils 20 Zyklen und einer Amplitude von $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 5\,\mathrm{kPa}$ für die Stufen 1 bis 5 und 10 sowie $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 15\,\mathrm{kPa}$ für die Stufen 6 bis 9 mit dicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 108
6.7 Akkumulierte Verformungen aus zyklischen dränierten Triaxialversuchen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit Variation von q^{ampl} und η^{av}. 110
6.8 Zyklische dränierte Triaxialversuche mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand unter Variation der mittleren effektiven Spannung $(p')^{\mathrm{av}}$ mit konstantem Verhältnis η^{av} und ζ. 111
6.9 Zyklische Einfachscherversuche (kraftgesteuert) mit konstanter Vertikalspannung $\sigma_{zz}' = 200\,\mathrm{kPa}$ mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand unter Variation der Mittelspannung τ_{zx}^{av} und der Amplitude $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}$. . . . 112
6.10 Zyklische Einfachscherversuche (kraftgesteuert) mit konstanter Vertikalspannung $\sigma_{zz}' = 200\,\mathrm{kPa}$ mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit konstanter Amplitude $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 20\,\mathrm{kPa}$ unter Variation der Mittelspannung τ_{zx}^{av}. 113
6.11 Zyklische Einfachscherversuche (kraftgesteuert) mit konstanten Vertikalspannungen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand unter Variation der vertikalen Spannung σ_{zz}' mit konstantem zyklischen Beanspruchungsverhältnis und $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}/\sigma_{zz}' = 0,10$; $\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 0$. 114
6.12 Zyklische Einfachscherversuche (weggesteuert) mit konstanter Vertikalspannung (CNL) mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit horizontaler Wegamplitude $\gamma_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 0{,}05\,\%$ unter Variation der vertikalen Spannung σ_{zz}'. 115
6.13 Verdichtung von zyklischen Einfachscherversuchen (weggesteuert) nach 10 Zyklen mit konstanten Vertikalspannungen $\sigma_{zz}' = 25/100/200\,\mathrm{kPa}$ mit Feinsand-Mittelsand bei Variation der Lagerungsdichte I_{D0} und der horizontalen Wegamplitude $\gamma_{zx}^{\mathrm{ampl}}$. 116

6.14 Resonant Column Versuche mit Feinsand-Mittelsand: Dynamischer Schubmodul mit Darstellung des Einflusses der Lagerungsdichte und der isotropen Konsolidierungsspannung. 117
6.15 Vergleich der Nachrechnungen mit den volumetrischen Verformungsergebnissen der zyklischen Einfachscherversuche aus Bild 6.9 mit einer Mittelspannung von $\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 20\,\mathrm{kPa}$ für einen Potenzansatz und einen Logarithmus-Ansatz. 118
6.16 Zyklischer undränierter Triaxialversuch mit Mehrstufenbelastung mit jeweils 20 Zyklen und einer Amplitude von $\sigma_1^{\mathrm{ampl}} = 60\,\mathrm{kPa}$ je Stufe bei konstanter horizontaler (totaler) Spannung $\sigma_3 = 300\,\mathrm{kPa}$ mit dicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 122
6.17 Zyklischer volumenkonstanter Einfachscherversuch mit Mehrstufenbelastung mit jeweils 20 Zyklen und einer Amplitude von $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 5\,\mathrm{kPa}$ je Stufe mit dicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 123
6.18 Zyklischer undränierter Triaxialversuch (kraftgesteuert) mit locker bis mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand nach isotroper Konsolidierung ($p_0' = 200\,\mathrm{kPa}$) und Wechselbelastung ($q^{\mathrm{ampl}} = 50\,\mathrm{kPa}$). 125
6.19 Zyklischer undränierter Triaxialversuch (kraftgesteuert) mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand nach anisotroper Konsolidierung ($\eta^{\mathrm{av}} = 0,75$, $p_0' = 200\,\mathrm{kPa}$) und Schwellbelastung ($q^{\mathrm{ampl}} = 100\,\mathrm{kPa}$). 126
6.20 Zyklische volumenkonstante Einfachscherversuche (kraftgesteuert) mit Feinsand-Mittelsand unter Wechselbelastung ($\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 0$) mit Variation der Lagerungsdichte und der Konsolidierungsspannung. 127
6.21 Zyklische volumenkonstante Einfachscherversuche (kraftgesteuert) mit Feinsand-Mittelsand nach Konsolidierung $\sigma_{zz,0}' = 200\,\mathrm{kPa}$ unter zyklischer Wechsel- und Schwellbelastung ($\tau_{zx}^{\mathrm{av}} \geq 0$) und $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 10\,\mathrm{kPa}$ mit verschiedenen Lagerungsdichten. 129
6.22 Zyklische volumenkonstante Einfachscherversuche (kraftgesteuert) mit dicht gelagertem Feinsand-Mittelsand nach Konsolidierung $\sigma_{zz,0}' = 200\,\mathrm{kPa}$ und großer Vorscherung unter zyklischer Belastung mit $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 10\,\mathrm{kPa}$. 130
6.23 Verflüssigungskurven aus zyklischen volumenkonstanten Einfachscherversuchen (kraftgesteuert) mit Feinsand-Mittelsand nach Konsolidierung $\sigma_{zz,0}' = 200\,\mathrm{kPa}$ mit Variation der Lagerungsdichte I_{D} und der Mittelspannung τ_{zx}^{av}. 132
6.24 Zyklischer volumenkonstanter Einfachscherversuch (weggesteuert) mit Feinsand-Mittelsand nach Konsolidierung $\sigma_{zz,0}' = 200\,\mathrm{kPa}$ und einer zyklischen Belastung von $\gamma_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 0,10\,\%$. 133
6.25 Zyklischer volumenkonstanter Einfachscherversuch (weggesteuert) mit dicht gelagertem Feinsand-Mittelsand nach Konsolidierung $\sigma_{zz,0}' = 200\,\mathrm{kPa}$ und einer zyklischen Belastung von $\gamma_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 3\,\%$. 134
6.26 Verflüssigungskurve aus zyklischen volumenkonstanten Einfachscherversuchen (weggesteuert) mit Feinsand-Mittelsand. 134
6.27 Zyklischer undränierter Triaxialversuch (kraftgesteuert) mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand nach anisotroper Konsolidierung ($p' = 200\,\mathrm{kPa}$, $q = 75\,\mathrm{kPa}$) in vier Paketen á 200 Zyklen und $q^{\mathrm{ampl}} = 75\,\mathrm{kPa}$ mit Rekonsolidierung dazwischen. 135

6.28 Zyklischer volumenkonstanter Einfachscherversuch (kraftgesteuert) mit dicht gelagertem Feinsand-Mittelsand nach Konsolidierung ($\sigma'_{zz,0} = 200\,\text{kPa}$, $\tau_{zx}^{\text{av}} = 40\,\text{kPa}$) in vier Paketen á 500 Zyklen und $\tau_{zx}^{\text{ampl}} = 10\,\text{kPa}$ mit Rekonsolidierung dazwischen. 136

7.1 Irreguläre Belastungsverläufe mit einer Einteilung [Ishihara, 1977] und Zusammenfassung der Versuchsergebnisse von verschiedenen irregulären Beanspruchungszeitfunktionen aus bekannten Erdbebenverläufen [Ishihara und Yasuda, 1975]. 138
7.2 Irreguläre Funktionen 1 (Schwelllast) und 2 (Wechsellast) mit normierter Belastung. 139
7.3 Irreguläre Funktion 1 unter volumenkonstanten Bedingungen im Einfachschergerät an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 141
7.4 Irreguläre Funktion 2 unter volumenkonstanten Bedingungen im Einfachschergerät an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 142
7.5 Möglichkeiten für die Abbildung einer äquivalenten Beziehung zwischen einer irregulären und regulären zyklischen Belastungsfunktion für undränierte Bedingungen; Konzept nach [Ishihara und Yasuda, 1975] und [Tatsuoka u. a., 1986a]. 143
7.6 Irreguläre Funktion 1 unter CNL-Bedingungen im Einfachschergerät mit einer konstanten Vertikalspannung von $\sigma'_{zz} = 200\,\text{kPa}$ an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 145
7.7 Irreguläre Funktion 2 unter CNL-Bedingungen im Einfachschergerät mit einer konstanten Vertikalspannung von $\sigma'_{zz} = 200\,\text{kPa}$ an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 145
7.8 Irreguläre Funktion 1 unter dränierten Bedingungen im Triaxialgerät nach isotroper Konsolidierung bei $p'_0 = 200\,\text{kPa}$ an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 146
7.9 Irreguläre Funktion 2 unter dränierten Bedingungen im Triaxialgerät nach einer isotropen Konsolidierung bei $p'_0 = 200\,\text{kPa}$ an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 147
7.10 Dehnungsakkumulation bei zyklischen dränierten Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei konstantem mittleren Spannungszustand. 150
7.11 Dehnungsakkumulation bei zyklischen Einfachscherversuchen (CNL) in vier Lastpaketen á 2.500 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei konstantem mittleren Spannungszustand. 151
7.12 Dehnungsakkumulation bei zyklischen dränierten Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei konstantem mittleren Spannungszustand. 151
7.13 Dehnungsakkumulation bei zyklischen Einfachscherversuchen (CNL) in vier Lastpaketen á 2.500 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei konstantem mittleren Spannungszustand. 152
7.14 Dehnungsakkumulation bei zyklischen dränierten Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit Variation der mittleren Deviatorspannung q^{av}. 153

7.15 Dehnungsakkumulation bei zyklischen Einfachscherversuchen (CNL) in vier Lastpaketen á 2.500 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit Variation der mittleren Schubspannung τ^{av}. 153
7.16 Dehnungsakkumulation bei zyklischen dränierten Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit Variation des mittleren Spannungszustands $(p')^{\mathrm{av}}$ und q^{av} bei konstantem mittleren Spannungsverhältnis η^{av}. 154
7.17 Dehnungsakkumulation bei zyklischen dränierten Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit Variation des mittleren Spannungszustands $(p')^{\mathrm{av}}$ und q^{av} bei konstanter radialer effektiver Spannung σ'_3. 155
7.18 Dehnungsakkumulation bei zyklischen Einfachscherversuchen (CNL) in vier Lastpaketen á 2.500 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit Variation der vertikalen Spannung σ'_{zz}. 156
7.19 Zyklische Einfachscherversuche mit multidirektionaler Belastung in drei Stufen mit jeweils 1.000 Zyklen mit Feinsand-Mittelsand, relative Lagerungsdichte $I_{\mathrm{D0}} = 0,62$ bis $0,65$. 157
7.20 Varianten für die Durchführung der Einfachscherversuche am Beispiel der irregulären Funktion 1 mit der Rainflow-Klassierung 2×2. 159
7.21 Einfluss der Detaillierung der Rainflow-Klassierung auf das Verformungsverhalten im Vergleich zu den Ergebnissen des irregulären Verlaufs der Funktion 1 aus Einfachscherversuchen unter CNL-Bedingungen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit für zwei Durchläufe. . . . 160
7.22 Einfluss der Detaillierung der Rainflow-Klassierung auf das Verformungsverhalten im Vergleich zu den Ergebnissen des irregulären Verlaufs der Funktion 2 aus Einfachscherversuchen unter CNL-Bedingungen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand für zwei Durchläufe. 161
7.23 Einfluss der Reihenfolge der Anordnung der Zyklenpakete auf das Verformungsverhalten im Vergleich zu den Ergebnissen des irregulären Verlaufs der Funktion 1 aus Einfachscherversuchen unter CNL-Bedingungen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 162
7.24 Einfluss der Reihenfolge der Anordnung der Zyklenpakete auf das Verformungsverhalten im Vergleich zu den Ergebnissen des irregulären Verlaufs der Funktion 2 aus Einfachscherversuchen unter CNL-Bedingungen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 163
7.25 Einfluss der Reihenfolge der Anordnung der Zyklenpakete auf das Verformungsverhalten im Vergleich zu den Ergebnissen des irregulären Verlaufs der Funktion 1 aus Einfachscherversuchen unter CV-Bedingungen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 164
7.26 Einfluss der Reihenfolge der Anordnung der Zyklenpakete auf das Verformungsverhalten im Vergleich zu den Ergebnissen des irregulären Verlaufs der Funktion 2 aus Einfachscherversuchen unter CV-Bedingungen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 165
7.27 Nachrechnung des Beispiels aus Tabelle 7.3 mit aufsteigender Schubspannungsamplitude mit Potenzansatz und Time-Hardening-Methode. . 168

7.28 Nachrechnung des Beispiels aus Tabelle 7.3 mit aufsteigender Schubspannungsamplitude mit Potenzansatz und Strain-Hardening-Methode. 168
7.29 Nachrechnung des Beispiels aus Tabelle 7.3 mit aufsteigender Schubspannungsamplitude mit Potenzansatz und der Methode aus der EA-Pfähle [DGGT, 2012]. 169
7.30 Vergleich der Versuchsergebnisse für Funktion 1 von zwei äquivalenten Funktionen (ermittelt mit Time-Hardening/EA-Pfähle). 172
7.31 Vergleich der Versuchsergebnisse für Funktion 2 von zwei äquivalenten Funktionen (ermittelt mit Time-Hardening/EA-Pfähle). 174
7.32 Ermittlung der Teilschädigungen für die klassierte Funktion 1 anhand des vorgegebenen Dehnungskriteriums $\varepsilon_v^{acc} = 1{,}05\,\%$; akkumulierte Dehnungen berechnet nach Gleichung 6.2 mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 175
7.33 Ermittlung der Teilschädigungen für die klassierte Funktion 2 anhand des vorgegebenen Dehnungskriteriums $\varepsilon_v^{acc} = 3{,}0\,\%$; akkumulierte Dehnungen berechnet nach Gleichung 6.2 mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 177
7.34 Exemplarische Darstellung der Ermittlung der Teilschädigungen nach der linearen Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren/Miner für die Funktionen 1 und 2 aus volumenkonstanten Einfachscherversuchen. 183
7.35 Zusammenhang zwischen dem Parameter α und dem Verdichtungspotential; aus [Sherif u. a., 1980]. 184
7.36 Ergebnisse des zyklischen Einfachscherversuchs (CV) mit der Klassierung der irregulären Funktion 1 mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 186
7.37 Ergebnisse des zyklischen Einfachscherversuchs (CV) mit der äquivalenten Funktion der Funktion 1 mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 186
7.38 Ergebnisse des zyklischen Einfachscherversuchs (CV) mit der Klassierung der irregulären Funktion 2 mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 187
7.39 Ergebnisse des zyklischen Einfachscherversuchs (CV) mit der äquivalenten Funktion der Funktion 2 mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 188
7.40 Verläufe der Änderung der vertikalen Spannung $-\Delta\sigma'_{zz}$ der zyklischen Einfachscherversuche (CV) der $5 \times 5-$Klassierung und der äquivalenten Beanspruchung der Funktion 2 mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 189
7.41 Stichproben-Verfahren bei der Ermittlung des Effektivwertes für einen Zyklus einer sinusförmigen Funktion. 189
7.42 Ermittlung der effektiven vertikalen Spannungsänderung nach irregulärer Belastung (Funktionsverlauf 1) mit Hilfe der Vorgehensweise nach Andersen [1976] mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 192
7.43 Ermittlung der Änderung der effektiven vertikalen Spannung nach irregulärer Belastung (Funktionsverlauf 2) mit Hilfe der Vorgehensweise nach Andersen [1976] mit mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand. . 193

A.1 Programmflussdiagramm für ein Auswertprogramm von monotonen und zyklischen Triaxialversuchen; nach [Bergmann, 2012]. 207
A.2 Bildschirmdruck vom Auswertprogramm für Triaxialversuche mit Beispiel des Mehrstufenversuchs in Bild 6.16. 208
A.3 Bildschirmdruck der Exportfunktion vom Auswertprogramm für Triaxialversuche. 209

B.1 Anwendung der Zählmethode *mean-crossing peak counting* bei Funktion 1 bis zur Verflüssigung nach Bild 7.3 auf Basis der Ergebnisse eines volumenkonstanten Einfachscherversuchs mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 212
B.2 Anwendung der Zählmethode *mean-crossing peak counting* bei Funktion 2 bis zur Verflüssigung nach Bild 7.4 auf Basis der Ergebnisse eines volumenkonstanten Einfachscherversuchs mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. 214
B.3 Prinzip der Umwandlung am Beispiel einer Rainflow-Matrix 8×8 in eine 2×2 – Matrix. 216
B.4 Ergebnisse der Umformung der Rainflow-Zählung von Funktion 1. . . . 217
B.5 Ergebnisse der Umformung der Rainflow-Zählung von Funktion 2. . . . 218
B.6 Rainflow-Zählung (5×5 – Aufteilung) von Funktion 1 bis zur Verflüssigung nach Bild 7.3 auf Basis der Ergebnisse eines volumenkonstanten Einfachscherversuchs mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. . 219
B.7 Rainflow-Zählung (5×5 – Aufteilung) von Funktion 2 bis zur Verflüssigung nach Bild 7.4 auf Basis der Ergebnisse eines volumenkonstanten Einfachscherversuchs mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. . 220

C.1 Prinzipieller Verlauf eines Spannungspfades bei monotoner dränierter Scherung eines mitteldicht gelagerten nichtbindigen Bodens; nach [Luong, 1982]. 223
C.2 Prinzipieller Verlauf eines Spannungspfades bei monotoner undränierter Scherung eines mitteldicht gelagerten nichtbindigen Bodens; nach [Li und Dafalias, 2000]. 224
C.3 Schematische Darstellung der Anteile des resultierenden Porenwasserüberdrucks bei einem undränierten monotonen Triaxialversuchs mit einem mindestens mitteldicht gelagerten Sand. 224
C.4 Ergebnisse von undränierten monotonen Triaxialversuchen mit einem Feinsand mit verschiedenen Lagerungsdichten und einer isotropen Konsolidierungsspannung von $p'_0 = 200\,\mathrm{kPa}$; nach [Wichtmann u. a., 2010c]. 226
C.5 Ergebnisse von undränierten monotonen Triaxialversuchen mit Toyoura Sand mit einer relativen Lagerungsdichte von $I_\mathrm{D} = 0,64$ und verschiedenen isotropen Konsolidierungsspannungen; nach [Li und Dafalias, 2000]. 226

D.1 Einfluss der Einbaumethode auf das Verflüssigungsverhalten für Sand Monterey No. 0 im zyklischen Triaxialgerät; nach Mulilis u. a. [1977]. . 230

D.2 Einfluss der Einbaumethode auf das mechanische Verhalten für locker gelagerten Toyoura Sand ($I_D = 20\,\%$, isotrope Konsolidierung $p'_0 = 500\,\text{kPa}$) bei monotonen und zyklischen undränierten Triaxialversuchen; nach Sze und Yang [2014]. 231
D.3 Monotone undränierte Triaxialversuche zur Untersuchung des Einflusses der Einbaumethode für locker bis mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand nach isotroper Konsolidierung $p'_0 = 200\,\text{kPa}$. 232
D.4 Zyklische undränierte Triaxialversuche zur Untersuchung des Einflusses der Einbaumethode für locker bis mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand nach isotroper Konsolidierung $p'_0 = 200\,\text{kPa}$ und einer zyklischen Amplitude $q^{\text{ampl}} = 50\,\text{kPa}$. 233
D.5 Zyklische volumenkonstante Einfachscherversuche zur Untersuchung des Einflusses der Einbaumethode für mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand nach Konsolidierung $\sigma'_{zz,0} = 200\,\text{kPa}$ und einer zyklischen Amplitude $\tau_{zx}^{\text{ampl}} = 13/15\,\text{kPa}$. 234
D.6 Monotone dränierte Triaxialversuche zur Untersuchung des Einflusses der Einbaumethode für locker bis mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand nach isotroper Konsolidierung $p'_0 = 200\,\text{kPa}$. 235
D.7 Zyklische dränierte Triaxialversuche zur Untersuchung des Einflusses der Einbaumethode für locker bis mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand nach anisotroper Konsolidierung $(p')^{\text{av}} = 200\,\text{kPa}$, $q^{\text{av}} = 150\,\text{kPa}$. . 236
D.8 Zyklische dränierte Triaxialversuche zur Untersuchung des Einflusses der Einbaumethode für locker bis mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand nach anisotroper Konsolidierung $(p')^{\text{av}} = 200\,\text{kPa}$, $q^{\text{av}} = 150\,\text{kPa}$; Darstellung ohne 1. Zyklus. 236
D.9 Zyklische Einfachscherversuche unter konstanter Auflast zur Untersuchung des Einflusses der Einbaumethode für mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand nach Konsolidierung $\sigma'_{zz} = 200\,\text{kPa}$ und einer zyklischen Amplitude $\tau_{zx}^{\text{ampl}} = 10/30\,\text{kPa}$. 237
D.10 Schematische Darstellung der Kornstruktur durch die verschiedenen Einbaumethoden; nach Sze und Yang [2014]. 238

E.1 Varianten der Spannungsberechnung einer abgescherten Probe im Einfachschergerät für Versuche unter konstanter Auflast; nach [DeGroot, 1989, Anhang A]. 243
E.2 Anwendung der verschiedenen Methoden für die Ermittlung des Spannungszustands und des Reibungswinkels im Einfachscherversuch. 244

F.1 Vergleich der Verdichtungskurven von zyklischen Einfachscherversuchen (CNL) für locker gelagerte Sande nach dem 10. Zyklus. 249
F.2 Vergleich der Verdichtungskurven von zyklischen Einfachscherversuchen (CNL) für mitteldicht gelagerte Sande nach dem 10. Zyklus. 250
F.3 Vergleich der Verdichtungskurven von zyklischen Einfachscherversuchen (CNL) für dicht gelagerte Sande nach dem 10. Zyklus. 250
F.4 Vergleich der Verflüssigungskurven von zyklischen Einfachscherversuchen für locker bis mitteldicht gelagerte Sande. 252

F.5 Vergleich der Verflüssigungskurven von zyklischen Einfachscherversuchen für mitteldicht bis dicht gelagerte Sande. 252
F.6 Vergleich der Verflüssigungskurven von zyklischen Einfachscherversuchen für dicht gelagerte Sande. 253

G.1 Ergebnisse aus zyklischen Triaxialversuchen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand für die Ermittlung des Parameters C_{ampl} für das HCA-Modell. 257
G.2 Ergebnisse aus zyklischen Triaxialversuchen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand für die Ermittlung des Parameters C_{p} für das HCA-Modell. 258
G.3 Ergebnisse aus zyklischen Triaxialversuchen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand für die Ermittlung des Parameters C_{Y} für das HCA-Modell. 259
G.4 Ergebnisse aus zyklischen Triaxialversuchen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand für die Ermittlung der Parameter $C_{\mathrm{N}i}$ für das HCA-Modell. 260
G.5 Dehnungsakkumulation bei zyklischen Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei konstantem mittleren Spannungszustand inkl. Nachrechnungen mit dem HCA-Modell. 263
G.6 Dehnungsakkumulation bei zyklischen Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei konstanter mittlerer effektiver Spannung $(p')^{\mathrm{av}}$ unter Variation der mittleren Deviatorspannung q^{av} inkl. Nachrechnungen mit HCA-Modell. . . 264
G.7 Dehnungsakkumulation bei zyklischen Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei variierender mittlerer effektiver Spannung $(p')^{\mathrm{av}}$ und konstantem mittleren Spannungsverhältnis η^{av} inkl. Nachrechnungen mit HCA-Modell. . 265
G.8 Dehnungsakkumulation bei zyklischen Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei konstanter radialer effektiver Spannung σ'_3 inkl. Nachrechnungen mit dem HCA-Modell. 266

Tabellenverzeichnis

3.1 Zusammenfassung der Klassierung in Bild 3.6. 26

4.1 Eigenschaften der Versuchssande. 60

6.1 Zusammenfassung der Einflussfunktionen des HCA-Modells (nach Wichtmann und Triantafyllidis [2011]) und Darstellung der ermittelten Parameter für den Feinsand-Mittelsand. 120

7.1 Ermittlung der Korrekturfaktoren C_2 für die irregulären Funktionen 1 und 2 aus zyklischen Einfachscherversuchen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand ($I_D \approx 0,60$); nach [Tatsuoka u. a., 1986a]. 144

7.2 Zusammenstellung von Studien zu Reihenfolgeeffekten von zyklischen Mehrstufenversuchen in der Bodenmechanik. 148

7.3 Vergleich der Verfahren zur Dehnungs-Superposition an einem Beispiel mit Potenzansatz und aufsteigender Amplitude. 167

7.4 Vergleich der Verfahren zur Dehnungs-Superposition mit Potenzansatz an einem Beispiel und absteigender Amplitude. 167

7.5 Vergleich der Verfahren zur Dehnungs-Superposition mit Logarithmus-Funktion an einem Beispiel und aufsteigender Amplitude. 169

7.6 Vergleich der Verfahren zur Dehnungs-Superposition mit Logarithmus-Funktion an einem Beispiel und absteigender Amplitude. 170

7.7 Dehnungs-Superposition für die 5×5 – Klassierung der irregulären Funktion 1 bei aufsteigender Amplitude. 171

7.8 Dehnungs-Superposition für die 5×5 – Klassierung der irregulären Funktion 2 bei aufsteigender Amplitude. 173

7.9 Ermittlung der Teilschädigungen bei einem vorgegebenen Dehnungskriterium $\varepsilon_v^{acc} = 1{,}05\,\%$ für Funktion 1 (5×5 – Klassierung) aus zyklischen Einfachscherversuchen mit Feinsand-Mittelsand mit der linearen Schadensakkumulationshypothese. 176

7.10 Ermittlung der Teilschädigungen bei einem vorgegebenen Dehnungskriterium $\varepsilon_v^{acc} = 2{,}37\,\%$ für Funktion 2 (5×5 – Klassierung) aus zyklischen Einfachscherversuchen mit Feinsand-Mittelsand mit der linearen Schadensakkumulationshypothese. 177

7.11 Zusammenfassung der Ergebnisse der Umwandlungen der irregulären Funktionen 1 und 2 für Einfachscherversuche mit konstanter Auflast. . 179

7.12 Klassierung und Schadensakkumulationsberechnung der irregulären Funktion 1. 181
7.13 Klassierung und Schadensakkumulationsberechnung der irregulären Funktion 2. 182
7.14 Berechnung der äquivalenten Zyklenzahl für die 5×5 – Klassierung der irregulären Funktion 1 bei volumenkonstanten Randbedingungen. . . . 184
7.15 Berechnung der äquivalenten Zyklenzahl für die 5×5 – Klassierung der irregulären Funktion 2 bei volumenkonstanten Randbedingungen. . . . 185
7.16 Berechnung der äquivalenten Schubspannungsamplitude für die 5×5 – Klassierung der irregulären Funktion 1 bei volumenkonstanten Randbedingungen über den Effektivwert. 190
7.17 Berechnung der äquivalenten Schubspannungsamplitude für die 5×5 – Klassierung der irregulären Funktion 2 bei volumenkonstanten Randbedingungen über den Effektivwert. 191
7.18 Ergebnisse der Anwendung der Time-Hardening-Methode für die Ermittlung einer regulären äquivalenten Funktion. 194
7.19 Zusammenfassung der Ergebnisse der Umwandlungen der irregulären Funktionen 1 und 2 für volumenkonstante Einfachscherversuche. 196

B.1 Spitzenwert-Zählung der Funktion 1 213
B.2 Spitzenwert-Zählung der Funktion 2 215

E.1 Zusammenfassung der Konstruktionsvarianten für Einfachschergeräte . 242

F.1 Bodenkennwerte aus verschiedenen Studien mit Untersuchung des Verdichtungsverhaltens mit Hilfe von zyklischen Einfachscherversuchen unter konstanter Auflast (CNL). 248
F.2 Umrechnung der Verformungsergebnisse aus Youd [1972] für dicht gelagerten Ottawa-Sand C-109 aus zyklischen Einfachscherversuchen. . . . 249
F.3 Ausgewählte Referenzen zu Verflüssigungsuntersuchungen aus kraftgesteuerten Wechsellastversuchen im Einfachschergerät. 251

G.1 Zusammenstellung der zyklischen Triaxialversuche für die Bestimmung der HCA-Parameter mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand. . 256
G.2 Ermittlung des mittleren Spannungsverhältnisses $\bar{Y}^{\mathrm{av}}$. 259

H.1 Dehnungs-Superposition für die 5×5 – Klassierung der irregulären Funktion 1 bei aufsteigender Amplitude; bezogen auf die mittlere Amplitude $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 20{,}3\,\mathrm{kPa}$. 267
H.2 Dehnungs-Superposition für die 5×5 – Klassierung der irregulären Funktion 2 bei aufsteigender Amplitude; bezogen auf die mittlere Amplitude $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 40{,}9\,\mathrm{kPa}$. 268

Symbolverzeichnis

Formelzeichen

Lateinische Buchstaben

A	Parameter für Akkumulationsansatz zur Abbildung der resultierenden Verformungen infolge einer zyklischen Belastung (z.B. in Gleichung 3.11)
A_Δ	dreieckige Fläche unter einem Hystereseast nach Bild 2.8
A_{hys}	eingeschlossene Fläche der Hysterese eines Zyklus (Bild 2.8)
b	Steigung der Wöhlerlinie in der doppellogarithmischen Darstellung nach in der allgemeinen Basquin-Gleichung (Gleichung 3.1)
B	Parameter für Akkumulationsansatz zur Abbildung der resultierenden Verformungen infolge einer zyklischen Belastung (z.B. in Gleichung 3.11)
B	Porenwasserdruckbeiwert nach [Skempton, 1954]
C	Materialparameter für Beschreibung der Basquin-Gleichung (Gleichung 3.1)
C	Krümmungszahl (Kornverteilung)
C_2	Korrekturfaktor, Maß für die Irregularität
$C_{1/2/3}$	Materialkonstanten für Verfahren für die Prognose der Porenwasserdruckakkumulation nach [Sherif u. a., 1978]
C_{ampl}	Materialkonstante für den Einfluss der Dehnungsamplitude (HCA-Modell)
$C_{\mathrm{N1/N2/N3}}$	Materialkonstanten für den Einfluss der zyklischen Vorbelastung (HCA-Modell)
C_{e}	Materialkonstante für den Einfluss der Lagerungsdichte (HCA-Modell)
C_{p}	Materialkonstante für den Einfluss der mittleren Spannung (HCA-Modell)
C_{Y}	Materialkonstante für den Einfluss des mittleren Spannungsverhältnisses (HCA-Modell)
$C_{\pi 1}, C_{\pi 2}$	Materialkonstanten für den Einfluss der Polarisationsänderung (HCA-Modell)
C_{C}	Krümmungszahl (Kornverteilung)

C_r	Korrekturfaktor für die Anpassung der im Labor ermittelten Verflüssgungskurven in zyklischen Triaxialversuchen auf die Gegebenheiten in situ
C_U	Ungleichförmigkeitszahl (Kornverteilung)
d, D	Durchmesser
d	Korndurchmesser
d	Teilschädigung (Definition in Gleichung 3.3)
d	Dilatanz (Definition in Gleichung C.1)
D	Dämpfungsverhältnis, Dämpfungsmaß (Definition in Gleichung 2.17), (engl. *damping ratio*)
D	Schädigung (Definition in Gleichung 3.3), (engl. *damage*)
D	Parameter für die Erfassung der Spannungs-Dehnungs-Geschichte nach [Tatsuoka und Silver, 1981]
e	Porenzahl
e_x, e_z	Exzentrizität der Belastung beim Einfachscherversuch (Bild 4.6)
E	Steifigkeitsmodul
E	spannungsabhängige elastische Steifigkeit (HCA-Modell)
f	Frequenz
f_ampl	Funktion für den Einfluss der Dehnungsamplitude (HCA-Modell)
f_e	Funktion für den Einfluss der Lagerungsdichte (HCA-Modell)
f_N	Funktion für den Einfluss der zyklischen Vorbelastung (HCA-Modell)
f_p	Funktion für den Einfluss der mittleren Spannung (HCA-Modell)
f_Y	Funktion für den Einfluss des mittleren Spannungsverhältnisses (HCA-Modell)
f_π	Funktion für den Einfluss der Polarisationsänderung (HCA-Modell)
F	Kraft
G	Schubmodul
h, H	Höhe
H	Horizontalkraft
H_0	Mittellastüberschreitungszahl
H_1	Lastspitzenzahl
i	Regelmäßigkeit irregulärer Funktionen (Definition in Gleichung 7.1)
i	Zähler für z.B. Zyklen oder Zyklenpakete
I_D	relative Lagerungsdichte
k	Steigung der Wöhlerlinie in der doppellogarithmischen Darstellung
K	vertikale Steifigkeit bei Einfachscherversuchen (Definition in Gleichung 5.1)

K	Spannungsverhältnis, Erddruckbeiwert
K_0	Ruhedruckbeiwert
K_α	Korrekturfaktor für Berücksichtigung der anisotropen Konsolidierungsspannung bei Verflüssigungsuntersuchungen
K_σ	Korrekturfaktor für Berücksichtigung der vertikalen Konsolidierungsspannung bei Verflüssigungsuntersuchungen
$\mathbf{m}$	Akkumulationsrichtung (nach Fließregel des MCC-Modells)
M	Biegemoment
M	Mittelspannungsempfindlichkeit (Definition in Gleichung 3.10)
n	Zyklenanzahl eines Zyklenpakets
N	Zyklus, Zyklenanzahl
p	mittlere totale Spannung
p'	mittlere effektive Spannung (Definition in Gleichung 2.2)
P	elektrische Leistung (Effektivwert in Bild 3.17)
q	Deviatorspannung (Definition in Gleichung 2.3)
r_u	Porenwasserdruck-Verhältnis (Bild 3.23)
R	Ruhegrad (Definition in Gleichung 2.1)
R	elektrischer Widerstand (Effektivwert in Bild 3.17)
R	Spannungsverhältnis in Einfachscherversuchen (Definition in Gleichung 5.3)
S_r	zyklisches Spannungsverhältnis (engl. *stress ratio*)
t	Zeit
T	Periode (Zeit für Durchlauf eines Zyklus)
T	Zeitspanne
u	Porenwasserdruck (engl. *pore pressure*)
U	elektrische Spannung (Effektivwert in Bild 3.17)
U	Ungleichförmigkeitszahl (Kornverteilung)
V_Ca	Kalkgehalt
w	Verschiebung
W	elastisch gespeicherte Energie (in Gleichung 2.17)
W	absorbierte Arbeit beim Bruch bzw. Verflüssigung; nach [Green und Terry, 2005]
ΔW	dissipierte Energie nach einem Zyklus (in Gleichung 2.17)
x	horizontale Verschiebung
X	allgemeiner Wert für zyklische Beanspruchung (Kapitel 2.1)
Y	Spannungsverhältnis (HCA-Modell)

Griechische Buchstaben

α	Winkel
α	Winkel der Polarisationsänderung (HCA-Modell)
α	Verhältnis der Schubspannungsamplituden (Bild 3.12)
α	Parameter für Belastungsintensität (Definition in [Sherif u. a., 1978])
α_1, α_2	Materialkonstanten für Modell nach [Tatsuoka und Silver, 1981]
γ	Schubverzerrung (engl. *shear strain*)
$\dot{\gamma}$	Schubverzerrungsrate (engl. *shear strain rate*)
δ_N	Degradation, z.B der Steifigkeit (siehe Kapitel 3.5.3)
Δ	Inkrement
ε	Dehnung (engl. *strain*)
$\dot{\varepsilon}$	Dehnungsrate (engl. *strain rate*)
ζ	Verhältnis der Belastungsamplitude zur mittleren effektiven Spannung (Gleichung 2.7)
η	Spannungsverhältnis (Definition in Gleichung 2.4)
κ	Bodenkonstante zur Ermittlung des Spannungszustand in Einfachscherversuchen (Definition in Gleichung 5.3)
ν	Querdehnzahl
ξ	Drehung der Hauptachsen der Dehnungsrate (Bild 5.6)
ρ_s	Korndichte
σ	Normalspannung (engl. *normal stress*)
σ'	effektive Normalspannung (engl. *effective normal stress*)
$\boldsymbol{\dot{\sigma}}$	Jaumann'sche Spannungsrate
τ	Schubspannung (engl. *shear stress*)
φ	Reibungswinkel (engl. *friction angle*)
ψ	Winkel der größeren Hauptspannung zur Vertikalen (Bild 5.6)
ω	Richtung der Verformungsakkumulation bei zyklischen Versuchen (Definition in Gleichung 6.1)
ω_i	absorbierte Arbeit innerhalb eines Belastungszyklus; nach [Green und Terry, 2005]

Indizes

0	Ausgangszustand
$1, 2, 3$	Hauptspannungsrichtungen
atm	Atmosphäre
c	Kompression (engl. *compression*)
c	Konsolidierung (engl. *concolidation*)
c	kritischer Zustand (engl. *critical state*)
D	Dauerfestigkeit
dyn	dynamisch (engl. *dynamic*)
e	Extension (engl. *extension*)
eff	effektiv
eq	äquivalent (engl. *equivalent*)
f	Bruch (engl. *failure*)
i, j	Zähler für z.B. Zyklen oder Zyklenpakete
irr	irregulär
krit	im kritischen Zustand
liq	bei Verflüssigung (engl. *liquefaction*)
mag	Magnitude/Intensität nach Gleichung 2.11 (engl. *magnitude*)
mob	mobilisiert (engl. *mobilised*)
N	Zyklus (engl. *cycle*), auch in Zahlenform: 1, 2, 3...
p	maximaler Wert der Scherfestigkeit (engl. *Peak*)
q	deviatorisch (engl. *deviatoric*)
ref	Referenz
reg	regulär
tot	total (engl. *total*)
ult	im Grenzzustand bzw. Bruch (engl. *ultimate*)
v	volumetrisch (engl. *volumetric*)
zz	in z-Richtung auf z-Ebene

Hochgestellte Indizes

acc	akkumuliert (engl. *accumulated*)
ampl	Amplitude (engl. *amplitude*)

av	Mittelwert (engl. *average*)
max	maximum (maximaler Wert innerhalb eines Zyklus)
min	minimum (minimaler Wert innerhalb eines Zyklus)
pl	plastisch

Akronyme

BAW	Bundesanstalt für Wasserbau
CD	konsolidiert, dräniert (engl. *consolidated drained*)
CNL	konstante Normalspannung bei Einfachscherversuchen (engl. *constant normal load*)
CNS	konstante vertikale Steifigkeit bei Einfachscherversuchen (engl. *constant normal stiffness*)
CPT	Drucksondierung (engl. *cone penetration test*)
CRR	Verflüssigungswiderstand (engl. *cyclic resistance ratio*)
CSL	kritische Zustandsgerade (engl. *critical state line*)
CSR	kritisches Spannungsverhältnis (engl. *critical stress ratio*)
CL	charakteristische Linie (engl. *characteristic threshold line*)
CT	charakteristischer Zustand (engl. *characteristic threshold*)
CU	konsolidiert, undräniert (engl. *consolidated undrained*)
CV	volumenkonstant (engl. *constant volume*)
D	Dilatanz
DLC	Lastfall (engl. *design load case*)
DSC	engl. *Directional Shear Cell*, [Arthur u. a., 1981]
EA	Empfehlungen des Arbeitskreises (Arbeitskreise der Fachsektionen der DGGT)
ESP	effektiver Spannungspfad (engl. *effective stress path*)
FL	Bruchgerade (engl. *failure line*)
FP	Flächenpol im Mohr'schen Spannungskreis
FS	Sicherheitsfaktor (engl. *factor of safety*)
HCA	Hochzyklisches Akkumulationsmodell (engl. *high cycle accumulation model*)
K	Kontraktanz
MCC	engl. *Modified Cam Clay*-Modell

MSF	Magnituden-Skalierungsfaktor (engl. *magnitude scaling factor*)
NGI	Norwegisches Geotechnisches Institut (engl. *Norwegian Geotechnical Institute*)
PT	Punkt beim Abscheren, an dem Verhalten des Bodens von kontraktant in dilatant wechselt (engl. *phase transformation*)
RMS	quadratischer Mittelwert (engl. *root mean square*)
SGI	Schwedisches Geotechnisches Institut (engl. *Swedish Geotechnical Institute*)
SHM	Dehnungssuperpositions-Methode (engl. *strain hardening method*)
SP	Spannungspol im Mohr'schen Spannungskreis
SPT	Rammsondierung (engl. *standard penetration test*)
SR	zyklisches Spannungsverhältnis (engl. *stress ratio*)
THM	Dehnungssuperpositions-Methode (engl. *time hardening method*)
TSP	totaler Spannungspfad (engl. *total stress path*)

Kapitel 1

Einführung

1.1 Motivation

Zyklische Beanspruchungen von Gründungen sind meist keine harmonischen Schwingungen, d.h. sie sind oft irregulärer Natur. Sie können aus verschiedenen Ursachen zusammengesetzt sein, deren Wirkungsrichtungen teilweise immer wieder wechseln. Auch die Intensität der Beanspruchung kann sich ändern, wie beispielsweise die Wind- und Wellenbelastung der Gründung einer Offshore Windenergieanlage, die Belastung der Fundamente einer Straßen- oder Eisenbahnbrücke oder bei Erdbeben. Für Bauwerke, die durch immer wiederkehrende Belastungen beansprucht werden, ist es neben den statischen Nachweisen erforderlich, für deren geplante Nutzungsdauer eine zuverlässige Vorhersage bezüglich der Tragfähigkeit und Gebrauchsfähigkeit auch nach vielen Lastwiederholungen treffen zu können. Dabei genügt es nicht, die Bemessung für die maximale Beanspruchung der zeitlich veränderlichen Belastungsfunktion zu führen. Denn selbst wenn die Sicherheit bei Annahme einer einmaligen Belastung gegeben wäre, kann damit keine Aussage über die Tragfähigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit für die gesamte Betriebszeit getroffen werden.

Die Forderung nach einer verlässlichen Prognose betrifft neben allen Teilen eines Bauwerks auch deren Gründung. Der Verlust der Tragfähigkeit des Baugrunds wird meist durch den Porenwasserdruckaufbau im Boden bei zyklischer Beanspruchung und damit einer Reduzierung der effektiven Spannungen hervorgerufen. Aber auch große Verformungen infolge zahlreicher Lastwiederholungen können zur Verminderung der Tragfähigkeit eines Bauwerks führen. Daneben sind die Forderungen an die Gebrauchstauglichkeit bei der Planung zu berücksichtigen, denn schon kleinere Schiefstellungen einer Windkraftenergieanlage, die durch Verformungen des Baugrunds hervorgerufen werden, können die Turbinenkomponenten zusätzlich belasten und bei Erreichen eines Grenzwertes sogar deren Abschaltung erfordern. Oder aber durch Schwingungen hervorgerufene Setzungen eines Brückenfundaments überfordern die Flexibilität der Fahrbahnübergangskonstruktion, was eine Nutzungseinschränkung der Brücke zur Folge hätte. Um dies zu vermeiden, sind sichere Prognosen der Baugrundverformung bereits während der Planung erforderlich. Realistische Lastannahmen und sinnvolle Lastfall-

überlagerungen sind Voraussetzungen, die schließlich zu bemessungsrelevanten Beanspruchungszeitfunktionen führen (z.B. Bild 1.1). Auch eine Wahrscheinlichkeitsanalyse über die Häufigkeit verschiedener extremer Belastungsszenarien und deren Ansatz bei der Bemessung sind entscheidend für eine zuverlässige Prognose.

Allerdings ist es sehr anspruchsvoll, mit irregulären Beanspruchungszeitfunktionen einer Konstruktion eine Vorhersage über die Lebensdauer bzw. über die Zeit bis zum Erreichen eines definierten Grenzwertes zu erstellen. Hierfür kommen numerische Berechnungen und bodenmechanische Element- oder Modellversuche in Frage, bei der variable Beanspruchungsfunktionen abgebildet werden können. Doch numerische Berechnungen, in der die Spannungs-Dehnungsbeziehung des Bodens durch ein Stoffgesetz vollständig beschrieben wird, können je nach Modellgröße sehr aufwendig und auch fehlerbehaftet sein. Denn bei der Zeitintegration eines Stoffgesetzes, das eine Beziehung zwischen einer Spannungsrate und einer Dehnungsrate herstellt (inkrementelle Stoffgesetze), entsteht ein numerischer Fehler, der sich in einer Ungenauigkeit des Ergebnisses widerspiegelt. Bei geringen Zyklenzahlen ist diese Abweichung in der Regel noch vernachlässigbar, jedoch bei höherer Zyklenzahl und damit höherer Anzahl bzw. steigender Größe der Zeitschritte bei der Integration gewinnt die zunehmende Diskrepanz an Bedeutung und sollte berücksichtigt werden. Daneben geht mit steigender Zyklenanzahl auch eine stark zunehmende Beanspruchung der Rechnerkapazität einher, die bei größeren Anfangsrandwertproblemen selbst bei heutiger Ausstattung sehr zeitaufwendig sein können.

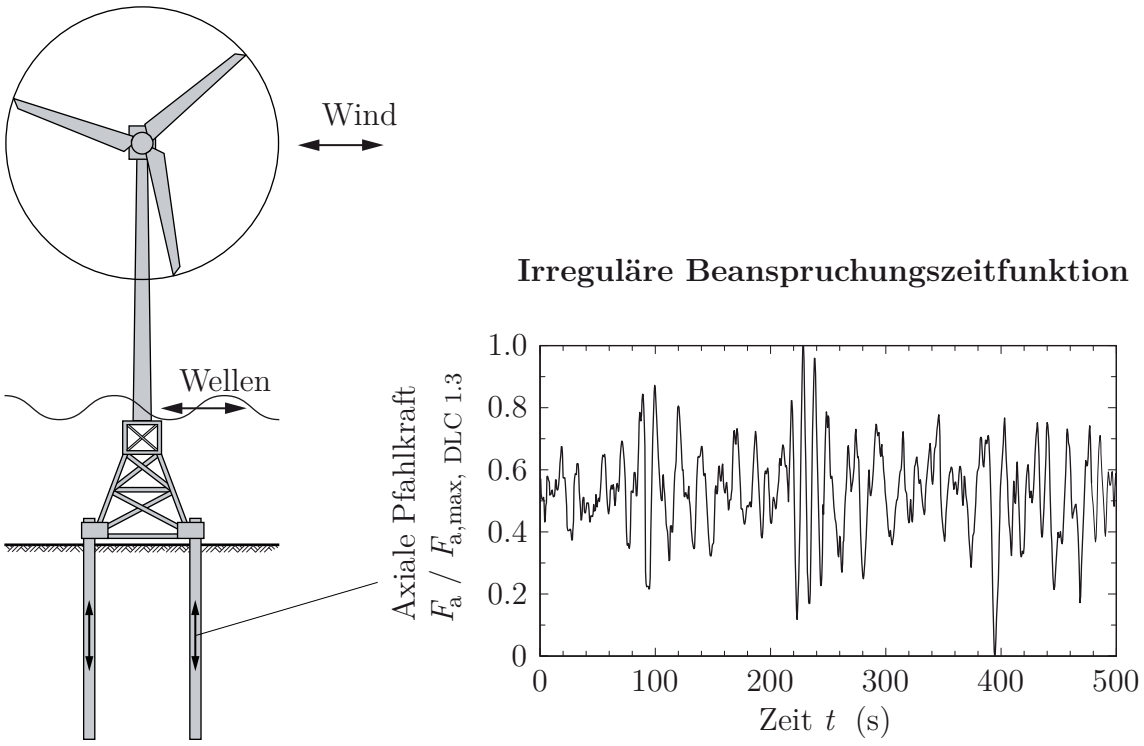


Bild 1.1: Beanspruchungszeitfunktion aus einer Simulation der Belastung einer Offshore Windenergieanlage an einem Pfahl einer Jacket-Gründung (exemplarisch).

Modellversuche hingegen in einem 1:1 oder kleinerem Maßstab mit Simulation einer irregulären Belastungsgeschichte sind in der Geotechnik sehr aufwendig und nur an wenigen Einrichtungen mit entsprechender versuchstechnischer Ausstattung möglich. Im Gegensatz dazu haben sich Versuche mit irregulärer Belastung zur Ermittlung der Betriebsfestigkeit im Leichtbau, z.B. Fahrzeug- und Flugzeugbau, als einzige wirtschaftliche Alternative durchgesetzt. Hier werden Konstruktionselemente in größerem Maßstab mit zufallsartigen bemessungsrelevanten Betriebslasten beansprucht, um deren Lebensdauer möglichst genau prognostizieren zu können und dabei den Materialaufwand gering zu halten [Buxbaum, 1992]. Verglichen mit den im Metallbau eingesetzten Materialien ist das mechanische Verhalten von Böden aber komplexer und eine Vorgehensweise wie in der Betriebsfestigkeit nach derzeitigem Kenntnisstand noch nicht denkbar. Allerdings sind die Verfahren, die in den letzten 150 Jahren zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit in den Materialwissenschaften stetig weiterentwickelt wurden, eine gute Grundlage für eine Prognose des Bodenverhaltens unter zyklischer Belastung. Auf dieser Basis wurden in der Vergangenheit auch schon einige Verfahren in der Bodenmechanik entwickelt. Insbesondere die Methode der Umformung der irregulären Belastungsgeschichte in eine harmonische Schwingung mit einer konstanten Amplitude findet eine breite Anwendung.

Die Motivation für diese Arbeit besteht darin, die bekannten Verfahren zur Überführung einer irregulären in eine harmonische Beanspruchungszeitfunktion näher zu beleuchten und deren Qualität versuchstechnisch für einen Sand nachzuweisen. Dabei ist es wesentlich, dass bei den naturgemäß vorgegebenen kraftgesteuerten Beanspruchungen die umgeformte Funktion entweder die gleichen resultierenden Verformungen nach einem definierten Beanspruchungszeitraum hervorruft oder ein Versagen äquivalent abgebildet wird. Für die Durchführung sind in dieser Arbeit Triaxial– und Einfachscherversuche an nichtbindigen Proben vorgesehen, bei denen das Verhalten an einem Bodenelement untersucht wird.

1.2 Herangehensweise und Ziele

Neben der Herangehensweise aus der Betriebsfestigkeit mit der Berücksichtigung der irregulären Belastungsgeschichte bei den Untersuchungen ist auch die Grundidee von Wöhler mit harmonisch belasteten Einstufen-Schwingversuchen verbunden mit einer Schadensakkumulationshypothese ein weit verbreitetes Bemessungsverfahren im Metallbau. Hierzu sind allerdings einige Annahmen vorzunehmen, worauf das Resultat nicht vorhersehbar auf der sicheren Seite liegen muss. In dieser Arbeit wird dieses Konzept aufgegriffen und anhand von bodenmechanischen Laborversuchen mit nichtbindigem Versuchsmaterial überprüft und für die Anwendbarkeit in der Geotechnik bewertet. Hierzu werden zunächst die Eigenschaften des Versuchssandes umfassend unter monotoner und zyklischer Belastung im Triaxial- und Einfachschergerät sowohl unter regulären und irregulären Beanspruchungszeitfunktionen untersucht und dargestellt. Auf das komplexe Verhalten von nichtbindigen Böden wird insbesondere bei zyklischer Belastung eingegangen und Phänomene aufgezeigt, die bei der Bemessung von zyklisch belasteten Gründungen eine Berücksichtigung finden müssen.

Mit Hilfe von Klassierverfahren werden zwei irreguläre Beanspruchungszeitfunktionen, eine Wechsel- und eine Schwellbelastung, klassiert und schließlich mit verschiedenen Verfahren in verformungsäquivalente zyklische Beanspruchungen umgewandelt. Die Funktionalität der vorgestellten Methoden wird anhand von Versuchen bewertet. In Bild 1.2 ist das Konzept für den versuchstechnischen Nachweis anhand eines Beispiels mit Ergebnissen aus Einfachscherversuchen für die irreguläre Schwellbelastung dargestellt. Im Rahmen dieser Studie wird auch der Detaillierungsgrad der Klassierung und die Reihenfolge der resultierenden Zyklenpakete, d.h. Zyklen gleicher Amplituden und Mittelspannung, variiert und deren Ergebnisse anhand von Versuchen verglichen.

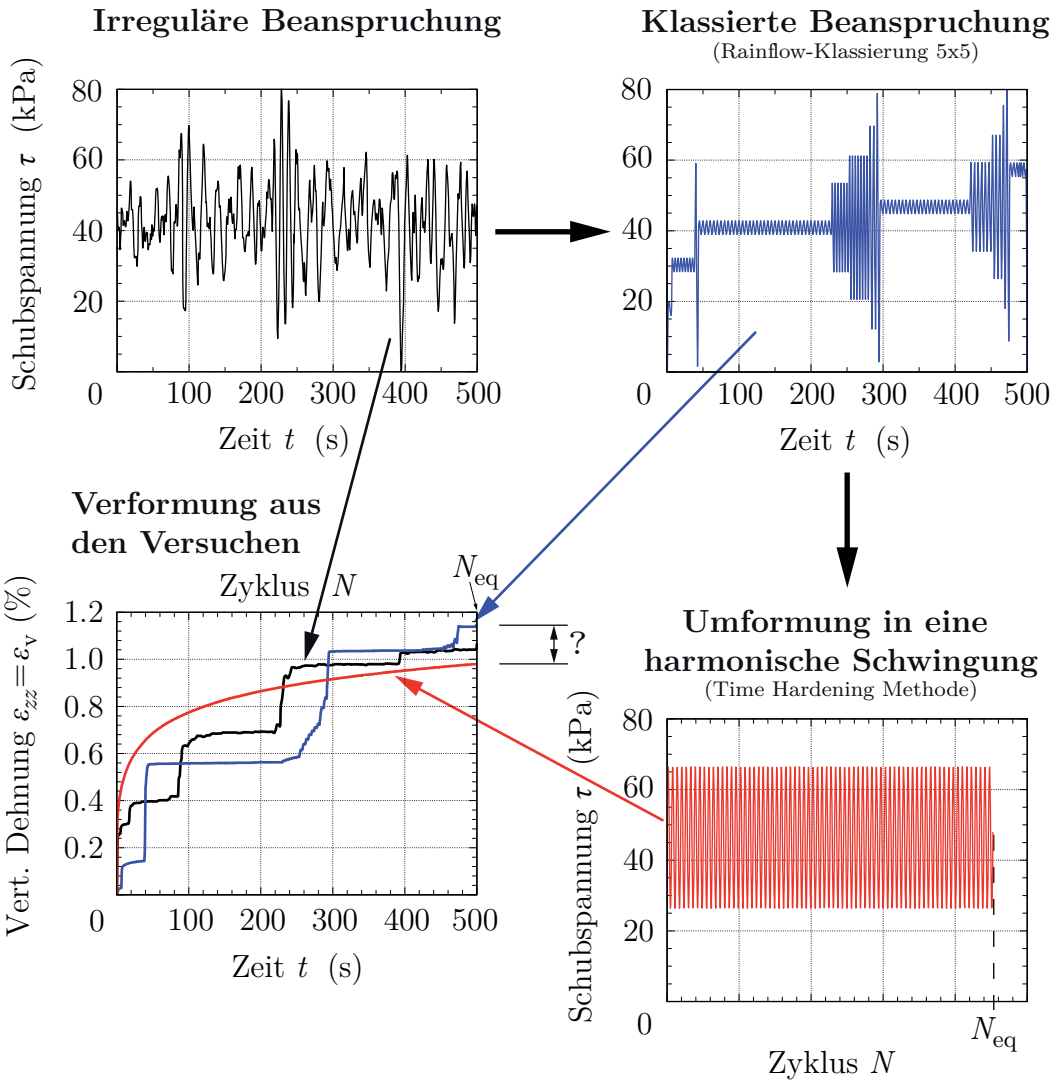


Bild 1.2: Vorgehen bei der Umwandlung einer irregulären Beanspruchung (links oben) in eine verformungsäquivalente Funktion (rechts unten) für den versuchstechnischen Nachweis. Exemplarische Darstellung für die vertikale Dehnung aus zugehörigen Einfachscherversuchen.

Grundlage für die beschriebene Herangehensweise für die Umwandlung einer irregulären in eine harmonische Beanspruchungszeitfunktion ist u.a. die Gültigkeit der linearen Schadensakkumulationshypothese nach Miner [Miner, 1945], auch Miner-Regel

genannt, für nichtbindige Böden. Für diesen Nachweis werden neben den bereits bekannten Ergebnissen [Kaggwa u. a., 1991; Wichtmann u. a., 2006] eigene Versuche durchgeführt. Da für die Klassierung der irregulären Beanspruchungsfunktionen ein zweiparametriges Verfahren gewählt wird, werden neben den Amplituden auch die zugehörigen Mittelspannungen mit erfasst. Daher wird die Versuchsreihe zur Erforschung des Reihenfolgeeinflusses um diesen Parameter erweitert und daraus die Gültigkeit bzw. die Einschränkungen bei Anwendung der Miner-Regel in der Bodenmechanik gezeigt.

Ziel dieser Arbeit ist neben der Untersuchung der Anwendbarkeit der Miner-Regel in der Bodenmechanik, die Methoden zur Umformung einer irregulären Beanspruchungszeitfunktion in so genannte schadens- bzw. verformungsäquivalente harmonische Funktionen mit konstanter Amplitude und Mittelspannung durch Laborversuche zu prüfen und zu bewerten.

1.3 Gliederung der Arbeit

Die Arbeit ist in 8 Kapitel gegliedert. Nach der Zusammenstellung der verwendeten Definitionen erfolgt in Kapitel 3 eine kurze Einführung in die Betriebsfestigkeit und eine umfangreiche Literaturrecherche zu den bisher bekannten Verfahren für die Berechnung der Lebensdauer bzw. Prognose von Zustandsgrößen in der Bodenmechanik.

In Kapitel 4 werden die untersuchten Materialien und die verwendeten Laborgeräte mit dem Einfachscher- und dem Triaxialgerät vorgestellt. Darüber hinaus werden die Randbedingungen der durchgeführten Versuche diskutiert und die Durchführung der Tests detailliert beschrieben.

Die mechanischen Eigenschaften des verwendeten Bodens bei monotoner Belastung werden in Kapitel 5 untersucht. Neben den Ergebnissen aus Standard-Triaxialversuchen werden auch die von monotonen Einfachscherversuchen unter konstanter Auflast und bei volumenkonstanten Bedingungen vorgestellt. Insbesondere wird auf die Ermittlung der Scherfestigkeit bei Einfachscherversuchen eingegangen, so dass auch ein Vergleich mit den Ergebnissen aus den Triaxialversuchen möglich ist.

Auf Basis der monotonen Versuche wird in Kapitel 6 das Verhalten des verwendeten Bodens unter harmonischer (regulärer) Belastung durch Tests in beiden Geräten vorgestellt. Wie auch bei den monotonen Untersuchungen spielen die Dränagebedingungen eine wesentliche Rolle für die Eigenschaften des Materials während der Belastung. Die Ergebnisse der zyklischen, dränierten Einfachscher- und Triaxialversuche lassen sich in Form von Akkumulationsmodellen beschreiben. Bei undränierten Randbedingungen werden die Versagensformen und verschiedene Einflüsse auf das Verhalten des Bodens diskutiert.

In Kapitel 7 werden zunächst die beiden verwendeten irregulären Funktionen vorgestellt und die zugehörigen Versuchsergebnisse präsentiert. Als Grundlage für die geplante Umwandlung in äquivalente Funktionen findet eine Untersuchung zum Einfluss der Reihenfolge von verschiedenen Zyklenpaketen statt. Der Fokus soll dabei auf dem Einfluss des mittleren Spannungszustands liegen. Neben zahlreichen unidirektionalen

Tests ergänzt eine Serie mit multidirektionalen Tests die Untersuchungen.
Die für die Umformung erforderlichen Klassierungen und deren Einfluss auf die Ergebnisse werden im Weiteren vorgestellt. Schließlich werden die in Kapitel 3 zusammengefassten Verfahren zur Umwandlung einer irregulären Belastungsfunktion in eine harmonische (reguläre) Lastfolge anhand der beiden Beispielfunktionen angewendet und miteinander verglichen. Zuletzt folgt ein Resumee zur Qualität der Verfahren anhand der berechneten Ergebnisse.

Schließlich erfolgt in Kapitel 8 eine Zusammenfassung der Untersuchungen mit Schlussfolgerungen für die Anwendbarkeit der bestehenden Verfahren zur Umwandlung von irregulären Belastungsverläufen in der Bodenmechanik. Ein Ausblick soll Impulse für weiteren Forschungsbedarf zu diesem Thema liefern.

Ergänzt werden die Kapitel der Arbeit durch einige Anhänge, in denen teilweise Versuchsergebnisse und Zusammenhänge näher erläutert werden.

Kapitel 2

Definitionen und Annahmen

Diese Arbeit beschäftigt sich mit dem Verhalten nichtbindiger Böden unter zyklischer Belastung in verschiedenen Laborversuchen. Die für die Beschreibung der Versuche, der Ergebnisse und auch für deren Diskussion erforderlichen Begriffe und Definitionen werden im Folgenden vorgestellt.

2.1 Zyklische Beanspruchung

Eine Schwingung ist nach DIN 1311-1 eine „zeitliche Änderung einer Zustandsgröße eines Systems, bei der im allgemeinen diese Zustandsgröße abwechselnd zu- oder abnimmt“. Es wird unterteilt in deterministische und stochastische Schwingungen, wobei der Unterschied in deren funktionaler Darstellung besteht. Die harmonische Schwingung als Sonderform der deterministischen periodischen Schwingung kann einfach durch eine sinus–Funktion mit linear zeitabhängigem Argument beschrieben werden und wiederholt sich nach einer definierten Periodendauer. Diese in Zyklen sich wiederholenden harmonischen Schwingungen mit konstantem Mittelwert und Amplitude werden nachfolgend als reguläre Schwingungen bzw. Belastungen bezeichnet (Bild 2.1 a).

Im Gegensatz dazu sind die stochastischen Schwingungen weder durch eine Funktion beschreibbar, noch kann eine Wiederholung eines definierten Zyklus festgestellt werden. Alle Schwingungen mit veränderlichen Amplituden und Mittelwerten werden als irreguläre Schwingungen bzw. Belastungen bezeichnet (Bild 2.1 b).

Materialversuche mit einer schwingenden (dynamischen) Anregung werden durchgeführt, um das mechanische Verhalten eines Materials unter ständiger Lastwiederkehr zu erforschen. Von besonderem Interesse sind die materialspezifischen Kennwerte, die sich aus diesem Verhalten ergeben, um zum Beispiel Prognosen für die Lebensdauer eines Bauteils oder die Verformung eines Materials abgeben zu können. Hierfür ist es sinnvoll, reguläre Belastungsfunktionen auf den Prüfgegenstand aufzubringen. Unter den dynamischen sich wiederholenden Belastungen werden die niederfrequenten Anregungen häufig als zyklische Beanspruchung bezeichnet, da im relevanten Frequenzbe-

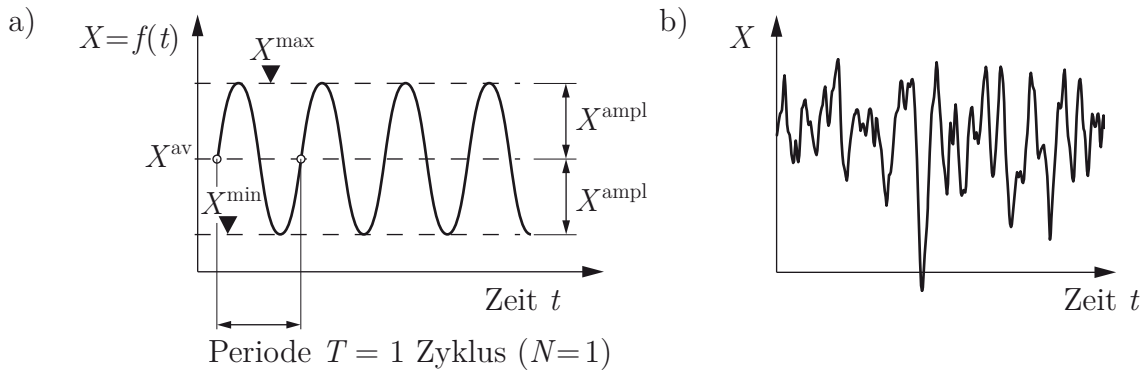


Bild 2.1: a) Reguläre und b) irreguläre Schwingung.

reich bis zu 2 Hz der Einfluss der Trägheitskräfte vereinfachend vernachlässigt werden kann. In dieser Arbeit werden ausschließlich zyklische Anregungen innerhalb dieses Frequenzbands behandelt.

Die Beschreibung einer regulären Schwingung wird prinzipiell nach DIN 50100 vorgenommen, wobei die Indizes von Wichtmann [2005] übernommen werden. Damit wird eine reguläre zyklische Beanspruchung $X = f(t)$ definiert über ihren Mittelwert X^{av}, die Amplitude X^{ampl}, die Periodendauer T bzw. die Frequenz $f = 1/T$ und der Anzahl der Zyklen N. Die Differenz aus Minimum X^{min} und Maximum X^{max} entspricht der sog. Schwingbreite oder Lastspanne mit $2X^{\mathrm{ampl}}$. Das Verhältnis zwischen Minimal- und Maximalwert der Schwingung wird über den Ruhegrad R ausgedrückt:

$$R = \frac{X^{\mathrm{min}}}{X^{\mathrm{max}}} \ . \tag{2.1}$$

Abhängig vom Mittelwert und der Größe der Amplitude der zyklischen Belastung werden Schwell- und Wechselbereiche unterschieden (Bild 2.2). Hervorzuheben sind symmetrische Wechsellasten mit einem Verhältnis $R = -1$, da hier der Mittelwert der Nulllage entspricht und die Beträge der entgegengesetzt gerichteten Amplituden der zyklischen Belastung gleich groß sind. Außerdem sind die aufbauenden Schwelllasten mit $R = 0$ und $R = -\infty$ zu nennen, die die Grenzen zu den Schwellbereichen markieren, wo die Belastung den Richtungssinn nicht ändert.
Die statische bzw. monotone Beanspruchung kennzeichnet mit $X^{\mathrm{ampl}} = 0$ und daraus resultierend $X^{\mathrm{av}} = X^{\mathrm{max}} = X^{\mathrm{min}}$ den Ruhegrad $R = +1$.

Oft werden zur Untersuchung des Materialverhaltens unter zyklischer Belastung Mehrstufenversuche, bestehend aus mehreren Zyklenpaketen, durchgeführt. In jedem dieser Zyklenpakete sind die Belastungsparameter wie beispielsweise Mittelwert und Amplitude konstant.

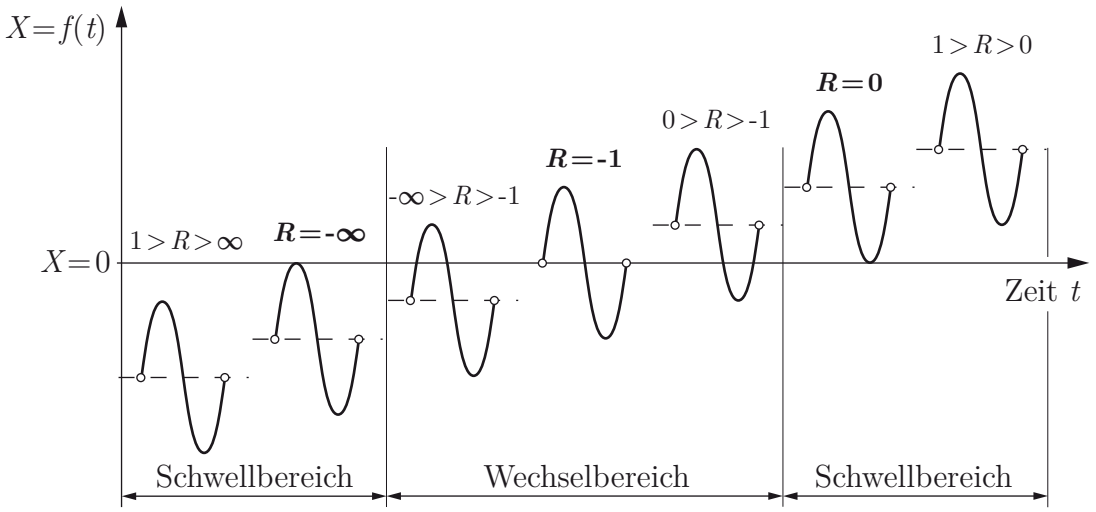


Bild 2.2: Bereiche der Schwingbeanspruchung; nach DIN 50100.

2.2 Spannungen und Dehnungen

Boden als poröses Medium wird als ein Kontinuum vorausgesetzt. Vereinfachend wird für die durchgeführten Triaxial- und Einfachscherversuche angenommen, dass sich sowohl die Spannungen als auch die Dehnungen während der Belastung homogen über die Bodenprobe verteilen. Druckspannungen und Dehnungen, die zu einer Verringerung der Ausgangsgröße führen, werden entgegen der mechanisch üblichen Konvention mit positivem Vorzeichen dargestellt, da diese Darstellung in der Bodenmechanik weit verbreitet und anerkannt ist. Effektive Spannungen werden zur Unterscheidung zu den totalen Spannungen mit einem Apostroph gekennzeichnet und der Wasserdruck durch u dargestellt.

Werden die Ergebnisse in Form von bezogenen Verformungen, d.h. dimensionslosen Verzerrungen dargestellt, wird hierbei in Normal- und Scherdehnungen bzw. Schubverzerrungen unterschieden.

2.2.1 Triaxialversuche

Alle in dieser Arbeit vorgestellten Triaxialversuche wurden an zylindrischen Proben durchgeführt. D.h. die folgenden Begriffe für Spannungen und Dehnungen gelten für den axialsymmetrischen Belastungszustand.

Spannungen

Die auf das Bodenelement einwirkenden Hauptspannungen in axialer Richtung σ_1 und in radialer Richtung $\sigma_2 = \sigma_3$ sowie der Porenwasserdruck u können während der Versuche direkt gesteuert und gemessen werden. Hierbei wird σ_1 über die gemessene Kraft

in axialer Richtung und der zugehörigen Probenfläche bestimmt, der Porenwasserdruck und die radiale Spannung direkt über die Wasserdrücke gemessen.

Für die Darstellung im Spannungsraum werden die mittlere effektive Spannung p' und die Deviatorspannung q verwendet, die wie folgt definiert sind:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad \text{und} \tag{2.2}$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \ . \tag{2.3}$$

Das deviatorische Niveau wird durch das Spannungsverhältnis

$$\eta = \frac{q}{p'} \tag{2.4}$$

beschrieben.

Die Beschreibung der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten axialsymmetrischen zyklischen Triaxialversuche wird prinzipiell nach den eingeführten Bezeichnungen von Luong [1980] und Wichtmann [2005] vorgenommen und ist in Bild 2.3 für Tests unter konstantem Seitendruck dargestellt.

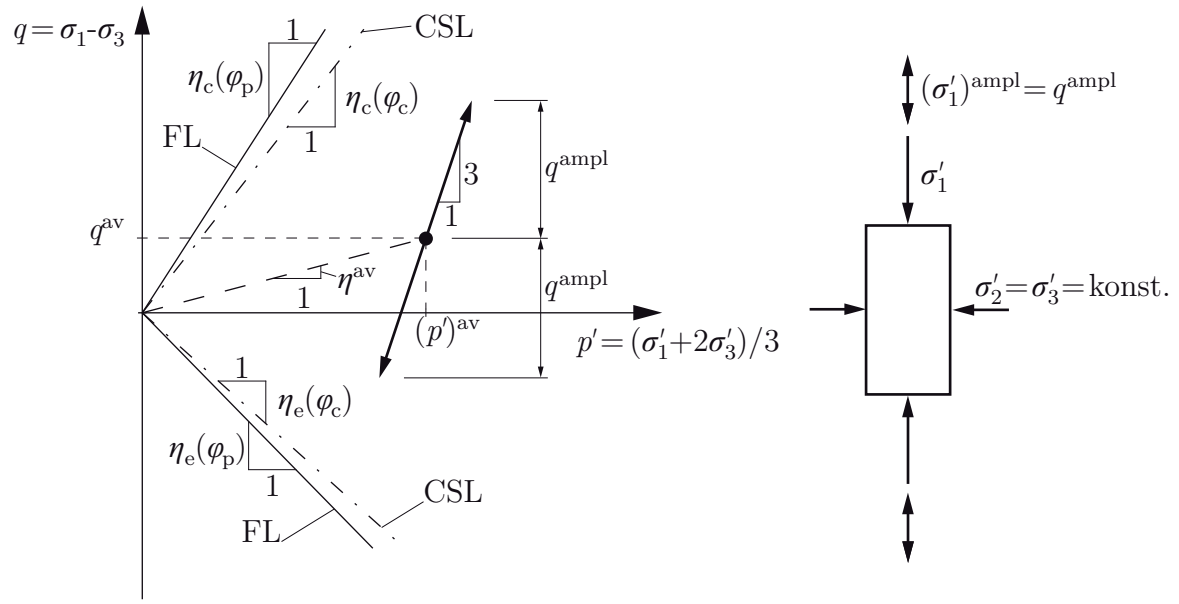


Bild 2.3: Darstellung eines kraftgesteuerten zyklischen Triaxialversuchs in der p'-q-Ebene mit konstantem Seitendruck unter dränierten Bedingungen.

Die p'-q-Ebene wird durch die Bruchgerade (engl. *failure envelope* oder *failure line* – FL) im Kompressionsbereich mit der Steigung $\eta_c(\varphi_p)$ und im Extensionsbereich mit $\eta_e(\varphi_p)$ geteilt (Bild 2.3). Sie stellt mit der maximalen Scherfestigkeit die obere Begrenzung für die bodenmechanisch möglichen Versuche dar. Zur Berechnung von $\eta_c(\varphi_p)$ und $\eta_e(\varphi_p)$ ist der zugehörige Reibungswinkel φ_p (Reibungswinkel am „Peak“) zu berücksichtigen. Bei fortschreitender Scherung eines nichtbindigen Bodens wird ein Zustand erreicht, bei dem keine Volumenänderung bzw. Porenwasserdruckänderung bei konstanter Festigkeit stattfindet. Dieser kritische Zustand wird im Spannungsraum durch die Geraden

mit den Steigungen $\eta_c(\varphi_c)$ und $\eta_e(\varphi_c)$ beschrieben (engl. *critical state line* – CSL), die sich mit dem Reibungswinkel der Restscherfestigkeit φ_c ermitteln lassen. Bei locker gelagerten nichtbindigen Böden ohne ausgeprägtes Entfestigungsverhalten während des Abscherens fallen die Bruchgerade und die Gerade der Restscherfestigkeit in Bild 2.3 zusammen. Tendenziell nimmt mit größerer Lagerungsdichte und damit höherem Reibungswinkel φ_p die Steigung der Bruchgeraden $\eta_c(\varphi_p)$ zu, während der Reibungswinkel φ_c unabhängig von der Lagerungsdichte eines rolligen Bodens als konstanter Parameter für einen Boden angesehen werden kann [Schofield und Wroth, 1968].

Durch die Überführung in die p'-q-Ebene ergeben sich für die Neigungen der Geraden unter einem Winkel φ folgende Beziehungen:

Kompression:

$$\eta_c = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad \text{und} \tag{2.5}$$

Extension:

$$\eta_e = -\frac{6 \sin \varphi}{3 + \sin \varphi} \ . \tag{2.6}$$

$(p')^{av}$, q^{av} und η^{av} definieren den mittleren Spannungszustand, auf den die zyklische Belastung aufgebracht wird. Der zyklische Spannungspfad wird bei konstantem Seitendruck $\Delta\sigma_3' = 0$ in der p'-q-Ebene mit einer Neigung 1:3 (Bild 2.3) beschrieben. Das Verhältnis der vertikalen Belastungsamplitude zur mittleren effektiven Spannung für diesen Fall ist

$$\zeta = \frac{q^{ampl}}{(p')^{av}} \ . \tag{2.7}$$

Wird auch die horizontale Spannung σ_3' durch $(\sigma_3')^{ampl}$ zyklisch variiert, so besitzt der Spannungspfad entsprechend dem Verhältnis zur vertikalen Amplitude $(\sigma_1')^{ampl}$ eine andere Neigung. Werden beide Spannungsänderungen mit einer Phasenverschiebung aufgebracht, entstehen elliptische Pfade [Wichtmann, 2005].

Dehnungen

Die axialen Dehnungen ε_1 und die volumetrischen Dehnungen ε_v der Bodenprobe werden als bezogene Verformungsgrößen während der Versuche direkt gemessen bzw. können bei weggesteuerten Versuchen auch direkt gesteuert werden. Die radiale Dehnung $\varepsilon_2 = \varepsilon_3$ wird durch die Beziehung in Gleichung 2.8 ermittelt, wobei von einer zylindrischen Verformung der Probe ausgegangen wird. Eine lokale Dehnungsmessung zur direkten Erfassung der radialen Verformung der Probe wurde nicht verwendet. Alle Dehnungen beziehen sich auf die Gestalt der Probe nach der Konsolidierung.

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3 \tag{2.8}$$

Neben den Hauptachsen-Dehnungen und der Volumenänderung ist die Scherdehnung bzw. Schubverzerrung wie folgt definiert (siehe auch Bild 2.4):

$$\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 \ . \tag{2.9}$$

Mehr Bedeutung hat die deviatorische Dehnung ε_q mit

$$\varepsilon_\mathrm{q} = \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \ . \tag{2.10}$$

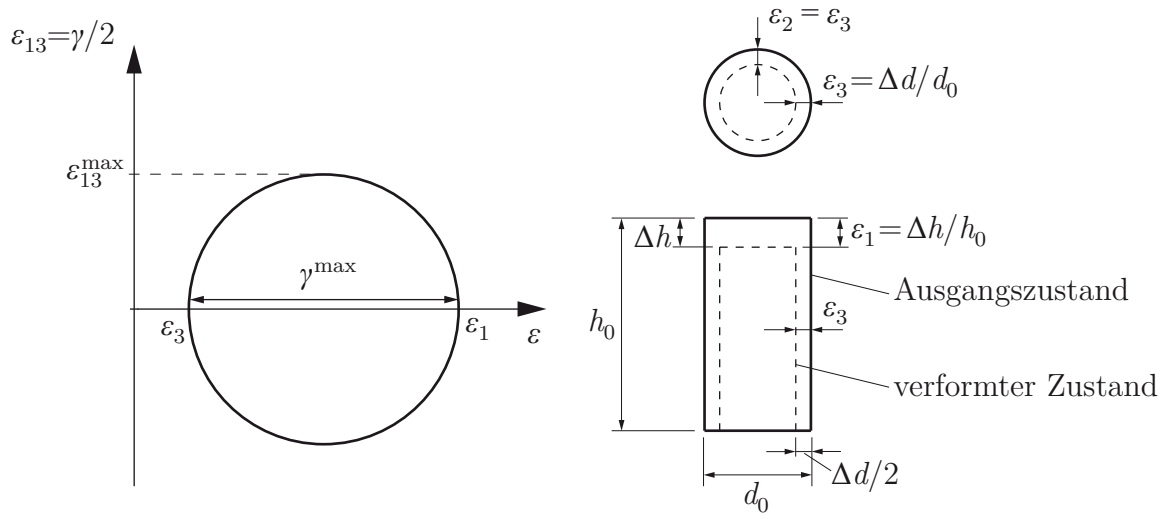


Bild 2.4: Dehnungskreis eines Zustands im Triaxialversuch.

Durch die wiederholte Belastung eines Bodenelements kann sich dessen Gestalt fortwährend ändern. Hierzu ist der Verlauf der Dehnungen ε_1, ε_v und ε_3 einer Sandprobe in einem zyklischen Triaxialversuch in Bild 2.5 dargestellt. Es zeigt sich am Beispiel der Entwicklung der axialen Normaldehnung ε_1, dass deren irreversibler Anteil je Zyklus um den Wert $\varepsilon_{1,N}^{\mathrm{pl}}$ zunimmt. Diese Akkumulation kann durch den Verlauf von $\varepsilon_1^{\mathrm{acc}}$ dargestellt werden. Der elastische, reversible Anteil der axialen Dehnung wird mit $\varepsilon_1^{\mathrm{ampl}}$ definiert.

Die auch als Intensität (engl. *magnitude*) des Dehnungstensors bezeichnete Dehnung $\|\varepsilon_{ij}\|$ ist seine Frobeniusnorm und wird wie folgt ermittelt [Kolymbas, 1978, S. 110]:

$$\|\varepsilon_{ij}\| = \varepsilon_\mathrm{mag} = \varepsilon_\mathrm{tot} = \sqrt{(\varepsilon_1)^2 + 2(\varepsilon_3)^2} \ . \tag{2.11}$$

Die Intensität wird u.a. auch im expliziten Akkumulationsmodell von Wichtmann [2005] verwendet und dort als totale bzw. gesamte Dehnung bezeichnet.

Dynamische Steifigkeit und Schubmodul

Der dynamische Schubmodul ist allgemein wie folgt definiert

$$G_\mathrm{dyn} = \frac{\Delta q}{3 \cdot \Delta\varepsilon_\mathrm{q}} \ . \tag{2.12}$$

Dabei ist mit dem dynamischen Schubmodul der Schubmodul bei kleinen Dehnungen gemeint, der aus der zyklischen Belastung resultiert.

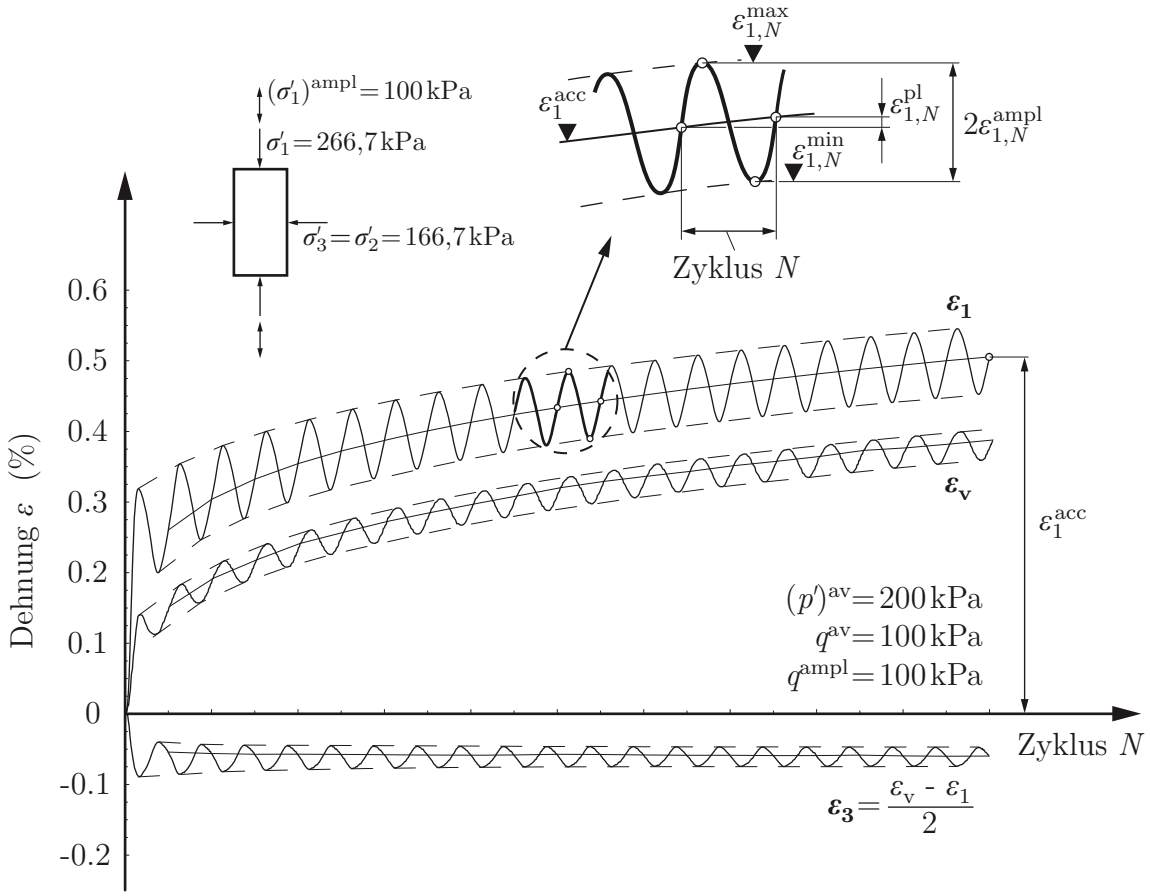


Bild 2.5: Verlauf der Dehnungen ε_1, ε_v und ε_3 in einem zyklischen dränierten Triaxialversuch mit mitteldicht gelagertem Sand.

Unter der Voraussetzung eines konstanten Zelldrucks ($\Delta\sigma_3' = 0$) während eines zyklischen dränierten Triaxialversuchs vereinfacht sich Gleichung 2.12 zu

$$G_{\text{dyn}} = \frac{2(\sigma_1')^{\text{ampl}}}{3 \cdot 2\varepsilon_{\text{q}}^{\text{ampl}}} = \frac{2(\sigma_1')^{\text{ampl}}}{2 \cdot 2\gamma^{\text{ampl}}} \quad \text{bzw.} \tag{2.13}$$

$$2G_{\text{dyn}} = \frac{(\sigma_1')^{\text{ampl}}}{\gamma^{\text{ampl}}} \ . \tag{2.14}$$

Da bei den Verläufen der Versuchskurven an den Umkehrpunkten der zyklischen Belastung nicht immer ein eindeutiger Wert für die Berechnung des dynamischen Schubmoduls ermittelt werden kann, wird die Annahme in Bild 2.6 angewendet [Vucetic, 1988].

Die dynamische Steifigkeit in axialer Richtung E_{dyn} bei konstanter Radialspannung $\Delta\sigma_3' = 0$ kann nach folgender Vorschrift berechnet werden:

$$E_{\text{dyn}} = \frac{2(\sigma_1')^{\text{ampl}}}{2\varepsilon_1^{\text{ampl}}} \ . \tag{2.15}$$

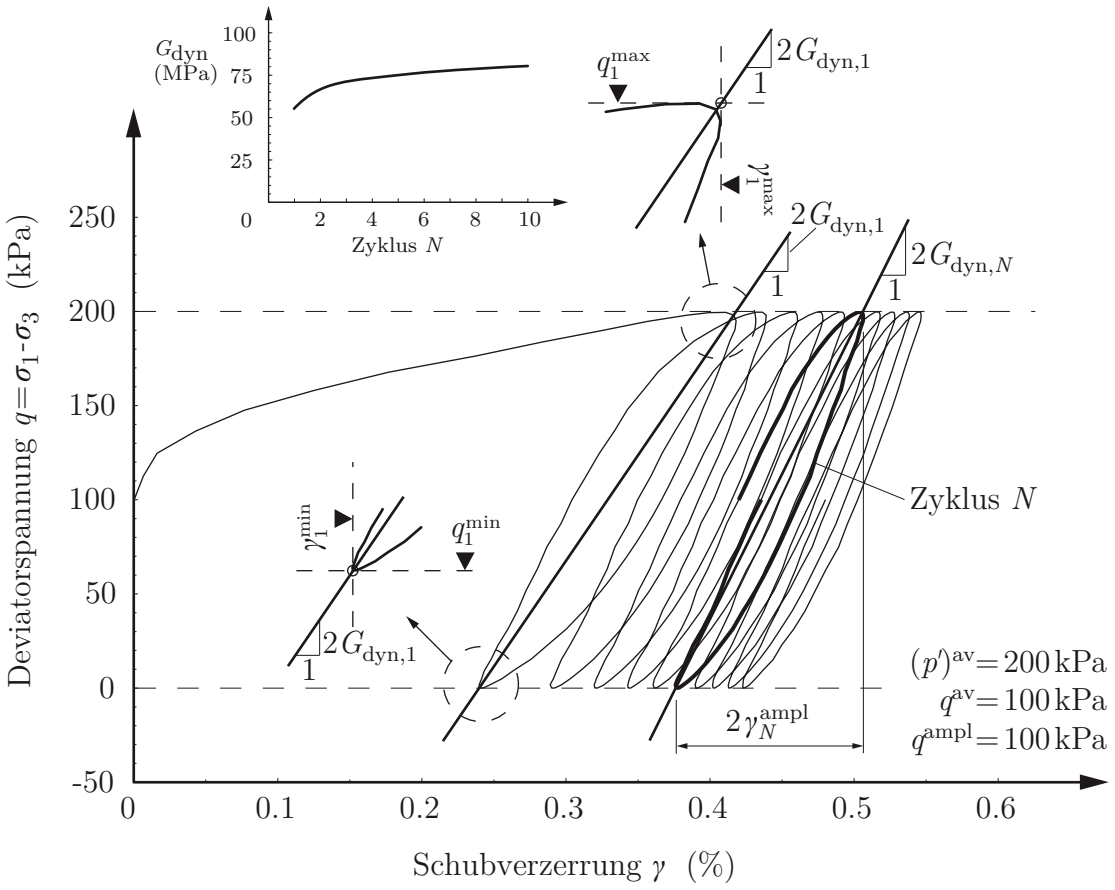


Bild 2.6: Berechnung des dynamischen Schubmoduls in einem zyklischen dränierten Triaxialversuch mit mitteldicht gelagertem Sand mit Darstellung der Berechnungsannahmen.

2.2.2 Einfachscherversuche

Bei der einfachen Scherung wird der Bodenprobe eine ebene Verformung aufgezwungen, wobei keine horizontalen Dehnungen zugelassen werden ($\varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} = 0$). Die relevanten Spannungen und Dehnungen, die in dieser Arbeit verwendet werden, sind im Bild 2.7 dargestellt. Bei multiaxialen Scherbeanspruchungen sind auch Schubspannungen τ_{zy} und zugehörige Schubverzerrungen γ_{zy} zu berücksichtigen. Alle Dehnungen beziehen sich wie schon bei den Triaxialversuchen auf die Gestalt der Probe nach der Konsolidierung der Bodenprobe. Obwohl alle Einfachscherversuche mit trockenem Probenmaterial durchgeführt wurden, werden zur besseren Übersicht effektive Normalspannungen mit Apostroph gekennzeichnet.

Die Seitenflächen müssen für eine freie vertikale Ausdehnung der Bodenprobe glatt sein, wodurch die Aufnahme von Schubspannungen kaum möglich ist. Die Einflüsse auf den Versuch aus dieser Randbedingung $\tau_{xz} = 0$ werden im Kapitel 4.2.1 diskutiert.

Da sich die Probe in horizontaler Richtung nicht verformen kann, entsprechen nach Gleichung 2.8 die vertikalen den volumetrischen Dehnungen der Probe $\varepsilon_{zz} = \varepsilon_{\mathrm{v}}$. Für volumenkonstante Versuche wird während der Scherung durch Nachregelung der verti-

kalen Spannung σ'_{zz} auch keine vertikale Ausdehnung zugelassen. Die für die Gewährleistung dieser Randbedingung erforderliche Änderung der vertikalen Spannung $\Delta\sigma'_{zz}$ entspricht meist - verglichen mit einem undränierten Versuch - dem Porenwasserüber- bzw. Porenwasserunterdruck Δu (Kapitel 5.1.2).

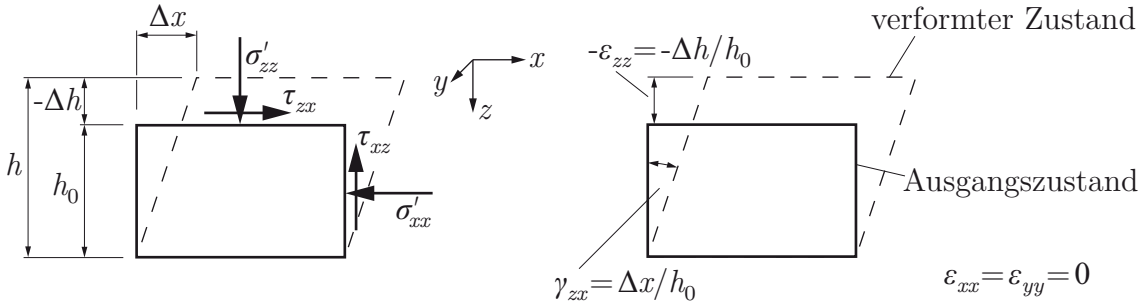


Bild 2.7: Spannungen und Dehnungen im Einfachscherversuch bei monotoner Scherung in x–Richtung bei kleinen Verformungen.

Der dynamische Schubmodul wird nach Gleichung 2.16 ermittelt.

$$G_{\mathrm{dyn}} = \frac{\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}}{\gamma_{zx}^{\mathrm{ampl}}} \tag{2.16}$$

Die hysteretische Dämpfung, auch Materialdämpfung genannt, beschreibt die Energiedissipation, die bei einem Zyklus einer Schwingung entsteht. Da Böden kein ideal elastisches Verhalten aufweisen, sind Be- und Entlastungspfad in einem Belastungszyklus nicht identisch und die entstehende Hysterese in Form einer elliptischen Figur ist mit seiner eingeschlossenen Fläche das Maß für die Dämpfung. Während bei Stahl die Hysterese und damit die Materialdämpfung sehr klein sind, kann bei Boden abhängig von der Bodenart und dessen Lagerungsdichte bzw. Grad der Überkonsolidierung die Dämpfung relativ groß sein. Das Dämpfungsverhältnis D, auch Dämpfungsmaß genannt, kann nach [Vrettos, 2008, Kap. 2.4] und [Hardin und Drnevich, 1972] direkt aus der Spannungs–Dehnungskurve ermittelt werden. Hierzu wird das Verhältnis der Dämpfung aus ΔW, was der dissipierten Arbeit entspricht, und der elastischen gespeicherten Energie W nach Gleichung 2.17 gebildet. Die dissipierte Arbeit ΔW wird durch die eingeschlossene Fläche der Hysterese A_{hys} nach Bild 2.8 berechnet. Aufgrund der zunehmenden plastischen Verformung mit jedem Zyklus sind die Hysteresen nicht geschlossen. Vereinfachend werden End- und Anfangspunkt der Hysterese für die Flächenberechnung linear miteinander verbunden. Die Fläche wird mit Hilfe der Gauß'schen Trapezformel, die programmtechnisch relativ einfach umgesetzt werden kann, ermittelt. Mit zunehmender Zyklenzahl zeigt sich bei dem kraftgesteuerten Versuch unter konstanter Vertikalspannung in Bild 2.8 eine leicht ansteigende Schubsteifigkeit bei abnehmender Dämpfung.

$$D = \frac{1}{4\pi}\frac{\Delta W}{W} = \frac{1}{4\pi}\frac{A_{\mathrm{hys}}}{A_{\Delta}} \tag{2.17}$$

Gleichung 2.17 gilt eigentlich nur für die Resonanzfrequenz des untersuchten Materials. Hardin [1965] konnte allerdings zeigen, dass das Dämpfungsmaß annähernd unabhängig von der Versuchsfrequenz ist.

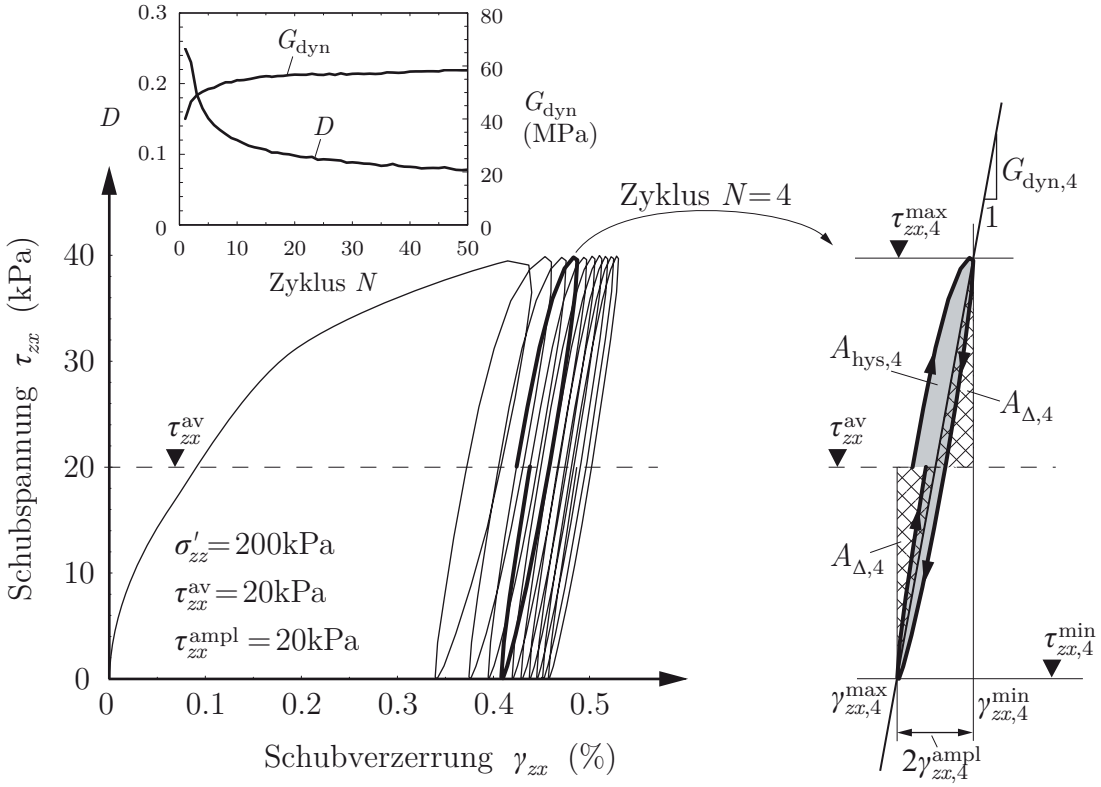


Bild 2.8: Ermittlung der Materialdämpfung und des dynamischen Schubmoduls bei Ergebnissen aus einem kraftgesteuerten zyklischen Einfachscherversuch unter konstanter Vertikalspannung mit mitteldicht gelagertem Sand.

Kapitel 3

Überblick über die Lebensdauerberechnung

3.1 Einführung

Im Zuge der Industrialisierung zu Beginn des 19.Jahrhunderts und der damit verbundenen Ausweitung des Bergbaus und der Eisenbahnlinien wurde das bis dorthin anerkannte Bemessungskonzept nach der Bruchspannung eines Materials für ständig wiederholt beanspruchte Bauteile durch zahlreiche Unfälle in Frage gestellt. Bereits Julius Albert stellte an den eingesetzten Eisenketten in den Minen im Harz fest, dass sie nach längerem Gebrauch zerrissen. Einige Zugunfälle ereigneten sich bereits auf den ersten Strecken, da die Radreifen und Achsen nach wiederholten Einsätzen nicht standhielten, und das, obwohl die statisch ermittelte Bruchspannung des Materials nie erreicht wurde. August Wöhler schließlich führte die ersten seriösen Versuchsreihen zur Prüfung der Festigkeit von Eisen und Stahl unter ständig wiederholten Belastungen in seiner Schaffenszeit in Frankfurt/Oder von 1849-1869 durch. Er begründete damit nicht nur den Beginn der Untersuchungen zur Schwingfestigkeit, sondern bildete die Basis für die unabhängige Materialprüfung in Deutschland [Ruske, 1969]. Durch Wöhlers Ergebnisse und weiterführende Untersuchungen konnte die Bemessung eines Bauteils, das wiederholter Beanspruchung ausgesetzt ist, schließlich auf die real wirkende dynamische Belastung ausgerichtet werden. Das auch als Materialermüdung bekannte Phänomen wurde seither sehr intensiv beleuchtet und verschiedene Bemessungsmethoden konnten entwickelt werden.

Prinzipiell können alle Materialien auf ihre Schwingfestigkeit untersucht werden, wobei diese historisch durch die Zyklenanzahl beim Bruch bestimmt wird. Dabei sind beliebige Definitionen für die Schwingfestigkeit bzw. Versagenskriterien möglich, z.B. die Zyklenanzahl bis zur ersten Rissbildung eines zyklisch belasteten Stahl-Prüfkörpers oder bis zu einer maximal zulässigen Verformung einer wiederholt beanspruchten Bodenprobe. In diesem Kapitel werden die Grundlagen für die Bestimmung der Betriebsfestigkeit in den Werkstoffwissenschaften zusammengestellt und auf Zusammenhänge bzw. Anwendungsmöglichkeiten in der Bodenmechanik eingegangen.

3.2 Begriffe und Zusammenhänge der Schwingfestigkeit

Der Schwingfestigkeit eines Materials oder Bauteils wird prinzipiell im Test unter dauerhafter Schwingung im Wöhlerversuch ermittelt. Bild 3.1 zeigt das Ergebnis mehrerer Schwingprüfungen an Stahlprüfkörpern mit gleicher Gestalt und Festigkeit sowie Mittelspannung. Die Einzelversuche werden bei jeweils konstanten Belastungsamplituden durchgeführt. Bei Vergleich der Ergebnisse der Tests lässt sich eine klare Abhängigkeit der Zyklenzahl bis zum Bruch von der Größe der Amplitude erkennen, die bereits von Wöhler [1870] festgestellt wurde. Als Ausfallkriterium wird in Bild 3.1 der Bruch der Probe definiert, was wegen der relativ großen Streuung der Ergebnisse mehrfach wiederholt werden muss, um einen charakteristischen Mittelwert für die Zeichnung der Wöhlerlinie zu finden. Meist wird die Linie durch die 50%-ige Ausfallwahrscheinlichkeit festgelegt. [Siemon, 2006, S.16f.]

Als Ergebnis mehrerer Versuche mit unterschiedlichen Belastungsamplituden kann schließlich die Wöhlerlinie gezeichnet werden, welche bei Auftragung im doppellogarithmischen Maßstab im Zeitfestigkeitsbereich annähernd linear ist. Dieser Bereich der Wöhlerlinie kann sehr gut durch eine Gerade beschrieben werden (Bild 3.7), dessen Gleichung als Basquin-Gleichung bekannt ist [Basquin, 1910] und in folgender allgemeiner Form erscheint:

$$\sigma^{\mathrm{ampl}} = C \cdot N^{b} \ . \tag{3.1}$$

Hierbei ergibt sich bei Einsetzen der Materialparameter C als unteren Punkt der Geraden, meist mit der Dauerfestigkeit $\sigma_{\mathrm{D}}^{\mathrm{ampl}}$ mit zugehöriger Zyklenzahl N_{D} belegt, und b als Steigung der Geraden k im Diagramm mit doppellogarithmischem Maßstab folgende Beziehung:

$$\sigma^{\mathrm{ampl}} = \sigma_{\mathrm{D}}^{\mathrm{ampl}} \cdot \left(\frac{N}{N_{\mathrm{D}}}\right)^{-\frac{1}{k}} \quad \text{bzw.} \quad N = N_{\mathrm{D}} \left(\frac{\sigma^{\mathrm{ampl}}}{\sigma_{\mathrm{D}}^{\mathrm{ampl}}}\right)^{-k} . \tag{3.2}$$

Allerdings kann die Gleichung 3.2 den Bereich der Kurzzeitfestigkeit mit geringen Zyklenzahlen bis zum Versagen des Materials nicht genau abbilden. Die Versuche zur Ermittlung des Materialverhaltens in diesem Bereich werden besser weggesteuert durchgeführt und beispielsweise mit der Coffin-Manson-Beziehung beschrieben [Buxbaum, 1992, S.122f.]. Die Grenze zum Bereich der Zeitfestigkeit wird meist bei $N = 5 \cdot 10^4$ angegeben (Bild 3.1).

Bei kleinen zyklischen Beanspruchungen wird der Bruch selbst bei sehr großen Zyklenzahlen nicht erreicht. Dieser Bereich wird Dauerfestigkeit genannt und die Grenze wird mit den Werten $N_{\mathrm{D}} = 1 \div 5 \cdot 10^6$ und $\sigma_{\mathrm{D}}^{\mathrm{ampl}}$ beschrieben.

Die Wöhlerlinie charakterisiert die Lebensdauer eines Materials oder Bauteils bei konstanter Mittelspannung und gleich bleibenden Umgebungsbedingungen. Die Mittelspannung oder beispielsweise die Temperatur oder für einige Materialien auch Belas-

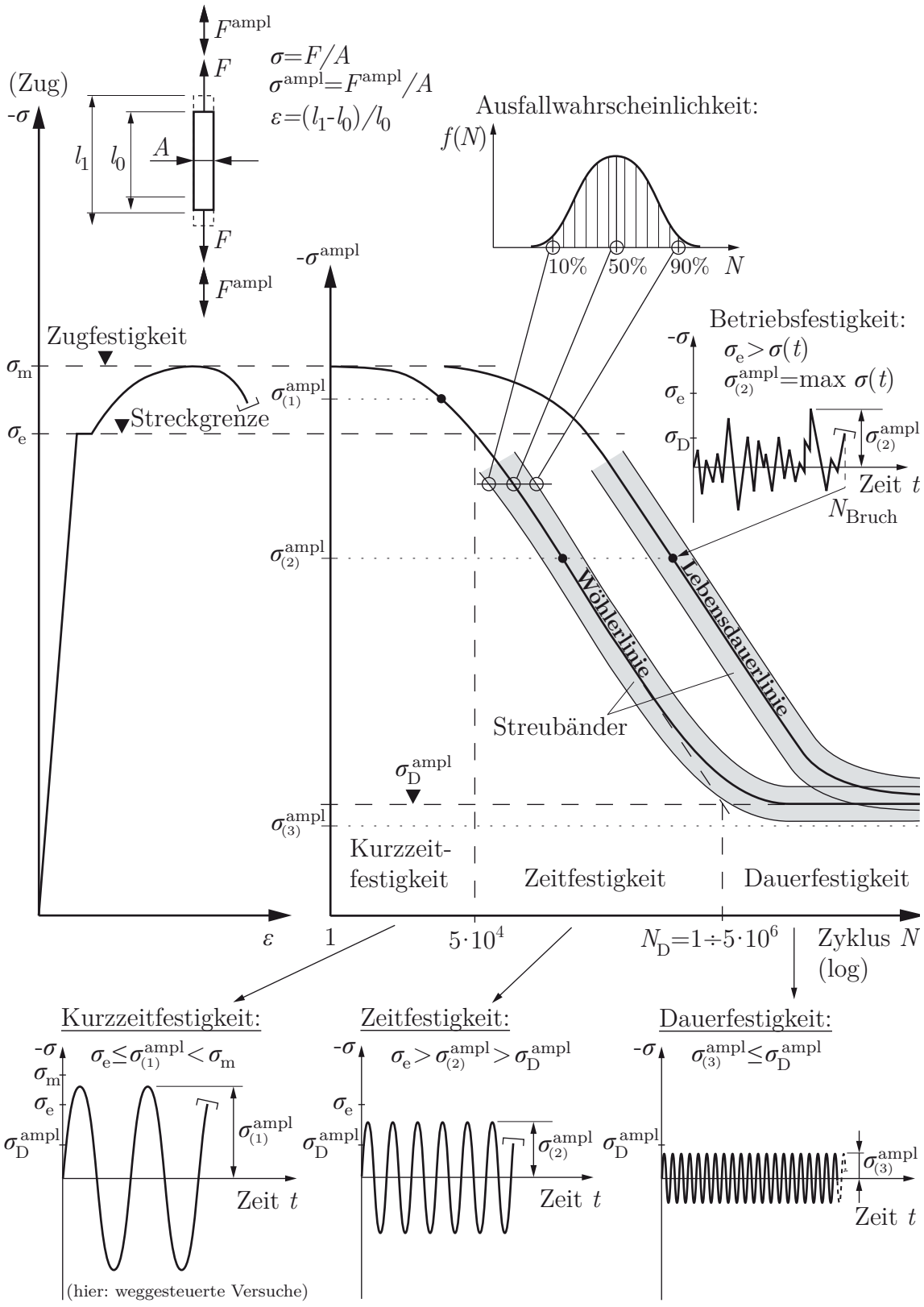


Bild 3.1: Zusammenhänge der Schwingfestigkeit; aus Haibach [2006]; Buxbaum [1992]; Siemon [2006] an Stahlprüfkörpern mit symm. Wechselbeanspruchung.

tungsfrequenz spielen eine erhebliche Rolle und haben großen Einfluss auf die Wöhlerlinie (Bild 3.2).

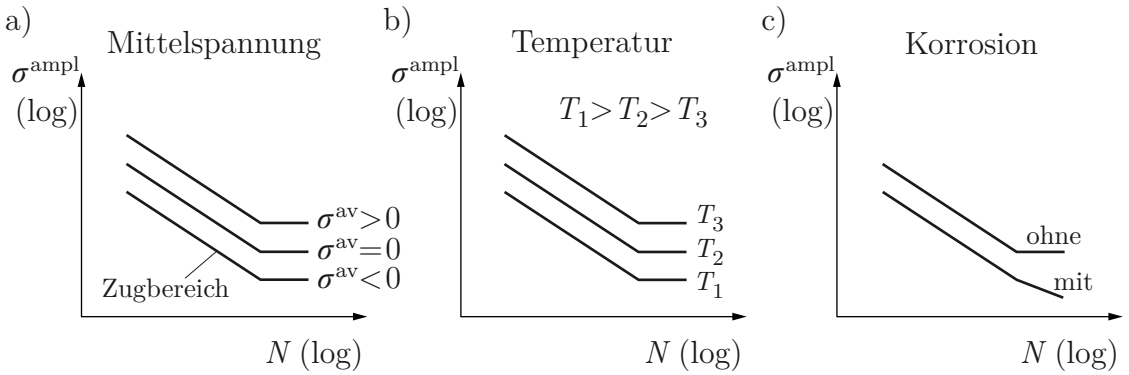


Bild 3.2: Schematische Darstellung von Einflüssen auf die Schwingfestigkeit; aus [Radaj und Vormwald, 2007].

Schwingungen mit konstanter Amplitude und Mittelspannung wie bei den Wöhlerversuchen treffen nicht für alle Konstruktionen in der Praxis zu. Es hat sich herausgestellt, dass die Form der Beanspruchung aber maßgebend für die Lebensdauer sein kann. Daher hat sich der Betriebsfestigkeitsversuch, im Wesentlichen durch die Entwicklungen im Flugzeugbau durch Gaßner [1954] eingeführt, übergreifend durchgesetzt. Hierbei werden zufällige unregelmäßige Beanspruchungsfunktionen bzw. typische Lastkollektive, die nach Ermittlung einer Häufigkeitsverteilung der einzelnen Amplituden die tatsächliche Beanspruchung einer Konstruktion hinreichend genug abbilden, im Versuch aufgebracht. Die Zyklenzahl bei Erreichen des Ausfallkriteriums wird wiederum für mehrere Versuche mit jeweils unterschiedlichem Spannungsniveau aufgetragen und schließlich durch die Lebensdauerlinie, auch Gaßnerlinie genannt, zusammengefasst. Vergleicht man die maximalen Spannungsamplituden der Betriebsfestigkeitsversuche mit denen der zugehörigen Wöhlerversuche (z.B. $\sigma_{(2)}^{\text{ampl}}$ in Bild 3.1), ist klar zu erkennen, dass bei der unregelmäßigen Belastungsfunktion viel größere Zyklenzahlen bis zum Bruch erforderlich sind. Eine Schwingfestigkeitsbemessung für unregelmäßige Belastungsfunktionen nach der größten Amplitude mit Hilfe von Wöhlerlinien liegt somit auf der sicheren Seite, kann aber zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führen.

Die Lebensdauerlinie für eine irreguläre Beanspruchungsfunktion kann auch aus mehreren Wöhlerlinien unter Anwendung einer Schadensakkumulationshypothese ermittelt werden, was aber erfahrungsgemäß zu größeren Streuungen der Ergebnisse führt. Aufgrund ihrer Einfachheit wird diese Bemessungsmethode allerdings häufig eingesetzt und ist weit verbreitet. Auch in dieser Arbeit soll dieses Prinzip verfolgt und für die Anwendung in der Bodenmechanik untersucht werden.

3.3 Zähl– und Klassierverfahren

Die Erfassung unregelmäßiger stochastischer Schwingungen, die zur Berechnung der Lebensdauer einer Konstruktion maßgebend sind, ist in vielen Bereichen nicht mög-

lich. Zur Datenreduktion und besseren Handhabbarkeit wurden deshalb Zählverfahren entwickelt, um die Einzelsignale in eine Reihe gleicher Klassen einzuordnen und sie dann mit dem Wöhler-Konzept zu beurteilen. Diese Klassierung kann mit Hilfe verschiedener Methoden durchgeführt werden, wobei sich diese in der Zählung verschiedener Merkmale einer Beanspruchungsfunktion wie z.B. Umkehrpunkte, Bereiche oder Klassengrenzenüberschreitungen unterscheiden [Buxbaum, 1992, S.12f.]. Von relativ einfacher Struktur sind die einparametrigen Zählverfahren zu nennen, wie beispielsweise die Spitzenwertzählung (engl. *peak counting*) oder das Klassendurchgangsverfahren (engl. *Level crossing counting*) sowie die Bereichszählung (engl. *Range counting*) und die Bereichspaarzählung (engl. *Range-pair counting*) [z.B. DIN 45667; Köhler u. a., 2012]. Bei diesen Methoden steht jeweils nur ein Merkmal im Fokus der Zählung, wobei davon ausgegangen wird, dass der Mittelwert der Beanspruchungsfunktion, der oft auch als Bezugsniveau für die Zählung festgelegt wird, konstant während des Verlaufs ist. In der Betriebsfestigkeit wird hier meist ein definierter statischer Zustand der Maschine oder des untersuchten Bauteils gewählt, was auch als Grundlast bezeichnet wird [Buxbaum, 1992]. Wird eine Beanspruchung durch mehrere gleichzeitig einwirkende Belastungen wie z.B. durch Wind, Wellen und Strömungen bei einer Offshore-Windkraftenergieanlage hervorgerufen, ist die Annahme einer konstanten Mittellage meist nicht sinnvoll bzw. eine schlechte Abbildung der tatsächlichen Funktion. Deshalb gibt es mit dem Bereichs-Mittelwert-Zählverfahren (engl. *range-mean counting*) und der Bereichspaar-Mittelwert-Zählmethode (engl. *range-pair range counting* oder *rainflow cycle counting* zweiparametrige Verfahren, die gleichzeitig zwei Merkmale einer Beanspruchungsfunktion erfassen. Hiermit können sowohl Bereichspaare als auch Mittelwerte in entsprechenden Klassen registriert werden. Die Ergebnisse der Zählung werden meist in einer Häufigkeitsmatrix präsentiert, was allerdings den Vergleich mit anderen Klassierungen aufgrund der komplexen Darstellung sehr erschwert. Das Bereichspaar-Mittelwert-Zählverfahren in Form der Rainflow-Zählmethode hat sich weitgehend durchgesetzt, da sie die Schädigungsintensität einer irregulären Beanspruchungsfunktion offenbar am besten wiedergibt [Köhler u. a., 2012, S.23ff.] und außerdem mechanische Werkstoffeigenschaften dem Verfahren zu Grunde liegen und abgebildet werden können. Daher wird dieses Verfahren separat in dem Kapitel 3.3.2 vorgestellt. Buxbaum [1992] hingegen sieht die zweiparametrigen Zählmethoden noch als eine Ausnahme, da deren Ergebnisse weder zu Standardisierungen einsetzbar sind noch die Möglichkeit einer zuverlässigen Extrapolation vorhanden ist. Mit Hilfe der heutigen computergestützten Methoden sind diese Bedenken sicher nicht mehr in vollem Umfang sinnvoll.

Nachteilig für alle Klassierungen ist zu nennen, dass sowohl die Kenntnis über die zeitliche Abfolge der einzelnen Beanspruchungen verloren geht, als auch deren jeweilige Geschwindigkeit bzw. Frequenz – die während einer Beanspruchungszeitfolge unterschiedlich sein kann – nicht berücksichtigt wird. Aus der Klassierung einer irregulären Funktion lässt sich eine harmonische Sinusschwingung mit entsprechend sortierten Amplituden und ggf. auch Mittelwerten ermitteln. Dabei werden die Abschnitte mit konstanten Parametern (Mittelwert, Amplitude, Frequenz) auch als Zyklenpakete bezeichnet, alle Zyklenpakete zusammen als Last- oder Beanspruchungskollektiv (Bild 3.3). Nach der Klassierung sind die Abfolge der einzelnen Zählwerte und deren

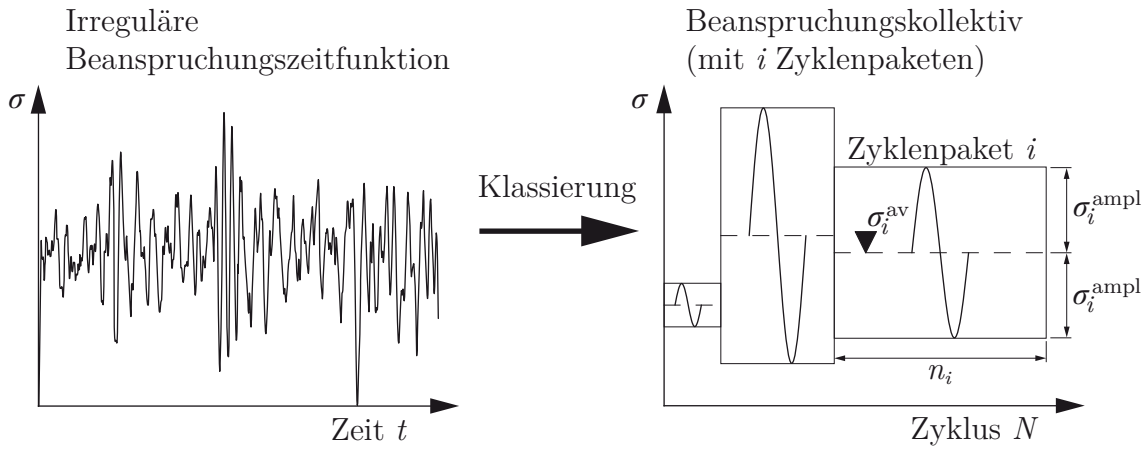


Bild 3.3: Prinzip der Überführung einer irregulären Beanspruchungszeitfunktion in ein Beanspruchungskollektiv unter Berücksichtigung des Mittelspannungsniveaus und der Amplitude.

Frequenz nicht festgelegt und können willkürlich gewählt werden. Es bietet sich an, die Versuchsfrequenz an der mittleren Frequenz der irregulären Originalfunktion zu orientieren und die Amplituden in geordneter Reihenfolge (auf- oder absteigend) ablaufen zu lassen.
Dabei ist zu hinterfragen, ob das ursprüngliche Ziel, dass diese neu gefundene Funktion den irregulären Originalverlauf derart abbildet, dass sie die gleiche Schädigung verursacht, hinlänglich erreicht wird. Entscheidend ist hier schon die Wahl des Klassierverfahrens, da diese unterschiedliche Ergebnisse liefern, was natürlich Auswirkungen auf das Schädigungsergebnis hat. Auch die Reihenfolge der einzeln sortierten Amplituden oder sog. Zyklenpakete wirkt sich auf das Schädigungsergebnis aus. Das wird zwar beispielsweise bei der linearen Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren/Miner vorausgesetzt (Kapitel 3.4), jedoch sind bei Untersuchungen des Reihenfolgeeinflusses Abhängigkeiten festgestellt worden [Haibach, 2006]. Für einen Sand soll dies unter anderem exemplarisch in dieser Arbeit analysiert werden, um die Erfahrungen aus den Versuchen mit Metallen und komplexen Maschinenkonstruktionen eventuell übertragen zu können (siehe Kapitel 7.2).

Nachfolgend werden beispielhaft das Spitzenwert-Zählverfahren als einparametriges und das Rainflow-Verfahren als zweiparametriges Verfahren vorgestellt, welche auch in dieser Arbeit bei der Klassierung der gewählten irregulären Funktionen Anwendung finden.

3.3.1 Spitzenwertzähl-Verfahren

Bei der Spitzenwertzählung werden die Umkehrpunkte einer irregulären Beanspruchungszeitfunktion gezählt und deren Häufigkeit ermittelt. Es gibt verschiedene Varianten dieser Zählmethode [Köhler u. a., 2012, Kapitel 2.3.1]. Im Folgenden wird auf das Verfahren eingegangen, das nur Extremwerte ober- bzw. unterhalb eines zuvor

festgelegten Niveaus berücksichtigt. Dieses Verfahren wird auch als *mean-crossing peak counting* oder *peak between mean-crossing counting* bezeichnet.

Mean-crossing peak counting

Zur Vereinfachung der Spitzenwertzählung, wo alle Umkehrpunkte gezählt werden, wurde ein Verfahren eingeführt, das nur die relativen Extrema bezüglich eines festgelegten Niveaus berücksichtigt [Buxbaum, 1992, Kapitel 1.2.2.3]. Dabei wird davon ausgegangen, dass kleine Schwingungen zwischen den relativen Maxima und Minima einer irregulären Funktion keinen entscheidenden Beitrag zur Schädigung des betroffenen Bauteils liefern und somit vernachlässigbar sind. Dabei ist natürlich für das Ergebnis entscheidend, wo dieses Bezugsniveau festgelegt wird.

In Bild 3.4 wird exemplarisch die Vorgehensweise bei der Zählung demonstriert. Dabei werden die Zählwerte, getrennt nach Maxima und Minima, über ihre Summenhäufigkeit aufgetragen.

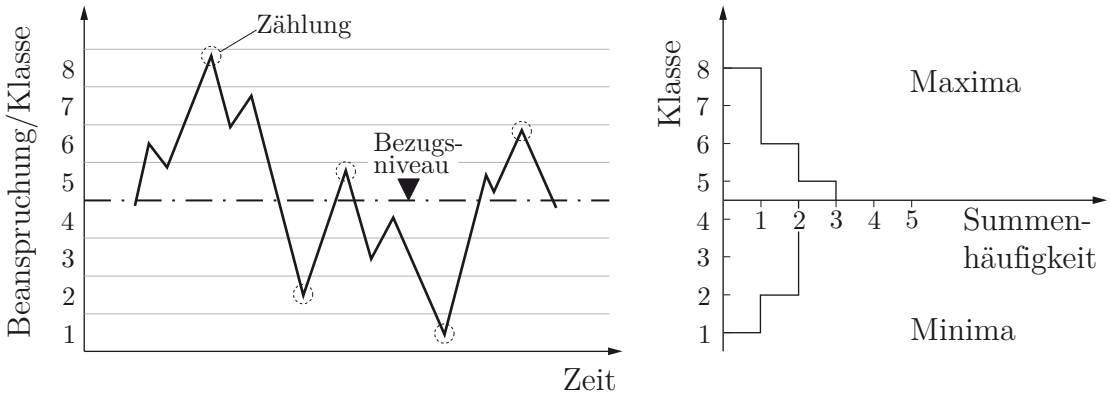


Bild 3.4: Prinzip des Verfahrens *Mean-crossing peak counting*.

3.3.2 Rainflow-Verfahren

Das Rainflow-Verfahren wurde erstmalig in Japan von Matsuishi und Endo [1968] vorgestellt. Seitdem sind zahlreiche Algorithmen zur rechnergestützten Umsetzung des Verfahrens, z.B. in [Dowling, 1972], [Clormann und Seeger, 1986], [Rychlik, 1987] u.a. mit verschiedenen Ansätzen veröffentlicht worden. Nachfolgend soll das Prinzip des Verfahrens kurz beschrieben und auf die hier verwendete Zählung eingegangen werden.

Mit dem Rainflow-Verfahren lassen sich die Amplituden und Mittelwerte einer irregulären Beanspruchungszeitfunktion ermitteln. Im Gegensatz zu den anderen Klassiermethoden wird das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des betroffenen Materials am besten abgebildet. In Bild 3.5 ist das Prinzip anhand eines Beispiels dargestellt. Es spielt dabei keine Rolle, welches Material im Fokus steht bzw. welches Spannungs-Dehnungsverhalten zugrunde gelegt wird. Da sich mit dem Schließen einer Lasthysterese gleichzeitig auch eine örtlich geschlossene Beanspruchungshysterese ergibt, kann

das Verfahren sowohl zur Zählung von Spannungs- und Dehnungsfolgen, als auch von Last-, Verformungsfolgen oder anderen Beanspruchungszeitfolgen angewendet werden [Clormann und Seeger, 1986].

Meist wird diese Methode mit dem Abfließen von Regenwasser von Pagodendächern beschrieben, was sicher auch zur Namensgebung führte. Deshalb ist in Bild 3.6 die zu klassierende Beanspruchungsfolge auch um 90° gedreht. Mit dieser Darstellung kann das Prinzip des „Regenflusses“ leicht beschrieben werden. Die horizontale Länge eines Pfads auf der Funktion wird als ein Halbzyklus einer Schwingung gleichgesetzt und mit seinen Anfangs- und Endpunkten in einer Matrix vermerkt. Diese Werte lassen sich dann leicht umrechnen in Amplitude und Mittelwert. Ziel ist es, geschlossene Hysteresen, bestehend aus zwei Halbzyklen mit der gleichen Schwingbreite und derselben Lage, zu zählen. Verbleibende Halbzyklen, die nicht zu einer geschlossenen Hysterese beitragen, werden als Residuum gespeichert.

Folgende Regeln sind bei der Zählung zu beachten (Start von einem Maximum oder Minimum):

1. Ein Pfad endet an einem Umkehrpunkt, wenn der folgende Maximal- bzw. Minimalwert (in der anderen Richtung) weiter entfernt liegt als der zurückliegende. (Beispiel in Bild 3.5: A–B oder F–G)

2. Ein Pfad endet, wenn er auf einen bereits vorhandenen trifft. (Beispiel in Bild 3.5: B in Richtung C oder G in Richtung H)

3. Der Pfad kann auf einem anderen „Dach“ weiterlaufen, wenn die Regeln 1 und 2 eingehalten werden. (Beispiel in Bild 3.5: 0–A–C–E oder E–F–H)

4. Der Pfad endet, wenn er auf kein weiteres „Dach“ trifft. (Beispiel in Bild 3.5: an den Punkten E oder H)

Die unter Einhaltung dieser Regeln ermittelten Halbzyklen werden mit ihren Start- und Endpunkten in einer Matrix eingetragen (siehe Bild 3.5). Diese Matrix lässt sich halbieren, indem nur noch die Minima und Maxima der Halbzyklen dargestellt werden, ungeachtet ihrer Richtung. Schließlich können daraus Zyklenpakete mit gleichem Mittelwert und Amplitude zusammengefasst werden, was für das Beispiel in Bild 3.6 in Tabelle 3.1 durchgeführt wurde. Wie bereits erwähnt zeigt sich an dem Ergebnis, dass sowohl die Belastungsgeschichte der ursprünglichen Funktion als auch deren Frequenz verloren geht.

Nach Eliminierung der geschlossenen Hysteresen verbleibt das Residuum (Bild 3.6 b). Bei hochzyklischen Beanspruchungszeitfunktionen kann das Residuum bei der Klassierung und der folgenden Abschätzung der Lebensdauer in der Regel vernachlässigt werden [Köhler u. a., 2012]. Ist die Funktion allerdings relativ kurz, könnten die verbliebenen Halbzyklen im Residuum einen erheblichen Beitrag bei der Schädigungsermittlung haben. Hier empfiehlt es sich, entweder den halben Schädigungsbetrag der

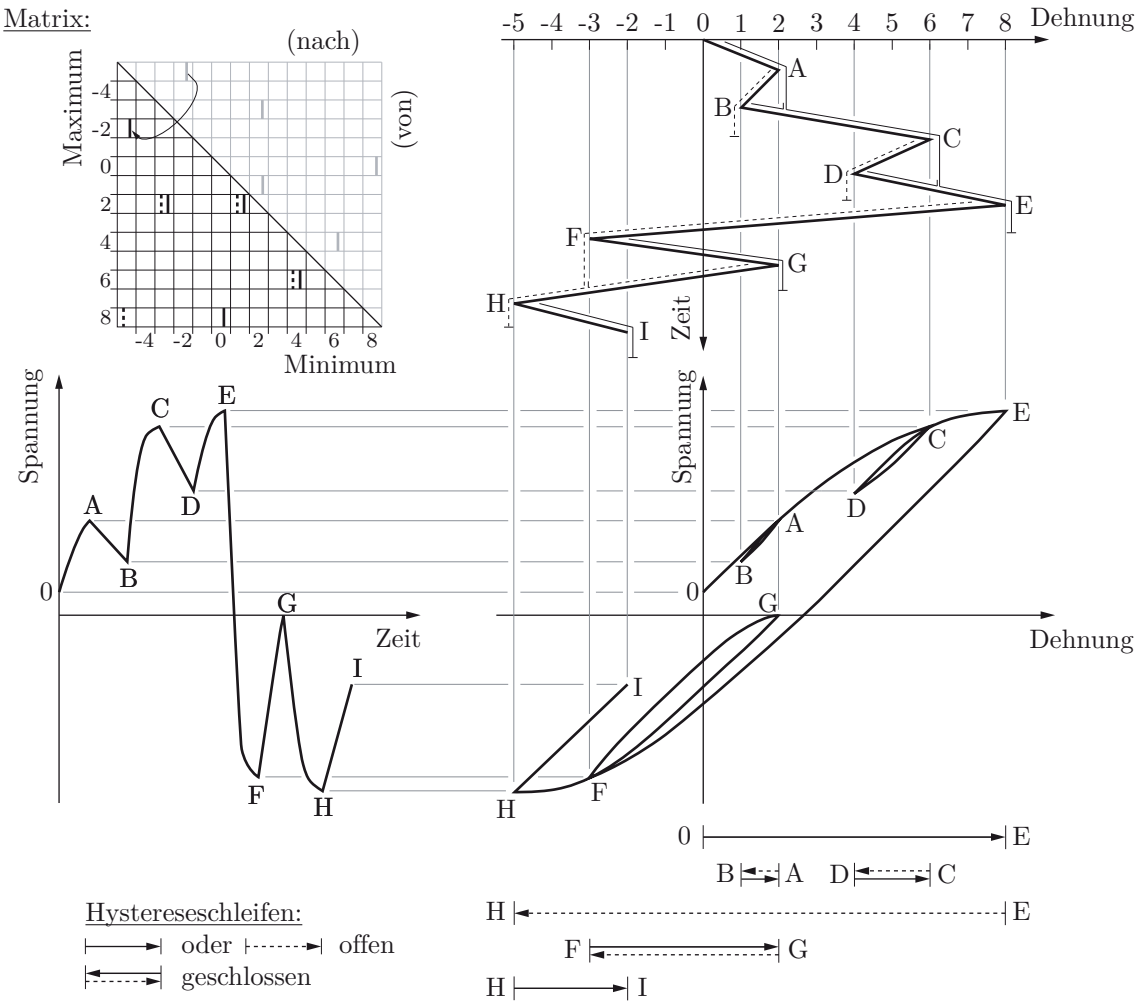


Bild 3.5: Prinzip des Rainflow-Klassierverfahrens unter Berücksichtigung des Spannungs-Dehnungsverhaltens des Materials am schematischen Beispiel eines dehnungsgesteuerten Versuchs.

vollen Hysterese zu berücksichtigen oder die verbliebene Zeitfolge im Residuum wird ungeachtet der ursprünglichen Funktion noch einmal gezählt. Allerdings bleibt bei diesem abstrakten Vorgang das Werkstoffverhalten unberücksichtigt, da dann Anteile zu einer vollen Hysterese zusammengefügt werden, die diese aber nicht realistisch abbilden (z.B. Folge 0–E–0 in Bild 3.6). In [Haibach, 2006, Kapitel 3.3.4] werden verschiedene Methoden vorgeschlagen, wie die Anzahl der Halbzyklen im Residuum möglichst gering gehalten wird. Dabei kann der Ausgangspunkt der Zählung variiert oder ein zweiter Durchlauf der irregulären Beanspruchungszeitfunktion mit angefügt werden, so dass möglichst viele geschlossene Hysteresen erfasst werden.

In dieser Arbeit wird das vorgeschlagene Verfahren aus der amerikanischen Norm ASTM E1049–85 verwendet und alle Halbzyklen gezählt. Die verbleibenden Halbzyklen im Residuum werden bei den folgenden Betrachtungen in Kapitel 7 bei gleichen Parametern vereinfachend zusammengefasst und auf volle aufgerundet (siehe auch Klassierung der betrachteten Funktionen im Anhang B).

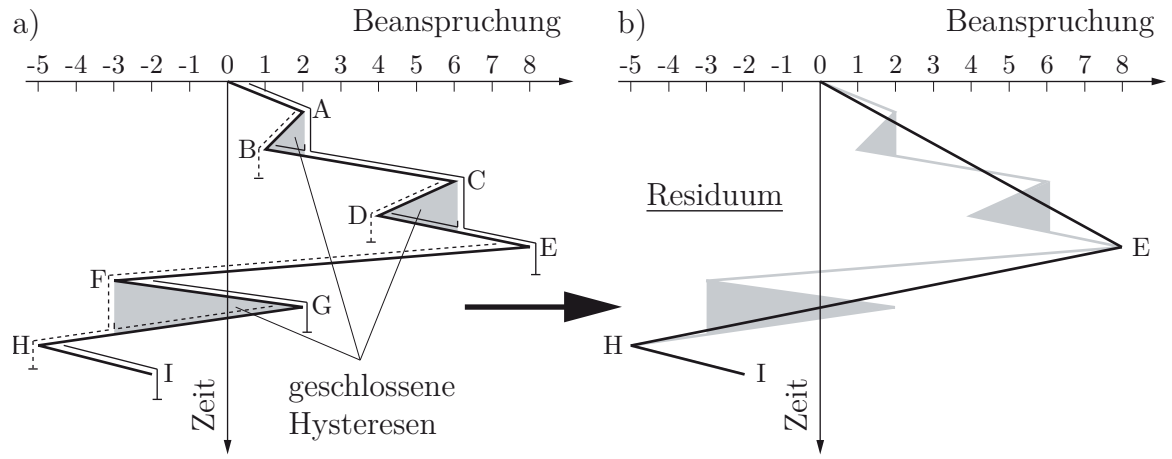


Bild 3.6: Bestimmung der Halbzyklen nach dem Rainflow-Klassierverfahren nach ASTM E1049–85 mit Darstellung a) des Rainflow-Zählalgorithmus und b) des Residuums.

Tabelle 3.1: Zusammenfassung der Klassierung in Bild 3.6.

Zyklenpaket Nr.	Mittelwert	Amplitude	Anzahl Zyklen
1	1,5	0,5	1
2	5,0	1,0	1
3	-0,5	2,5	1
4	4,0	4,0	0,5
5	1,5	6,5	0,5
6	-3,5	1,5	0,5

3.4 Schadensakkumulationshypothesen

Ausgehend von den Pionierarbeiten durch [Wöhler, 1870] wurde die Basis der heute bekannten Schadensakkumulationshypothesen zunächst von Palmgren [1924] für die Ermittlung der Einsatzzeit von Kugellagern gelegt. Mit den Wöhlerlinien konnte man zwar die Lebensdauer von Bauteilen unter zyklischer Belastung vorhersagen, jedoch war die Anwendung auf eine konstante (reguläre) Beanspruchung begrenzt. Veränderliche Lastfolgen, wie sie in der Praxis überall vorkommen, waren ohne Weiteres auf das Konzept der Wöhlerlinien nicht anwendbar. Mit [Langer, 1937] und [Miner, 1945] wurden ähnliche Arbeiten zur Anwendung der Wöhlerlinien auch für veränderliche Belastungen veröffentlicht. Der dort vorgestellte lineare Ansatz zur Ermittlung von Teilschädigungen, hervorgerufen durch Zyklenpakete mit variablen Belastungen innerhalb eines Beanspruchungskollektivs, ist schließlich seit der Veröffentlichung einer Versuchsreihe an legierten Aluminiumproben in Miner [1945] international verbreitet und unter dem Namen Palmgren-Miner-Hypothese oder kurz Miner-Regel bekannt.

Durch die einfache Handhabung zur Berechnung der Schädigung eines Bauteils unter zyklischer Belastung ist sie die am häufigsten eingesetzte Methode.

Bei Anwendung der Miner-Regel wird angenommen, dass jeder Belastungszyklus eine Teilschädigung an einem Bauteil hervorruft, oder wie Palmgren [1924] es bezeichnet, dass dadurch ein Teil seiner Haltbarkeit verbraucht ist. Wird also ein Bauteil mit der Zyklenanzahl n belastet, dann wird es bezogen auf seine maximale Haltbarkeit N_f bei der gleichen Beanspruchung um den Betrag $D = n/N_\mathrm{f}$ geschädigt.
Eine veränderliche (irreguläre) Lastfolge, vereinfacht dargestellt durch ein Beanspruchungskollektiv nach der Klassierung, besteht aus mehreren verschieden großen Beanspruchungen mit zugehörigen Zyklenzahlen n_i (siehe Bild 3.7). Zu jeder dieser Zyklenpakete wird die maximale Haltbarkeit $N_{i,\mathrm{f}}$ aus der Wöhlerlinie ermittelt und die jeweilige Teilschädigung errechnet. Die Aufsummierung bzw. Akkumulation der resultierenden Teilschädigungen d_i ergibt die gesamte Schädigung D des Bauteils. Die Lebensdauer ist schließlich erreicht, wenn die Summe der Teilschädigungen d_i aller Zyklenpakete 1,0 ergibt, was schließlich mit dem vorher festgelegten Versagenskriterium (Bruch, Rissentstehung oder Verformungswert) einhergeht. Für den Schädigungsnachweis muss also gelten:

$$D = \sum_{i=1}^{m} d_i = \sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_{i,\mathrm{f}}} \leq 1,0 \ . \tag{3.3}$$

Durch die formale Beschreibung der Wöhlerlinie in Gleichung 3.2 ergibt sich durch Substitution von $N_{i,\mathrm{f}}$ in Gleichung 3.3:

$$D = \sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_\mathrm{D}} \cdot \left(\frac{\sigma_i^{\mathrm{ampl}}}{\sigma_\mathrm{D}^{\mathrm{ampl}}} \right)^k \leq 1,0 \ . \tag{3.4}$$

Nach dem Prinzip des Festigkeitsnachweises gilt somit, dass die vorhandene Belastung kleiner als die ertragbare sein muss. Die Prozedur kann durch die schematische Darstellung in Bild 3.7 sehr gut beschrieben werden. Wobei für die Illustration die Zyklenpakete nach ihrer Größe geordnet werden müssen, was beim eigentlichen Nachweis (Gleichung 3.3) keine Rolle spielt.

Durch diese einfache Form des Nachweises lassen sich beliebige äquivalente Ersatz-Beanspruchungen ermitteln, die die gleiche Schädigung hervorrufen. Dabei setzt man einfach den ermittelten Schädigungsbetrag mit der einer anderen Beanspruchungsfunktion gleich und kann entweder deren äquivalente Zyklenzahl n_eq vorgeben und erhält die äquivalente Belastungsamplitude $\sigma_\mathrm{eq}^{\mathrm{ampl}}$ oder umgekehrt.

$$D = \sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_\mathrm{D}} \left(\frac{\sigma_i^{\mathrm{ampl}}}{\sigma_\mathrm{D}^{\mathrm{ampl}}} \right)^k = \frac{n_\mathrm{eq}}{N_\mathrm{D}} \cdot \left(\frac{\sigma_\mathrm{eq}^{\mathrm{ampl}}}{\sigma_\mathrm{D}^{\mathrm{ampl}}} \right)^k \ . \tag{3.5}$$

Nach Gleichsetzen der Schädigung in Gleichung 3.5 und Umformung ergeben sich die folgenden Formen für die Ermittlung von n_eq oder $\sigma_\mathrm{eq}^{\mathrm{ampl}}$:

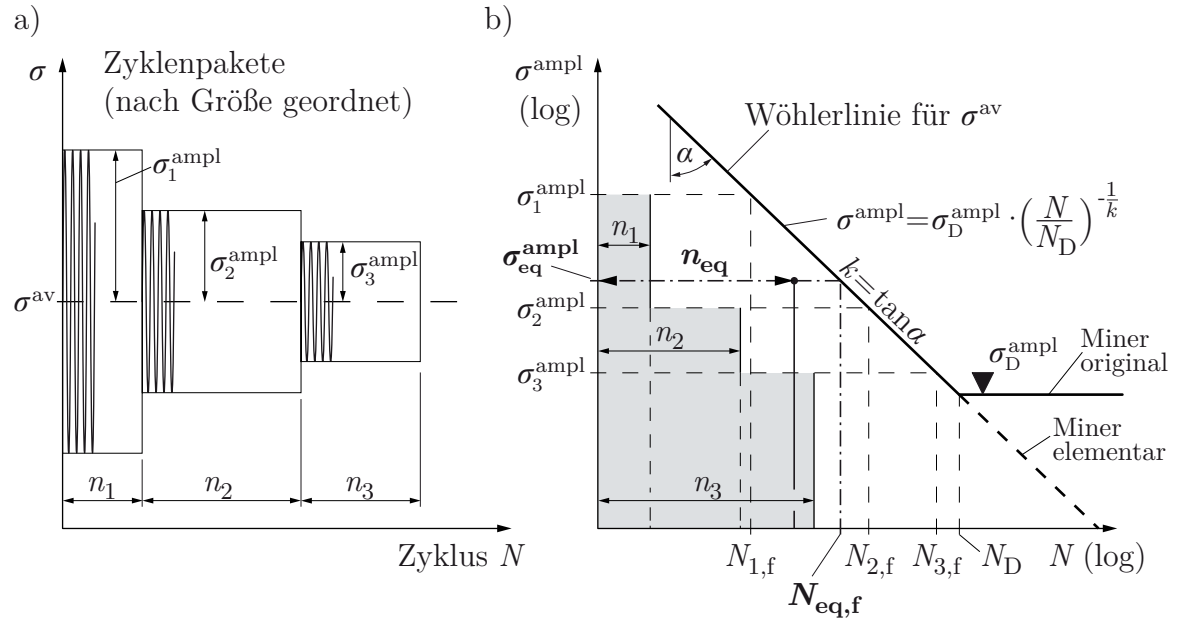


Bild 3.7: Prinzip der linearen Schadensakkumulationshypothese (Miner-Regel).

$$n_{\mathrm{eq}} = \sum_{i=1}^{m} n_i \cdot \left(\frac{\sigma_i^{\mathrm{ampl}}}{\sigma_{\mathrm{eq}}^{\mathrm{ampl}}} \right)^k \quad \text{und} \tag{3.6}$$

$$\sigma_{\mathrm{eq}}^{\mathrm{ampl}} = \left(\sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{n_{\mathrm{eq}}} \left(\sigma_i^{\mathrm{ampl}} \right)^k \right)^{\frac{1}{k}} \quad . \tag{3.7}$$

Die Gleichung 3.6 lässt sich durch direktes Einsetzen der Zyklenzahl bei Schädigung $N_{\mathrm{eq,f}}$ auf Niveau der äquivalenten Belastungsamplitude $\sigma_{\mathrm{eq}}^{\mathrm{ampl}}$ in Gleichung 3.3 wie folgt vereinfachen; vorausgesetzt ist wieder der gleiche Schädigungsbetrag D (siehe auch Bild 3.7):

$$D = \sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_{i,\mathrm{f}}} = \frac{n_{\mathrm{eq}}}{N_{\mathrm{eq,f}}} \quad \text{und} \tag{3.8}$$

$$n_{\mathrm{eq}} = N_{\mathrm{eq,f}} \cdot \sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_{i,\mathrm{f}}} \quad . \tag{3.9}$$

Bei Lastfolgen, die sich nicht nur durch ihre variierenden Belastungsamplituden, sondern auch durch veränderliche Mittelspannungen darstellen, muss das Konzept erweitert werden. Einerseits kann dieser Einfluss vernachlässigt werden, was aber nur bei geringen Auswirkungen empfehlenswert ist. Andererseits, sollte die Variation mehr Bedeutung haben (siehe Bild 3.2a), dann ist der Nachweis über viele Wöhlerlinien mit entsprechenden Mittelspannungen wie bisher möglich. Da dieses Verfahren allerdings sehr zeit- und kostenintensiv ist, kann durch Kenntnis der Mittelspannungsempfindlichkeit M nach Schütz [1967] auf eine einzige Mittelspannung nach Gleichung 3.10

umgerechnet werden, so dass das Ergebnis, in diesem Fall die Zyklenzahl bis zum Bruch, äquivalent bleibt. Dies kann sehr anschaulich im Haigh-Diagramm dargestellt werden.

$$M = \frac{\sigma^{\text{ampl}}_{(R=-1)} - \sigma^{\text{ampl}}_{(R=0)}}{\sigma^{\text{av}}_{(R=0)}} \ . \tag{3.10}$$

Selbst für multidirektionale Beanspruchungen eines Bauteils existieren Mehrachsigkeitshypothesen, die wiederum eine Umrechnung auf eine äquivalente einachsiale Vergleichsgröße beinhalten [Radaj und Vormwald, 2007]. Auf diese soll hier nicht weiter eingegangen werden.

Zusammenfassung Miner-Regel

Die Miner-Regel in ihrer originalen Form nach Miner [1945] setzt bei harmonischer zyklischer Belastung voraus, dass die Spannungs-Dehnungs-Hysteresen konstant bleiben während des Prozesses der Ermüdung und vernachlässigt somit mögliche Ver- oder Entfestigungen des Materials. Die Schädigung des beanspruchten Bauteils nimmt linear mit der Zyklenzahl zu, d.h. doppelte Belastungsdauer gleich doppelte Schädigung. Dabei werden Beanspruchungen unterhalb der Dauerfestigkeit $\sigma_{\text{D}}^{\text{ampl}}$ nicht eingerechnet bzw. liefern sie keinen Beitrag bei der Akkumulation der Teilschädigungen, was meist zu einer Überschätzung der Lebensdauer führt. Dieser Nachteil kann jedoch durch Anwendung anderer Formen der Miner-Regel behoben werden. Die elementare Form (Formulierung nach Palmgren [1924]) ist so definiert, dass einfach alle Beanspruchungen mit gleichem Maße anhand der Wöhlerlinie im Zeitfestigkeitsbereich eingerechnet werden (siehe Bild 3.7). Das könnte allerdings zu Überbewertungen der geringen Beanspruchungen unterhalb der Dauerfestigkeit beim Nachweis und somit zu unwirtschaftlichen Lösungen führen. Anpassungen wie z.B. durch eine flachere Neigung der Wöhlerlinie unterhalb der Dauerfestigkeit $\sigma_{\text{D}}^{\text{ampl}}$ (modifizierte Form) oder die Anpassung der Dauerfestigkeit mit zunehmender Schädigung (konsequente Form) sollen hier nur erwähnt werden [Haibach, 2006]. Alle diese Anpassungen behalten die ursprüngliche Nachweisform in Gleichung 3.3 bei.

Nach Meinung der Fachwelt ist der nicht berücksichtigte Reihenfolgeeinfluss der Belastung bei der Anwendung der Miner-Regel das größte Manko, das für die teilweise großen Unterschiede zwischen der berechneten und der tatsächlichen Lebensdauer verantwortlich ist. In [Schütz und Zenner, 1973] wird daher die Anwendung von relativen Schadensakkumulationshypothesen empfohlen. Hier werden die Auswirkungen ähnlicher Lastfolgen miteinander verglichen, was einen erheblichen Vorteil gegenüber dem vorgestellten Konzept mit der konstanten Beziehung hat.

3.5 Anwendung in der Bodenmechanik

Im Wesentlichen werden die Erkenntnisse aus der Lebensdauerberechnung von Metallen übernommen und auf den Baugrund übertragen. Insbesondere die Miner-Regel findet eine breite Anwendung. Anders als bei Metallen wird ein Boden durch Änderung der Dränagebedingungen während der Belastung maßgeblich beeinflusst. Dies äußert sich in unterschiedlichem mechanischen Verhalten und wird deshalb im Folgenden auch gesondert betrachtet (siehe auch Kapitel 5, 6 und 7). Das Kriterium zum Erstellen einer Wöhlerlinie für Boden wird meist in Form einer Verformungsgrenze oder durch den Verlust der Standsicherheit definiert. Auch die Umrechnung von veränderlichen Lastfolgen auf reguläre Funktionen erfolgt häufig auf der Basis der linearen Schadensakkumulationshypothese.

3.5.1 Dehnungs-Superposition für dränierte Zustände

Für die Ermittlung der plastischen Verformungen durch zyklische Belastung unter dränierten Bedingungen wurden im Triaxialgerät bereits zahlreiche Versuche durchgeführt. Insbesondere im Verkehrswegebau wurde dieses Thema zur Abschätzung der Verformungen des Untergrundes einer Straße infolge hochzyklischer Belastung durch Verkehr sehr früh verfolgt. Da die Beanspruchung einer Straße von irregulären Lastfolgen geprägt ist, wurde versucht, dies durch Umformungen so zu vereinfachen, dass eine Prognose der Verformungen nach einer bestimmten Zeit möglich ist. Ähnlich wie im Metallbau bilden eine Klassierung der veränderlichen Bemessungsfunktionen in eine übersichtliche Anzahl von Zyklenpaketen und Wöhlerlinien die Basis für diese Vereinfachung. Das Versagenskriterium für die Erstellung einer Wöhlerlinie wird bei Erreichen einer vorgegebenen Verformung durch die Belastung verschiedener harmonischer Beanspruchungsfunktionen definiert. Für die Auswertung werden in der Literatur die folgenden wesentlichen Methoden genutzt.

Time-Hardening-Methode

Diese Form der Dehnungs-Superposition wird von verschiedenen Autoren auf Elementebene in Laborversuchen angewendet [Monismith u. a., 1975; Poulsen und Stubstad, 1978; Stewart, 1986], aber auch für Modellversuche mit Pfählen [Lin und Liao, 1999; LeBlanc u. a., 2010] genutzt. Bild 3.8 a) zeigt die Vorgehensweise bei dieser Methode für ein Beanspruchungskollektiv mit drei Zyklenpaketen und absteigender Reihenfolge und gleicher Mittelspannung. Hierbei sind die resultierenden Dehnungen, z.B. axiale Dehnungen aus zyklischen Triaxialversuchen, über die Zyklenzahl aufgetragen. Gleichzeitig kann hier aber auch die Verformung eines Pfahls infolge wiederholter Beanspruchung angenommen werden.

Die resultierende Dehnung ε_1 infolge des ersten Zyklenpakets mit der Belastungsamplitude σ_1^{ampl} und der Zyklenzahl n_1 wird durch horizontale Projektion auf die Verformungskurve infolge σ_2^{ampl} bezogen (Bild 3.8 a). Damit erhält man die Zyklenzahl $N_{1,2}^*$, die mit der Amplitude σ_2^{ampl} eine verformungsäquivalente Belastung darstellt.

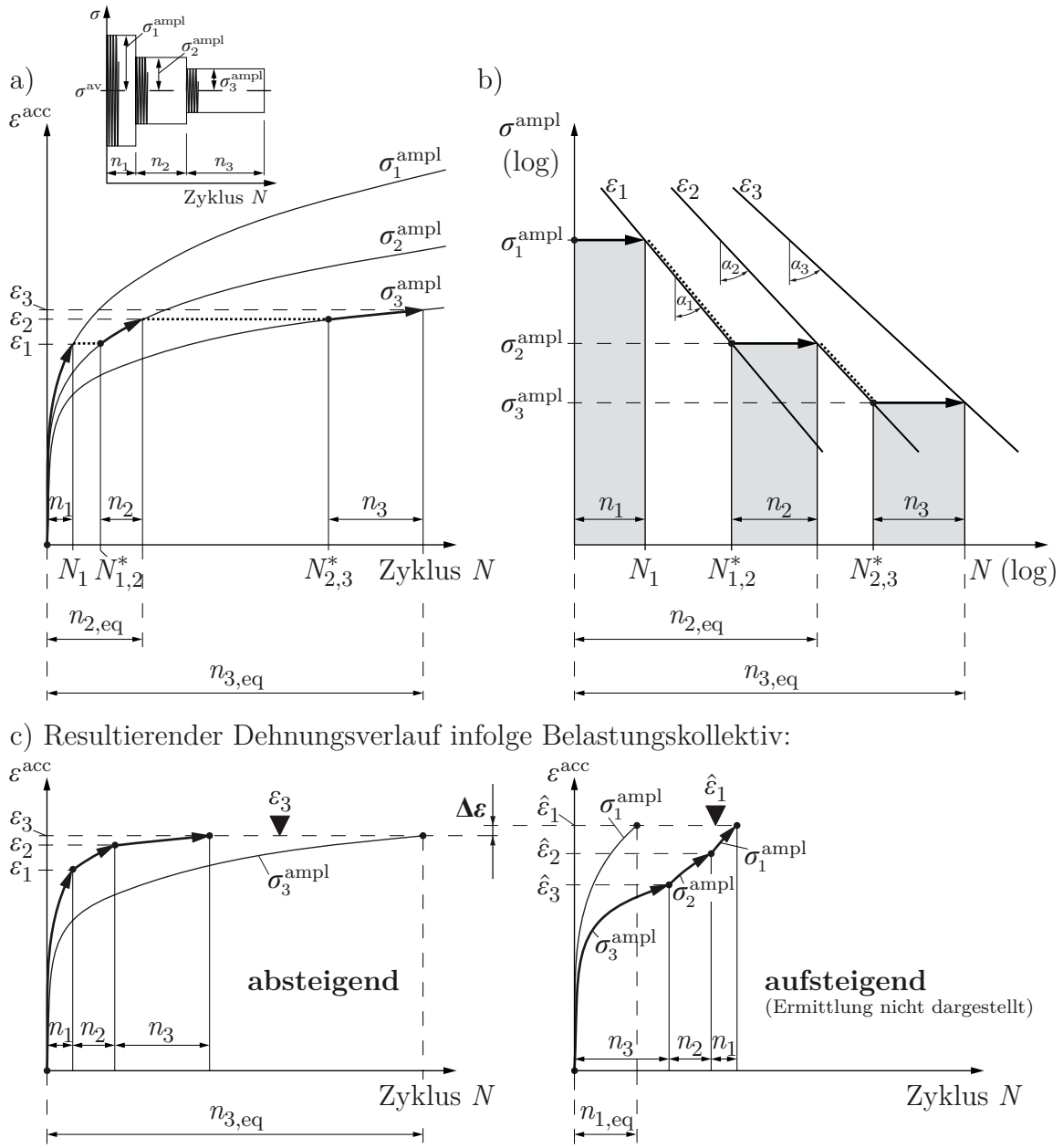


Bild 3.8: Prinzip Time-Hardening-Methode nach [Monismith u. a., 1975] für ein Beanspruchungskollektiv mit absteigender Reihenfolge in a) und b) sowie c) Vergleich mit aufsteigender Reihenfolge.

Diese Umwandlung kann mit dem Vorgehen bei der Schädigungsberechnung verglichen werden. Bild 3.8 b) zeigt dies zum Vergleich in der dort bekannten Darstellung (Kapitel 3.4).
Die Dehnung ε_2, die aus der nachträglichen Aufbringung von Zyklenpaket 2 resultiert, wird wiederum auf die Verformungskurve infolge σ_3^{ampl} bezogen. Hiermit wird die bis dahin resultierende Gesamtdehnung infolge der ersten beiden Zyklenpakete auf die Belastungsamplitude des dritten Zyklenpakets umgerechnet, mit der Annahme, dass die sich ergebende Zyklenzahl $N_{2,3}^*$ eine äquivalente Dehnung hervorruft. Die Aufbringung

des letzten Zyklenpakets mit σ_3^{ampl} und n_3 endet schließlich mit der Dehnung ε_3. Das gesamte Beanspruchungskollektiv lässt sich nach dieser Vorgehensweise bei gleicher Verformung ε_3 durch ein einziges Paket mit σ_3^{ampl} und der Zyklenzahl $n_{3,\text{eq}}$ ausdrücken. Vorteil dieser Vorgehensweise ist, dass die Belastungsgeschichte in der Berechnung berücksichtigt und somit die Verformungsentwicklung recht gut abgebildet wird.

Ändert man die Reihenfolge der Zyklenpakete und wiederholt diese Methode, ist nicht mit dem gleichen Ergebnis zu rechnen. Wichtmann und Triantafyllidis [2012] zeigen exemplarisch an einem Beispiel, welchen Einfluss die Reihenfolge auf das Verformungsergebnis hat. Um herauszufinden, warum entgegen der Miner-Regel der Reihenfolgeeinfluss von Bedeutung ist, sind für einen Vergleich der Methode mit dem Vorgehen im Metallbau die Werte schematisch in Bild 3.8 b) überführt und dargestellt. Linien mit einer gleichen resultierenden Verformung bilden eine Wöhlerlinie. Für die drei Dehnungswerte ε_1, ε_2 und ε_3 sind Kurven im doppellogarithmischen Maßstab schematisch eingetragen. Es zeigen sich wie auch im Metallbau annähernd lineare Kurven, die durch Formen der Basquin-Gleichung ausgedrückt werden können. Diese Kurven müssen allerdings nicht parallel sein, wie exemplarisch durch die verschiedenen Winkel α_i hervorgehoben ist. Überträgt man das beschriebene Vorgehen für die Dehnungs-Superposition auf diese Darstellung, zeigt sich der wesentliche Unterschied zum Vorgehen im Metallbau. Es werden verschiedene Wöhlerlinien mit jeweils anderer Neigung als Referenz für die Umwandlung in schadensäquivalente Belastungen angewendet. Fängt man nun mit dem Zyklenpaket mit der kleinsten Amplitude σ_3^{ampl} an, ergeben sich aufgrund des nichtlinearen Verformungsverhaltens des Bodens (Bild 3.8 a) andere Dehnungen ε_i, die bei der Auftragung und Konstruktion der zugehörigen dehnungsgleichen Linien im Diagramm in Bild 3.8 b) auch in anderen Neigungen α_i resultieren. Es wäre Zufall, wenn man bei Berücksichtigung der umgekehrten Reihenfolge genau das gleiche Verformungsergebnis erhalten würde. Denn zum Einen sind diese Wöhlerlinien nicht parallel, zum Anderen hat die jeweilige Vorbelastung der einzelnen nichtlinearen Verformungskurven einen erheblichen Einfluss. Allerdings ist der Unterschied nach Wichtmann und Triantafyllidis [2012] nicht so groß, so dass diese Vorgehensweise im Rahmen der zu berücksichtigenden Abweichung von berechneten Verformungsgrößen in der Bodenmechanik seine Berechtigung hat. Dies belegt auch der Vergleich in Bild 3.8 c) von absteigender und aufsteigender Reihenfolge der Amplituden.

Für die Anwendung dieser Methode auf eine irreguläre Beanspruchungszeitfunktion mit verschieden großen Amplituden muss ein Akkumulationsansatz gefunden werden, der das Bodenverhalten hinreichend gut abbildet. Hierfür bieten sich beispielsweise ein logarithmischer oder ein Potenzansatz in folgenden Formen an.

Logarithmus-Ansatz:

$$\varepsilon_N = A \cdot [1 + B \cdot \lg(N)] \quad \text{und} \tag{3.11}$$

Potenzansatz:

$$\varepsilon_N = A \cdot N^B \ . \tag{3.12}$$

Neben diesen beiden Möglichkeiten sind zahlreiche Varianten dieser Ansätze in der Literatur zu finden, siehe Zusammenstellung in [Taşan, 2011, Anhang B]. Damit können die Zyklenpakete beliebig angeordnet und nach beschriebenem Vorgehen umgerech-

net werden, so dass schließlich eine Verformungsprognose möglich ist. Es muss aber beachtet werden, dass der Bezug eines Zyklenpakets mit einer sehr großen Belastungsamplitude auf eine sehr geringe mit großen Ungenauigkeiten verbunden ist. Das gilt auch umgekehrt.

Wendet man den Potenz- bzw. den Logarithmus-Ansatz zur Beschreibung der Dehnungsakkumulation infolge zyklischer Belastung auf die vorgestellte Dehnungs-Superposition an, erhält man folgende Gleichungen (siehe auch [Wichtmann und Triantafyllidis, 2012]). Diese Umformungen basieren darauf, dass beide Parameter A_i und B_i abhängig von der jeweiligen Belastung des Zyklenpakets i sind.

Logarithmus-Ansatz (Gleichung 3.11):

$$\varepsilon_{N,i} = A_i \cdot \left[1 + B_i \cdot \lg(N^*_{i-1,i} + n_i)\right] \quad \text{mit} \tag{3.13}$$

$$N^*_{i-1,i} = 10^x \quad \text{mit} \quad x = \frac{(A_{i-1}/A_i) \cdot (1 + B_{i-1} \cdot \lg(N^*_{i-2,i-1} + n_{i-1}) - 1}{B_i} \; . \tag{3.14}$$

Potenzansatz (Gleichung 3.12):

$$\varepsilon_{N,i} = A_i \cdot \left(N^*_{i-1,i} + n_i\right)^{B_i} \quad \text{mit} \tag{3.15}$$

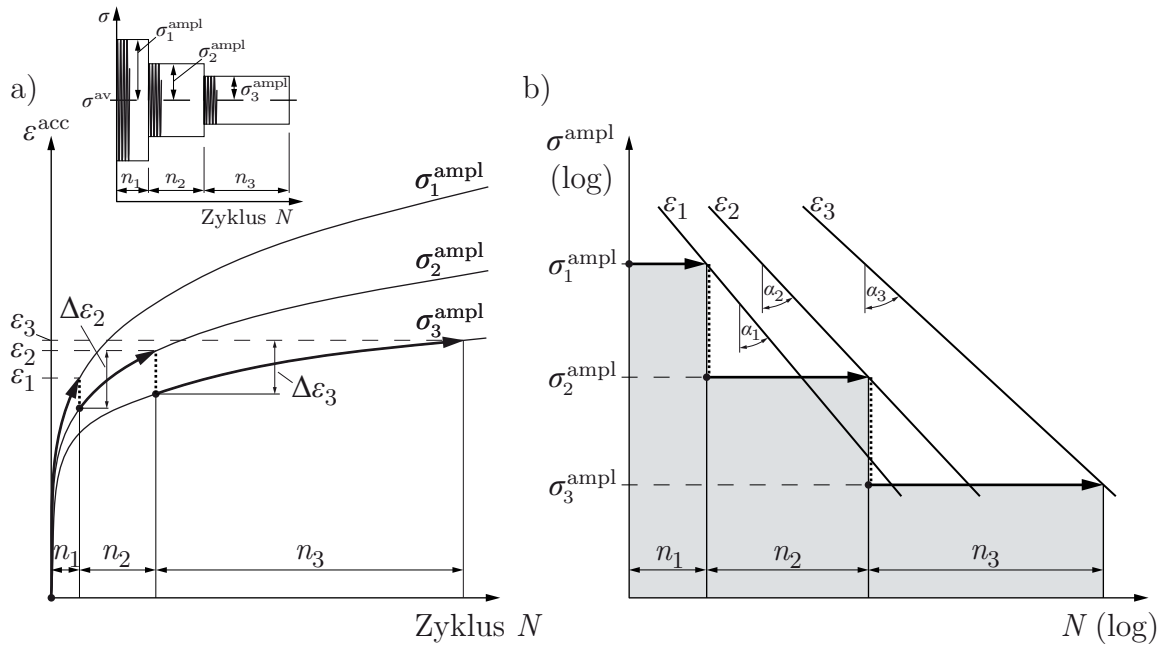
$$N^*_{i-1,i} = \left(\frac{A_{i-1}}{A_i}\right)^{\frac{1}{B_i}} \cdot \left(N^*_{i-2,i-1} + n_{i-1}\right)^{\frac{B_{i-1}}{B_i}} \; . \tag{3.16}$$

Bei Anwendung dieses Verfahrens ist zu beachten, dass es nicht für alle Spannungsbereiche bzw. Lastfolgen ohne Weiteres anwendbar ist. Wie schon von Triantafyllidis [2013] angemerkt, können bei diesem Verfahren nur Verformungszuwächse berücksichtigt werden. Eine Approximation der volumetrischen Dehnung von zyklischen Triaxialversuchen ist beispielsweise nur mit Einschränkungen möglich, da die Akkumulationsrate mit zunehmendem Spannungsniveau η^{av} abnimmt und schließlich sogar negativ wird (siehe Kapitel 6.2). Außerdem kann bei Anwendung der Time-Hardening-Methode auf zyklisch belastete Pfähle oder Flachgründungen der Effekt der teilweisen Rückdrehung nicht berücksichtigt werden, wenn kleine Belastungsamplituden auf große folgen.

Strain-Hardening-Methode

Das auch als Fatigue-Hardening-Methode bezeichnete Vorgehen wird in der Literatur bisher nur vereinzelt eingesetzt [Monismith u. a., 1975; Taşan, 2011] und schließlich von Wichtmann und Triantafyllidis [2012] als untauglich für eine Verformungsprognose in der Bodenmechanik eingestuft. Ein Blick auf das Bild 3.9 zeigt, warum das Verhalten des Bodens mit Hilfe dieses Verfahrens nicht hinreichend gut abgebildet wird. Ausgehend von einem Beanspruchungskollektiv mit absteigenden Amplituden ergibt sich

zunächst durch Aufbringen von Zyklenpaket 1 mit n_1 die Dehnung ε_1. Im Gegensatz zur Time-Harding-Methode bezieht man nun nicht die Dehnung, sondern die Zyklenzahl auf die Verformungskurve einer anderen Belastung (σ_2^{ampl}), d.h. es ergibt sich eine zyklenäquivalente Dehnung. Nach einer weiteren Belastung durch das Zyklenpaket 2 mit n_2 bis zur Dehnung ε_2 erfolgt die gleiche Prozedur mit Bezug auf die Verformungskurve der Belastungsamplitude σ_3^{ampl}. Nach Zyklenpaket 3 ergibt sich schließlich die akkumulierte Dehnung ε_3.



c) Resultierender Dehnungsverlauf infolge Belastungskollektiv:

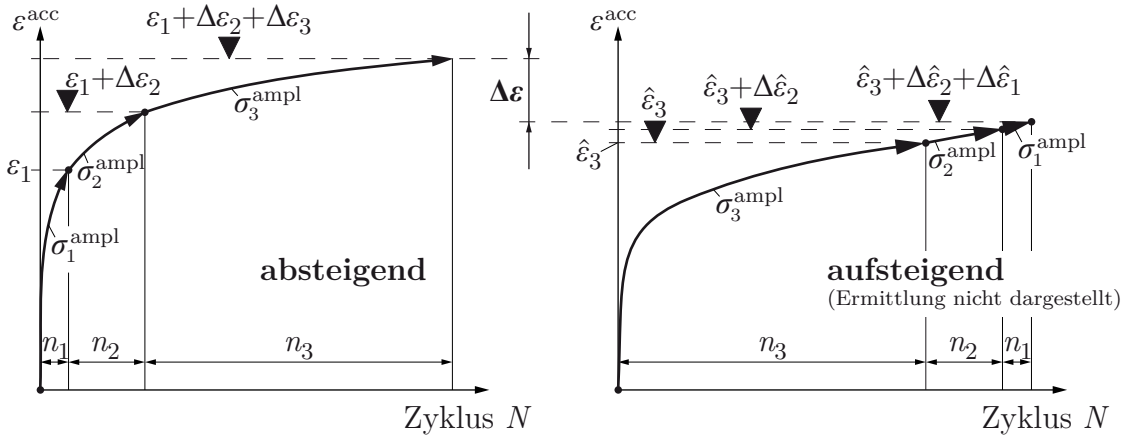


Bild 3.9: Prinzip Strain-Hardening-Methode nach [Monismith u. a., 1975] für ein Beanspruchungskollektiv mit absteigender Reihenfolge in a) und b) sowie c) Vergleich mit aufsteigender Reihenfolge.

$$\varepsilon_{N,i} = \varepsilon_{N,i-1} + \Delta\varepsilon_{N,i} \ . \tag{3.17}$$

Logarithmus-Ansatz (Gleichung 3.11):

$$\varepsilon_{N,i} = \varepsilon_{N,i-1} + A_i \cdot B_i \cdot \lg \left(\frac{\sum_1^i n_i}{\sum_1^{i-1} n_i} \right) \ . \tag{3.18}$$

Potenzansatz (Gleichung 3.12):

$$\varepsilon_{N,i} = \varepsilon_{N,i-1} + A_i \cdot \left[\left(\sum_1^i n_i \right)^{B_i} - \left(\sum_1^{i-1} n_i \right)^{B_i} \right] \ . \tag{3.19}$$

Die zyklische Vorbelastung wird bei dieser Vorgehensweise ausschließlich mit der Zyklenzahl N erfasst. Die Belastungsparameter der bereits aufgebrachten Zyklen spielen dabei keine Rolle für die folgenden Beanspruchungen. Wichtmann und Triantafyllidis [2012] kritisieren zu Recht, dass diese Herangehensweise keine gute Approximation darstellt. Für Zyklenpaket 2 ist es nämlich völlig egal, welche Belastungsamplitude zuvor aufgebracht wurde und welche plastische Dehnung des Materials bereits erfolgt ist. Das gilt dann auch beim Wechsel zu Zyklenpaket 3. Wenn die Vorbelastung nur durch die Zyklenanzahl erfasst wird, kommt es insbesondere bei großen Unterschieden in der Größe der Zyklenpakete zu unrealistischen Ergebnissen. Wichtmann und Triantafyllidis [2012] entlarven die Methode durch ein Beispiel einer kleinen Belastungsamplitude mit sehr hoher Zyklenzahl gefolgt durch eine größere Beanspruchung. Der Zyklenzähler suggeriert, dass bereits eine sehr große Vorbelastung stattgefunden hat und die Verformung infolge der nachfolgenden Belastung wird unterschätzt.

Verfahren in der EA-Pfähle [DGGT, 2012]

Ausgehend von der beschriebenen Time-Hardening-Methode wird ein Verfahren in der EA-Pfähle [DGGT, 2012] vorgestellt, das sich an den Veröffentlichungen zur horizontalen Pfahlverschiebung von [Lin und Liao, 1999; Achmus u. a., 2008; LeBlanc u. a., 2010] orientiert. Die Verfahrensweise ist ähnlich wie bei der Time-Hardening-Methode mit dem Unterschied, dass die einzelnen Verformungen der Zyklenpakete direkt auf eine Referenzbelastung umgerechnet werden. Dabei wird allerdings der Einfluss der Vorbelastung nicht berücksichtigt, wie bereits Wichtmann und Triantafyllidis [2012] festgestellt haben. Die Verformungen der einzelnen Zyklenpakete werden jeweils für einen noch völlig unbelasteten Boden ermittelt und auf die größte Belastungsfunktion bezogen, die als Referenz empfohlen wird. Ausgenommen ist dabei die Belastung auf dem Referenzniveau, denn diese startet bei der zusammengerechneten Zyklenanzahl aus den anderen Paketen und hat somit eine Vorbelastung.

Als Beispiel sind in Bild 3.10 drei Zyklenpakete in diesmal aufsteigender Reihenfolge dargestellt. Die Zyklenpakete 1 und 2 mit den kleineren Belastungen als die Referenzfunktion in Zyklenpaket 3 werden auf diese nacheinander umgerechnet. Ausgangspunkt ist jeweils immer der unbelastete Zustand, d.h. bei Zyklenpaket 2 wird die Vorbelastung durch Zyklenpaket 1 außer Acht gelassen. Die umgerechneten Anteile werden

für die Akkumulation der Verformung zusammengefasst ($n^*_{1,3} + n^*_{2,3}$). Schließlich wird das Zyklenpaket mit der Referenzfunktion analysiert (im Beispiel Nummer 3) und auf die bereits ermittelte äquivalente Verformung aufsummiert. Die sich bis zu diesem Punkt ergebende Vorbelastung wird allerdings nicht konsequent aus den einzelnen Zyklenpaketen verfolgt wie bei der Time-Hardening-Methode. Ergebnis ist eine Überschätzung der resultierenden Verformung, da sich der Boden zu Beginn der jeweiligen zyklischen Belastung viel weicher verhält (siehe Bild 3.10 a)). Das Berechnungsbeispiel in der EA-Pfähle [DGGT, 2012, Anhang D4.2.2] hebt diesen Unterschied hervor, indem die äquivalente Zyklenzahl mittels Berechnung nach Time-Hardening-Methode mit $N_{\mathrm{eq,THM}} = 52,1$ und einer horizontalen Pfahlkopfverschiebung von 6,6 cm gegenüber der beschriebenen Vorgehensweise mit $N_{\mathrm{eq,EA}} = 73,3$ und 6,9 cm ermittelt werden. Die damit vermeintlich sichere Seite kann aber nur bei Bezug auf die größte Belastungsamplitude als Argument für diese Vorgehensweise angeführt werden. Wichtmann und Triantafyllidis [2012] zeigen in ihrer Nachrechnung des gleichen Beispiels mit Bezug auf die kleinste Amplitude als Referenz, dass sich dann eine größere Verformung ergibt, so dass das Ergebnis gegenüber der konsequenten Verfolgung der Vorbelastung nach der Time-Hardening-Methode unterschätzt wird. Man sollte also der Empfehlung folgen und als Referenz die größte Belastung annehmen oder die in der EA-Pfähle [DGGT, 2012] auch erwähnte Time-Hardening-Methode anwenden.

Aus dem Bild 3.10 können die nachfolgenden allgemeinen Formeln abgeleitet werden, wobei entsprechend der Empfehlung die größte Belastungsamplitude die Referenz darstellt $\sigma_3^{\mathrm{ampl}} = \sigma_{\mathrm{ref}}^{\mathrm{ampl}}$. Die Indizes in den Gleichungen sind entsprechend ausgetauscht.

Logarithmus-Ansatz (Gleichung 3.11):

$$\varepsilon_{N,\mathrm{ref}} = A_{\mathrm{ref}} \cdot (1 + B_{\mathrm{ref}} \cdot \lg(n_{\mathrm{ref,eq}})) \tag{3.20}$$

mit

$$n_{\mathrm{ref,eq}} = \sum_{1}^{i \neq \mathrm{ref}} n^*_{i,\mathrm{ref}} + n_{\mathrm{ref}} \tag{3.21}$$

und

$$n^*_{i,\mathrm{ref}} = 10^x \quad \text{mit} \quad x = \frac{(A_i/A_{\mathrm{ref}}) \cdot (1 + B_i \cdot \lg(n_i)) - 1}{B_{\mathrm{ref}}} \ . \tag{3.22}$$

Potenzansatz (Gleichung 3.12):

$$\varepsilon_{N,\mathrm{ref}} = A_{\mathrm{ref}} \cdot (n_{\mathrm{ref,eq}})^{B_{\mathrm{ref}}} \tag{3.23}$$

mit

$$n_{\mathrm{ref,eq}} = \sum_{1}^{i \neq \mathrm{ref}} n^*_{i,\mathrm{ref}} + n_{\mathrm{ref}} \tag{3.24}$$

und

$$n^*_{i,\mathrm{ref}} = \left(\frac{A_i}{A_{\mathrm{ref}}}\right)^{\frac{1}{B_{\mathrm{ref}}}} \cdot (n_i)^{\frac{B_i}{B_{\mathrm{ref}}}} \ . \tag{3.25}$$

Die Abweichung der Verformungsergebnisse bei drei Zyklenpaketen in dem Berechnungsbeispiel ist zwar gering, jedoch wird dieser Unterschied mit zunehmender Komplexität der Beanspruchung immer größer. Auch wenn man nach der empfohlenen Vorgehensweise ein höheres Ergebnis erhält, kann dies zu unrealistischen Ergebnissen und damit verbundenen unwirtschaftlichen Konsequenzen führen.

Im Gegensatz zur Time-Hardening-Methode ist bei Bezug auf eine der Belastungsamplituden deren Reihenfolge egal. Da die umgerechneten äquivalenten Zyklenzahlen immer auf den Ursprung bezogen werden und schließlich einfach auf die entsprechende Verformungskurve addiert werden, spielt die Anordnung der einzelnen Belastungen keine Rolle.

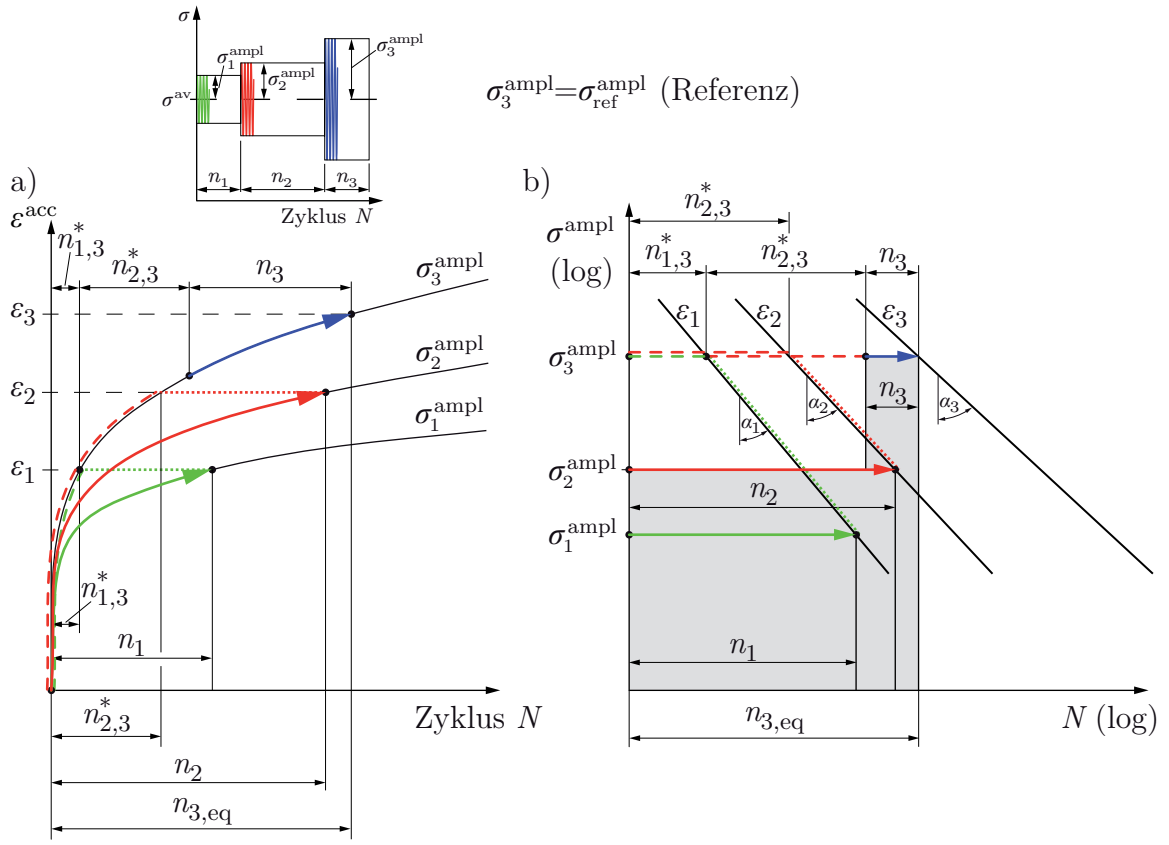


Bild 3.10: Prinzip der Umrechnung in eine verformungsäquivalente Funktion nach EA-Pfähle [DGGT, 2012] für ein Beanspruchungskollektiv mit aufsteigender Reihenfolge (Referenzbelastung: σ_3^{ampl}).

Akkumulationsmodell von Niemunis u. a. [2005]

Das hochzyklische Akkumulationsmodell von Niemunis u. a. [2005], auch HCA–Modell genannt, ist ein ganzheitlicher Ansatz für die Verformungsberechnung von jeglichen im Baugrund gegründeten Strukturen unter einer zyklischen Belastung mit mehr als 1.000 Lastwiederholungen. Wichtmann und Triantafyllidis [2012] zeigen, dass ihr Ansatz annähernd gleichwertig ist mit der Vorgehensweise der Time-Hardening-Methode.

Die Nachrechnung eines Beispiels mit konstanter Mittelspannung zeigt gute Übereinstimmungen. Vorteil dieses Modells ist seine vielseitige Einsatzmöglichkeit zur Berechnung von komplexen Boden-Bauwerk-Strukturen in Kombination mit Finite-Element-Berechnungen. Allerdings führen Änderungen der mittleren Spannung zwischen den einzelnen Zyklenpaketen wie auch bei der Time-Hardening-Methode zu Ungenauigkeiten bei der Prognose der akkumulierten Verformung [Wichtmann und Triantafyllidis, 2012].

Näheres zur Anwendung des Modells ist in Kapitel 6.2.1 bzw. in Anhang G in dieser Arbeit zu finden.

Andere explizite Akkumulationsansätze wie z.B. von Marr und Christian [1981] und Kaggwa u. a. [1991] werden in der Arbeit von Wichtmann [2005, Kapitel 6] gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass die vorhandenen Ansätze im Gegensatz zum HCA–Modell auf bestimmte Bedingungen begrenzt sind und nicht alle Einflüsse wiedergeben können.

3.5.2 Schädigungs- und Akkumulationsmodelle für undränierte Zustände

Während die Wissenschaftler bereits in den frühen Siebziger Jahren versuchten, Verformungen infolge der Belastungen im Verkehrswegebau (Kapitel 3.5.1) zu prognostizieren, wurden gleichzeitig sehr intensive Anstrengungen von zahlreichen Bodenmechanikern unternommen, um das Verflüssigungsverhalten von Sand bei Erdbebenbelastungen näher zu untersuchen. Aufgrund von einigen Schadensereignissen suchte man nach Erklärungen für das Phänomen und auch nach einer Bemessungsgrundlage für bestehende bzw. neu zu errichtende Bauwerke. Insbesondere Prof. H. B. Seed und seine Kollegen in den USA, aber auch viele japanische Wissenschaftler, haben sich in diesem Bereich sehr engagiert und durch ihre Erkenntnisse enorm zu einem besseren Verständnis beigetragen. Sie bilden das Fundament für weiterführende Forschungsarbeiten und auch die verwendeten Bemessungskonzepte in der Praxis.

Wie schon bei der Belastung von Verkehrswegen sind die Beanspruchungszeitfunktionen von Erdbeben nicht harmonisch, sondern irregulärer Natur. Jedoch anders als im entwässerten bzw. trockenen Zustand kann sich bei Wassersättigung und behinderter Dränage während der zyklischen Beanspruchung der Porenwasserdruck und somit der Spannungszustand im Baugrund ändern. Im Falle des Verlusts der effektiven Spannung kommt es zur Verflüssigung und somit meist schlagartig zu sehr großen Verformungen. Bei Untersuchungen von harmonischen Beanspruchungsfunktionen mit unterschiedlicher Belastungsamplitude zeigt sich eine direkte Abhängigkeit zur Anzahl der Zyklen beim Verlust der Standsicherheit (siehe Kapitel 6.3.1). Bei Auftragen der Ergebnisse erhält man eine Verflüssigungskurve, die den Wöhlerlinien aus der Ermüdungs- und Betriebsfestigkeit im Metallbau sehr ähnlich ist (Bild 3.11). Auch der asymptotische Verlauf der Wöhlerlinie hin zur Dauerfestigkeit ist bei der Verflüssigungskurve in gleicher Form zu finden. Green und Terry [2005] nennen diese Grenze $CSR_{\text{threshold strain}}$ und beziehen sich dabei auf die Untersuchungen von Vucetic [1994]. Bei diesem Spannungsniveau resultiert die minimale Scherdehnung, die eine plastische Verformung des

Korngerüstes hervorruft. Bei zyklischen Beanspruchungen unterhalb dieser Grenze entsteht weder eine relative Verformung der Körner noch ein Porenwasserüberdruck, womit auch keine Verflüssigungsgefahr besteht.

a) Wöhlerlinie Metall b) Verflüssigungskurve Sand

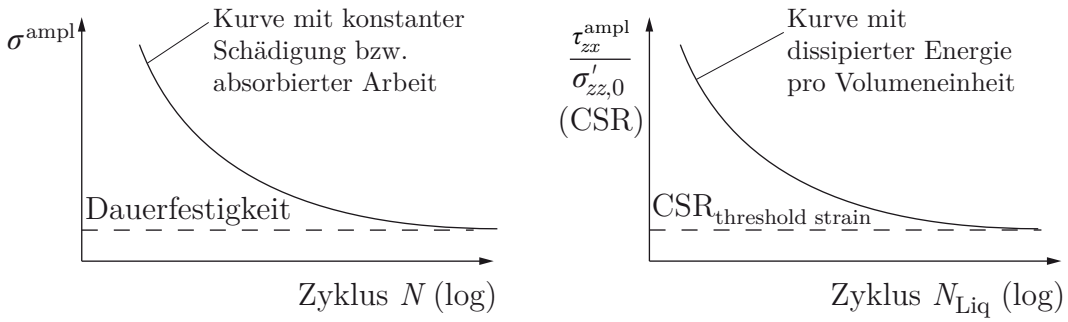


Bild 3.11: Schematischer Vergleich der Wöhlerlinie von Metallen und der Verflüssigungskurve von Sand z.B. aus Einfachscherversuchen; nach [Green und Terry, 2005].

Selbst das Verhalten unter dränierten Bedingungen lässt sich gut vergleichen. Setzt man anstelle eines Versagens- ein Verformungskriterium für die Schädigung an, dann zeigen die Kurven gleicher resultierender Verformungen eine ähnliche Form wie die Wöhler-Linie bei Metallen oder die Verflüssigungskurve bei Böden (siehe Bild 3.8 b).

Um jedoch aufbauend auf dem Konzept der Wöhlerlinien die Standsicherheit vorherzusagen, müssen die irregulären Beanspruchungszeitfunktionen der Erdbebenbelastung zunächst auch in gleichwertige Kollektive durch eine Klassierung umgewandelt werden. Ziel ist schließlich eine harmonische Funktion mit einer Zyklenzahl, die durch direkte Umrechnung erhalten wird und äquivalent ist mit der irregulären Originalfunktion. Es gab auch einige Anstrengungen, die Originalfunktionen in Laborversuchen zu analysieren. Diese wurden u.a. zur Nachrechnung von gut dokumentierten Erdbeben und hauptsächlich zur Überprüfung der Umrechnungsmethoden durchgeführt. Die Überführung in eine schadensäquivalente harmonische Funktion hat aber auch heute noch eine große Bedeutung, obwohl die Ermittlung des Verflüssigungspotentials nun hauptsächlich anhand von Felduntersuchungen durchgeführt wird [Green und Terry, 2005]. Inbesondere bei Anwendung des Konzepts der MSF's (engl. *Magnitude Scaling Factors*) findet die Umrechnung in eine gleichwertige harmonische Funktion breite Anwendung [Youd u. a., 2001].

Umrechnungskonzept äquivalenter Zyklen von Seed u. a. [1975]

Die Methode aus der Betriebsfestigkeit wird von Seed u. a. [1975] mit Anpassungen direkt übernommen. Hierzu wird eine normalisierte Verflüssigungskurve verwendet, die aus den etwas später veröffentlichten großmaßstäblichen Einfachscherversuchen von Alba u. a. [1976] mit einem sehr gleichförmigen Mittelsand (Monterey No. 0) und der relativen Lagerungsdichte von ca. 65 % ermittelt wurde. Mit der Normalisierung und

Gewichtung soll annähernd das Verhalten der meisten Sande bei undränierter zyklischer Belastung dargestellt werden. Das Vorgehen zur Ermittlung der Gewichtungskurve wird in Bild 3.12 gezeigt. Dabei werden die Werte der ursprünglichen Verflüssigungskurve CSR auf das maximale Spannungsniveau CSR_1 bei einem Zyklus $N_{\mathrm{Liq}} = 1$ bezogen. Aus $\mathrm{CSR}/\mathrm{CSR}_1$ ergibt sich nach Kürzung der effektiven Ausgangs-Vertikalspannung $\sigma'_{zz,0}$ ein Schubspannungsverhältnis $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}/\tau_{zx,\mathrm{max}}^{\mathrm{ampl}}$, wobei mit $\tau_{zx,\mathrm{max}}^{\mathrm{ampl}}$ die aufgebrachte Schubspannungsamplitude bei der Verflüssigung nach einem Zyklus gemeint ist. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Oberflächenbeschleunigungen bei einem Erdbeben proportional zu den Schubspannungsamplituden sind und die so gewonnene Gewichtungskurve direkt für die Umformung irregulärer Erdbebenfunktionen angewendet werden kann [Green und Terry, 2005]. Ein Sicherheitsfaktor in Höhe von 1,5 wird eingeführt und auf die vorhandene Kurve angewendet (Bild 3.12 c). Dieser Faktor wird bereits von Seed und Idriss [1971] für die Anpassung der im Labor ermittelten Verflüssigungskurven in zyklischen Triaxialversuchen auf die Gegebenheiten in situ als C_r angegeben. Im Wesentlichen hängt der Faktor von der relativen Lagerungsdichte des Sandes ab. Im Gegensatz zu den Angaben dort führen Seed u. a. [1975] bei ihrem hier vorgestellten Umrechnungsverfahren einen konstanten Faktor ein.

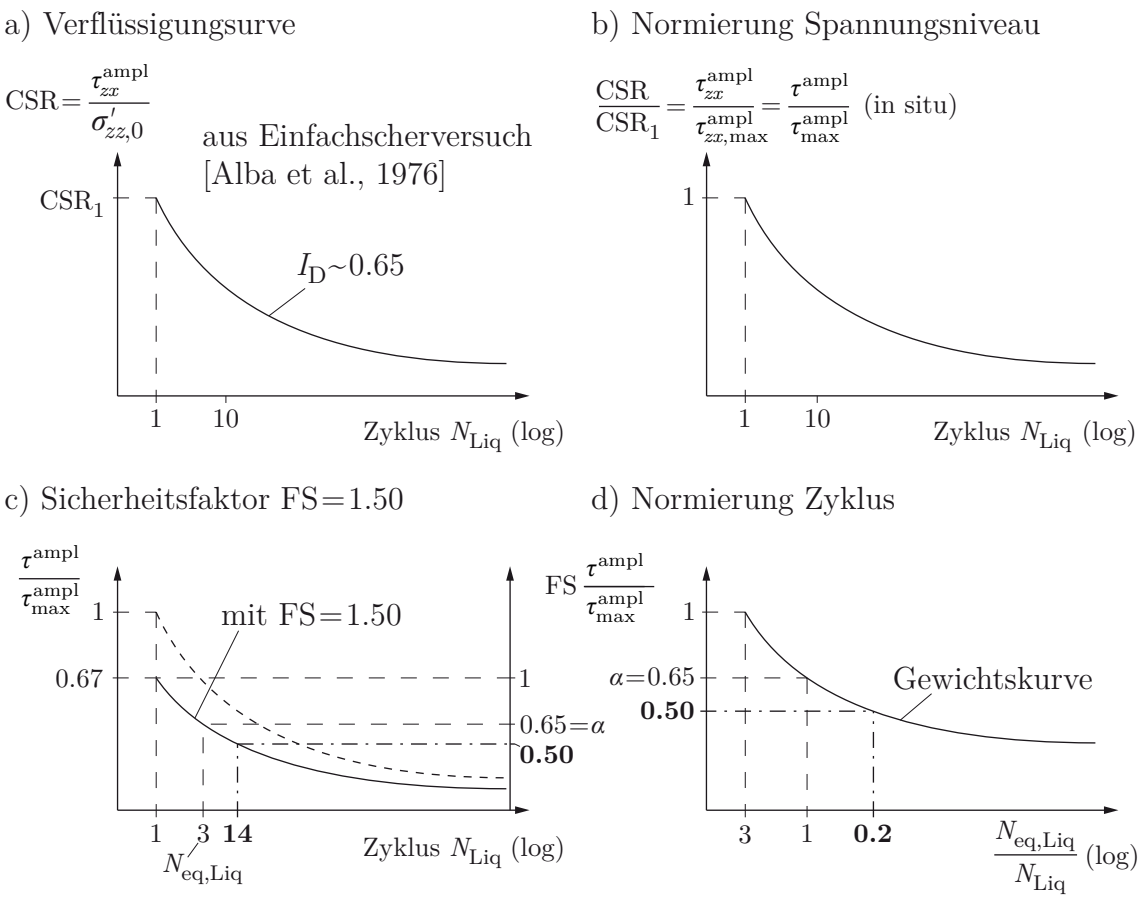


Bild 3.12: Ermittlung einer Gewichtungskurve für die Umformung irregulärer Erdbebenfunktionen in äquivalente harmonische Funktionen; nach [Seed u. a., 1975; Green und Terry, 2005].

Für die zu ermittelnde harmonische äquivalente Funktion legen Seed u. a. [1975] als Amplitude einen Wert von $\alpha = 0,65$ des maximalen Funktionswertes der irregulären Belastungsfunktion fest, wobei keine nähere Erklärung für diese Wahl von den Autoren gegeben wird. In früheren Arbeiten wird aber bereits über diesen Wert diskutiert [Seed und Idriss, 1971]. Es hat sich aus der Analyse mehrerer Erdbeben gezeigt, dass dieser Wert sinnvoll für alle Ereignisse ist. Eine Umrechnung auf eine andere Amplitude $\tau_{\mathrm{eq}}^{\mathrm{ampl}}$ mit einem Wert $0,65 \leq \alpha \leq 0,85$ ist aber auch möglich [Lee und Chan, 1972].

Die gewonnene Gewichtungskurve in Bild 3.12 d) wird schließlich für die Umformung einer irregulären Beanspruchungsfunktion angewendet. Die einzelnen Amplituden $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}$ können in Abhängigkeit der maximalen Amplitude der untersuchten Lastfolge aufgetragen und der Wert $N_{\mathrm{ref}}/N_{\mathrm{Liq}}$ abgelesen werden. Einfach gesagt, erfolgt eine Umformung aller Amplituden der irregulären Belastungsfunktion auf die gewählte Schubspannungsamplitude $0,65 \cdot \tau_{zx,\max}^{\mathrm{ampl}}$ mit Hilfe der ermittelten Gewichtungskurve. Man erhält daraus für jede Amplitude eine äquivalente Zyklenzahl, die nach deren Aufsummierung in einer äquivalenten harmonischen Funktion resultiert. Diese Vorgehensweise ist prinzipiell gleichbedeutend mit der Umformung der Belastungsamplituden aus der Betriebsfestigkeit nach den Gleichungen 3.9 bzw. 3.6. Eine Belastungsvorgeschichte wie bei der Time-Hardening-Methode (Kapitel 3.5.1) findet keine Berücksichtigung.

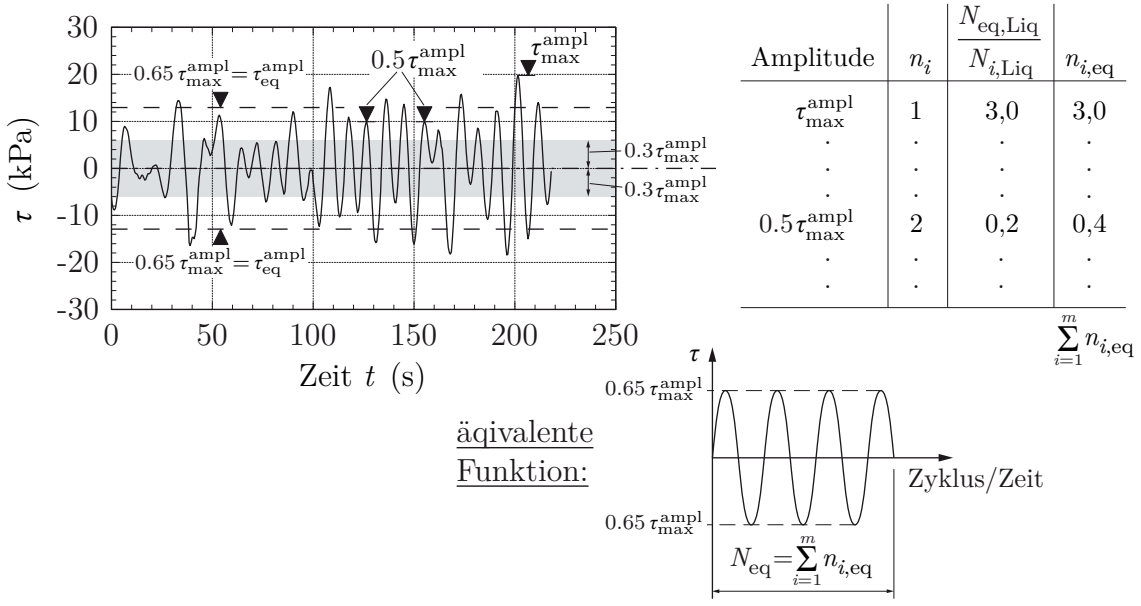


Bild 3.13: Vorgehensweise für die Umformung einer irregulären Funktion für den Bereich oberhalb der Nulllage; nach [Seed u. a., 1975].

Als Beispiel ist in Bild 3.12 c) und d) eine Amplitude von $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}/\tau_{zx,\max}^{\mathrm{ampl}} = 0,50$ unter Berücksichtigung des Sicherheitsbeiwertes eingetragen. Der Boden verflüssigt nach 14 Zyklen, was man gleichsetzen kann mit 3 Zyklen bei einem Spannungsverhältnis von 0,65. Bei einer Rückrechnung auf einen Zyklus erhält man eine Zyklenzahl von 0,20. D.h. ein Zyklus mit dem Spannungsverhältnis 0,50 entspricht 0,20 Zyklen mit dem Spannungsverhältnis 0,65 (bei [Seed u. a., 1975] wurde wohl auf 0,20 abgerundet, denn nach Anwendung der Gleichung 3.9 ergibt sich $3 \cdot 1/14 = 0,21$). Dieser Wert wird von den Autoren auch Gewichtungsfaktor genannt und mit der Anzahl der Zyklen der

entsprechenden Amplitudenwerte multipliziert. Rechnet man ohne Berücksichtigung des Sicherheitsbeiwertes, verflüssigt der Boden bereits nach 1,45 Zyklen und es würde sich eine noch kleinere äquivalente Zyklenzahl nach Umformung ergeben.

Für die Anwendung der ermittelten Gewichtungskurve muss die irreguläre Funktion zuvor klassiert werden. Dabei lassen Seed u. a. [1975] alle Werte, die weniger als 30 % von der maximalen Amplitude betragen, außer Acht. Es wird angenommen, dass diese Werte keinen Beitrag liefern für die Porenwasserdruckakkumulation bzw. die Verflüssigung (Bild 3.13). Weiterhin wird ober- und unterhalb der Nulllage separat gezählt und gewichtet, wobei sich hier auf Einfachscherversuche bezogen wird. Die aufsummierten äquivalenten Zyklen für beide Bereiche werden schließlich auf einen Wert gemittelt.

Umrechnungskonzept äquivalenter Zyklen von Lee und Chan [1972]

Die Veröffentlichung von Lee und Chan [1972] ist im Rahmen der Arbeiten zum Verfahren von Seed u. a. [1975] entstanden und wurde deshalb schon vorher veröffentlicht. Im Wesentlichen unterscheiden beide Vorgehensweisen nur die Verflüssigungskurve und der angesetzte Sicherheitsbeiwert bzw. Korrekturfaktor. Außerdem werden im Gegensatz zu Seed u. a. [1975] bei der Klassierung alle Spannungsbereiche, auch unter 30 % $\tau_{\max}^{\text{ampl}}$, berücksichtigt.

Für die Vorstellung des Verfahrens benutzen die Autoren eine Verflüssigungskurve, die mit einem schluffigen Sand in zyklischen Triaxialversuchen ermittelt wurde. Sie weisen darauf hin, dass die Form und Lage der Verflüssigungskurve sehr stark vom verwendeten Material abhängt. Bei der Untersuchung, ob man eine einzelne repräsentative Kurve für alle Sande verwenden kann, wurden zahlreiche vorhandene Verflüssigungskurven mit verschiedenen Materialien auf einen Zyklus normiert. Nach dieser Umformung hat sich ein eindeutiger Trend gezeigt, der auf ein ähnliches Verhalten hindeutet. Allerdings nehmen die Abweichungen mit zunehmender Zyklenzahl zu und scheinen relativ hoch.

Der Korrekturfaktor für die Umrechnung der Laborergebnisse auf das Verhalten in situ verwenden Lee und Chan [1972] einen Wert $C_r = 0,60$. Der Kehrwert beträgt $1/C_r = 1,67$ und liegt damit in der Nähe des von Seed u. a. [1975] verwendeten Sicherheitsbeiwertes von 1,5.

Für die Umrechnung in eine schadensäquivalente Funktion werden die Schubspannung $0,65\,\tau_{\max}^{\text{ampl}}$, aber auch die Faktoren $\alpha = 0,75$ und $0,85$, verwendet und verglichen. Es fällt auf, dass mit zunehmender Schubspannungsamplitude die Anzahl der äquivalenten Zyklen bei der Berechnung sehr gering ausfällt.

Umrechnungskonzept äquivalenter Zyklen von Annaki und Lee [1977]

Die Veröffentlichung von Annaki und Lee [1977] zeigt keine wesentlichen neuen Erkenntnisse gegenüber den bereits vorgestellten Verfahren zur Bestimmung einer äquivalenten harmonischen Funktion bei undränierter Belastung. Allerdings wird im Rahmen einer Versuchsreihe im zyklischen Triaxialgerät mit drei verschiedenen Böden das Konzept zur Überführung der Schädigungsberechnung aus der Betriebsfestigkeit untersucht. An-

ders als bei der zyklischen Wechselbelastung im Einfachschergerät mit einer Schubverzerrungsamplitude τ_{zx}^{ampl} wird im zyklischen Triaxialversuch sowohl der Extensions- als auch der Kompressionsbereich mit gleichen Anteilen durchfahren. Es hat sich aber gezeigt, dass bei der symmetrischen Wechselbelastung das Verhalten des Bodens auf der Extensionsseite dominiert. Um dies genauer zu erfassen, haben Annaki und Lee [1977] drei Verflüssigungskurven mit symmetrischer und asymmetrischer Wechsellast jeweils mit Verschiebung der Mittelspannung in den Kompressions- und Extensionsbereich ermittelt (Bild 3.14). Wie erwartet zeigt der Boden bei maßgebender Extensionsbelastung einen wesentlich geringeren Verflüssigungswiderstand.

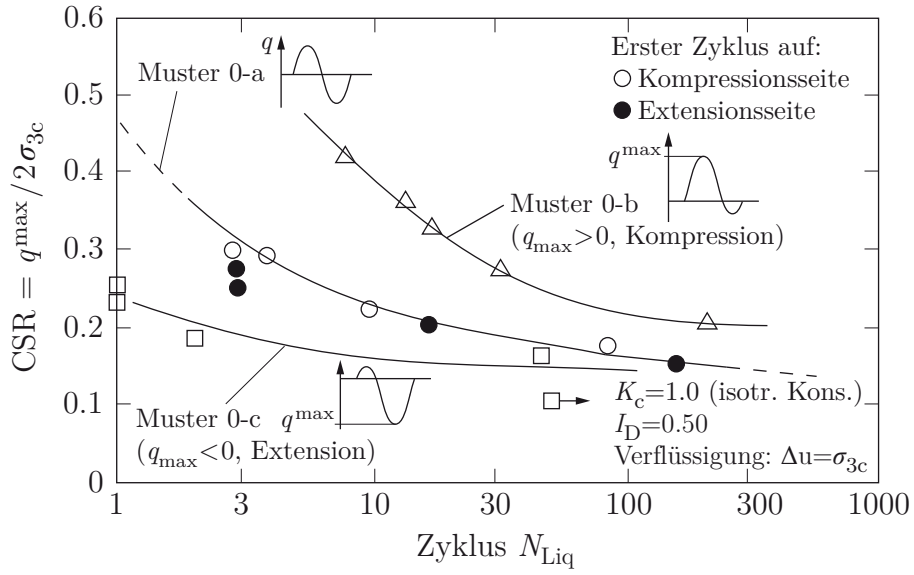


Bild 3.14: Verflüssigungskurven aus zyklischen Triaxialversuchen mit Los Angeles Harbor Sand (isotrope Konsolidierung $\sigma_{3c} = 210\,\text{kPa}$); nach [Annaki und Lee, 1977].

Bei der Umformung einer irregulären Lastfolge wurden die Umkehrpunkte der Funktion getrennt für die Kompressions- und Extensionsseite gezählt und klassiert. Die Autoren wenden diese Ergebnisse bei der Umrechnung in eine äquivalente Zyklenzahl auf die entsprechend ermittelte Verflüssigungskurve an. Dafür wird Gleichung 3.9 wie folgt erweitert:

$$N_{\text{eq}} = \frac{N_{\text{eq,Liq}}}{2} \left(\sum_{i=1}^{\text{Kom.}} \frac{n_i}{N_{i,\text{Liq}}} + \sum_{j=1}^{\text{Ext.}} \frac{n_j}{N_{j,\text{Liq}}} \right) . \tag{3.26}$$

Dabei sind mit Index i die Ereignisse auf der Kompressionsseite und mit Index j auf der Extensionsseite gemeint. Mit dieser Vorgehensweise wurden verschiedene irreguläre Funktionen in reguläre äquivalente Funktionen mit symmetrischer Wechsellast und einer Amplitude $q_{\text{eq}}^{\text{ampl}} = 0,85\,q^{\max}$ umgerechnet. Dies wurde für unterschiedliche Skalierungen $q^{\max}$ der einzelnen Funktionen durchgeführt. Beim Vergleich der Ergebnisse der einzelnen Umformungen mit der Verflüssigungskurve, ermittelt aus symmetrischer Wechsellast (Muster 0-a in Bild 3.14), zeigte sich eine gute Übereinstimmung.

Eine Umwandlung unter Anwendung der Verflüssigungskurve, ermittelt nach symmetrischer Wechsellast (Muster 0-a in Bild 3.14), ergab hingegen wesentlich schlechtere Übereinstimmungen. Vergleicht man die Einzelergebnisse der beiden Terme in Gleichung 3.26, wird das asymmetrische Bodenverhalten deutlich. Denn ca. 90 % der Gesamtschädigung ergeben sich durch die Ereignisse bzw. Halbzyklen auf der Extensionsseite [Annaki und Lee, 1977], was die vorgeschlagene Vorgehensweise rechtfertigt.

Die gleichen Untersuchungen wurden noch mit einem Ton und einem zersetzten Granitboden durchgeführt. Hier allerdings gab es keine großen Unterschiede im mechanischen Verhalten bei Belastung im Extensions- und Kompressionsbereich. Die Umrechnungen anhand einer einzigen Verflüssigungskurve, ermittelt mit symmetrischer Wechselbelastung, zeigte hier gute Übereinstimmungen.

Insgesamt bestätigen die Autoren das Konzept von Seed u. a. [1975] der Umwandlung irregulärer Lastfolgen in äquivalente Funktionen.

Verfahren für die Prognose der Porenwasserdruckakkumulation von Sherif u. a. [1978]

Ishibashi u. a. [1977] haben in einem Ringschergerät gesättigten Ottawa Sand (ASTM C-109) unter undränierten Bedingungen untersucht. Zunächst wurden zyklische Versuche mit regulärer symmetrischer Wechselbelastung durchgeführt und anhand der Ergebnisse ein Akkumulationsansatz für den Porenwasserdruck vorgestellt. Dieser Ansatz berücksichtigt sowohl die Belastungsgeschichte als auch die Belastungsintensität. Die Autoren können bei einem Vergleich eine gute Übereinstimmung zwischen den Versuchsdaten und den berechneten Ergebnissen aufzeigen.

Weiterhin wurde von Ishibashi u. a. [1977] geprüft, inwiefern irreguläre Belastungsfunktionen mit diesem Ansatz abgebildet werden können. Dazu müssen die Funktionen zunächst in reguläre überführt werden. Die Autoren schlagen folgende Vorgehensweise zur Umrechnung in eine äquivalente Zyklenzahl vor:

$$N_{\mathrm{eq}} = \sum_{i=1}^{N} \left(\frac{\tau_i}{\tau_N} \right)^{\alpha} \quad . \tag{3.27}$$

τ_i ist die Schubspannung des i-ten Zyklus und τ_N entsprechend der N-ten Wiederholung, an der der Porenwasserdruck ermittelt werden soll. Der Parameter α kennzeichnet den Einfluss der Belastungsintensität auf den Porenwasserdruckanstieg. Eine nähere Erklärung für diesen Ansatz liefern die Autoren nicht. In [Sherif u. a., 1978] wird allerdings darauf hingewiesen, dass auch der irreguläre Funktionsverlauf symmetrisch zur $\tau = 0$ – Achse verlaufen muss, d.h. $\tau^{\mathrm{av}} = 0$. Bei einem großen Unterschied der Belastung im Zyklus N zu den vorherigen Zyklen mit $\tau_N \gg \tau_i$ zeigt sich, dass kleine Amplituden keinen wesentlichen Beitrag zur Porenwasserdruckakkumulation liefern.

Der Akkumulationsansatz, der nur für reguläre Belastungen formuliert wurde, kann durch Einsetzen von N_{eq} (anstelle von N) auch für irreguläre Lastfolgen angewendet werden:

$$\frac{\Delta u_N}{\sigma_c'} = \Delta u_N^* = \left(1 - u_{N-1}^*\right) \frac{C_1 N_{\mathrm{eq}}}{N_{\mathrm{eq}}^{C_2} - C_3} \cdot \left(\frac{\tau_N}{\sigma_{N-1}'}\right)^{\alpha} \quad . \tag{3.28}$$

u_N kennzeichnet den Porenwasserdruck nach Beendigung des betrachteten Zyklus N und wird von den Autoren immer auf die effektive Konsolidierungsspannung σ_c' normiert und dann mit u_N^* bezeichnet. Der Porenwasserdruck-Zuwachs Δu_N^* ergibt sich aus der Differenz von u_N^* und u_{N-1}^*.
Dabei wird ein regulärer Funktionsverlauf mit der Belastung τ_N (Schubspannungsamplitude bei Zyklus N, wo der Porenwasserdruck ermittelt werden soll) und der äquivalenten Zyklenanzahl N_{eq} eingesetzt. Nachrechnungen einiger willkürlicher irregulärer symmetrischer Lastfolgen zeigen auch eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsdaten. Die erforderlichen Materialkonstanten C_1, C_2, C_3 und α wurden aus einer Versuchsreihe mit regulärer Belastung gewonnen. Sie sind abhängig vom Material und von der Lagerungsdichte.

Erdbebenbelastungen zeigen allerdings keinen symmetrischen Verlauf und auch die Frequenz der ungleichförmigen Amplituden ist nicht konstant. Da aus einem irregulären Zyklus (siehe Bild 3.15 a) kein einheitlicher Porenwasserdruckanstieg resultiert, wird Gleichung 3.27 in die Bereiche ober- und unterhalb der $\tau = 0$ – Achse wie folgt aufgeteilt [Sherif u. a., 1978]:

$$\left(N_{\mathrm{eq}}\right)_{\mathrm{p}} = \sum_{i=1}^{N} \left(\frac{\tau_{i\mathrm{p}}}{\tau_{N\mathrm{p}}}\right)^{\alpha} \quad \text{und} \quad \left(N_{\mathrm{eq}}\right)_{\mathrm{n}} = \sum_{i=1}^{N} \left(\frac{\tau_{i\mathrm{n}}}{\tau_{N\mathrm{n}}}\right)^{\alpha} \quad . \tag{3.29}$$

Der Porenwasserdruckanstieg nach Gleichung 3.28 muss dann ebenfalls aufgeteilt werden. Für den Bereich positiver Schubspannungen (p=positiv) lautet die Gleichung dann wie folgt:

$$\Delta u_{N\mathrm{p}}^* = \left(1 - u_{N-1}^*\right) \frac{C_1 \left(N_{\mathrm{eq}}\right)_{\mathrm{p}}}{\left(N_{\mathrm{eq}}\right)_{\mathrm{p}}^{C_2} - C_3} \cdot \left(\frac{\tau_{N\mathrm{p}}}{\sigma_{N-1}'}\right)^{\alpha} \quad . \tag{3.30}$$

Für den negativen Bereich (n=negativ) gilt die Formel entsprechend. Die Vorgehensweise wird in Bild 3.15 illustriert. Die Zeitachse ($\tau = 0$) wird als fester Mittelwert angenommen und jeder Durchgang des Funktionsverlaufs trennt zwei Halbzyklen. Für einen gedachten Vollzyklus wird der Porenwasserdruckzuwachs $(\Delta u_N^*)_{\mathrm{p}}$ bzw. $(\Delta u_N^*)_{\mathrm{n}}$ jeweils nach Gleichung 3.30 berechnet. Der Gesamt-Porenwasserdruckzuwachs ist dann die Summe aus den halbierten Werten der beiden Berechnungen:

$$\Delta u_N^* = \frac{1}{2}\Delta u_{N\mathrm{p}}^* + \frac{1}{2}\Delta u_{N\mathrm{n}}^* \; . \tag{3.31}$$

Bei Aufsummierung der einzelnen Werte ergibt sich schließlich der akkumulierte Betrag des Porenwasserdrucks u_N^*. Der gemessene und der nachgerechnete Porenwasserdruckverlauf einer simulierten Erdbebenbelastung mit völlig irregulärem Charakter stimmen

sehr gut überein [Sherif u. a., 1978]. Hierbei fällt auf, dass nur die großen Spannungsamplituden zu einem signifikanten Porenwasserdruckanstieg führen, während die kleineren Belastungen kaum einen Einfluss haben.

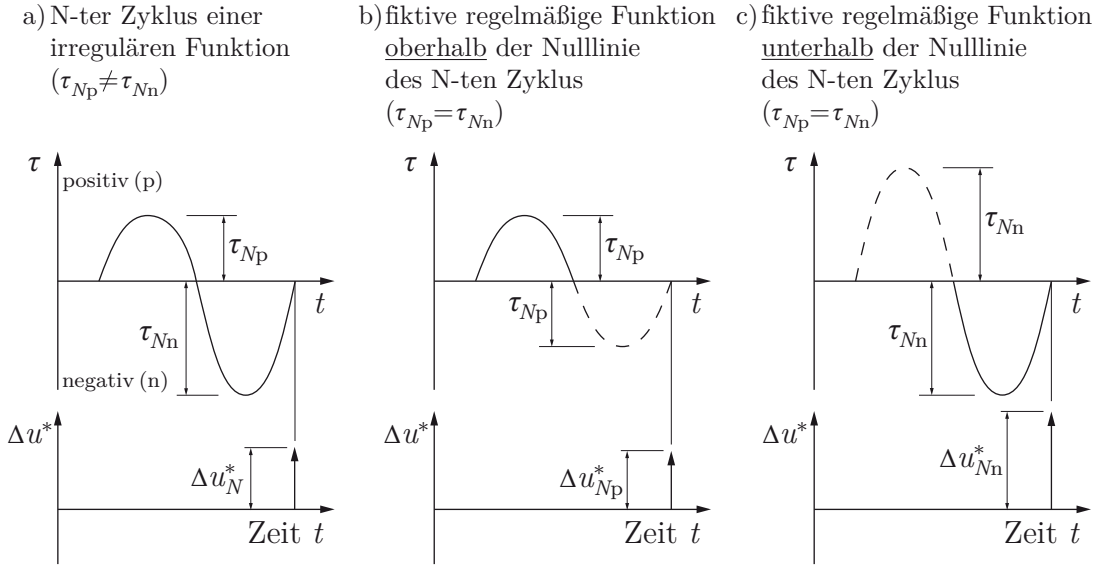


Bild 3.15: Vorgehensweise zur Berechnung des Porenwasserdruckaufbaus bei undränierter irregulärer Scherung; nach [Sherif u. a., 1980].

Umrechnungskonzept äquivalenter Zyklen von Green und Terry [2005]

Eine direkte Übertragung der linearen Schadensakkumulationshypothese aus der Ermüdungsberechnung bei Metallen auf die Verflüssigungsuntersuchungen von Böden halten Green und Terry [2005] für nicht korrekt. Prinzipiell wird diese Methode für den Bereich der Zeitfestigkeit (siehe Bild 3.1) angewendet, wo die resultierenden Verformungsamplituden der einzelnen Zyklen sehr klein sind bzw. das Material in seinem elastischen Verformungsbereich belastet wird. Verflüssigungsversuche ordnen die Autoren eher in den Bereich der Kurzzeitfestigkeit ein, da hier bereits bei einer geringen Zyklenanzahl große plastische Verformungen je Lastwiederholung auftreten. In der Ermüdungsfestigkeit der Metalle werden für Untersuchungen der Kurzzeitfestigkeit hingegen weggesteuerte Versuche durchgeführt, wobei es eigentlich keine generellen Einschränkungen zur Anwendbarkeit der Miner-Regel gibt. Um das nichtlineare Bodenverhalten besser mit einbeziehen zu können, wurde von Green und Terry [2005] ein alternatives Konzept zur Anwendung der Miner-Regel für Verflüssigungsberechnungen vorgestellt. Dabei soll durch die Berücksichtigung der dissipierten Energie je Zyklus das komplexe Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens erfasst werden. Hierzu wird von der Miner-Regel ausgegangen, die für einen Zyklus wie folgt definiert ist [Miner, 1945]:

$$\frac{\omega_1}{W} = \frac{n_1}{N_{1,\mathrm{f}}} \ . \tag{3.32}$$

ω_1 stellt dabei die absorbierte Arbeit bei einer bestimmten zyklischen Belastung dar und W ist die zugehörige absorbierte Arbeit beim Bruch bzw. bei Verflüssigung.

Bei einer irregulären Lastfolge bzw. mehreren Zyklenpaketen wird die Formulierung von Miner [1945] bzw. Gleichung 3.3 wie folgt erweitert:

$$D = \sum_{i=1}^{m} \frac{\omega_i}{W} = \sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_{\mathrm{i,f}}} \ . \tag{3.33}$$

Gleichung 3.33 wird von Green und Terry [2005] durch Gleichung 3.32 dividiert und es ergibt sich ($\omega_1 = \omega_{\mathrm{ref}}$):

$$\frac{W}{\omega_{\mathrm{ref}}} \cdot \sum_{i=1}^{m} \frac{\omega_i}{W} = \frac{N_{\mathrm{ref}}}{n_{\mathrm{ref}}} \cdot \sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_{\mathrm{i,f}}} \ . \tag{3.34}$$

Nach Vereinfachung und Umstellung ergibt sich bei der Annahme $n_{\mathrm{ref}} = 1$:

$$\frac{\sum_{i=1}^{m} \omega_i}{\omega_{\mathrm{ref(1\,Zyklus)}}} = N_{\mathrm{ref}} \sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_{\mathrm{i,f}}} \ . \tag{3.35}$$

Die rechte Seite der Gleichung ist identisch mit Gleichung 3.9 und bildet die äquivalente Zyklenzahl n_{eq} in Bezug zur Zyklenzahl bei Verflüssigung N_{ref} (in Gleichung 3.9 als $N_{\mathrm{eq,Liq}}$ bezeichnet). Durch Substitution lautet die Gleichung nun:

$$n_{\mathrm{eq}} = \frac{\sum_{i=1}^{m} \omega_i}{\omega_{\mathrm{ref(1\,Zyklus)}}} \ . \tag{3.36}$$

Dabei kennzeichnet der Zähler die akkumulierte dissipierte Energie (wird von den Autoren mit absorbierter Arbeit gleich gesetzt) aller Zyklen einer beliebigen Lastfolge. Der Nenner repräsentiert die dissipierte Energie während eines Zyklus bei einer Belastung des Bodens mit der zu N_{ref} gehörigen Amplitude $\tau_{\mathrm{ref}}^{\mathrm{ampl}}$ (in Gleichung 3.5 allgemein als $\sigma_{\mathrm{eq}}^{\mathrm{ampl}}$ bezeichnet). Die Autoren nehmen als Amplitude für die äquivalente Belastung auch $0,65\,\tau_{\mathrm{max}}^{\mathrm{ampl}}$ an.

Die dissipierte Energie wird von Green und Terry [2005] numerisch berechnet. Sie arbeiten dabei mit dem FE-Programm *SUMDES* und einem elastoplastischen Stoffgesetz, das auf die Spannungs-Dehnungsbeziehung der Erstbelastung (sogenannte *backbone*-Kurve) kalibriert wurde. Inwiefern Versuchsergebnisse bzw. das reale Bodenverhalten bei dieser Kurve berücksichtigt wurden, ist von den Autoren nicht näher beschrieben. Die dissipierte Energie entspricht der eingeschlossenen Fläche der Spannungs-Dehnungs-Hysteresen. Mit der Berücksichtigung von weiteren Randbedingungen bei Erdbeben in den FE-Berechnungen, z.B. Abstand zur Quelle und Tiefe der betrachteten Stelle, ist es möglich, viele Einflüsse abzubilden.

Ein Beispiel für einen möglichen Spannungs-Dehnungs-Verlauf bei einer irregulären Funktion ist in Bild 3.16 dargestellt. Die Hysterese der äquivalenten Spannungsamplitude ist schematisch mit eingetragen.

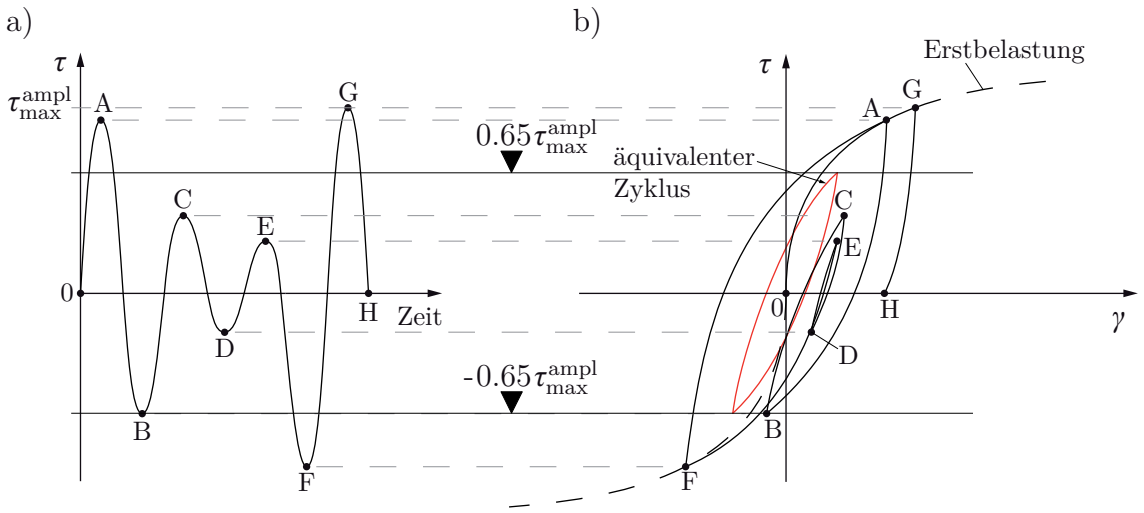


Bild 3.16: Schematische Darstellung des Spannungs-Dehnungsverhaltens bei einer irregulären zyklischen Belastung; nach [Green und Terry, 2005].

Ermittlung einer äquivalenten Funktion über den Effektivwert

Der Effektivwert findet insbesondere in der Elektrotechnik bei periodisch wechselnder Spannung bzw. Stromstärke eine breite Anwendung. Physikalisch bedeutet der Effektivwert am Beispiel einer periodischen Wechselspannung, dass dieser die gleiche Leistung abgibt, wie eine Gleichspannung der gleichen Größe [Plaßmann und Schulz, 2013, S. 722].

Dieses Prinzip soll auch bei der Umwandlung von irregulären Beanspruchungszeitverläufen in der Bodenmechanik angewendet werden. Hierfür ermittelt man den Effektivwert einer irregulären Belastungsfunktion, woraus schließlich eine reguläre Lastfolge zurückgerechnet werden kann. Das Prinzip ist in Bild 3.17 anhand der elektrischen Spannung U und der zugehörigen elektrischen Leistung P dargestellt.

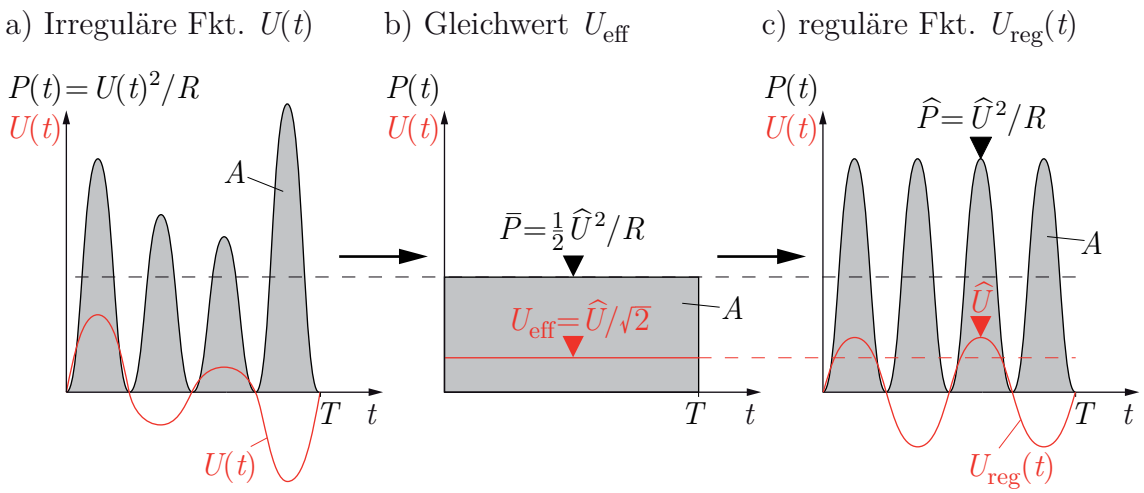


Bild 3.17: Schematische Darstellung der Vorgehensweise bei der Ermittlung einer äquivalenten regulären Funktion über die Bildung des Effektivwertes.

Die resultierende Leistungskurve $P(t)$ an einem Widerstand R kann nach Substitution der Stromstärke mit der Gleichung $P(t) = U(t)^2/R$ dargestellt werden. Der Verlauf ist auch sinusförmig, hat aber die doppelte Frequenz wie die zugehörige Spannungskurve. Das Integral der Kurve entspricht der elektrischen Arbeit, welche in Bild 3.17 a) durch die schraffierte Fläche A repräsentiert wird. Die Umwandlung in eine Gleichspannung U_{eff}, die auch als Effektivwert bezeichnet wird, und zugehöriger Leistung $\bar{P}$ mit der gleichen elektrischen Arbeit (Fläche A) wird in Bild 3.17 b) gezeigt. Hieraus kann wiederum ein regulärer Spannungsverlauf in Bild 3.17 c) ermittelt werden, der sich wie folgt ergibt:

$$\bar{P} \cdot T = \frac{1}{2} \cdot \frac{\hat{U}^2}{R} \cdot T \Longrightarrow \frac{U_{\text{eff}}^2}{R} \cdot T = \frac{1}{2} \cdot \frac{\hat{U}^2}{R} \cdot T \ . \tag{3.37}$$

Nach Vereinfachung dieser Beziehung erhält man für die Amplitude $\hat{U}$ der regulären Funktion $U_{\text{reg}}(t)$ (siehe auch [Plaßmann und Schulz, 2013, S. 273]):

$$U_{\text{eff}}^2 = \frac{1}{2} \cdot \hat{U}^2 \Longrightarrow \hat{U} = \sqrt{2} \cdot U_{\text{eff}} \ . \tag{3.38}$$

Somit wird aus dem irregulären Spannungsverlauf in der Zeitspanne T eine reguläre Funktion mit gleicher elektrischer Arbeit umgewandelt.

Um den Effektivwert U_{eff} eines nicht regulären Zeitverlaufs $U(t)$ in der Zeitspanne T zu ermitteln, muss also eine Integration dieser Funktion vorgenommen werden. In der Elektrotechnik wird dies für die Spannung allgemein wie folgt ermittelt:

$$U_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T U(t)^2 dt} \ . \tag{3.39}$$

Nach DIN 1311-1, Abschnitt 9.3 kann Gleichung 3.39 grundsätzlich auf alle Schwingungen angewendet werden und ist nicht nur auf den Bereich der Elektrotechnik beschränkt.

Ist die Formulierung der Funktion $U(t)$ nicht möglich, kann der Effektivwert annähernd durch ein Stichproben-Verfahren ermittelt werden [Zastrow, 2006, S. 222]:

$$U_{\text{eff}} \cong \sqrt{\frac{1}{T} \sum_{i=1}^{m} U_i^2 \Delta t_i} = \sqrt{\frac{1}{T} \left(U_1^2 \Delta t_1 + U_2^2 \Delta t_2 + ... + U_m^2 \Delta t_m \right)} \ . \tag{3.40}$$

Hierin sind U_i die einzelnen Abtastwerte der irregulären Funktion und Δt_i die zugehörigen Zeitspannen, welche in der Summe wieder die Gesamtdauer T bedeuten. Es ist relativ schwer, die einzelnen Zeitspannen Δt_i der Amplituden eines irregulären Funktionsverlaufs genau zu bestimmen. Eine zuvor durchgeführte Klassierung der Funktion, die zu definierten sinusförmigen Zyklen in mehreren Paketen mit jeweils konstanten Amplituden führt, erleichtert die Berechnung. Geht man von gleichen Zeitspannen Δt_i zwischen allen Abtastwerten aus, dann vereinfacht sich Gleichung 3.40 unter der Annahme von $T = \sum_{i=1}^{m} \Delta t_i$ bei m Abtastwerten zu [Zastrow, 2006, S. 222]:

$$U_{\text{eff}} \cong \sqrt{\frac{1}{m}\sum_{i=1}^{m} U_i^2} = \sqrt{\frac{1}{m}\left(U_1^2 + U_2^2 + ... + U_m^2\right)} \; . \tag{3.41}$$

Diese Gleichung zeigt die Wurzel des quadratischen Mittelwerts der berücksichtigten Funktionswerte. Aus diesem Grund wird der Effektivwert oft auch als quadratischer Mittelwert bzw. RMS (engl. *Root Mean Square*) bezeichnet.

Um nun aus dem Effektivwert U_{eff} eine reguläre Funktion mit gleicher elektrischer Arbeit zu erhalten, ergibt die Rückrechnung für eine Sinusschwingung folgende konstante Amplitude $\hat{U}$ (Gleichung 3.38):

$$\hat{U} = \sqrt{2} \cdot U_{\text{eff}} = \sqrt{2 \cdot \frac{1}{m}\sum_{i=1}^{m} U_i^2} \; . \tag{3.42}$$

Bezieht man diese Vorgehensweise nun auf die Umrechnung einer irregulären Beanspruchungszeitfunktion in der Geotechnik, dann wird zunächst der Effektivwert z.B. vom Schubspannungsverlauf ermittelt, um daraus schließlich die Schubspannungsamplitude der äquivalenten regulären Funktion zu berechnen. Die Anzahl der Zyklen bzw. die Zeitspanne T der Funktion bleiben erhalten. Unterschiedliche Mittelwerte der einzelnen Zyklenpakete können bei dieser Umformung nicht berücksichtigt werden. Die Vorgehensweise wird in Bild 3.18 schematisch dargestellt.

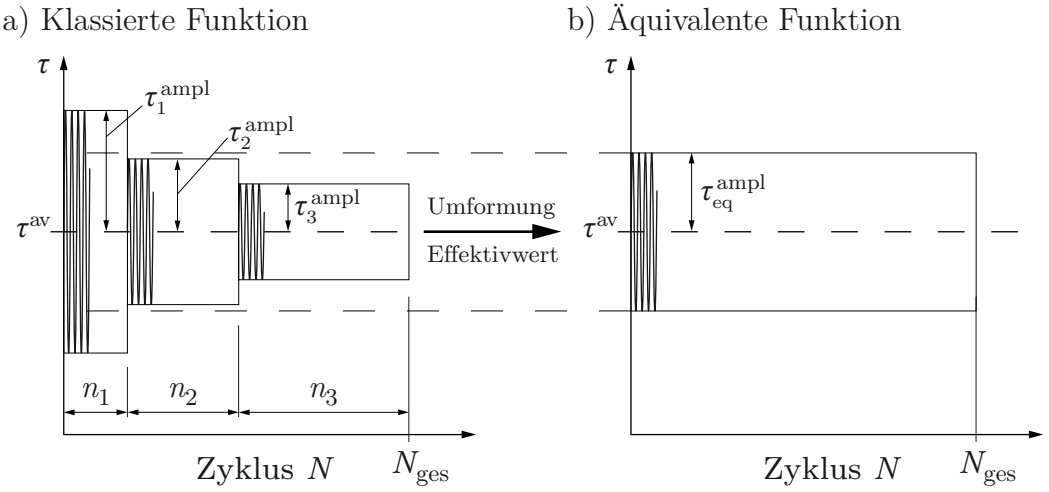


Bild 3.18: Prinzip der Vorgehensweise bei der Umrechnung einer klassierten Beanspruchungsfunktion in eine äquivalente reguläre Funktion über die Bildung des Effektivwertes.

Time Hardening-Methode für Porenwasserdruck- und Dehnungs-Superposition

Die für dränierte Zustände vorgestellte Time-Hardening-Methode kann auch für die Prognose von Porenwasserüberdrücken und permanenten Schubverzerrungen bei un-

dränierten Randbedingungen angewendet werden. Hierzu stellen Chang [1981] und Andersen [1976] bzw. Andersen u. a. [1992] die prinzipielle Vorgehensweise anhand von Ergebnissen aus Triaxial- und Einfachscherversuchen vor.

Die Referenzkurven aus Versuchen mit regulärer zyklischer Belastung werden von Chang [1981] durch ein Akkumulationsmodell ermittelt (siehe auch dränierte Zustände). Andersen u. a. [1992] hingegen bauen ihre Kurven anhand von empirisch ermittelten Porenwasserdruckwerten in Form von Isobaren auf. Da die Ermittlung dieser Isobaren nur für bestimmte Ergebnisse aufgrund der Übersichtlichkeit und des Aufwands sinnvoll sind, müssen Zwischenwerte interpoliert werden. Im Gegensatz dazu kann bei der Verwendung eines Akkumulationsmodells je nach Ansatz jede mögliche zyklische Belastung simuliert werden, was bei der Berechnung von Vorteil ist. Zudem ist die Anzahl der durchzuführenden Versuche für die Ermittlung der Materialparameter von Akkumulationsmodellen meist geringer als für die Erstellung der Isobaren erforderlich.

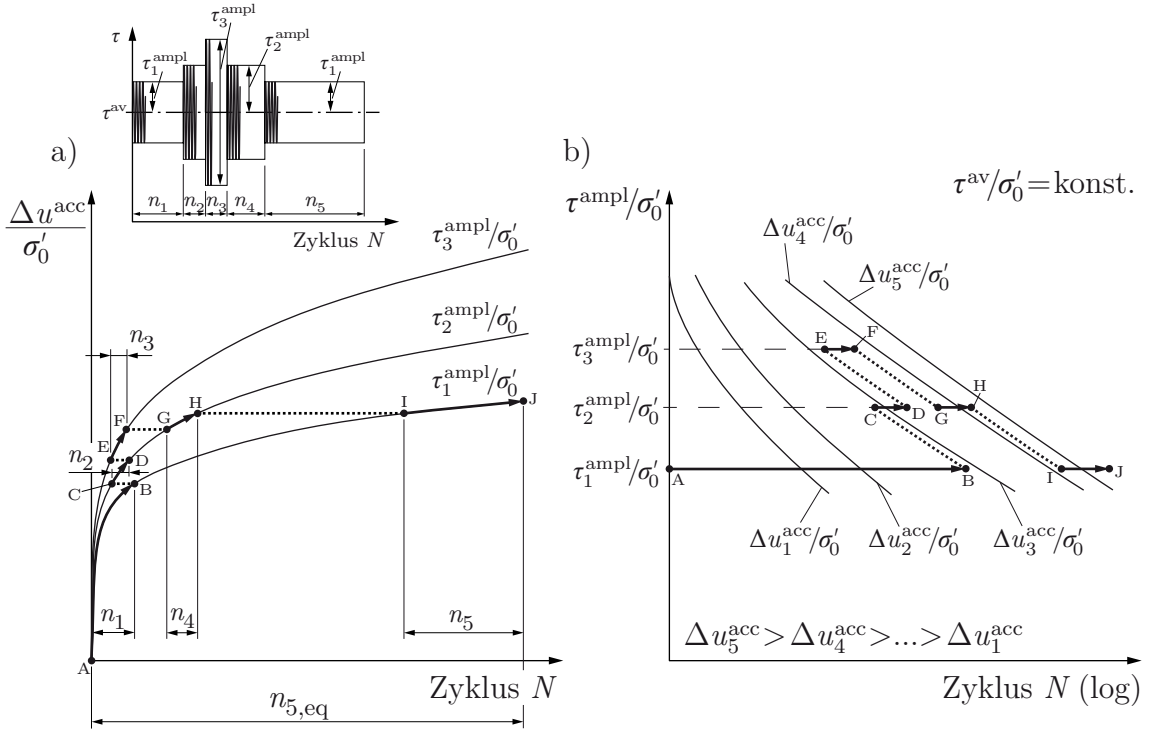


Bild 3.19: Schematische Darstellung der Vorgehensweise bei der Ermittlung des resultierenden Porenwasserüberdrucks nach der Time-Hardening-Methode; nach [Andersen u. a., 1992].

In Bild 3.19 ist die Vorgehensweise dargestellt. Sie ist gleichzusetzen mit dem in Bild 3.8 illustrierten Prinzip. Es wird am Beispiel einer Sturmsequenz gezeigt, wie es im umgebenden Baugrund der Gründung zu einem Porenwasserüberdruck kommt. Zur besseren Übersichtlichkeit entfallen einige Beschriftungen, die aber entsprechend dem bereits vorgestellten Prinzip der Time-Hardening-Methode gelten. In Bild 3.19 kann der Porenwasserdruck am Ende der Sturmsequenz auch mit einer regulären Belastungsfunktion mit einer Amplitude τ_1^{ampl} und einer Zyklenanzahl $n_{5,eq}$ erreicht werden.

Von großem Interesse bei der Dimensionierung von Gründungen unter veränderlicher Belastung ist neben der Porenwasserdruckakkumulation und der damit verbundenen Verminderung der effektiven Spannungen aber auch die Verformung. Chang [1981] berechnet diese mit Hilfe eines Materialgesetzes nach Kenntnis der berechneten effektiven Spannung. Andersen u. a. [1992] hingegen haben sowohl für die akkumulierten Schubverzerrungen γ^{acc} als auch für die zyklische Schubverzerrungsamplitude γ^{ampl} die Versuchsergebnisse zusammengetragen und ähnliche Konturdiagramme wie in Bild 3.19 für gleiche Dehnungswerte erstellt. Die Vorgehensweise für die Ermittlung einer äquivalenten Zyklenzahl bei einer bestimmten Belastung ist dann entsprechend der Time-Hardening Methode anzuwenden.

Ähnliche Umrechnungen nimmt [Hinz, 2009] an bindigen Proben bei mehrstufiger triaxialer Belastung vor. Undränierte, unkonsolidierte, im Labor aufbereitete Schluffproben mit einem definierten Wassergehalt werden teilweise weit über 10^5 Zyklen vertikal zyklisch beansprucht. Wie bei [Andersen, 1976], [Larew und Leonards, 1962] und [Proctor und Khaffaf, 1984] werden die Punkte gleicher Dehnung aus Versuchen mit variierender Beanspruchung im Belastungs-Zyklen-Diagramm aufgetragen. In einer Schadensberechnung unter Anwendung der konsequenten Miner-Regel prognostiziert Hinz [2009] bei Mehrstufenversuchen die resultierende Verformung und kann damit eine zufriedenstellende Übereinstimmung erreichen.

Lee und Focht [1976] schlagen ein ähnliches Konzept wie Andersen [1976] für die Berücksichtigung der Wellen in einer Sturmphase vor, deren Belastung für Offshore–Gründungen eine wesentliche Rolle spielt. Es wird beispielhaft gezeigt, wie Laborversuche an bindigen Proben in die Gründungsbemessung integriert bzw. wie eine äquivalente Beanspruchung gefunden werden kann.

Vorhersage der Scherverformungen nach der Verflüssigung infolge irregulärer Belastung nach Tatsuoka und Silver [1981]

Die meisten Modelle für die Vorhersage von Verformungen bei undränierten Randbedingungen bauen auf dem Verlauf der effektiven Spannungen auf, z.B. [Martin u. a., 1975]. Bei deren Anwendung ergeben sich bei Einsetzen der Verflüssigung (engl. *initial liquefaction*) und damit der vollständigen Reduktion der effektiven Spannungen beim Nulldurchgang der Scherbelastung unendlich große Verformungen. Die tatsächliche Reaktion des Bodens, insbesondere bei mindestens mitteldichter Lagerung, zeigt zwar eine weitere Vergrößerung der Verformungen, jedoch noch in einer Größenordnung, die für eine detaillierte Verflüssigungsanalyse und Standsicherheitsbetrachtung bedeutend sein kann. Daher stellen Tatsuoka und Silver [1981] ein Verfahren vor, mit dem es möglich ist, die Scherverformungen nach Beginn der Verflüssigung des Bodens bei einer irregulären Beanspruchung vorherzusagen. Hierbei wird einerseits das bereits vorgestellte lineare Schädigungskonzept angewandt, andererseits ein neues Verfahren entwickelt, das von den Autoren *cyclic strain softening concept* bezeichnet wird. Grundlage für beide Konzepte ist eine Versuchsserie, bestehend aus zahlreichen undränierten Einfachscherversuchen mit Sand unter verschiedenen Lagerungsdichten. Das verwende-

te Versuchsgerät ähnelt dem von Franke u. a. [1979]. Damit lässt sich die horizontale Spannung während der Versuche steuern.

Als Ergebnis dieser Versuchsserie kann die resultierende Doppel-Amplitude der Schubverzerrungen $2\gamma^{\mathrm{ampl}}$ durch die folgende Funktion in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte, dem zyklischen Spannungsverhältnis $SR = \tau^{\mathrm{ampl}}/\sigma'_{\mathrm{v,c}}$ und der Zyklenanzahl N approximiert werden [Tatsuoka und Silver, 1981]:

$$2\gamma^{\mathrm{ampl}} = 15 \cdot 5^{N-\alpha_2(1{,}452^{1/SR})} \cdot \alpha_1 \cdot SR \; . \tag{3.43}$$

Die Materialkonstanten α_1 und α_2 wurden aus den Versuchen mit dem verwendeten Sand Monterey No. 0 ermittelt und sind abhängig von der relativen Lagerungsdichte.

Nach Umstellung der Gleichung 3.43 nach der Zyklenzahl N zeigen Tatsuoka und Silver [1981] zunächst die Ermittlung der resultierenden Doppel-Amplitude aus einer linearem Schädigungsberechnung für eine bestimmte irreguläre Beanspruchungsfunktion bei einer Lagerungsdichte. Hiermit lässt sich allerdings nur ein Wert für die maximale Doppel-Amplitude berechnen, jedoch nicht deren Verlauf nach der Verflüssigung. Außerdem wird vorausgesetzt, dass die Reihenfolge der Belastung bei der Berechnung keine Rolle spielt, was unter undränierten Randbedingungen aufgrund des sich ändernden effektiven Spannungsniveaus fraglich ist.

Um auch den Verlauf der Doppel-Amplitude der Schubverzerrungen aus einer irregulären zyklischen Belastung zu ermitteln, wird eine andere Vorgehensweise vorgeschlagen. Dieses von den Autoren bezeichnete *cyclic strain softening concept* ist in den Bildern 3.20 und 3.21 dargestellt. Ziel ist es, die Schubverzerrungsamplitude $2\gamma^{\mathrm{ampl}\,*}$ ausgehend von einem zyklischen Spannungsniveau mit zugehöriger Verformung nach einer Änderung der Belastungsamplitude zu ermitteln. Grundlage bildet wiederum die aus Laborversuchen ermittelte Funktion in Gleichung 3.43, die das Verformungsverhalten des untersuchten Bodens für beliebige zyklische Spannungsverhältnisse abbildet (siehe Bild 3.20 b).

Die Bilder 3.20 a1) und a2) zeigen den Ansatz für die Herangehensweise bei der Umformung von einer Spannungsamplitude auf eine andere. Zwei Proben A und B mit identischer Ausgangssituation werden belastet mit SR_{a} und SR_{b}. Nach Änderung der Beanspruchung bei Probe A von SR_{a} auf SR_{b} ergibt sich die Doppel-Amplitude $2\gamma^{\mathrm{ampl}\,*}$. Bei Probe B wird die gleiche Verformung nach $N_{\mathrm{b+1}}$ - Zyklen erreicht. Folgendes Verhältnis zwischen den beiden regulären Belastungen und den zugehörigen Verformungen wird von den Autoren vereinfacht angenommen:

$$\frac{SR_{\mathrm{a}}}{2\gamma_{\mathrm{a}}^{\mathrm{ampl}}} = \frac{SR_{\mathrm{b}}}{2\gamma_{\mathrm{b}}^{\mathrm{ampl}}} \; . \tag{3.44}$$

Diese lineare Beziehung zwischen zyklischem Spannungsverhältnis und Verformung ist in Bild 3.20 c) dargestellt und hat den jeweiligen Anstieg $1/D_{\mathrm{a}}$ bzw. $1/D_{\mathrm{b}}$, welche in dem betrachteten Moment nach Gleichung 3.44 identisch sind. Kennt man also die Doppel-Amplitude $2\gamma_{\mathrm{a}}^{\mathrm{ampl}}$ und SR_{a} sowie SR_{b}, lässt sich $2\gamma_{\mathrm{b}}^{\mathrm{ampl}}$ ermitteln. Daraus kann wiederum die Zyklenzahl N_{b} zurückrechnet werden, basierend auf der aus Versuchen

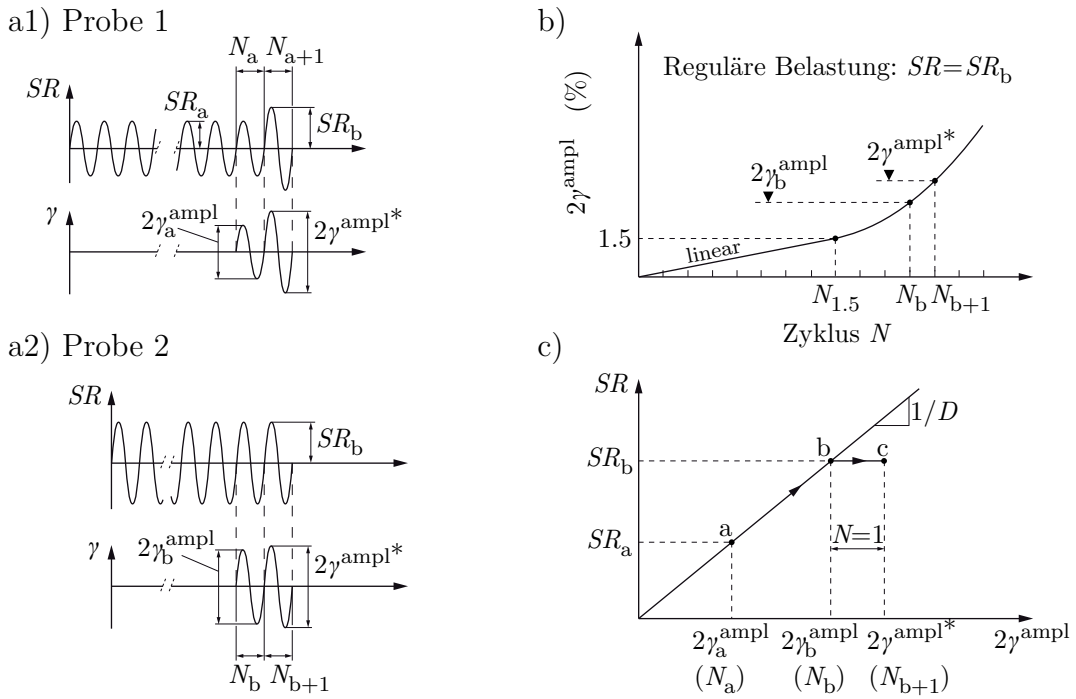


Bild 3.20: a1) und a2) Methode für die Ermittlung der Verformung nach einer variierenden Spannungsamplitude, b) $2\gamma^{ampl} - N$ - Beziehung nach Gleichung 3.43 und c) *cyclic strain softening behavior*; nach [Tatsuoka und Silver, 1981].

ermittelten Beziehung in Gleichung 3.43, welche in Bild 3.20 b) in einem Diagramm prinzipiell dargestellt ist. Nun wird einfach ein Zyklus bei der Belastung SR_b weiter gezählt (N_{b+1}) und es ergibt sich die Doppel-Amplitude $2\gamma^{ampl\,*}$. Dieses *cyclic strain softening* ist schematisch in Bild 3.20 c) zusammengefasst.

Die Autoren haben für das allgemeine Vorgehen bei einer irregulären Lastfolge einen Algorithmus entwickelt, der in Bild 3.21 abgebildet ist. Die „Spannungs-Dehnungs-Geschichte“ einer Beanspruchungsfunktion wird durch den Parameter D festgehalten, dessen Kehrwert den Anstieg der Geraden in Bild 3.20 c) markiert. Zu Beginn der Berechnung startet man mit dem Wert $D_a = 0$, welcher mit folgenden Zyklen immer weiter ansteigt (Bild 3.21 a) unten).

Tatsuoka und Silver [1981] zeigen schließlich in der Nachrechnung einer irregulären Lastfolge mit Variation der Reihenfolge der Funktionswerte ein unterschiedliches Verformungsverhalten. D.h. die Reihenfolge sollte bei undränierten Randbedingungen nicht vernachlässigt werden.

Abschließend kann festgehalten werden, dass das von Tatsuoka und Silver [1981] entwickelte Konzept gute Ergebnisse liefert, die sich in ihren Versuchen bestätigen. Jedoch ist zuvor eine aufwendige Versuchsserie für die Bestimmung der Parameter α_1 und α_2 aus Gleichung 3.43 erforderlich. Weiterhin ist fraglich, inwieweit dieses Konzept noch anwendbar ist, wenn die Nulllage in der zyklischen Belastung τ^{av} sehr große Unterschiede aufweist.

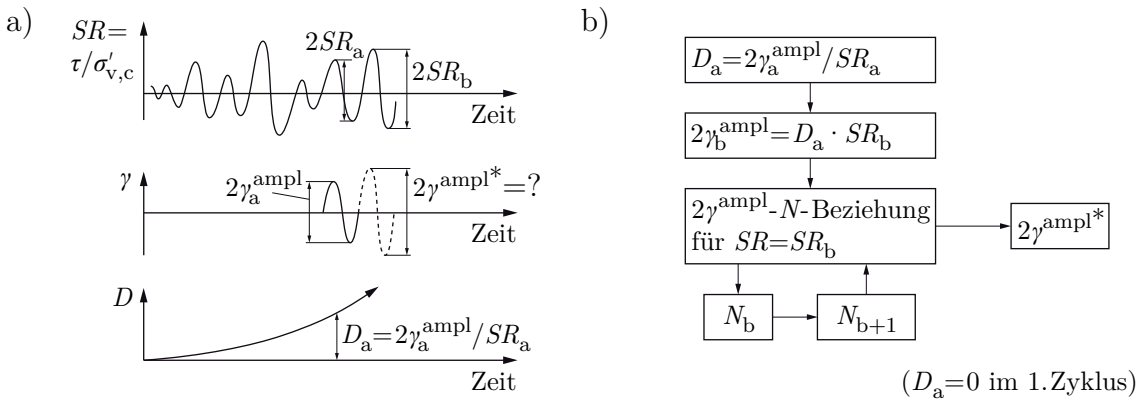


Bild 3.21: a) Irreguläre Beanspruchungsfunktion mit schematischer Darstellung des Verlaufs des Parameters D und b) Algorithmus für die Ermittlung der Schubverzerrungsamplituden einer irregulären Beanspruchungsfunktion; nach [Tatsuoka und Silver, 1981].

Weitere Verfahren zur Erfassung irregulärer Funktionen für Verflüssigungsanalysen

Zur Verflüssigungsanalyse einer Erdbeben gefährdeten Region werden häufig Ergebnisse aus Felduntersuchungen wie beispielsweise Rammsondierungen (SPT) oder Drucksondierungen (CPT) verwendet. Aus diesen Daten kann der Verflüssigungswiderstand (engl. *cyclic resistance ratio* – CRR) auf Basis von vorliegenden Erfahrungen in Form von Diagrammen ermittelt werden [Youd u. a., 2001]. Diese Daten beziehen sich aber meistens auf ein Erdbeben mit einer Referenzmagnitude von 7,5 (Richterskala). Bei abweichenden Magnituden wurden Skalierungsfaktoren (engl. *magnitude scaling factor* – MSF) eingeführt, die eine Umrechnung auf die Referenzmagnitude und somit auch die Verwendung des ermittelten Verflüssigungswiderstands ermöglichen. Diesem Wert wird das zyklische Spannungsverhältnis (engl. *cyclic stress ratio* – CSR) als Einwirkung gegenübergestellt und somit die vorhandene Sicherheit gegen Verflüssigung ermittelt.

Grundlage für die Umrechnung auf eine andere Erdbebenbelastung mittels der Skalierungsfaktoren ist die äquivalente Zyklenzahl, die von Seed u. a. [1975] bei der Referenzmagnitude 7,5 mit $N_{\mathrm{eq}} = 15$ angegeben ist. Für die Ermittlung korrekter Skalierungsfaktoren haben zahlreiche Forscher versucht, äquivalente Zyklenzahlen für andere Erdbebenbelastungen unter Berücksichtigung verschiedener Einflüsse wie Abstand zur Quelle des Erdbebens, Tiefe (Spannungsabhängigkeit), Geländeneigung etc. zu ermitteln. Neben [Youd u. a., 2001] sollen hierzu exemplarisch auch [Liu u. a., 2001], [Biondi u. a., 2004] und [Rollins und Seed, 1990] erwähnt werden. Weiterhin wurden einige Forschungsarbeiten zu stochastischen Ansätzen für die Erfassung von Verflüssigungsproblemen veröffentlicht, z.B. [Donovan, 1972; Valera und Donovan, 1977], deren Basis auch das Schädigungskonzept nach Miner [1945] bildet.

3.5.3 Ganzheitlicher Ansatz zur Schädigungsberechnung in der Bodenmechanik nach Allotey und Naggar [2008]

Alle vorgestellten Verfahren zielen darauf ab, die vorhandene Datenbasis von Versuchen mit regulärer zyklischer Belastung (konstante Spannungs- oder Dehnungsamplitude) auf eine irreguläre Lastfolge anzuwenden, um damit verlässliche Prognosen für Szenarien wie Stürme oder Erdbeben erstellen zu können. Hierbei wurde zwischen dränierten und undränierten Bedingungen für ausschließlich kraftgesteuerte Anregungen unterschieden, wobei dies die Anwendung der Methoden beiderseits prinzipiell nicht ausschließt. Es sind weitere Publikationen mit dieser Thematik erschienen. Die hier vorgestellte Auswahl wurde als relevant betrachtet.

Im Gegensatz zur vorgenommenen Aufteilung zeigen Allotey und Naggar [2008] einen ganzheitlichen Ansatz für die Schädigungsberechnung in der Bodenmechanik auf Basis der Umrechnung einer irregulären Funktion in eine reguläre Funktion mit äquivalenter Zyklenanzahl. Dabei bauen Allotey und Naggar [2008] auf den Untersuchungen von van Eekelen [1977, 1980] auf und erweitern dessen Ausarbeitung. Das Modell von van Eekelen [1977] basiert auf einem Schädigungs- bzw. Memory-Parameter, der die zyklische Vorbelastung berücksichtigt und eine Prognose über die Bodenreaktion bei weiterer Beanspruchung ermöglicht. Allerdings wird in diesem Modell nur die lineare Schädigungsakkumulation behandelt, was Allotey und Naggar [2008] allgemein auch für die nichtlineare erweitern. Als Voraussetzung für die Anwendung der Miner-Regel wird die Unabhängigkeit der Schädigungsentwicklung vom zyklischen Belastungsniveau genannt. Im Gegensatz zu einer linearen Schädigungszunahme während einer zyklischen Belastung kann es auch zu einer Änderung der Schädigungsrate kommen, was einen nichtlinearen Verlauf der Schädigungsakkumulation zur Folge hat. Für diesen Fall ist weiterhin die Miner-Regel anwendbar. Ist die Schädigung allerdings abhängig vom Spannungsniveau, ist die Anwendung der Miner-Regel nicht mehr zulässig, was vor dem Einsatz eines bestimmten Verfahrens bekannt sein sollte. Als Beispiel für diese Abhängigkeit können die in Bild 3.8 b) gezeigten Kurven gleicher Dehnung genannt werden. Ihr Verlauf ist nicht parallel dargestellt und somit ist die Miner-Regel nicht anwendbar, wie auch schon in dem entsprechenden Abschnitt diskutiert wurde.

Allotey und Naggar [2008] teilen die vorhandenen Modelle in vier wesentliche Gruppen ein:

- *Fatigue Contour Diagram Model*
  Hier zitieren die Autoren das Verfahren von Andersen u. a. [1992]. Die Kurven mit gleichem Schädigungsparameter (Porenwasserdruck oder Verformung) wurden auf Basis von Versuchen ermittelt (siehe Bild 3.19). Damit spielen die Entwicklung der Schädigung und eine etwaige Abhängigkeit der Schädigung vom Spannungsniveau keine Rolle, da alle relevanten Daten durch Versuche bestimmt wurden und sich das Verfahren zur Prognose einer bestimmten Zustandsgröße an diesen orientiert. Hier sind im Wesentlichen alle Methoden einzuordnen, die auf der Grundlage von Versuchsdaten operieren.

- *Degradation Index Model*
  Mit dem Verfahren von Idriss u. a. [1978] wird hier ein Modell genannt, bei dem

aus der Entwicklung der Spannungs-Dehnungs-Hysteresen die Degradation der Festigkeit ermittelt wird. Zur Parameterbestimmung dienen weggesteuerte undränierte zyklische Triaxialversuche mit Ton, wobei nur totale Spannungen eine Rolle spielen. Auch die Anwendung auf irreguläre Lastfolgen ist möglich. Allotey und Naggar [2008] zeigen in einer Diskussion, dass die Schädigung bei dieser Herangehensweise abhängig vom zyklischen Spannungsniveau ist und somit die Miner-Regel keine Gültigkeit besitzt. Zudem wird kritisiert, dass das Verfahren nur für bindige Böden gute Ergebnisse zeigt und die Degradationsfunktion mit zunehmender Zyklenanzahl immer geringere Werte liefert (Bild 3.22). Damit ist sogar eine totale Degradation möglich, was in einigen Experimenten nicht bestätigt werden konnte.

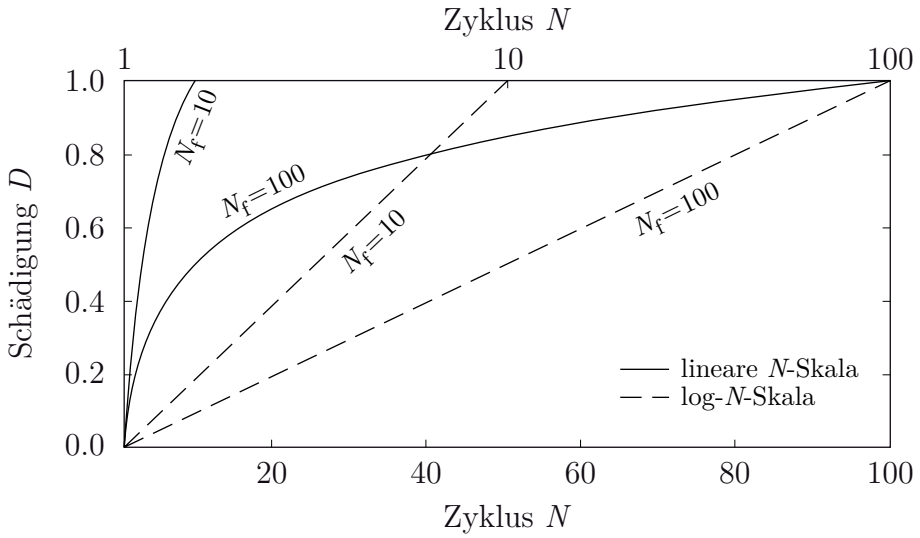


Bild 3.22: *Degradation Index Model*: Verlauf der Schädigungsfunktion; aus [Allotey und Naggar, 2008].

- *Seed Liquefaction Model*
  Das von Seed u. a. [1976] favorisierte Vorgehen zur Verflüssigungsprognose basiert auf der Vorhersage des Porenwasserdrucks bei zyklischer Belastung. Nachdem zunächst unter Annahme der Gültigkeit der Miner-Regel die irreguläre Belastungsfunktion in eine harmonische umgewandelt wurde (siehe Verfahren nach [Seed u. a., 1975; Lee und Chan, 1972]), wird der Porenwasserdruck prognostiziert. Dabei kann der Porenwasserdruck als Schädigungsparameter im Sinne der Beschreibung von van Eekelen [1977] und Allotey und Naggar [2008] angesehen werden. Ein ähnliches Modell zur Prognose des Porenwasserdrucks präsentieren Finn u. a. [1977].
  Diese Methode wird als nichtlineares Schädigungsmodell eingeordnet, jedoch sind die Schädigungsanteile unabhängig vom zyklischen Belastungsniveau, womit die Miner-Regel ihre Gültigkeit hat. In Bild 3.23 sind Nachrechnungen mit dem Verfahren dargestellt. Die Kurven mit gleichem Porenwasserdruck verlaufen parallel, jedoch verdichten sich die Abstände mit Zunahme des Wertes. Dieses nichtlineare Verhalten des Bodens bei undränierter zyklischer Anregung konnte auch in den eigenen Untersuchungen in Kapitel 6.3 festgestellt werden.

- *Soil-Pile Load-Transfer Degradation Model*
  Hier ordnen Allotey und Naggar [2008] die analytischen Modelle für die Abbildung der Pfahl-Boden-Interaktionen bei zyklischer Belastung ein. Der Fokus liegt bei den meisten Verfahren auf der Ermittlung der Degradation der Steifigkeit bzw. der Festigkeit dieser Systeme, was in Form von $p-y-$ Kurven dargestellt wird. Die Degradation kann dabei wiederum als Schädigungsparameter angesehen werden. Wie in Bild 3.24 prinzipiell angedeutet, nimmt im Gegensatz zum *Degradation Index Model* die Schädigungsrate mit zunehmender Zyklenanzahl ab.

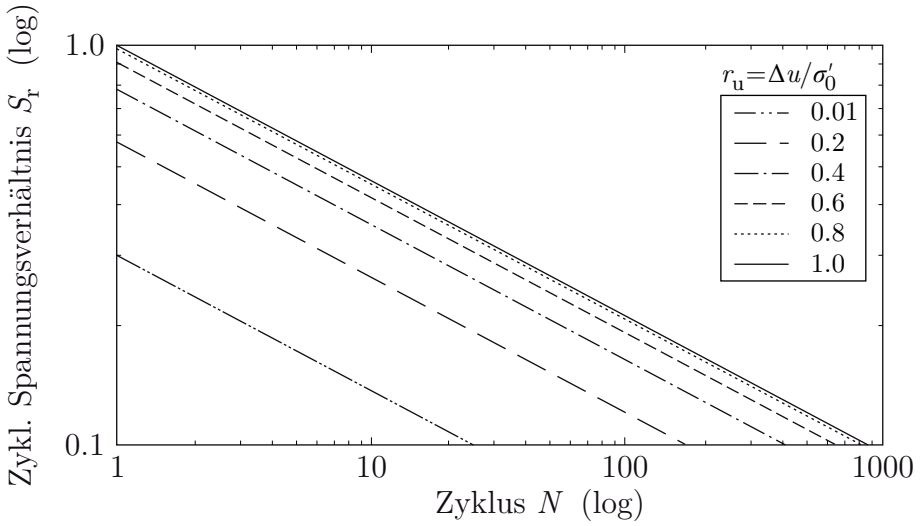


Bild 3.23: *Seed Liquefaction Model*: Berechnete Porenwasserdruck-Kurven für Monterey Sand mit einer relativen Lagerungsdichte $I_D = 0,68$ mit dem Modell von Seed u. a. [1976]; aus [Allotey und Naggar, 2008].

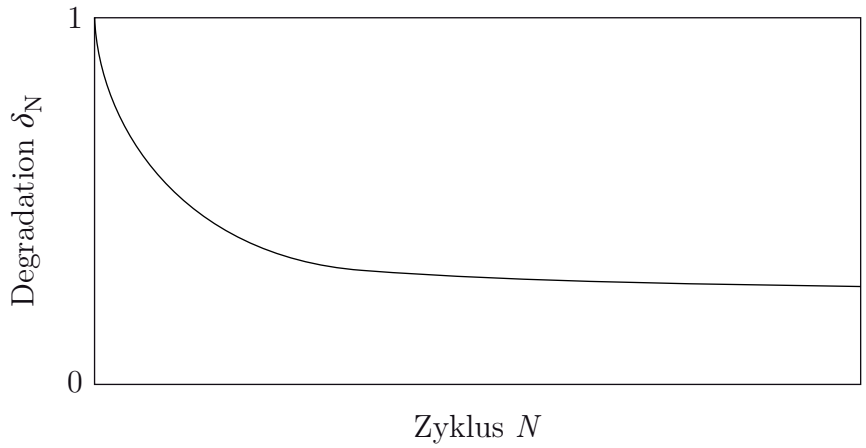


Bild 3.24: *Soil-Pile Load-Transfer Degradation Model*: Schematischer Verlauf der Degradation; aus [Allotey und Naggar, 2008].

Kapitel 4

Labortechnik und Versuchsmaterial

Für die Untersuchungen im Labor wurden verschiedene Versuchsgeräte verwendet. Diese werden im Folgenden mit den verwendeten nichtbindigen Versuchsböden vorgestellt. Außerdem wird auf die Probenvorbereitung und die Auswertung der Versuche eingegangen.

4.1 Versuchsmaterial

Für die Versuche in dieser Arbeit wird ein Feinsand-Mittelsand aus der Nordsee verwendet, der mit Muschelresten durchsetzt ist. Die Kornverteilung des Versuchssandes und die von zwei anderen Sanden, die ausschließlich im Anhang F zur Darstellung des Einflusses der Kornverteilung auf die Akkumulation der Volumendehnung infolge zyklischer Einfachscherverformungen getestet werden, sind in Bild 4.1 dargestellt. Der Feinsand stammt auch aus der Nordsee, teilweise durchsetzt mit Muschelresten, und der sogenannte „Berliner Sand“ aus dem Norden von Berlin.

Die Eigenschaften der Sande sind in Tabelle 4.1 zusammengefasst. Die maximale Lagerungsdichte wurde für den Feinsand prinzipiell auch nach dem Vorgehen der DIN 18126 ermittelt, obwohl wegen des hohen Feinsandanteils die Anwendungsgrenzen nicht eingehalten werden. Um jedoch eine vergleichbare Lagerungsdichte im Labor herstellen zu können, wurde die Methode auch für diesen Boden angewendet. Entgegen den Erwartungen haben die Analysen zur Ermittlung des Kalkgehalts ergeben, dass der Berliner Sand einen sehr hohen Anteil von 11,4 % aufweist und damit um ein Vielfaches höher ist als bei den beiden Nordseesanden mit Muschelresten. Bei dem Ergebnis von 1,9 Masseprozent für den Feinsand-Mittelsand wird davon ausgegangen, dass dieser geringe Anteil weder unter monotoner noch unter zyklischer Beanspruchung einen wesentlichen Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften des Korngerüstes hat. Organische Bestandteile können bei allen drei Versuchssanden ausgeschlossen werden.
Die Reibungswinkel im kritischen Zustand wurden durch dränierte Triaxialversuche ermittelt. Die zugehörigen Ergebnisse für den Feinsand-Mittelsand sind in Kapitel 5.2 dargestellt. Diese Werte werden den Werten aus Schüttkegelversuchen vorgezogen, da

sie sich gerade bei den Sanden mit hohen Feinsandanteilen als sehr hoch erwiesen haben.

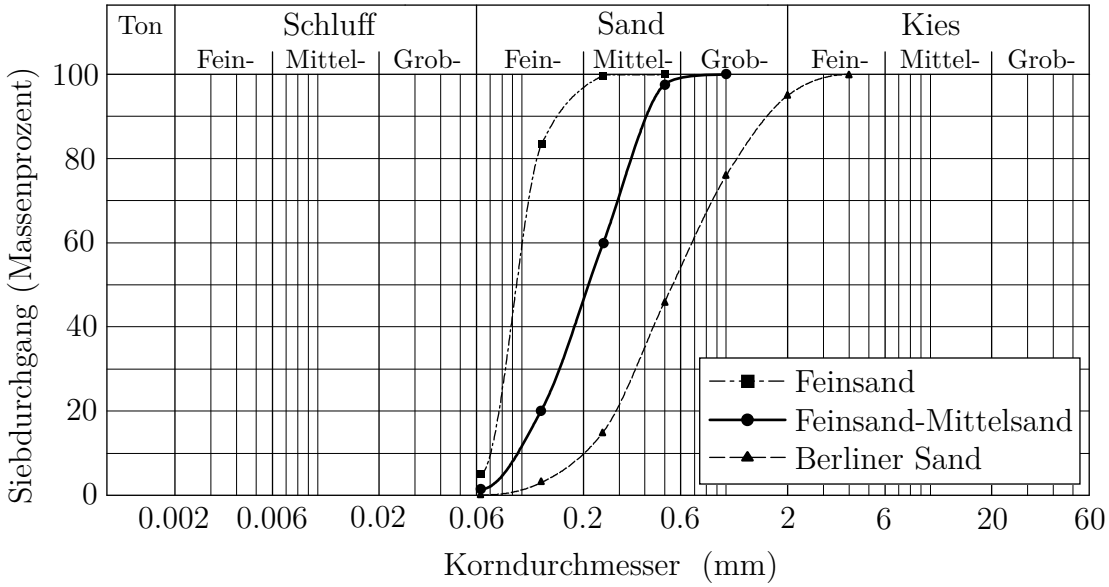


Bild 4.1: Kornverteilungslinien der getesteten Sande nach DIN 18123.

Tabelle 4.1: Eigenschaften der Versuchssande.

Bodeneigenschaft	Feinsand [2]	Feinsand-Mittelsand	Berliner Sand (Mittelsand) [2]
Ungleichförmigkeitszahl C_U (U)	1,4	2,6	3,3
Krümmungszahl C_C (C)	1,0	1,0	0,9
Siebdurchgang d_{50}	0,095 mm	0,22 mm	0,54 mm
Bodenart nach DIN EN ISO 14688-1 (DIN 4023)	*csiFSa* (fS,u')	*FSa/MSa* (mS+fS)	*fsagsafgrMSa* (mS,gs*,fs',fg')
Bodengruppe nach DIN 18196	SU	SE	SE
Korndichte ρ_s nach DIN 18124	2,61 g/cm^3	2,63 g/cm^3	2,65 g/cm^3
Min. Porenzahl e_{min} nach DIN 18126	0,569 [1]	0,468	0,391
Max. Porenzahl e_{max} nach DIN 18126	0,980	0,813	0,688
Kalkgehalt V_{Ca} nach DIN 18129	3,6 %	1,9 %	11,4 %
Kritischer Reibungswinkel φ_c	30,5°	29,3°	31,5°

[1] Feinsandanteil abweichend von DIN 18126 > 50 %

[2] nur für vergleichende Untersuchungen in Anhang F verwendet

Der Feinsand-Mittelsand wurde unter dem Lichtmikroskop und im Rasterelektronenmikroskop zur Darstellung der Einzelbestandteile untersucht (Bild 4.2). Hierbei zeigt sich

eine meist angerundete bis gerundete Rundung und eine kubische Form der Sandkörner (nach DIN EN ISO 14688-1).

a) b)

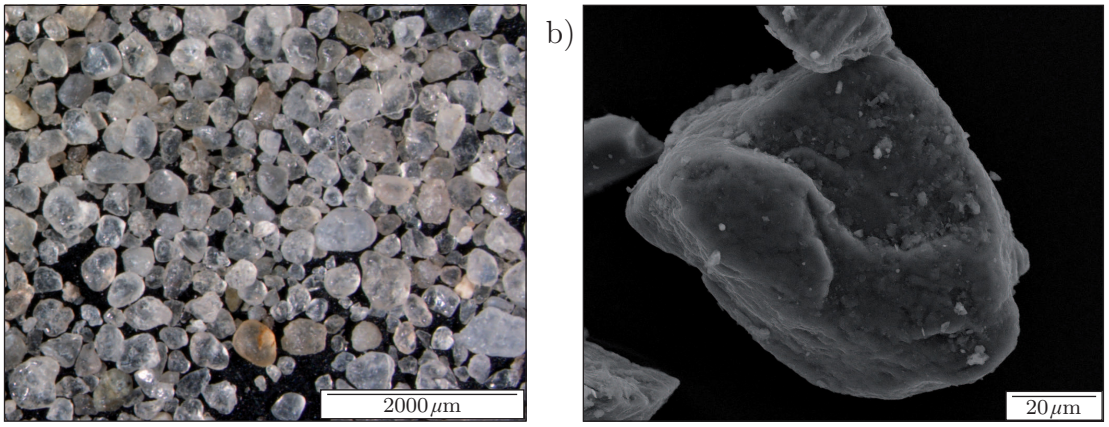


Bild 4.2: Versuchsmaterial Feinsand-Mittelsand
a) Lichtmikroskop-Aufnahme eines Streupräparats und
b) Rasterelektronenmikroskop (REM)-Aufnahme eines Sandkornes.

Die lichtmikroskopischen Aufnahmen der beiden anderen Sande sind in Bild 4.3 zu sehen. Die Körner des Berliner Sandes haben wie der Feinsand-Mittelsand eine angerundete bis gerundete Rundung. Beim Feinsand zeigen sich hingegen eher eckige bis angerundete Einzelkörner.

a) b)

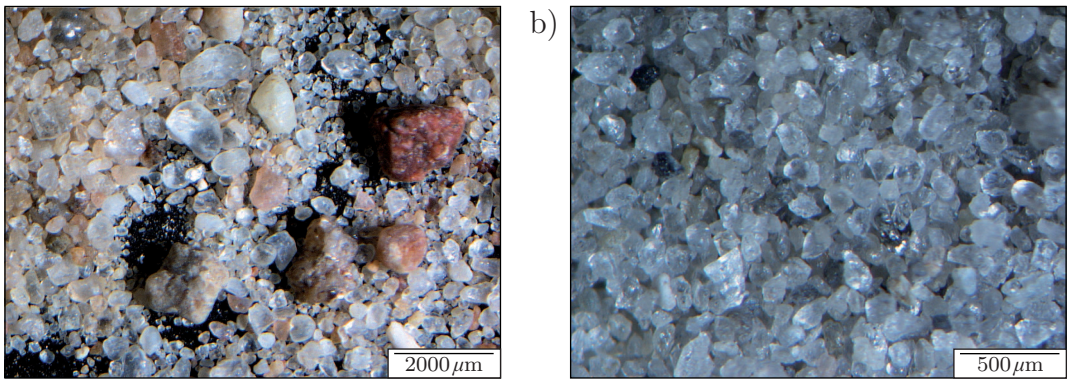


Bild 4.3: Versuchsmaterial a) Berliner Sand und b) Feinsand unter dem Lichtmikroskop.

4.2 Versuchstechnik

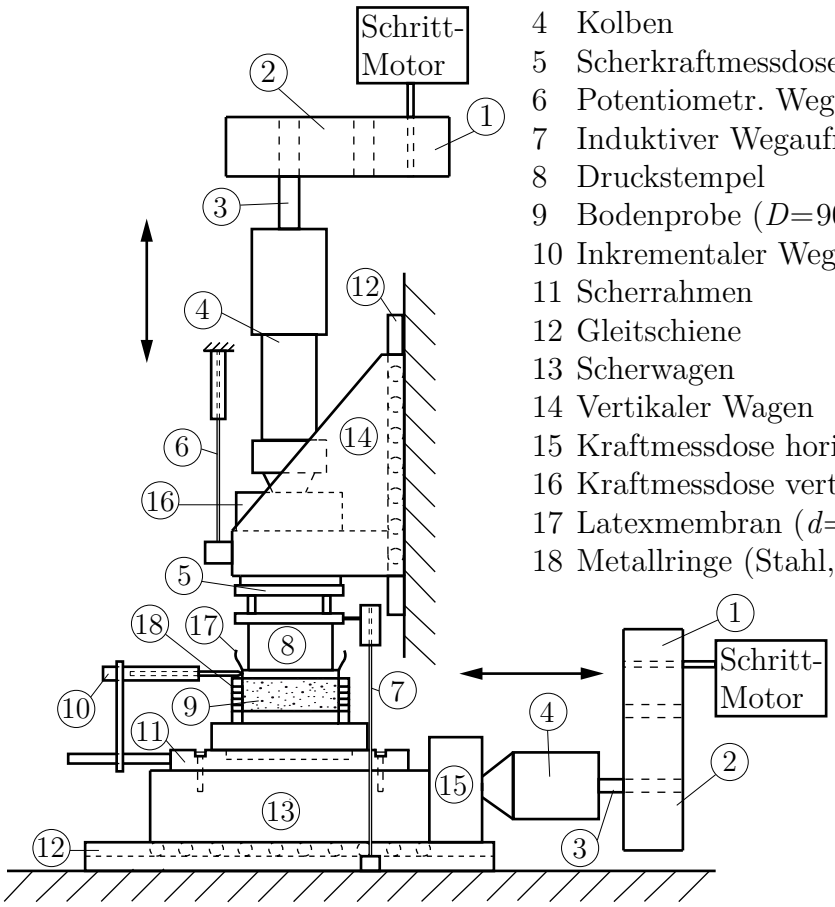
4.2.1 Einfachschergerät

Aufbau und Funktionsweise des verwendeten Einfachschergeräts

Die Einfachscherversuche werden mit dem in Bild 4.4 dargestellten Gerät durchgeführt. Es handelt sich hier um eine modifizierte Variante des Typs SGI nach Kjellmann [1951] (siehe auch Anhang E.1). Prinzipiell wird hier eine kreisrunde flache Bodenprobe, die seitlich von einer Membran und aufeinander gestapelten Metallringen umgeben ist, horizontal geschert. Die Ringe liegen frei auf und sind mit Teflon beschichtet, so dass während der Scherung eine freie Verschiebung untereinander möglich ist. Die Vertikalkraft wird über einen Stempel auf die Probe aufgebracht. Sowohl in der vertikalen als auch in der horizontalen Achse sind Schrittmotoren vorgesehen, womit die Durchführung von spannungs- und dehnungsgesteuerten, monotonen und zyklischen Versuchen möglich ist. Die Schrittmotoren können unabhängig voneinander gesteuert oder bei Versuchen mit konstanter Auflast oder unter volumenkonstanten Bedingungen mit einer Software aufeinander abgestimmt werden.

Der Originalaufbau des Herstellers wurde bezüglich der Wegmessungen zur Erfassung der Probenverformung sowohl horizontal als auch vertikal verändert. Durch die somit lokalen, also direkt an der Probe gemessenen Verformungen können andere Einflüsse wie z.B. die elastische Nachgiebigkeit des Aufbaus (engl. *system compliance*) bei der Messung ausgeschlossen werden. Entsprechende Vergleichsmessungen haben diese Verbesserung bestätigt. Bei der Auswahl der Wegaufnehmer wurden Sensoren mit sehr hoher Messgenauigkeit gewählt, die den kleinen Bereich der Messergebnisse hinreichend genau abbilden können. Die vertikalen Wegmessungen werden mit einem induktiven Wegsensor mit einer Genauigkeit von mindestens 2,5 µm und die horizontalen mit einem inkrementalen digitalen Messtaster mit maximal 1 µm Abweichung erfasst, wobei deren Auflösung um ein Vielfaches höher ist.

Die Kraftmessdosen sind mit Ihrer Kapazität so gewählt, dass der Spannungsbereich für die Versuche optimal abgedeckt und somit die Messgenauigkeit maximal ist (bei einem Messbereich von 2 kN ist die Genauigkeit besser als 2 N). Besonders hervorzuheben an diesem Aufbau ist die Messung der horizontalen Scherkraft und damit der Schubspannung τ_{zx}. Die Messung mit der Kraftmessdose, die in den horizontalen Antrieb integriert ist (Nr. 15 in Bild 4.4), kann aufgrund von Reibungseinflüssen und Zwangskräften zu Verfälschungen führen [Yoshimi, 1972; Mortezaie und Vucetic, 2012]. Um dies auszuschließen, wird die Scherkraftmessung durch einen speziellen Messbügel direkt an der Oberseite der Probe angeordnet (Nr. 5 in Bild 4.4). Da für die Scherkraftmessung eine horizontale Verformung innerhalb dieses Aufnehmers erforderlich ist, ist eine Scherwegmessung direkt an der Probe unabdingbar.



1 Antriebsrad
2 Schwungrad
3 Antriebswelle
4 Kolben
5 Scherkraftmessdose ±2kN
6 Potentiometr. Wegaufnehmer (±50mm)
7 Induktiver Wegaufnehmer (±2,5mm)
8 Druckstempel
9 Bodenprobe (D=90mm, H≤20mm)
10 Inkrementaler Wegaufnehmer (30mm)
11 Scherrahmen
12 Gleitschiene
13 Scherwagen
14 Vertikaler Wagen
15 Kraftmessdose horizontal ±5kN
16 Kraftmessdose vertikal ±2kN
17 Latexmembran (d=0,30mm)
18 Metallringe (Stahl, Dicke =1mm)

Bild 4.4: Prinzip Einfachschergerät (Hersteller: GDS Instruments).

Anforderungen an den Einfachscherversuch und deren Umsetzung

Um den Anforderungen eines idealen Einfachscherversuchs als Elementversuch zu genügen, müssen folgende Bedingungen durch den Geräteaufbau erfüllt sein:
Bei der einfachen Scherung wird der Bodenprobe eine ebene Verformung aufgezwungen, d.h. $\varepsilon_{yy} = 0$ (siehe Bild 2.7). Um zu gewährleisten, dass die eingeprägten Verformungen bei der horizontalen Scherung homogen in der Bodenprobe verteilt werden, muss die Randverformung der Probe linear sein, so dass die Schubverzerrungen γ_{zx} über die Höhe h in der gesamten Probe konstant sind. Dabei soll die horizontale Dehnung in Scherrichtung ε_{xx} ausgeschlossen werden. Für eine freie vertikale homogene Verformung der Probe, d.h. gleich über den gesamten Probengrundriss, müssen die Schubspannungen τ_{xz} am Rand minimiert werden.

Wie diese Forderungen umgesetzt worden sind und welche Konsequenzen daraus resultieren, wird im Weiteren anhand von eigenen und Erkenntnissen anderer Forscher kurz diskutiert.

Es wird verlangt, dass sich das Versuchsmaterial während der Scherung horizontal nicht ausdehnen kann, d.h. $\varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} = 0$. Durch die steifen Ringe (Nr. 18 in Bild 4.4) wird die Probe seitlich starr gestützt, womit diese Anforderung weitestgehend erfüllt wird und nach der Konsolidierung von K_0-Bedingungen ausgegangen werden kann. Die Verformung der Membran wird vernachlässigt. Der Effekt der Eindringung von Sandkörnern in die begrenzende Membran sollte nach Franke u. a. [1979] aber nicht unterschätzt werden, da schon sehr kleine horizontale Verformungen die Ergebnisse insbesondere bei volumenkonstanten oder undränierten Versuchen erheblich beeinflussen können.
Ohne direkte Messung ist allerdings nur durch den Ausschluss der horizontalen Dehnung der Probe die horizontale Spannung in der Probe mit $\sigma_{xx} = K_0 \cdot \sigma_{zz}$ zu Beginn des Versuchs bekannt.

Die Bedingung der linearen Probenrandverformung während der Scherung kann durch seine Konstruktion mit starren Seitenwänden nur in dem Einfachschergerät aus Cambridge von vornherein gewährleistet werden. Dieser Zellentyp wurde von Roscoe [1953] erstmals vorgestellt und in umfangreichen Studien von Cole [1967] und Stroud [1971] untersucht. Bei der weit verbreiteten Zellenkonstruktion des NGI [Bjerrum und Landva, 1966] kann sich die Probe, die von einer mit Drahtspirale verstärkten Membran umgeben ist, frei verformen. Eine Kontrolle der Probenrandverformungen wurde von Youd [1972] durch die Auswertung von Fotografien vorgenommen und eine annähernd lineare Verformungsfigur ermittelt. Leider sind die Randbedingungen wie Lagerungsdichte und Auflastspannung zu dem zugehörigen Versuch nicht bekannt. Dies hat aber nach eigenen Untersuchungen eine große Bedeutung. Denn gerade bei dicht gelagerten Sanden oder sehr steifen bindigen Böden rutscht die Probe in Abhängigkeit von der Größe der Auflastspannung bei größeren Schubverformungen vom oberen Stempel ab. Auch die Veränderung der Randbedingungen durch den Einsatz einer raueren Stempelfläche oder das Verkleben der oberen Schicht des Sandes mit dem Stempel mit Epoxidharz (siehe auch Stroud [1971]) haben bei eigenen Untersuchungen keine wesentlichen Verbesserungen gezeigt. Hier wurde der Effekt des Abrutschens dann nur etwas tiefer festgestellt. Dieses Problem kann nach Meinung des Verfassers auch in anderen Zellkonstruktionen wie beispielsweise im NGI-Gerät nicht überwunden werden.

Um die Randverformung an der verwendeten Zelle zu analysieren, wurden Versuche mit verschiedenen Lagerungsdichten und Auflastspannungen im eigenen Labor durchgeführt. Hier konnte in monotonen Versuchen herausgestellt werden, dass locker gelagerte Proben bis in große Verformungsbereiche eine lineare Randverformung zeigen, während Versuche mit höherer Lagerungsdichte bereits ab einer Schubverzerrung von ca. $\gamma_{zx} = 5\,\%$ bei geringen Auflastspannungen davon abweichen. In Bild 4.5 ist prinzipiell die Problematik der monotonen Scherung einer dicht gelagerten Sandprobe zu erkennen. Die Auswertung der während der Scherung angefertigten Fotoaufnahmen mittels PIV-Verfahren stellt den Verlauf der Randverformungen über die Schubverzerrungen dar. Es zeigt sich, dass sich bis zu einer Schubverzerrung von $\gamma_{zx} = 10\,\%$ die Probe über ihre gesamte Höhe weitestgehend linear verformt, danach aber nur noch eine Verformung im Bereich der oberen beiden Ringe stattfindet. Außerdem kann man gut erkennen, dass durch dieses Abrutschen der Probe vom Stempel die Ringe auf der entgegengesetzten Seite der Scherrichtung in den Bereich des Stempels gelangen. Hier drückt der Stempel auf die Ringe und presst diese zunehmend zusammen, d.h. die

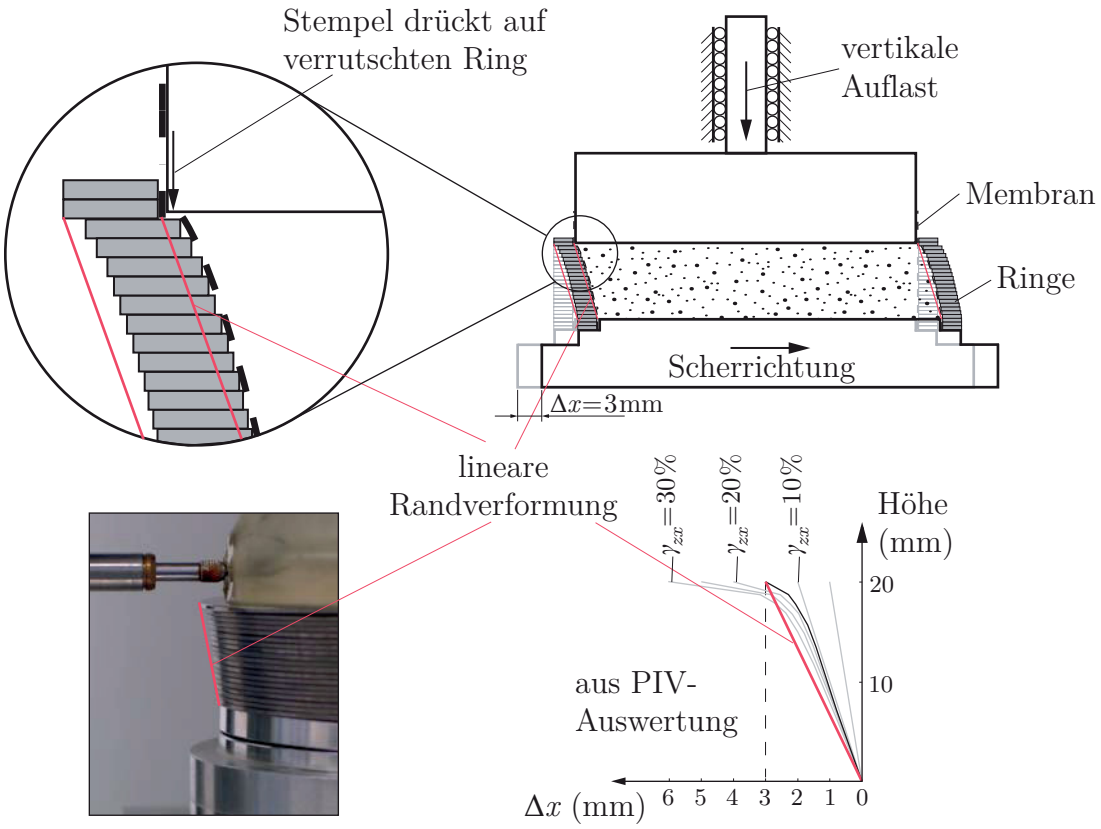


Bild 4.5: Prinzip der Probenrandverformung bei monotoner Scherung einer dicht gelagerten Sandprobe unter konstanter Auflastspannunng $\sigma_{zz} = 100\,\mathrm{kPa}$.

vertikale mittlere Spannung auf der Probe ist um diesen Anteil der vertikalen Kraft reduziert. Wichtig ist hier, dass stabile Ringe, möglichst aus Stahl, verwendet werden, die nicht leicht deformierbar sind und plan aufeinander liegen. Weiterhin ist es unabdingbar und das gilt allgemein für den gesamten Versuchsablauf, dass die Aufnahme des vertikalen Belastungsstempels sehr steif ist. Ansonsten kommt es zu Verkippungen und eine Parallelführung kann während der Scherung nicht gewährleistet werden. Insbesondere bei zyklischen Versuchen mit größeren Amplituden kommt es zu einem abwechselnden Kippen auf beiden Seiten der Probe und kann durch diesen Effekt zu zusätzlichen Verdichtungen führen, die das Ergebnis verfälschen.

Um diese Abweichungen und Fehlentwicklungen infolge Abrutschens des Stempels zu vermeiden, werden alle zyklischen Versuche im Bereich $\gamma_{zx} \leq 10\,\%$ durchgeführt.

Weiterhin wird verlangt, dass sich die Probe ähnlich wie beim Ödometerversuch während der Testphasen vertikal auch am Rand frei verformen kann. Insbesondere bei Geräten mit starren seitlichen Begrenzungen sollte die die Probe umhüllende Gummimembran mit einem Gleitmittel eingestrichen werden, um diese Bedingung zu gewährleisten. Das führt allerdings dazu, dass an den seitlichen Rändern keine Schubspannungen aufgenommen werden können. Durch das Fehlen der komplementären seitlichen Schubspannungen ($\tau_{xz} = 0$) kommt es wegen der Gewährleistung des Momentengleichgewichts zu ungleichmäßigen Spannungsverteilungen an den Rändern der Probe. Bild 4.6

zeigt die theoretische Spannungsverteilung als Ergebnis numerischer und analytischer Berechnungen (z.B. [Roscoe, 1953; Lucks u. a., 1972; Prevost und Høeg, 1976]), woraus eine exzentrische Lasteinleitung resultiert. Diese Ergebnisse konnten Messungen im Labor prinzipiell bestätigen, wobei die dargestellten Zugspannungen in der Kontaktfläche Boden/Rand im Versuch nicht aufgebaut werden können. In den Arbeiten von Stroud [1971] und Budhu [1984] wurden dafür mehrere kleine Kraftmessdosen an den Rändern der Probe installiert, um die Verteilung der Spannungen während eines Einfachscherversuchs aufzuzeichnen. Schließlich kann dadurch auf den Spannungszustand eines Bodenelements im mittleren Drittel der Probe geschlossen werden, wo von einer gleichmäßigen Spannungsverteilung und idealen Einfachscherbedingungen ausgegangen wird und Randeffekte keinen wesentlichen Einfluss haben. Allerdings ist die Ausrüstung sehr umfangreich und dadurch auch die Handhabung und Auswertung bei diesem Geräteaufbau sehr kompliziert. Die meisten eingesetzten Einfachschergeräte sind mit jeweils einem Aufnehmer für die Normalkraft– und Scherkraftmessung ausgerüstet. Hiermit lassen sich nur die durchschnittlichen Kräfte am oberen bzw. unteren Rand messen und daraus wiederum nur auf eine konstante Verteilung der zugehörigen Spannung über den Querschnitt schließen. Auch das für diese Arbeit eingesetzte Gerät (Bild 4.4) ist mit dieser Standardausstattung ausgerüstet.

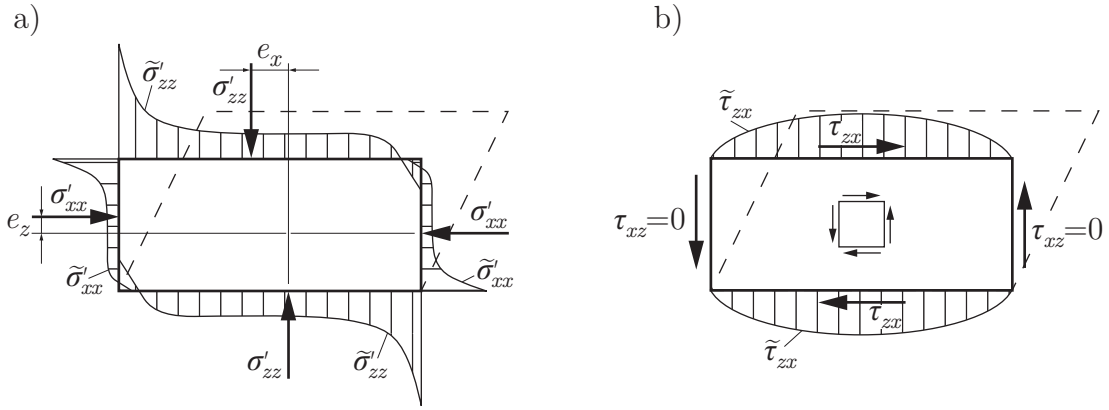


Bild 4.6: Theoretische Spannungsverteilung an den Rändern einer Probe im Einfachschergerät bei der Scherung bei einem großen D/H-Verhältnis mit a) Normalspannungsverteilung und b) Schubspannungsverteilung; nach [Vucetic und Lacasse, 1982] und [Airey u. a., 1985].

Durch die fehlenden seitlichen Schubspannungen und die daraus resultierende ungleichförmige Spannungsverteilung an den Rändern entspricht der Versuch nicht den idealen Einfachscherbedingungen. Denn als Resultat ist mit einer inhomogenen Verteilung der Spannungen und Dehnungen innerhalb der Probe zu rechnen, was auch in numerischen Berechnungen von z.B. Shen u. a. [1978b] und Dounias und Potts [1993] festgestellt werden konnte. Insbesondere bei Proben mit großer Höhe und geringem Durchmesser (geringes D/H-Verhältnis) kommt es bei der Scherung zu Inhomogenitäten bzgl. der Lagerungsdichte und Spannungskonzentrationen innerhalb der Probe, die zu Fehlern in der Messung führen (siehe Zitat von Prof. Casagrande in [Seed, 1979]). Um diese Effekte zu minimieren, schlägt Seed [1979] vor, gedrungene Proben mit sehr großem Durchmesser und geringer Höhe durchzuführen. Dadurch wird der Einfluss der Ränder

auf die Probe stark reduziert und Spannungskonzentrationen finden nur noch in sehr kleinen Bereichen statt und haben eine geringe Wirkung auf die Testergebnisse. Dies wird im Wesentlichen durch Untersuchungen von Kovacs und Leo [1981] und Amer u. a. [1987] bestätigt. Bei Scherverformungen $\gamma_{zx} < 1\%$ zeigen diese beiden Studien eine relevante Abhängigkeit der Ergebnisse von der Probendimension. Bei großen Scherverformungen $\gamma_{zx} > 5\%$ hingegen ist der Einfluss gering. Amer u. a. [1987] haben bei zyklischen Versuchen mit verschiedenen Abmessungen der Proben herausgefunden, dass der zyklische Schubmodul und die hysteretische Dämpfung mit zunehmendem Verhältnis von Durchmesser/Höhe abnehmen. Erst ab $D/H > 8$ zeigt sich eine Konstanz in den Ergebnissen. Auch numerische Berechnungen wie beispielsweise von Shen u. a. [1978b] haben ergeben, dass sich bei gedrungenen Proben mit einem größerem Verhältnis D/H eine gleichmäßigere Verteilung der Scherdehnung in der Probe einstellt.
Dagegen haben Franke u. a. [1979] bei undränierten zyklischen Versuchen mit Sand und Vucetic und Lacasse [1982] bei monotonen Versuchen mit Ton einen vernachlässigbaren Einfluss der Probengröße und damit der Inhomogenitäten festgestellt. Allerdings werden diese Ergebnisse sehr kontrovers unter den relevanten Wissenschaftlern diskutiert. Allgemein wird ein Verhältnis $D/H > 4$ vorausgesetzt ([Vrettos, 2008]), was für die verwendete Zelle mit einem Probendurchmesser von $D = 90\,\text{mm}$ und einer Höhe von $H \leq 20\,\text{mm}$, also einem Verhältnis $D/H \geq 4,5$ eingehalten wird.

Schließlich ist es bis auf die von Arthur u. a. [1977] entwickelte Konstruktion bisher nicht gelungen, ideale Einfachscherbedingungen für eine Bodenprobe herzustellen. Und selbst bei dieser Zelle sind neben dem komplizierten Geräteaufbau einige wesentliche Nachteile wie die Durchführung von Versuchen unter begrenzt geringem Spannungsniveau zu nennen. Außerdem können ausschließlich dränierte Tests mit Spannungssteuerung ausgeführt werden.

Schließlich kann aber aufgrund der vorhandenen Zellenabmessungen und dem selbst begrenzten Verformungsbereich ($\gamma_{zx} \leq 10\,\%$) für die Versuche davon ausgegangen werden, dass die Inhomogenitäten in der Spannungs- und Dehnungsverteilung innerhalb der Probe nur in kleineren Bereichen stattfindet und keinen wesentlichen Einfluss auf die Ergebnisse haben.
Neben der Gerätekonstruktion und der Versuchsdurchführung ist aber auch die Beschaffenheit der Probe von großer Bedeutung. Aufbereitete Proben müssen mit einer homogenen Lagerungsdichte bzw. Konsistenz bei bindigem Material hergestellt werden. Daher wird das Verfahren für den Probeneinbau im Folgenden erläutert.

Probeneinbau

Dem Probeneinbau kommt bei der Versuchsplanung eine wesentliche Bedeutung zu. Schon die Wahl der Einbaumethode kann sich entscheidend auf die Ergebnisse auswirken (siehe Anhang D). Um der natürlichen Kornstruktur des Bodens möglichst nahe zu kommen und die Ergebnisse der Versuche gegebenenfalls auch auf praktische Probleme direkt anwenden zu können, werden in dieser Arbeit alle Proben trocken eingerieselt.

Im Einfachschergerät werden sehr gedrungene Proben ($D = 90\,\text{mm}$, $H = 20\,\text{mm}$) getestet. Beim Einrieseln mit Hilfe eines Trichters kommt es zu Segregation des Sandes. Die

größeren Kornfraktionen lagern sich beim Abrollen auf dem Schüttkegel am Rand ab. Um eine inhomogene Kornstruktur und wahrscheinlich auch Lagerungsdichte innerhalb der Probe zu vermeiden, wurde ein Sandregner konzipiert, der den Sand gleichmäßig auf die Probenform rieseln lässt. Bei diesem Verfahren gibt es keinen Schüttkegel und eine Entmischung des Bodens innerhalb der Probe wird vermieden. (siehe Bild 4.7). Auf einen Diffuser bzw. weitere Siebe wird verzichtet. In Rad und Tumay [1987] wird beschrieben, dass die Porosität der Blende eine entscheidende Rolle für das Erzielen einer bestimmten Lagerungsdichte spielt. Daher werden Blenden mit verschiedenen Lochgrößen erstellt, um Sandregen mit unterschiedlichen Durchströmgeschwindigkeiten zu erzeugen. Es ist bekannt, dass mit geringerer Lochgröße und einem damit verbundenen langsameren Sandstrom größere Lagerungsdichten bei gleicher Fallhöhe erzielt werden (z.B. in [Rad und Tumay, 1987]). Umgekehrt erhält man mit schneller durchfließendem Sand eine lockerere Lagerung des Sandes. Allerdings muss die Lochgröße mindestens dem Größtkorn des Bodens entsprechen und sollte so gewählt werden, dass es nicht zu Verstopfungen kommt. Da der Sandstrom durch diese Einschränkungen nicht langsam genug für dichte Proben durchströmt, kann dies durch eine zusätzliche Variation der Fallhöhe gesteuert werden.

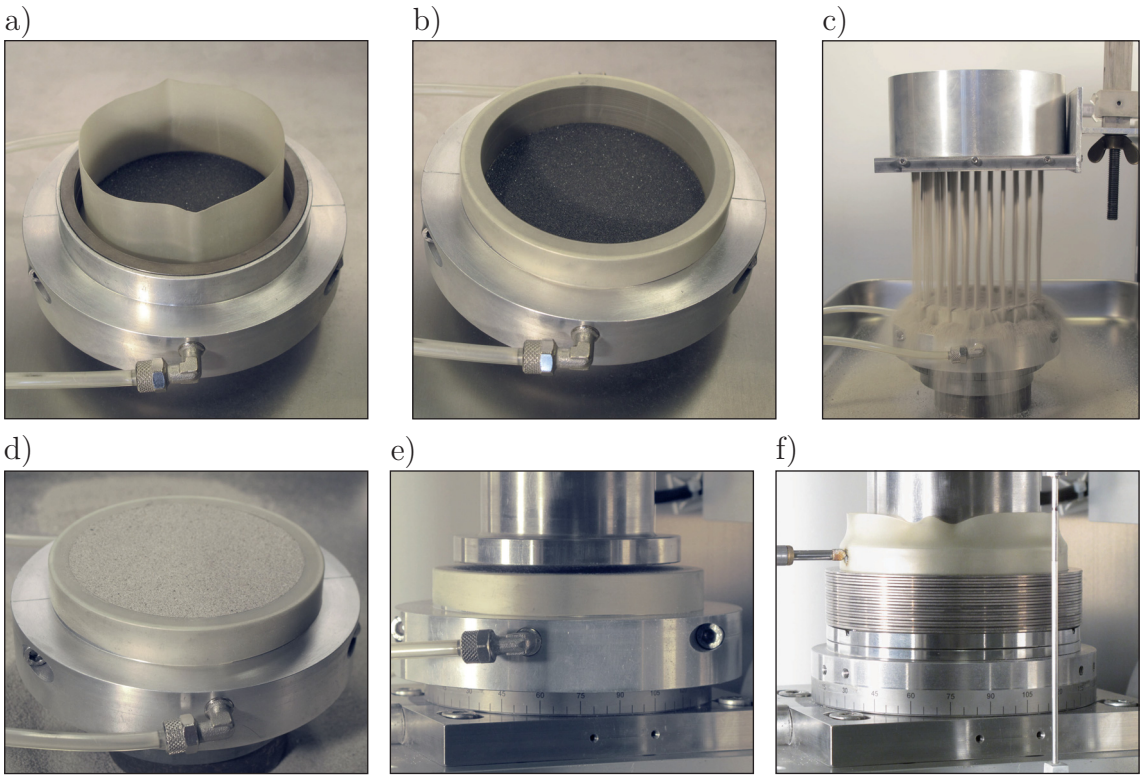


Bild 4.7: Einbau einer Probe im Einfachschergerät: a) Vorbereitung der Halbschalen, Ringe und Membran auf dem Probensockel, b) Membran unter Vakuum, c) Sandregen aus dem Container, d) Oberfläche der Probe nach dem Abziehen, e) Einbau der Probe in das Einfachschergerät und f) Positionierung des Druckstempels und der Wegsensoren vor dem Versuch.

Für die Herstellung der Proben wird ein runder Container mit größerem Durchmesser als die Probe benutzt, der durch verschiedene Lochblenden ausgestattet werden

kann. Vor dem Einrieseln wird die Lochblende durch ein Blech unten verschlossen und oben etwas mehr als die erforderliche ofengetrocknete Sandmenge gleichmäßig eingefüllt. Nach schnellem Wegziehen des Bleches rieselt ein gleichmäßiger Sandstrom in die bereits vorbereitete Probenform (Bild 4.7 c). Hierfür wird zuvor das Fußstück aus dem Einfachschergerät entnommen. Die Latex-Membran wird unten mit einem O-Ring festgeklemmt, oben über die aufgestapelten Metallringe umgeschlagen und durch mit Vakuum beaufschlagten Halbschalen an die Innenwände der Ringe gepresst (Bilder 4.7 a) und b).

Nachdem der Sand eingerieselt ist, muss das überschüssige aufliegende Material entfernt und eine glatte Probenoberfläche für den Versuch hergestellt werden. Prinzipiell bieten sich hier zwei Verfahren an. Einerseits kann die Oberfläche mittels einem Messer oder Lineal abgezogen werden [Bassett, 1967]. Handelt es sich aber um ein gröberes bzw. um ein weiter gestuftes Material, kommt es zu Störungen der Oberfläche, da die gröberen Kornfraktionen in der Grenzfläche durch das Messer mitgenommen werden können und dadurch Rillen entstehen. Andererseits können die überschüssigen Sandkörner mit Hilfe eines geführten Metallröhrchens, das an eine Vakuumpumpe angeschlossen ist, abgesaugt werden. Dazu wird das Röhrchen, fixiert in einer bestimmten Höhe, über die Probe geführt und somit eine glatte Oberfläche in der gewünschten Höhe erzeugt. Problematisch bei diesem Verfahren ist, dass die großen, schweren Sandkörner in der Grenzfläche eventuell nicht mit abgesaugt werden und eine unebene Oberfläche entsteht. Cole [1967] sieht deshalb vor, danach einen mit Vaseline beschichteten Block mit sehr geringer Kraft auf die Probe herab zu lassen, so dass die groben Körner haften bleiben und auf diese Art entfernt werden. Bei der Weiterentwicklung dieser Methode hat Stroud [1971] festgestellt, dass durch das Absaugen die obere Schicht aufgelockert wird und deshalb die durch den mit Vaseline bestrichenen Block entfernte obere Schicht auf eine Dicke von 2 mm ausgedehnt. Um den Einfluss dieser Unregelmäßigkeiten an der Probenoberfläche auf die Versuchsergebnisse auszuschalten, hat Schuppener [1981] auf die Prozedur mit dem Stempel verzichtet und die Oberfläche einfach mit erhärtendem Flüssiggummi aufgefüllt. Da diese Verfahren nach eigener Erprobung aus Sicht des Autors nur noch mehr Störungen hervorrufen bzw. die Eigenschaften des Sandes verändern, wurde die vorgenannte Methode des Abziehens präferiert und bei allen Versuchen dieser Arbeit angewendet (Bild 4.7 d). Da der Versuchssand (Feinsand-Mittelsand) mit einem mittleren Korndurchmesser von $d_{50} = 0{,}22\,\mathrm{mm}$ und einem Ungleichförmigkeitsgrad von $C_\mathrm{U} = 2,6$ relativ fein ist und außerdem beim Abziehen sehr vorsichtig vorgegangen wird, sind Störungen der Probenoberfläche vernachlässigbar.

Schließlich wird der Stempel vor Beginn des Versuchs mit einem leichten Druck von ca. $\sigma_{zz} = 3\,\mathrm{kPa}$ auf die Probe herabgefahren, die Membran übergeschlagen, die Halbschalen entfernt und die Wegsensoren positioniert (Bild 4.7 f). Danach wird die Probe durch Erhöhung der vertikalen Spannung konsolidiert und abgeschert.

Die Überprüfung der Einbaumethode und somit der Homogenität der Probe wurde nach dem von Casagrande und Rendon [1978] vorgestellten Verfahren durchgeführt. Nach Wassersättigung und Einfrieren zuvor ausgewählter, eingerieselter Proben wurden diese in mindestens acht gleich große Teile getrennt. Mit Abweichungen von der

Ziellagerungsdichte von unter $\pm 1{,}5\,\%$ konnte für verschiedene Lagerungsdichten eine sehr gute Homogenität ermittelt werden.

Versuchsdurchführung und -auswertung

Nach Einbau werden alle Versuche konsolidiert. Die während der nachfolgenden Scherung resultierenden Dehnungen beziehen sich auf die Probengeometrie nach der Konsolidierung. Damit sind prinzipiell auch Vorscherungen zu einem Schubspannungsniveau τ_{zx}^{av} gemeint. Das gilt für Versuche mit konstanter Auflast sowie unter volumenkonstanten Bedingungen.

Nach erfolgreicher Scherung werden die Versuchsdaten mit Hilfe eines Programms ausgewertet. Die Aufzeichnung erfolgt während der gesamten Versuchsdauer mit relativ hoher Rate, so dass teilweise sehr viele Daten anfallen. Mit Hilfe des Auswertprogramms können die Daten angeschaut, berechnet und für die Ausgabe gefiltert werden. Eine kurze Beschreibung des Programms befindet sich in Anhang A.

4.2.2 Triaxialgerät

Aufbau und Funktionsweise des verwendeten zyklischen Triaxialgeräts

Die monotonen Triaxialversuche werden an Standard-Geräten für die Prüfung von Bodenproben durchgeführt. Die Proben werden mit einem Durchmesser $d = 36\,\mathrm{mm}$ und einer Höhe $h = 72\,\mathrm{mm}$ getestet. Die Geräte ermöglichen eine beidseitige Entwässerung der Probe sowie eine Volumenmessung über eine sehr feine Bürette mit automatischer Füllstandserfassung mit Hilfe eines Differenzdrucksensors.

Für die zyklischen Versuche wird das Gerät in Bild 4.8 verwendet. Die Zelle ist vom Typ Bishop und Wesley [Bishop und Wesley, 1975] mit einigen Modifikationen. Die vertikale Spannung wird entgegen der Originalkonstruktion über einen elektromechanischen Antrieb durch ein am Stempel befestigtes Fußstück von unten auf die Probe aufgebracht, wobei das obere Kopfstück durch einen Stempel mit einer Kontermutter am Zelldeckel fixiert ist. Die Kraftmessung erfolgt über eine innen liegende 2 kN-Kraftmessdose zwischen Kopfstück und Stempelfixierung (Genauigkeit von mind. 2 N), so dass Effekte aus Reibung der Durchführung des Belastungsstempels an der Zelle ausgeschlossen sind. Die Verformung der Probe wird über einen Wegsensor in der Zelle, der die Änderungen direkt zwischen Kopf- und Fußstück aufnimmt, erfasst (Bild 4.9). Die ursprüngliche Wegmessung über die Umrechnung der Schritte des Schrittmotors wurde als ungenügend für die Messung der Wegamplituden bei zyklischer Belastung eingestuft. Grund dafür ist der große Einfluss der sogenannten mechanischen Lose der Spindel des Schrittmotors bei der Bewegungsrichtungsumkehr. Denn durch dieses Spiel zwischen Antrieb und Spindel ergibt sich eine Abweichung zwischen der vorgegebenen Position und der tatsächlichen Position, die insbesondere bei Richtungsumkehr einen großen Einfluss hat. Durch den internen lokal angebrachten Wegsensor, der jede Änderung des Abstands zwischen den Enden der Probe aufnimmt, können die Probenverformungen di-

rekt ermittelt werden, ungeachtet der Systemsteifigkeit (engl. *system compliance*) und der Abweichungen beim Antrieb. Bei der Auswertung einiger kraftgesteuerter Versuche an Sandproben wurden Unterschiede in den gemessenen Wegamplituden zwischen den Messungen durch den Schrittmotor und dem lokalen Sensor von teilweise über 200 % festgestellt. Die akkumulierten Verformungen bei zyklischen Versuchen sowie die ermittelten bei monoton abgescherten Proben sind annähernd gleich beim Vergleich beider Wegmessungen bei Berücksichtigung der Systemsteifigkeit. Jedoch wird bei zyklischen Versuchen bei der vom Hersteller vorgesehenen Erfassung durch die viel zu große Wegamplitude die zyklische Steifigkeit unterschätzt oder eine falsche Materialdämpfung ermittelt. Der interne Wegsensor ist speziell für den Einsatz unter Wasser ausgelegt und hat eine sehr hohe Auflösung von 0,2 µm bei einer Genauigkeit von mindestens 10 µm. Der Messbereich umfasst 10 mm und genügt bei vorausschauender Installation im Wesentlichen für die Durchführung der geplanten zyklischen Versuche. Bei Erreichen des maximalen Messbereichs wird bei der Auswertung auf die interne Messung mit dem Schrittmotor umgestellt.

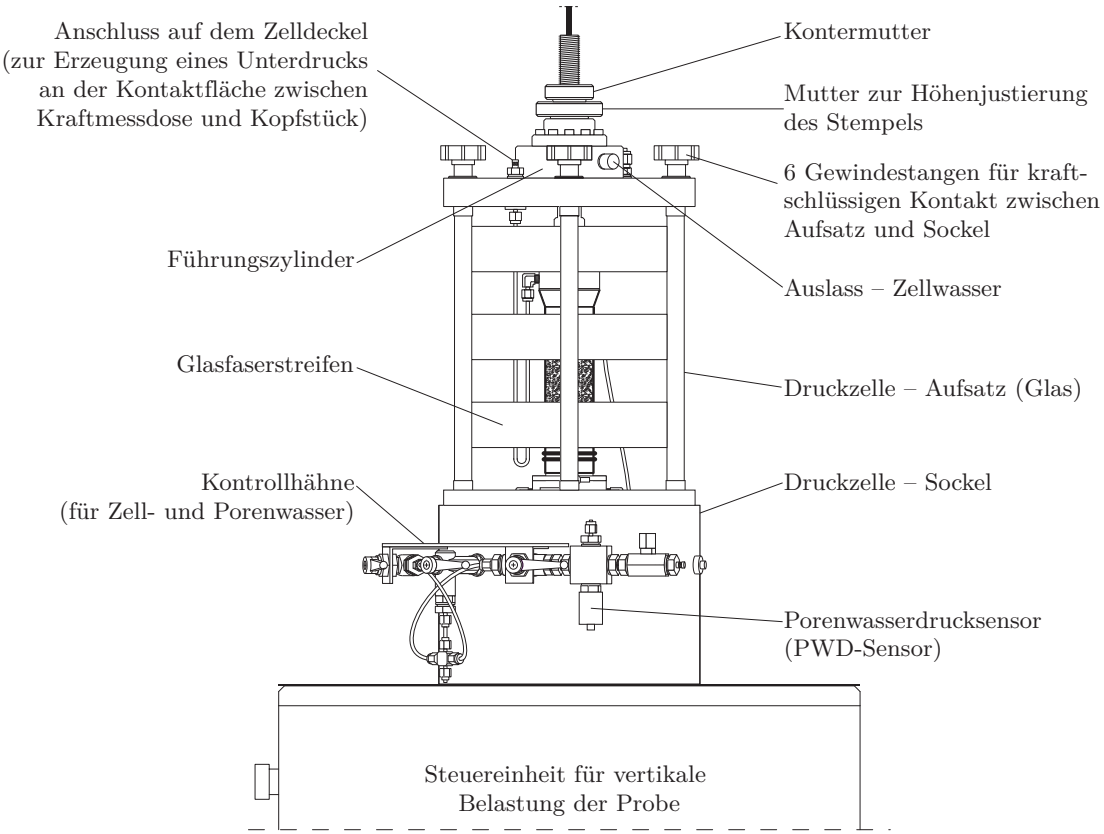


Bild 4.8: Aufbau des zyklischen Triaxialgeräts (Hersteller: GDS Instruments) - Ansicht; nach [Geißler, 2012].

Der Porenwasserdruck und der Zelldruck können jeweils über Druckregler automatisch gesteuert werden. Das entlüftete Wasser wird dabei durch Kolben, die über Schrittmotoren beansprucht werden, unter Druck gesetzt (Prinzip siehe [Klementev, 1977; Bishop und Wesley, 1975]). Vorteilhaft an diesem Prinzip ist die sehr genaue Steuerung der Drücke bzw. der Volumina. Ein großer Nachteil allerdings ist die Trägheit

dieser Druckgeber beim Einsatz in zyklischen Versuchen. Ziel für diese Arbeit war es, alle Versuche mit großen Triaxialproben mit einem Durchmesser $d = 100\,\text{mm}$ und einer Höhe $h = 200\,\text{mm}$ durchzuführen. Denn bei diesen Abmessungen sind die Ergebnisse repräsentativer, insbesondere können größere volumetrische und axiale Verformungen innerhalb eines Zyklus genauer erfasst werden als bei kleineren Proben. Außerdem ist das Einrieseln des trockenen Sandes besser steuer- und reproduzierbar. Nach den ersten Tests zeigte sich allerdings, dass bei offener Dränage die großen Volumina, die innerhalb eines Zyklus hin- und hergepumpt werden müssen, bereits bei kleinen Belastungsfrequenzen nicht einwandfrei aufgenommen werden konnten. Schon bei einer Frequenz von 0,01 Hz wurde bei größeren Belastungsamplituden deutlich, dass durch die träge Porenwasserdrucksteuerung des Druckreglers der resultierende Volumenstrom nicht ganz aufgenommen werden konnte und somit Porenwasserüberdrücke entstanden. Mit steigenden Versuchsfrequenzen verringerte sich die gemessene volumetrische Amplitude enorm schnell mit einhergehenden größeren Porenwasserdruckschwankungen. Aus diesem Grund wurden für diese Arbeit ausschließlich Proben mit einem Durchmesser von $d = 50\,\text{mm}$ und einer Höhe $h = 100\,\text{mm}$ mit einer Frequenz von 0,01 Hz bei Versuchen mit offener Dränage getestet. Bei Tests mit verschieden großen Belastungsamplituden und Spannungszuständen mit dieser Probengröße hat sich bei der langsamen Versuchsgeschwindigkeit gezeigt, dass vernachlässigbare Porenwasserdruckschwankungen auftraten, was ein Indikator für eine sehr gute Aufzeichnung der volumetrischen Verformungen ist.
Resümierend kann hierzu gesagt werden, dass diese Form der Drucksteuerung und Volumenmessung bei zyklischen dränierten Versuchen aufgrund der Einschränkung der Versuchsgeschwindigkeit grundsätzlich nicht empfohlen werden kann. Hier sind Bürettensysteme mit Differenzdrucksensoren zur Messung der Wassersäule wie bei einem anderen zyklischen Triaxialgerät am Fachgebiet vorzuziehen, da hier auch höhere Versuchsfrequenzen ohne wesentliche negative Einflüsse (Aufbau von Porenwasserüberdruck) durchgeführt werden können. Aufgrund der langsamen Versuchsgeschwindigkeit von 0,01 Hz können entgegen dem ursprünglichen Ziel, hochzyklische Versuche durchzuführen, nur Versuche mit relativ geringer Zyklenzahl gefahren werden.

Ein Vorteil der eingesetzten Triaxialzelle ist ein Ausgleichszylinder, der sich direkt am vertikalen Belastungsstempel unterhalb der Probe befindet (Bild 4.9). Dieser Volumenausgleich wird bei einer voll gefüllten Zelle mit entlüftetem Wasser erforderlich, da sich sonst bei wiederholter Be- und Entlastung durch das Ein- und Ausfahren des Stempels ein schwankender Zelldruck einstellen würde. Ein Luftpolster über dem Zellwasser wie z.B. in Wichtmann [2005], das den Volumenausgleich durch die Kompressibilität der Luft ausgleicht, ist somit nicht erforderlich. Gerade bei Langzeitversuchen ist dieses Prinzip sehr nachteilig, weil damit zu rechnen ist, dass die Luft durch das Zellwasser und schließlich durch die Membran in die Probe diffundiert und damit zu verfälschten Ergebnissen führen kann. Bei Triaxialversuchen wurde von Pollard u. a. [1977] nach der Konsolidierung ohne Scherbelastung der Probe nach Schließen der Dränage eine Porenwasserdruckänderung von ca. 50 bis 100 kPa innerhalb von 50 h an Tonproben bzw. Dummy-Proben festgestellt, wenn Luft in der Zelle als Druckausgleichspolster verwendet wurde. Winter und Goldscheider [1978] bestätigen diese Ergebnisse und verweisen darauf, dass dieser Effekt auch bei Sandproben festgestellt wurde. Inbesondere bei un-

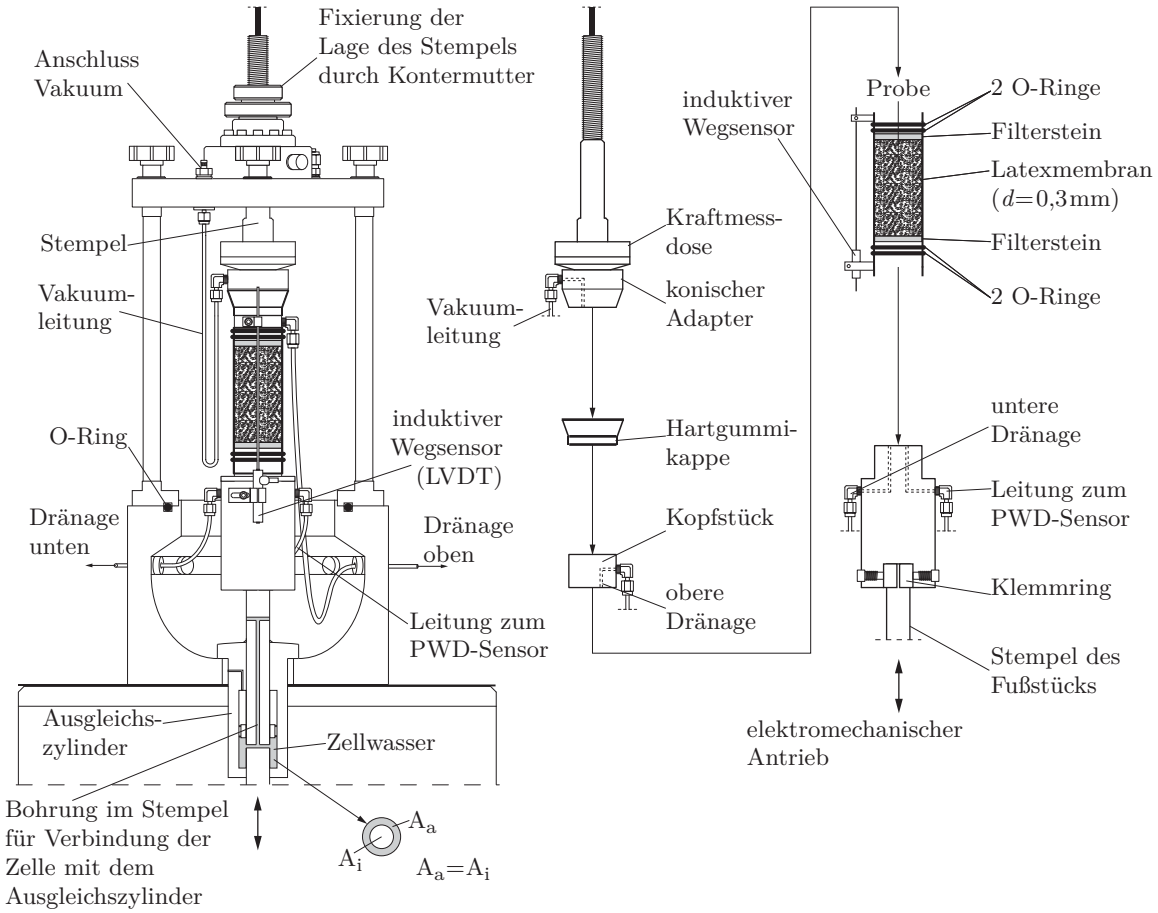


Bild 4.9: Aufbau des zyklischen Triaxialgeräts: Details; nach [Geißler, 2012].

dränierten Versuchen spielt die Diffusion von Luft durch die Membran in die Probe eine große Rolle auf die Entwicklung des Porenwasserdrucks und damit der effektiven Spannungen, was wiederum einen großen Einfluss auf die ermittelte Festigkeit der Probe haben kann. Allerdings sollten die festgestellten Porenwasserdruckänderungen bei undränierten Versuchen auch bei dränierten nicht unbeachtet bleiben. Denn gerade bei kleineren Triaxialproben kann eine resultierende Volumenänderung eine größere Rolle spielen und die Ergebnisse maßgeblich verfälschen.

Allerdings konnten bei eigenen Untersuchungen für den Volumenausgleich durch den Ausgleichszylinder Anwendungsgrenzen festgestellt werden. Bei großen Triaxialproben ($d = 100\,\text{mm}$, $h = 200\,\text{mm}$) und damit größeren resultierenden axialen Verschiebungen bei zyklischer kraftgesteuerter Belastung wurden Schwankungen des Zelldrucks bis zu 5 kPa schon bei geringen Frequenzen von unter 0,2 Hz ermittelt, die auch nicht durch den Zellwasserdruckregler ausgeglichen werden konnten. Wahrscheinlich kann das durch den eintauchenden Stempel verdrängte Volumen bei dieser Versuchsgeschwindigkeit nicht schnell genug von der Zelle in den Ausgleichszylinder dringen und umgekehrt, so dass hier eine Zellwasserdruckschwankung einhergeht, die nicht vorgesehen ist. Dies ist ein weiterer Grund für die maximal gewählte Versuchsfrequenz von 0,01 Hz bei einem kleinen Probendurchmesser von 50 mm.

Für die Durchführung von Extensionsversuchen ist es möglich, den oben fixierten Stempel mit dem Kopfstück der Probe über das Aufbringen eines Vakuums zugfest miteinander zu verbinden. Dadurch können auch negative Deviatorspannungen auf die Probe aufgebracht werden. Das Vakuum in der Kontaktfläche wird zwischen einem konisch geformten Adapter am Stempel und dem Kopfstück, beides umgeben von einer Hartgummikappe, aufgebracht (Bild 4.9). Die Zuführung des Vakuums erfolgt über eine separate Leitung, die über den Zelldeckel angeschlossen ist.
Diese Konfiguration mit zugfester Verbindung wird für alle durchgeführten zyklischen Triaxialversuche angewendet. Der Stempel mit dem konischen Adapter ist rechtwinklig zur vertikalen Probenachse ausgerichtet und durch die zugfeste Verbindung zum Kopfstück bleibt diese Bedingung während eines gesamten Versuchs erhalten.

Anforderungen an den Triaxialversuch und deren Umsetzung

Die in den Triaxialgeräten getesteten Proben sind zylindrisch, wobei ein rotationssymmetrischer Spannungszustand aufgebracht wird. Voraussetzung für den so implizierten Hauptspannungszustand der Probe ist, dass die radialen Spannungen, gesteuert durch den Zelldruck, und die axialen, gesteuert durch die vertikale Belastungsachse, rechtwinklig zueinander stehen. Dies wird während der gesamten Versuchsdauer gewährleistet durch die Konstruktion der Zelle bzw. Aufnahme der Probe (siehe vorherigen Abschnitt).

Bei der Berechnung der vertikalen totalen Spannung wird der allseits wirkende Zelldruck auf der Probenoberfläche zu der gemessenen Kraft der internen Kraftmessdose addiert. Weitere Einflussfaktoren wie das Gewicht des Kopfstücks, der Einfluss der Membran, Systemsteifigkeit usw. werden berücksichtigt, sofern sie eine Rolle spielen.

Die wesentliche Anforderung an einen Elementversuch ist die Ausbildung eines homogenen Spannungs- und Verformungszustandes in der gesamten Probe in allen Belastungsphasen eines Versuchs. Zahlreiche Untersuchungen wie z.B. [Rowe und Barden, 1964; Bishop und Green, 1965; Raju u. a., 1972] zeigen, dass dies nur mit der Reduzierung der Reibung an den Endflächen der Probe möglich ist. Durch die Minimierung des Endflächeneinflusses kann außerdem die Probenhöhe bezogen auf den Durchmesser kleiner werden. Damit reduziert sich die Ausbildung von einzelnen Scherbändern, was wiederum zu einer homogeneren Verteilung der Verformungen und zu stabileren geometrischen Verhältnissen führt [Goto und Tatsuoka, 1988]. Um dies zu erreichen, werden die Endflächen häufig mit Gleitmittel und Gummischeiben geschmiert. Durch eine gute Schmierung behält die Probe während der gesamten Scherung eine zylindrische Form, was wiederum zu einer verlässlicheren Berechnung der vertikalen Spannung durch eine gesicherte zylindrische Flächenkorrektur führt. Die Schmierung macht aber nur Sinn, wenn die Endflächen gegenüber dem Probendurchmesser vergrößert sind, denn sonst würde die Probe wie beispielsweise bei Wichtmann [2005] bereits bei geringer Verformung teilweise über den Endstücken überstehen. Außerdem hat sich bei Untersuchungen am eigenen Fachgebiet herausgestellt [Becker, 2002], dass die Menge des verwendeten Gleitmittels auf den jeweiligen Spannungszustand und die bezogene Lagerungsdichte des untersuchten Bodens genau abgestimmt werden muss. Nachteilig

ist weiterhin die ungenaue Erfassung von kleinen Dehnungen bei konventioneller Messung zu nennen, denn das Verformungsverhalten in diesem Bereich wird maßgeblich von den viskosen Schmierschichten an den Endflächen beeinflusst. Dies kann nach eigener Meinung nur mit Hilfe einer lokalen Dehnungsmessung direkt an der Probe umgangen werden.
Die langwierige Suche nach einer optimalen Schmierung, die komplizierte Konstruktion der Endflächen, die aufwendige Anordnung der Gleitschichten mit einem zentralen Filterstein und der Einsatz einer lokalen Dehnungsmessung sind Gründe, bei den eigenen Untersuchungen auf eine Schmierung der Endflächen zu verzichten. Die Versuche in dieser Arbeit werden so langsam gefahren, dass Porenwasserdruckunterschiede, die sich durch die Verformungsbehinderung an den Endflächen innerhalb der Probe ausbilden können, zu jeder Zeit ausgeglichen werden. Zum Einfluss der Endflächenreibung auf das volumetrische Verformungsverhalten und den Reibungswinkel gibt es widersprüchliche Ergebnisse in der Literatur. Grundsätzlich wird davon ausgegangen, dass dicht gelagerter Sand mit ausgeprägtem Dilatanzverhalten stärker beeinflusst wird, allerdings sind die Unterschiede insgesamt gering, wenn die konventionell getesteten Proben ein Verhältnis Höhe (H) : Durchmesser (D) von mindestens $2:1$ haben.
Bei zyklischen kraftgesteuerten Versuchen wird das Material entgegen der monotonen Scherung unterhalb der Bruchspannung wiederholt beansprucht. Der Einfluss der Endflächenschmierung auf die Ergebnisse wurde unter anderem von Tatsuoka u. a. [1986b] untersucht. In fünf Laboratorien wurden dazu zyklische undränierte Triaxialversuche nach gleichen Prozeduren durchgeführt und deren Resultate verglichen. Es zeigt sich, dass bei einem geometrischen Verhältnis der Probe von $H : D = 2,0 \sim 2,4$ vernachlässigbare Unterschiede bezüglich des Verflüssigungswiderstands zu erkennen sind. Alle Versuche in dieser Arbeit werden daher mit dem Verhältnis $H : D = 2,0$ durchgeführt.

Bei dränierten Versuchen wird die Volumenänderung über das ein- bzw. ausgepresste Porenwasser während des Versuchs gemessen. Für eine zuverlässige Bestimmung muss das Probenmaterial und das gesamte Porenwassersystem wassergesättigt sein. Dies wird bei allen dränierten Versuchen durch die Bestimmung nach Skempton [1954] mit einem B-Wert von mindestens 0,95 gewährleistet. Bei undränierten Tests wird der resultierende Porenwasserdruck gemessen, wobei $B \geq 0,98$ als erforderlich angesehen wird. Diese Werte werden für die getesteten Sande mit mindestens mitteldichter Lagerung nach Black und Lee [1973] als ausreichend wassergesättigt angesehen.
Der Nachweis der Dichtigkeit des Porenwasserdrucksystems wird durch Leckagetests jeweils nach der Konsolidierung über eine aussagekräftige Zeitdauer von mindestens 30 min erbracht.

Bei undränierter Scherung des Sandes kann es zu Porenwasserdruckänderungen kommen. Als Folge der resultierenden Änderungen der radialen effektiven Spannungen des Bodens ändert sich die Form der Membran am Rand des eingeschlossenen Korngerüstes und damit auch das Volumen der Probe. Aus der unterschiedlichen Membranpenetration in die Randporen der Probe wiederum resultieren zusätzliche Porenwasserdruckänderungen, die nicht durch die volumenkonstante Scherung des Bodens zustande gekommen sind und somit das Ergebnis verfälschen. Wird beispielsweise ein Material mit kontraktantem Verhalten undräniert abgeschert, erhöht sich der Porenwasserdruck in der Probe und die Eindringung der Membran in das Korngerüst am Rand ist geringer.

Durch diesen Effekt vergrößert sich das Volumen der Probe und der gemessene Porenwasserüberdruck wird dadurch etwas reduziert [Kiekbusch und Schuppener, 1977]. Im Gegensatz zu dränierten Versuchen, wo nur die Volumenmessung verfälscht wird, werden bei undränierten Bedingungen durch die abweichende Porenwasserdruckentwicklung insbesondere die Festigkeitseigenschaften des getesteten Materials beeinflusst.

Bereits die ersten Untersuchungen von Newland und Allely [1957] zeigen deutlich, dass die Membranpenetration einen nicht unerheblichen Einfluss auf die Ergebnisse hat. Verschiedene Methoden zur Berücksichtigung wurden seither veröffentlicht, die in [Nicholson u. a., 1993] zusammengefasst sind. Maßgeblich für die Größe des Einflusses der Membraneindringung ist nach diesen Untersuchungen neben der Größe der effektiven radialen Spannungsänderung die Korngrößenverteilung des getesteten Materials, von der wiederum direkt das Porenvolumen bestimmt wird. D.h. bei grobkörnigen Böden ist mit entsprechend größerem Porenvolumen der Einfluss der Membranpenetration groß, während er bei feinkörnigerem Material gering ist. Der Effekt kann etwas begrenzt werden, indem das Verhältnis Probenmantelfläche zu Probenvolumen möglichst klein gewählt wird, was ein weiterer Grund ist für den Einsatz von Proben mit großem Durchmesser.
Kiekbusch und Schuppener [1977] zeigen für einen dicht gelagerten Feinsand-Mittelsand mit einem mittleren Korndurchmesser $d_{50} = 0{,}2\,\mathrm{mm}$, der dem in dieser Arbeit verwendetem Sand sehr ähnelt, eine maximale Abweichung des Porenwasserdrucks von ca. 50 % bei monotoner Scherung unter behinderter Entwässerung. Die Verfasser weisen außerdem darauf hin, dass bei zyklischen Versuchen mit kontraktantem Materialverhalten dieser Effekt zu einem größeren Verflüssigungswiderstand führt, d.h. aufgrund der geringeren Porenwasserüberdruckentwicklung sind mehr Lastwiederholungen bis zur Verflüssigung erforderlich.
Der in dieser Arbeit verwendete Feinsand-Mittelsand ist relativ fein ($d_{20} = 0{,}125\,\mathrm{mm}$). Weiterhin werden fast ausschließlich dränierte Versuche ohne Änderung des Zelldrucks und damit der effektiven radialen Spannung durchgeführt. Für diese Versuche spielt der Effekt der Membraneindringung also keine wesentliche Rolle. Für die wenigen undränierten Versuche in dieser Arbeit wird davon ausgegangen, dass der Einfluss der Membraneindringung relativ gering ist. Dieser Effekt wird in der Auswertung der entsprechenden Testergebnisse vernachlässigt. Aufgrund der komplexen Beanspruchungsprogramme bei den durchgeführten zyklischen Versuchen ist eine Korrektur beispielsweise nach Tatsuoka u. a. [1986b] sehr aufwendig und deren Qualität nach Meinung des Verfassers fraglich.

Probeneinbau

Der Probeneinbau aller Triaxialproben erfolgt durch Einrieseln von ofengetrocknetem Sand, der danach wassergesättigt wird. Die Gründe für diese Einbaumethode werden in Anhang D ausgeführt. Nachdem auf dem Fußstück die Latex-Membran mit den O-Ringen befestigt ist und der Filterstein platziert, werden die Halbschalen positioniert (Bilder 4.10 a) und b). Durch das aufgebrachte Vakuum wird die Membran an die Wände der Halbschalen angesaugt, um eine gleichmäßige Kubatur der Probe zu gewährleisten. Für das Einrieseln wird der Sand in einen Trichter eingefüllt, bei

dem der Durchmesser des Auslasses durch Blenden variabel eingestellt werden kann. Unterhalb der Öffnung wird eine gelochte Prallplatte nach dem Prinzip von Lechner und Fuchsberger [1991] installiert. Hierdurch soll der Sandstrom über der Probe etwas gleichmäßiger verteilt werden, um eine homogene Lagerungsdichte zu erzielen und den Entmischungseffekt zu reduzieren (Bild 4.10 c). Beim Einrieseln wird die Distanz zwischen Trichtermündung und Probenoberfläche durch kontinuierliches Hochziehen mit Hilfe eines Abstandhalters konstant gehalten. Eine glatte Oberfläche wird wie bei den Einfachscherversuchen (Kapitel 4.2.1) durch vorsichtiges Abziehen des überschüssigen Sandes mit Hilfe eines Messers erzielt (Bild 4.10 d).

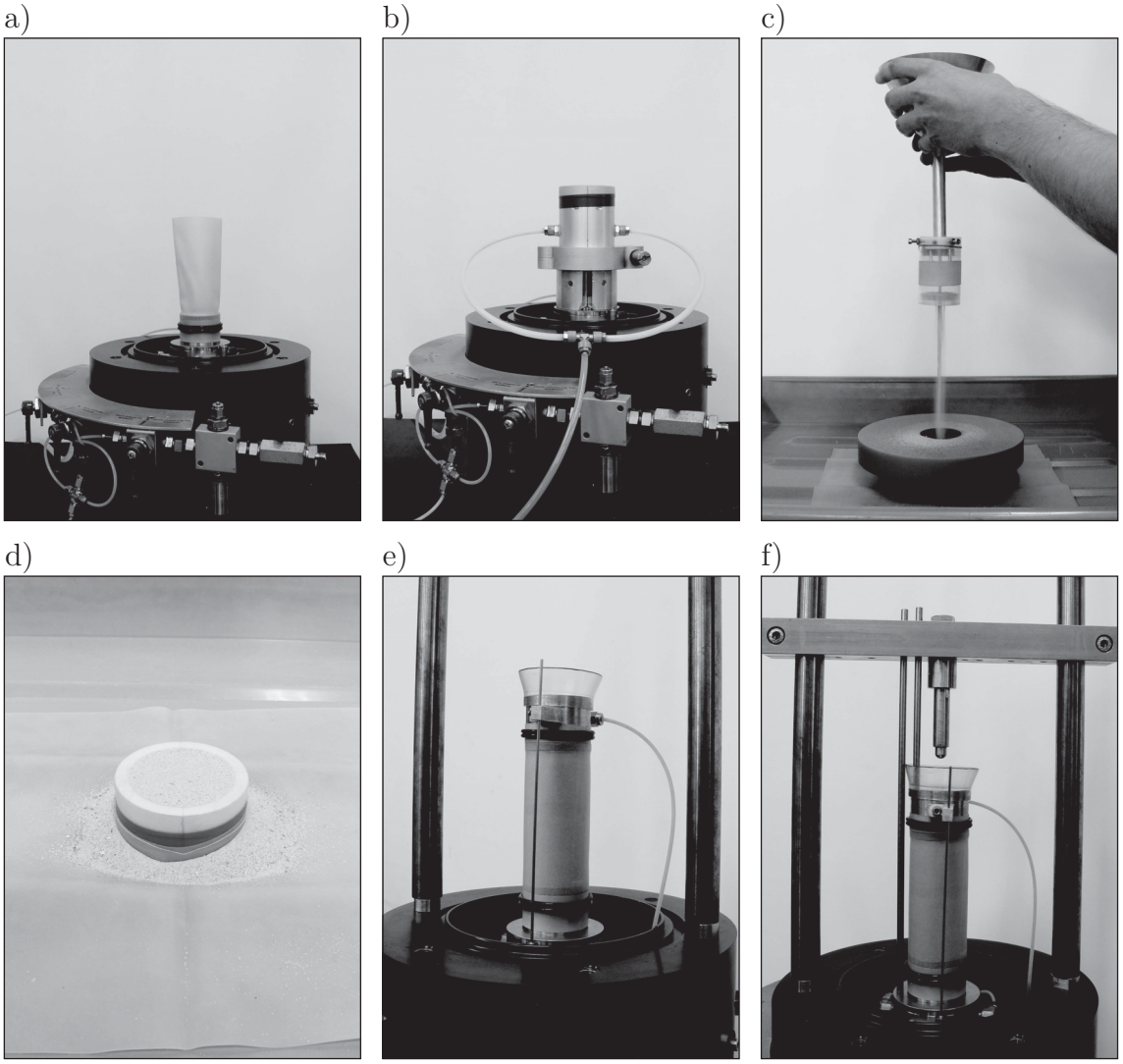


Bild 4.10: Einbau einer Probe im zyklischen Triaxialgerät: a) Vorbereitung der Halbschalen, O-Ringe, Membran und Filterstein auf dem Fußstück, b) Membran unter Vakuum, c) Einrieseln des Sandes aus dem Trichter, d) Oberfläche der Probe nach dem Abziehen, e) Probe unter Vakuum nach Abnahme der Halbschalen und f) Höhenvermessung der Probe über Traverse.

Für das Aufsetzen des Kopfstücks wird temporär eine Traverse auf dem Sockel der Triaxialzelle montiert. Darüber kann das Kopfstück passgenau und lotrecht über der

Probe positioniert werden, um schließlich die Membran hoch zu krempeln und diese mit den O-Ringen zu fixieren. Der Eisenstab des induktiven Wegsensors wird durch das am Fußstück montierte Spulengehäuse geführt und oben am Kopfstück durch eine Schraube befestigt, so dass der für den zyklischen Versuch geplante Messbereich abgedeckt ist. Alle ab jetzt auftretenden axialen Verformungen der Probe werden somit aufgezeichnet und werden bei der Bestimmung der Lagerungsdichte berücksichtigt.

Das Vakuum in Höhe von ca. 30 kPa wird von den Halbschalen auf die Probe über die Dränageleitungen umgeleitet. Nach dieser Stabilisierung können die Halbschalen entnommen und die Probe vermessen werden (Bilder 4.10 e und f). Die Zelle wird daraufhin mit Hilfe von temporär befestigten Führungsstangen abgelassen und verschlossen (Bilder 4.11 a und b). Der obere Stempel wird über eine Mutter zur Höhenjustierung so nach unten gestellt, dass der konische Adapter (Bild 4.9) leicht die Oberfläche des Kopfstücks berührt (Kontaktkraft maximal 0,01 kN = 5 kPa bei $d_{\mathrm{Probe}} = 50$ mm). Nach Fixierung des Stempels mit der Kontermutter wird ein Vakuum von ca. 50 kPa über eine separate Leitung in diesem Zwischenraum aufgebracht (Bild 4.11 c). Durch die zuvor auf dem Kopfstück platzierte Hartgummikappe wird gewährleistet, dass das Vakuum in der Berührungsfläche effektiv wirkt und Stempel und Kopfstück zugfest miteinander verbunden sind. Nachdem die Zelle vollständig mit entlüftetem Wasser gefüllt ist, wird der Zelldruck bei gleichzeitiger Reduktion des Vakuums in der Probe stufenweise auf 30 kPa erhöht.

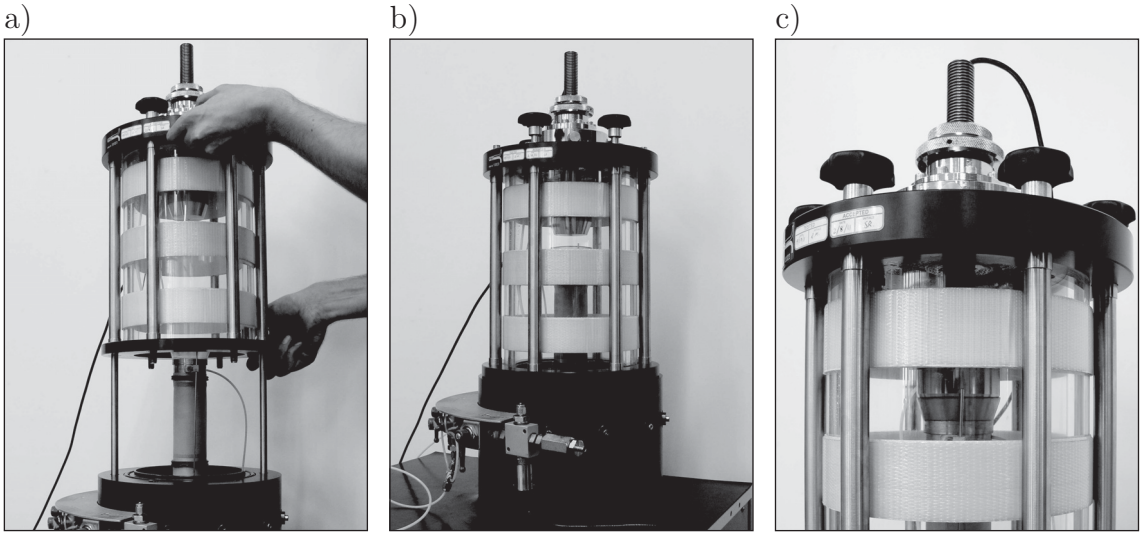


Bild 4.11: Aufsetzen der Druckzelle beim zyklischen Triaxialgerät: a) Aufsetzen der Druckzelle über Führungsstangen, b) Druckzelle montieren und c) Herunterfahren des vertikalen Stempels auf das Kopfstück der Probe und Herstellen eines Vakuums in der Berührungsfläche.

Vor der Durchführung der Versuche müssen alle trocken eingerieselten Proben mit Wasser gesättigt werden. Da Kohlendioxid aufgrund seiner wesentlich höheren Henry-Konstante um ein Vielfaches schneller in Lösung geht als die in den Poren vorhandene Luft, wird diese zuvor ausgetauscht. Hierzu strömt im Schutze des Stabilisierungsdrucks Kohlendioxid unter einem geringen Gradienten für ca. 30 min von unten nach

oben durch die Probe. Entlüftetes Wasser (ein Vielfaches des Porenvolumens) wird unter gleichen Bedingungen durch die Probe gespült. Schließlich wird ein Sättigungsdruck von mindestens 300 kPa aufgebaut, wobei Zelldruck und Porenwasserdruck gleichzeitig mit der Differenz des Stabilisierungsdrucks über die beiden Druckregler erhöht werden. Nach einem Tag wird die Sättigung kontrolliert und der B-Wert ermittelt. Bei ausreichender Sättigung ($B \geq 0,95$ bei dränierten bzw. $B \geq 0,98$ bei undränierten Versuchen) wird die Konsolidierung gestartet. Die Volumenänderung der Probe während der Sättigung kann nicht verlässlich gemessen werden. Es wird angenommen, dass die Probe während dieser Phase keine radiale Verformung erfährt und somit gilt nach Gleichung 2.8: $\varepsilon_\mathrm{v} = \varepsilon_1$. Ab Beginn der Konsolidierung wird auch die Volumenänderung aufgezeichnet. Die Fläche, Lagerungsdichte und Höhe der Probe können mit Kenntnis der axialen Verformung für den Zeitpunkt vor der Scherung ermittelt werden. Dabei wird während der Konsolidierung die zylindrische Flächenkorrektur nach DIN 18137-2 angewendet.

Versuchsdurchführung -und auswertung

Alle monotonen und zyklischen Versuche werden unter konstantem Zelldruck und Veränderung der vertikalen Spannung durchgeführt. Dabei werden die volumetrischen und axialen Verformungen und der Porenwasserdruck in der Probe gemessen. Die Auswertung der Daten wird wie bei den Einfachscherversuchen aufgrund ihrer Vielzahl mit einem Programm durchgeführt (siehe Anhang A).

Kapitel 5

Verhalten von Sand unter monotoner Belastung

In diesem Kapitel wird anhand der durchgeführten Versuche mit dem Testmaterial Feinsand-Mittelsand auf das mechanische Verhalten von nichtbindigen Böden unter monotoner Belastung allgemein eingegangen und die zugehörigen Parameter bestimmt. Aus den hier abgeleiteten Eigenschaften kann das mechanische Verhalten des Versuchssandes besser eingeschätzt und die folgenden zyklischen Versuche geplant werden.

5.1 Monotone Einfachscherversuche

Die wesentlichen Randbedingungen für einen Einfachscherversuch sind in Kapitel 4.2.1 beschrieben. Die Scherung kann in Form einer Verformungsvorgabe (weggesteuert) oder einer Kraft- bzw. Spannungsvorgabe (kraft- bzw. spannungsgesteuert) vorgenommen werden. Die monotonen Versuche in dieser Arbeit sind weggesteuert, um auch das Verhalten der Proben nach Erreichen der maximalen Festigkeit zu ermitteln. Die Versuche finden ausschließlich mit trockenem Sand statt. Die eingeprägte vertikale Steifigkeit kann während des Versuchs maßgeblich die Scherfestigkeit bzw. die Ergebnisse infolge der Scherung beeinflussen. Die vertikale Steifigkeit K ist definiert durch die Änderung der vertikalen Spannung bezogen auf die resultierende Änderung der vertikalen Verformung:

$$K = \Delta\sigma'_{zz}/\Delta h\,. \tag{5.1}$$

Schematisch ist der Einfluss der vorgegebenen vertikalen Steifigkeit in Bild 5.1 für den Einfachscherversuch dargestellt. Bei einer eingeprägten Steifigkeit $K = 0$ (d.h. $\Delta\sigma'_{zz} = 0$) wird die vertikale Spannung σ'_{zz} während des gesamten Schervorgangs konstant gehalten (engl. *Constant Normal Load–CNL*). Dieser Versuch kann mit den Triaxialversuchen unter dränierten Bedingungen verglichen werden, da auch hier die effektiven Spannungen in der Probe während der Scherung auf einen konstanten Wert geregelt und dabei Festigkeits- und volumetrisches Dehnungsverhalten untersucht wer-

den. Wird hingegen die vertikale Verformung der Probe während des Versuchs behindert ($K = \infty$), dann spricht man aufgrund der behinderten Seitendehnung in der Zelle von einer Scherung unter volumenkonstanten Bedingungen (engl. *Constant Volume–CV*). Oft wird dies gleichgesetzt mit der undränierten Scherung eines wassergesättigten Sandes (siehe Kapitel 5.1.2).

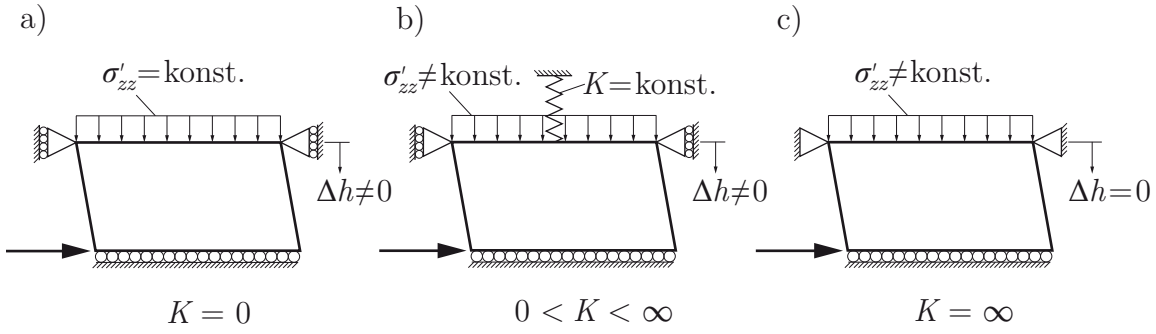


Bild 5.1: Randbedingungen beim Einfachscherversuch a) engl. *Constant Normal Load (CNL) Test*, b) engl. *Constant Normal Stiffness (CNS) Test*, c) engl. *Constant Volume (CV) Test*; nach [Fakharian und Evgin, 1997].

Zwischen diesen beiden Grenzen $0 < K < \infty$ wird der Versuch unter einer vorgegebenen konstanten vertikalen Steifigkeit K durchgeführt (engl. *Constant Normal Stiffness–CNS*). In Anbetracht der oben genannten Parallelen zu den Dränagebedingungen könnte man diesen Versuch auch mit der undränierten Scherung eines teilgesättigten Bodens vergleichen. In Bild 5.2 wird das unterschiedliche Verhalten bei weggesteuerten monotonen Einfachscherversuchen an einem Beispiel für den mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand dargestellt. Es zeigt sich, dass mit zunehmender Steifigkeit K die maximale Festigkeit sinkt. Bei dichten Proben kann es allerdings bei volumenkonstanter Scherung aufgrund des stark ausgeprägten dilatanten Verhaltens, ausgedrückt durch einen Anstieg der vertikalen Spannung (undräniert: Porenwasserunterdruck), zu einer größeren Festigkeit trotz größerer vertikaler Steifigkeit kommen.

Auch die mögliche axiale Verformung der Probe, was mit der volumetrischen Formänderung gleichgestellt ist, wird mit steigender vertikaler Steifigkeit reduziert. Die vertikale Spannung, die bei $K = 0$ während des Versuchs konstant ist, nimmt hingegen mit zunehmender vertikaler Steifigkeit stärker ab. CNS-Versuche sind nicht Thema dieser Arbeit, weshalb der Fokus ausschließlich auf Versuche mit $K = 0$ und $K = \infty$ gesetzt wird.

Versuche unter konstanter Auflast mit einer relativen Lagerungsdichte $I_{D0} = 60\,\%$ zeigt Bild 5.3 a). Wie erwartet steigen die maximalen Festigkeiten mit höherer Konsolidierungsspannung. Bei Normierung der resultierenden Schubspannungen τ_{zx} auf die konstante Vertikalspannung σ'_{zz}, ergibt sich, wie auch von Cole [1967] und Stroud [1971] gezeigt, ein annähernd einheitliches Verhalten (Bild 5.3 b).

Um das Verhalten bei unterschiedlicher Lagerungsdichte unter konstanter Auflast zu untersuchen, werden mehrere Versuche mit Konsolidierungsspannungen von $\sigma'_{zz} = 100\,\text{kPa}$ und $200\,\text{kPa}$ durchgeführt. In Bild 5.4 ist neben dem bereits beschriebenen

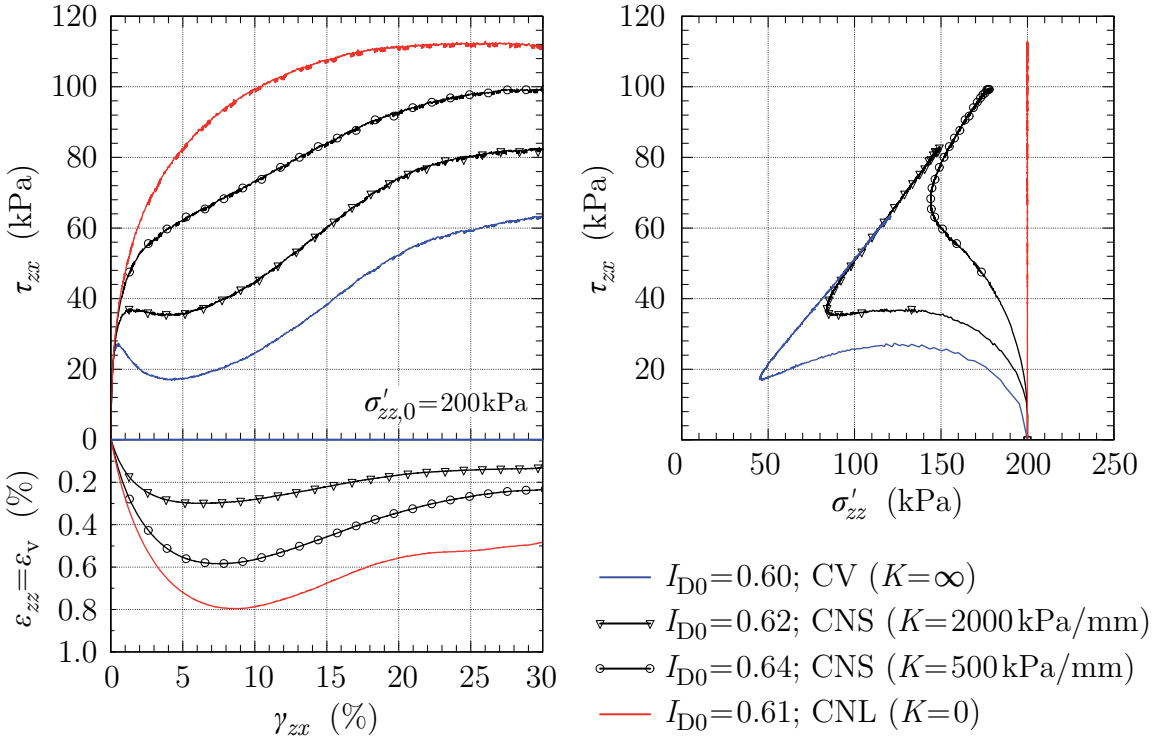


Bild 5.2: Einfluss der Randbedingungen beim Einfachscherversuch für den mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand, Konsolidierungsspannung $\sigma'_{zz,0} = 200\,\text{kPa}$.

Festigkeitsverhalten zu erkennen, dass wie auch in dränierten Triaxialversuchen (siehe Bild 5.13) die Volumenkontraktion mit höherer Konsolidierungsspannung zunimmt.

Roscoe [1967] zählt einige Besonderheiten auf, die bei monotonen Einfachscherversuchen mit dem an der Cambridge University entwickelten Gerät aufgefallen sind. Im Gegensatz zu eigenen Versuchen konnten z.B. Cole [1967] und Bassett [1967] mit dem Gerät bei dicht gelagerten Proben ein ausgeprägtes Entfestigungsverhalten nach Erreichen einer maximalen Schubspannung feststellen. Dieses Verhalten ist hinreichend bekannt aus Triaxialversuchen (Bild 5.12). Allerdings wurde dies bei Versuchen mit dem Cambridge-Gerät bei lokalen Messungen im mittleren Drittel der Probe, die durch speziell angeordnete Kraftmessdosen am Rand möglich waren, ermittelt. Da bisher nur wenige Ergebnisse mit Sand von monotonen Einfachscherversuchen unter konstanter Auflast veröffentlicht wurden, ist eine Bewertung der eigenen Ergebnisse schwierig. Jedoch kann bei den eigenen Versuchen kein ausgeprägtes Maximum der Schubspannung im Spannungs-Dehnungs-Verhalten der dichten und selbst sehr dichten Proben festgestellt werden (Bild 5.4). Im Vergleich dazu sind in Bild 5.5 Ergebnisse von drei Versuchen mit verschiedener Lagerungsdichte aus der Arbeit von Cole [1967] mit Leighton Buzzard Sand dargestellt. Die Versuche wurden zur Bestimmung des kritischen Zustands bis zu einer sehr großen Schubverzerrung von ca. $\gamma_{zx} = 120\,\%$ abgeschert. Die Festigkeit des dicht gelagerten Grobsands nimmt nach Erreichen eines Maximums bei $\gamma > 10\,\%$ ab und erreicht nach einer weiteren Scherung bei $\gamma > 40\,\%$ näherungsweise den Wert der mitteldicht und locker gelagerten Proben. Bei den eigenen Versuchen in Bild 5.4 zeigt sich auch eine annähernd gleiche Restscherfestigkeit für alle Lagerungs-

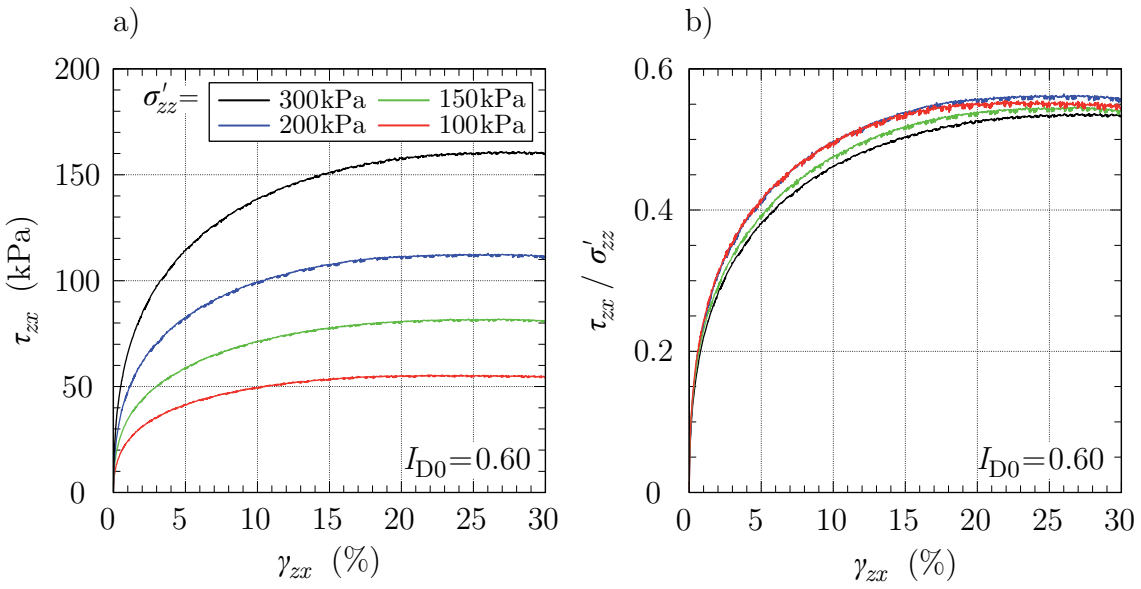


Bild 5.3: Einfachscherversuche unter konstanter Auflast (CNL) mit dem mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand bei Variation der Konsolidierungsspannung σ'_{zz}.

dichten, was bei annähernder Volumenkonstanz bei dieser Schubverzerrung auf das Erreichen des kritischen Zustands schließen lässt. Jedoch wird wie auch bei Cole [1967] (Bild 5.5) keine einheitliche Porenzahl – die kritische Porenzahl – erreicht. Wobei hier die Porenzahl gemeint ist, die über das gesamte Probenvolumen (e^{av} in Bild 5.5) berechnet wird. Im Gegensatz dazu wird von Roscoe [1967] eine Arbeit von Coumoulos, einem seiner Mitarbeiter, zitiert, wo die Porenzahl lokal in der Probe mit Hilfe eines Gammastrahlen-Geräts ermittelt wurde. Dazu wurde die Probe während der Scherung mehrfach durchleuchtet und die lokale Porenzahl in der Dilatanz-Zone ermittelt. Bei der Auswertung wird sichtbar, dass bei lokaler Betrachtung in der Mitte der Probe sehr wohl eine einheitliche kritische Porenzahl erreicht wird [Roscoe, 1967, Bild 9]. Dabei zeigen die dichten Proben lokal ein viel ausgeprägteres Dilatanzverhalten und gelangen so in diesem Bereich zur kritischen Porenzahl.

Fraglich ist nun, warum bei den eigenen Versuchen mit dichten Sandproben kein ausgeprägtes Entfestigungsverhalten festgestellt wurde. Vermutlich kann hier ab einer Schubverzerrung von ca. $\gamma_{zx} = 10\,\%$ keine größere Schubspannung in der Probe aufgebaut werden, weil sie insbesondere bei dichter Lagerung vom Stempel abrutscht (siehe auch Bild 4.5). Damit wird ab diesem Punkt mehr das Verhalten der Kontaktfläche Stempel/Boden abgebildet als die Eigenschaften des Bodens. Auch der Verlauf der Volumendehnung bei den dicht gelagerten Proben weist darauf hin. Zu erwarten wäre eine viel größere Auflockerung aufgrund des dilatanten Verhaltens, nachdem bei fortschreitender Scherung der sogenannte charakteristische Zustand durchlaufen wurde (siehe auch Anhang C.2.1). Stattdessen flachen die Kurven ab und es kommt zu keiner Änderung des Volumens mehr ab einer Schubverzerrung von ca. $\gamma_{zx} = 10\,\%$. Im Gegensatz dazu zeigen die dicht gelagerten Proben in [Cole, 1967] eine viel stärkere Auflockerung. Auch

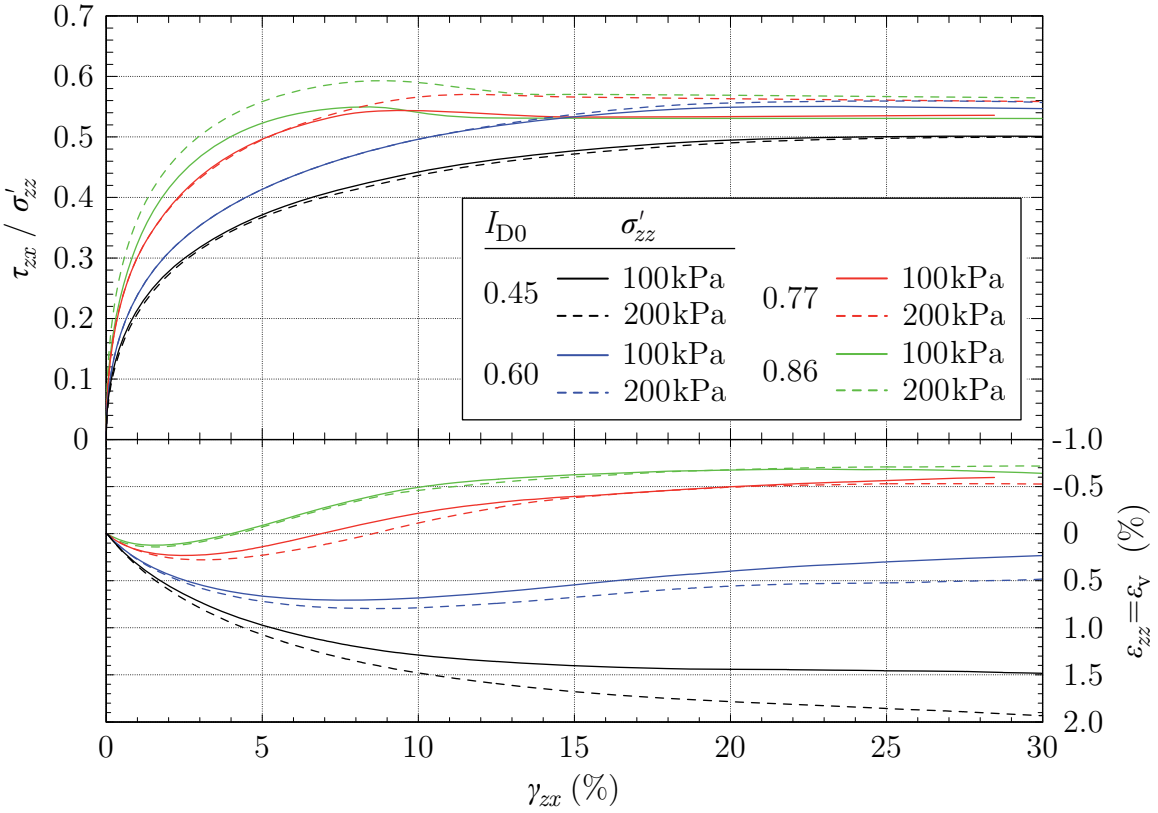


Bild 5.4: Einfachscherversuche unter konstanter Auflast (CNL) mit dem Feinsand-Mittelsand bei Variation der Lagerungsdichte für zwei Konsolidierungsspannungen $\sigma'_{zz} = 100\,\text{kPa}$ bzw. $200\,\text{kPa}$ bei Normierung der Spannungen auf die Konsolidierungsspannung σ'_{zz}.

der von Vaid u. a. [1981] untersuchte Ottawa Sand hat ein sehr viel stärker ausgeprägtes Dilatanzverhalten während der einfachen Scherung unter dränierten Bedingungen.

Bei dem von Roscoe und seinen Mitarbeitern entwickelten Cambridge-Gerät ist ein Abrutschen der Probe vom oberen Stempel aufgrund der Konstruktion nicht möglich. Allerdings können in der Grenzfläche, die wie in Kapitel 4.2.1 angesprochen bei dichten Proben sehr sensibel und meist inhomogen ist, einzelne Korngruppen abrutschen und somit Konzentrationen in den Randbereichen resultieren.
Ergänzend wird darauf verwiesen, dass einige Forscher bei Versuchen mit dem Triaxialgerät mit geschmierten Endflächen auch festgestellt haben, dass das Entfestigungsverhalten bei dichten Proben weniger ausgeprägt oder gar nicht zu beobachten ist im Gegensatz zu Tests mit konventionellen rauen Enden, z.B. [Raju u. a., 1972]. Außerdem wird die maximale Scherfestigkeit bei Versuchen mit geschmierten Endflächen erst bei größerer Scherverformung ermittelt [Ueng u. a., 1988], was auch bei den durchgeführten Einfachscherversuchen auffällt. Raju u. a. [1972] führen aus, dass diese ausgeprägte Entfestigung nach Erreichen einer maximalen Festigkeit nicht das Bodenverhalten widerspiegelt, sondern ein Systemverhalten darstellt, das durch die Randbedingungen des konventionellen Triaxialversuchs hervorgerufen wird.
Eigene Untersuchungen mit Vergleich des Verhaltens von Sandproben im Triaxialgerät

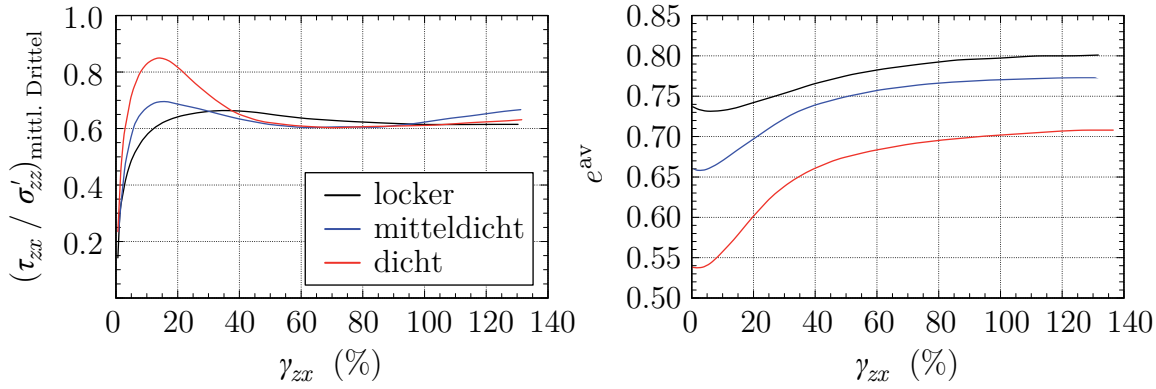


Bild 5.5: Einfachscherversuche unter konstanter mittlerer Auflast mit Leighton Buzzard Sand bei Variation der Lagerungsdichte und der Konsolidierungsspannung $\sigma'_{zz,0} = 131\,\text{kPa}$; nach [Roscoe, 1967] bzw. [Cole, 1967, Bild 4.17].

mit und ohne Schmierung der Endflächen bei schlanken Proben ($H : D = 2,0$) können diese Behauptung nicht bestätigen. In der Arbeit von Becker [2002] zeigte sich bei den Proben mit geschmierten Endflächen auch ein sehr ausgeprägtes Entfestigungsverhalten. Es wird davon ausgegangen, dass dies ein Materialverhalten ist und auch bei gedrungenen Proben mit Endflächenschmierung zu erwarten ist.

5.1.1 Ermittlung des Spannungszustands und des Reibungswinkels

Anders als im Triaxialversuch, wo die aufgebrachten Spannungen während des gesamten Versuchs auch Hauptspannungen sind, kann im Einfachschergerät nur im Ausgangszustand nach der Konsolidierung davon ausgegangen werden, dass ein solcher Zustand vorherrscht. Während im Triaxialversuch die Hauptspannungsachsen des gescherten Bodenelements festgelegt sind, rotieren diese im Einfachscherversuch, zumindest bis zum Punkt der maximalen Festigkeit. Zur Ermittlung wesentlicher bodenmechanischer Eigenschaften wie z.B. der Scherfestigkeit ist die Kenntnis des Spannungszustands entscheidend. Da bei konventionellen Einfachschergeräten nur die vertikale Spannung und die Schubspannung an der horizontalen Randfläche ermittelt werden, sind für die Darstellung des Spannungszustands der Bodenprobe Annahmen zu treffen. Im Wesentlichen kann man fünf Methoden benennen, mit denen der Spannungszustand in Abhängigkeit des gemessenen Wertepaares σ_{zz}, τ_{zx} berechnet werden kann (Anhang E.2). Annahmen sind beispielsweise die Lage der Fläche der maximalen Schubspannung und das Verhältnis zwischen vertikaler und horizontaler Spannung während des Versuchs.

Eine Methode, die theoretisch von Oda [1975a] hergeleitet und durch zahlreiche monotone Einfachscherversuche unter konstanter vertikaler Spannung bestätigt ist [Cole, 1967; Roscoe u. a., 1967], wird im Folgenden vorgestellt und für die Ermittlung des Reibungswinkels des Feinsand-Mittelsands verwendet. Bei der Vorstellung dieser Methode sind alle Spannungen als effektive Spannungen anzunehmen.
In Bild 5.6 a) sind die Spannungszustände in der Bodenprobe nach der Konsolidierung

und nach der Scherung bis zu einer Schubverzerrung γ_{zx}^{1} dargestellt. Bei konstant gehaltener vertikaler Spannung σ_{zz} konnte in Versuchen festgestellt werden [Cole, 1967], dass die Hauptspannung σ_3 nahezu unverändert bleibt während einer monotonen Scherung. Unter diesen Bedingungen lässt sich aus dem ödometrischen Ausgangszustand ($\sigma_{1,0} = \sigma_{zz}$ und $\sigma_3 = \sigma_{xx,0} = K_0 \cdot \sigma_{1,0}$) der Spannungszustand im Boden nach einer vorgegebenen Schubverzerrung und der gemessenen Schubspannung τ_{zx} entwickeln. Die Drehung der Achse der größeren Hauptspannung σ_1 infolge der fortschreitenden Scherbelastung wird durch ψ zu ihrer vertikalen Ausgangslage definiert (entspricht auch Drehung von σ_3 zur Horizontalen). Mit ξ wird die Drehung der Hauptachsen der Dehnungsrate bezeichnet (Bild 5.6 b) und c). Die Annahme, dass beide Hauptachsen die gleiche Drehung bei einer Scherbelastung erfahren, ist bis auf den Beginn der Scherung korrekt, wie Cole [1967] in seinen Versuchen zeigen kann. Bild 5.6 d) stellt eines seiner Ergebnisse von mitteldicht gelagertem Leighton Buzzard Sand mit dem Verlauf der Drehung der Hauptachsen ψ und ξ dar. Koaxiale Hauptspannungs- und Dehnungsinkrementrichtungen werden als Bedingung für das ideal plastische Verhalten von isotropen Materialen vorausgesetzt, was von Roscoe u. a. [1967] intensiv untersucht wurde.

Unter der Annahme, dass die Hauptachsendrehungen während der Scherung gleich sind ($\psi = \xi$), gilt nach Bild 5.6 b) folgende Beziehung zur Ermittlung von ψ:

$$\tan 2\psi = \tan 2\xi = \frac{\dot{\gamma}_{zx}/2}{\dot{\varepsilon}_{zz}/2} = \frac{\dot{\gamma}_{zx}}{\dot{\varepsilon}_{zz}} \,. \tag{5.2}$$

Cole [1967] und Oda [1975a,b] können schließlich zeigen, dass zwischen der Drehung der Hauptspannungen und dem Spannungsverhältnis τ_{zx}/σ_{zz} eine direkte Beziehung besteht (Gleichung 5.3), wobei κ eine Bodenkonstante ist. Oda [1975a,b] stellt κ als Reibung zwischen den einzelnen Sandkörnern dar.

$$R = \tau_{zx}/\sigma_{zz} = \kappa \cdot \tan\psi \,. \tag{5.3}$$

Ausgehend von dieser Beziehung lassen sich durch die geometrischen Verhältnisse im Mohr'schen Spannungskreis in Bild 5.6 a) die Hauptspannungen wie folgt berechnen:

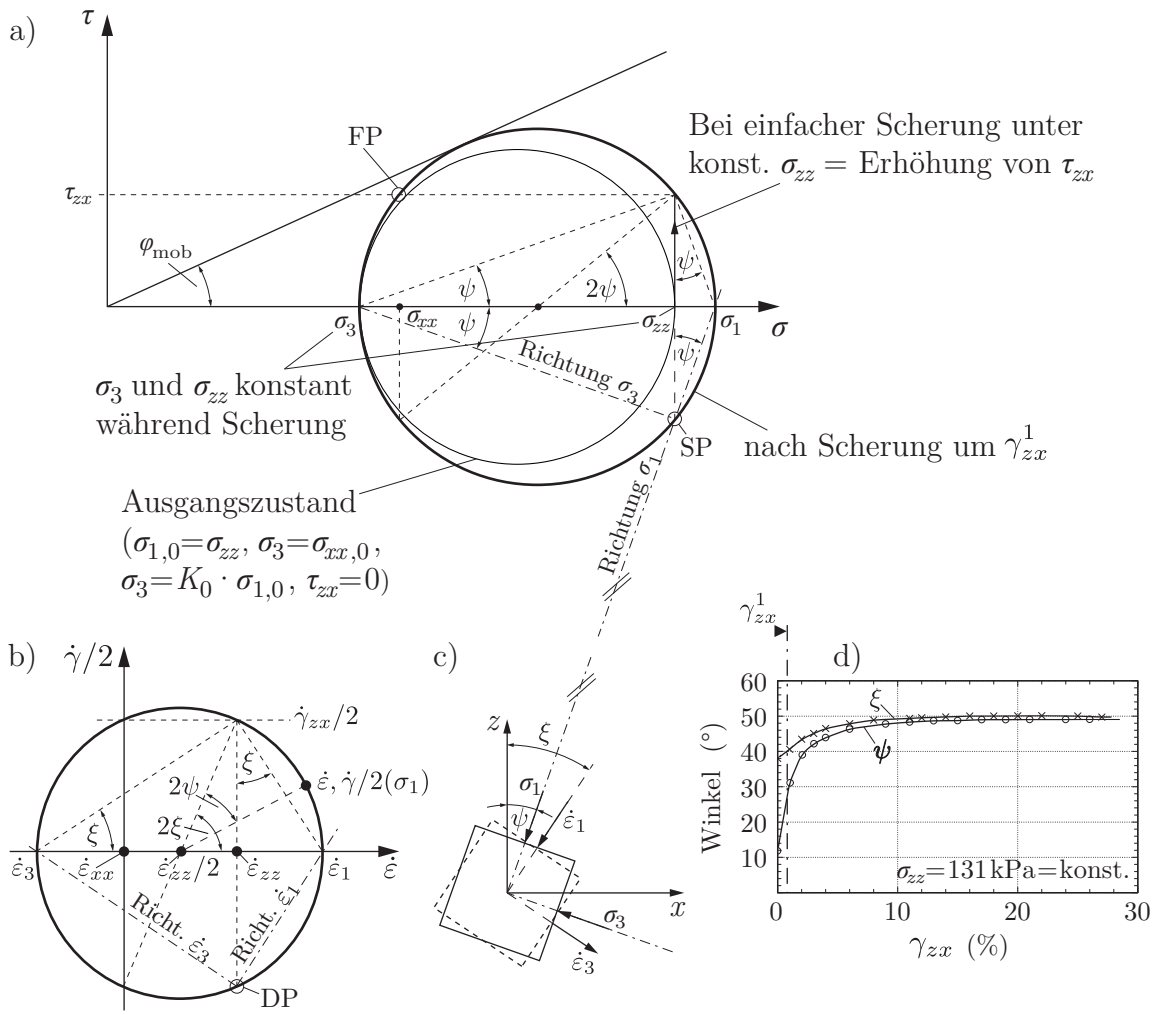
$$\sigma_1 = \sigma_{zz} \cdot (1 + \frac{R^2}{\kappa}) \quad \text{und} \tag{5.4}$$

$$\sigma_3 = \sigma_{zz} \cdot (1 - \kappa) \,. \tag{5.5}$$

Schließlich kann der mobilisierte Reibungswinkel berechnet werden mit

$$\sin\varphi_{\mathrm{mob}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \,. \tag{5.6}$$

Mit der vorgestellten Methode wurden die eigenen Versuche ausgewertet und κ bestimmt. Wie beschrieben stimmen in der ersten Phase der Scherung die Achsen der Hauptspannungen und der Dehnungsinkremente nicht überein (siehe auch Bild 5.6 d),



$\dot{\varepsilon}_{xx} = 0$, da keine horizontale Verformung möglich

Bild 5.6: Darstellung des Spannungs- und Dehnungszustands beim Einfachscherversuch unter konstanter vertikaler Spannung nach Scherung mit Schubverzerrung γ^1_{zx}: a) Mohr'scher Spannungskreis, b) Mohr'scher Dehnungsinkrementkreis, c) Richtungen der Spannungs- und Dehnungs-Hauptachsen am Bodenelement und d) Verlauf der Spannungs- und Dehnungs-Hauptachsen während einer monotonen einfachen Scherung mit mitteldicht gelagertem Leighton Buzzard Sand nach [Cole, 1967, Bild 5.17 oben]; nach [Cole, 1967; Oda, 1975a,b].

was aber die Voraussetzung für die Berechnung von κ nach den Gleichungen 5.2 bis 5.6 ist. Deshalb werden erst die Ergebnisse ab einer Schubverzerrung von $\gamma_{zx} = 10\,\%$ ausgewertet. Für den untersuchten Feinsand-Mittelsand (Ergebnisse in Bild 5.4) wird in Bild 5.7 die lineare Beziehung zwischen dem Spannungsverhältnis τ_{zx}/σ'_{zz} und der Drehung der Hauptspannungen $\tan\psi$ dargestellt. Der Anstieg der Gerade ergibt einen Wert für κ mit $0,530$, was zu einem Reibungswinkel bei großer Verformung $\varphi_c = 32{,}5°$ führt (im Mittel aus allen Versuchen). Zum Vergleich sind in Bild 5.7 die Ergebnisse aus Versuchen von Cole [1967] mit Leighton Buzzard Sand eingetragen. Hier konnte die Drehung der Hauptachsen allerdings direkt aus Messungen während der Versuche

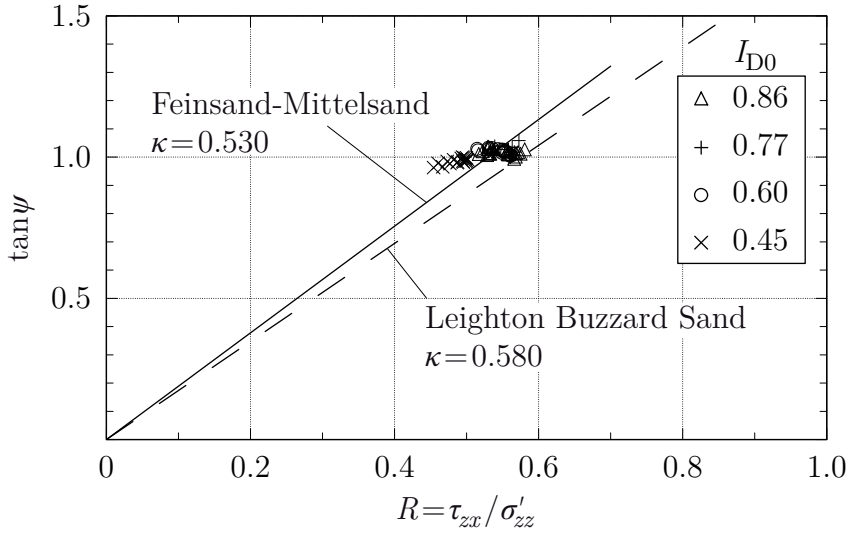


Bild 5.7: Ermittlung der Bodenkonstante κ für Feinsand-Mittelsand aus Einfachscherversuchen unter den konstanten vertikalen Spannungen $\sigma'_{zz} = 100\,\text{kPa}$ und 200 kPa bei verschiedenen Lagerungsdichten im Bereich der Schubverzerrung $10\,\% < \gamma_{zx} < 30\,\%$; Regressionsgerade für Leighton Buzzard Sand aus [Oda, 1975a] mit Daten aus [Cole, 1967].

ermittelt werden. Mit $\kappa = 0,580$ ergibt sich hier ein Reibungswinkel bei großer Schubverzerrung in Höhe von $\varphi_c = 35°$ [Cole, 1967, S. 4-20]. Im Gegensatz dazu wurde mit dem Leighton Buzzard Sand bei triaxialen Kompressionsversuchen ein Reibungswinkel in Höhe von $\varphi_c = 30°$ bestimmt, was unter dem Wert aus den Einfachscherversuchen liegt. Die eigenen Versuche zeigen den gleichen Trend. Aus den Triaxialversuchen kann ein kritischer Reibungswinkel von $\varphi_c = 29{,}3°$ ermittelt werden (siehe Kapitel 5.2), was ebenso unter dem Wert aus den Einfachscherversuchen liegt.

5.1.2 Verhalten bei Scherung unter volumenkonstanten Bedingungen

In diesem Abschnitt wird besonders auf die volumenkonstanten monotonen Einfachscherversuche eingegangen. Zunächst soll näher beleuchtet werden, inwieweit man volumenkonstante Versuche an trockenen Proben mit undränierten Tests bei Wassersättigung vergleichen kann. Wie die Versuche mit konstanter Auflast, die prinzipiell dränierten Bedingungen gleichen, werden oft auch volumenkonstante Versuche an trockenen Sandproben mit undränierten gleichgesetzt.

Schon beim Rahmenscherversuch (direkter Scherversuch) wurden die Ergebnisse unter undränierten Bedingungen sehr früh diskutiert. Denn bei gemischtkörnigen und rolligen Böden, deren Durchlässigkeit im Gegensatz zu bindigen Böden viel höher ist, konnte man die durch schnelleres Abscheren erzwungenen undränierten Bedingungen nicht garantieren. Und selbst beim Abscheren von Ton kann Taylor [1953] zeigen, dass die Unterschiede zwischen einem konventionellem und einem Versuch mit kontrollier-

tem konstanten Volumen gravierend sind. Das herkömmliche Rahmenschergerät hat er dazu derart umgebaut, dass sich die Probenhöhe während des Versuchs von einem Laboranten durch manuelle Veränderung der Auflast konstant halten lässt. Mit den sehr steifen Seitenwänden der Probenzelle kann damit von volumenkonstanten Bedingungen ausgegangen werden. Das gleiche Prinzip wendet Cole [1967] bei Versuchen mit Leighton Buzzard Sand im Cambridge-Einfachschergerät an. Er führt volumenkonstante Versuche an trockenem Sand durch. Wie auch bei Taylor [1953] wird die vertikale Spannung während der Scherung permanent angepasst, so dass die Probenhöhe konstant bleibt. D.h. bei locker gelagerten Sandproben mit der Tendenz zur Verdichtung muss die Spannung reduziert werden, während bei dichter Lagerung dem Drang zur Auflockerung durch eine Erhöhung entgegengewirkt wird.
Erste Ergebnisse mit bindigen Proben aus volumenkonstanten Einfachscherversuchen veröffentlichten Bjerrum und Landva [1966]. Bei bindigem Bodenmaterial ist außerdem darauf zu achten, dass die Schergeschwindigkeit langsam genug ist, dass sich keine Porenwasserüberdrücke in der Probe aufbauen. Um das unter den volumenkonstanten Randbedingungen zu gewährleisten, muss die Probe während des Versuchs ausreichend dräniert sein. Rolliges Material kann hingegen trocken getestet werden.

Bjerrum und Landva [1966] setzen die Änderung der vertikalen Spannung zur Aufrechterhaltung eines konstanten Volumens mit einer Änderung des Porenwasserdrucks in einem äquivalenten undränierten Versuch gleich (Gleichung 5.9).

Im volumenkonstanten dränierten Versuch (CV) gilt:

$$\Delta\sigma_{zz} = \Delta\sigma'_{zz} \quad (\Delta u = u = 0)\,. \tag{5.7}$$

Unter undränierten Bedingungen (CU) ist:

$$-\Delta\sigma'_{zz} = \Delta u \quad (\Delta\sigma_{zz} = 0)\,. \tag{5.8}$$

Damit ergibt sich bei Gleichsetzung der Gleichungen 5.7 und 5.8:

$$-\Delta\sigma'_{zz(\mathrm{CV})} = \Delta u_{(\mathrm{CU})}\,. \tag{5.9}$$

Der Nachweis für Gleichung 5.9 wird von Bjerrum und Landva [1966] an einem einzigen undränierten Test geführt, der allerdings nicht mit veröffentlicht wurde. Seither gibt es kontroverse Meinungen und auch Ergebnisse zu der Gleichstellung beider Versuchstypen (Bild 5.8): Versuch unter dränierten volumenkonstanten Bedingungen (volumenkonstant) versus Versuch mit gesättigter Probe bei geschlossener Dränage und konstanter Auflastspannung (undräniert).

Airey und Wood [1986] beschreiben, dass bei einer idealen volumenkonstanten einfachen Scherung (alle Normaldehnungen und Schubverzerrungen am Element gleich Null bis auf $\gamma_{zx} \neq 0$ und einheitliche Verteilung von Spannungen und Dehnungen) eines gesättigten Bodens die gleichen effektiven Spannungszustände vorherrschen, egal ob Dränage zugelassen wird oder nicht. Demnach muss Gleichung 5.7 gelten. Allerdings sind ideale Einfachscherbedingungen, wie bereits in Kapitel 4.2.1 beschrieben, nicht vollständig umsetzbar, so dass der direkte Vergleich nicht korrekt ist. Prevost

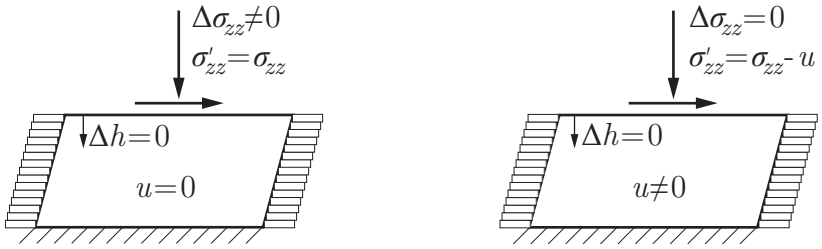


Bild 5.8: Prinzip der einfachen Scherung als a) dränierter volumenkonstanter Versuch und b) undränierter Versuch; nach [Airey und Wood, 1986].

und Høeg [1976] geben hierzu auch einige kritische Anmerkungen und weisen darauf hin, dass bei undränierten Versuchsbedingungen mit einer gesättigten Bodenprobe die Querdehnzahl $\nu = 0,5$ beträgt und dadurch in der Probe keine Volumenänderungen möglich sind. Hingegen ist bei volumenkonstanten Versuchen mit $\nu < 0,5$ davon auszugehen, dass lokale Volumenänderungen stattfinden, wobei das Gesamtvolumen durch die Versuchssteuerung konstant gehalten wird. Durch diese Umverteilungen kommt es zu Spannungskonzentrationen innerhalb der Probe, was das gemessene Spannungs-Dehnungsverhalten maßgeblich beeinflussen kann. Aber auch bei flexiblen seitlichen Randbedingungen wie beispielsweise die mit einem Draht verstärkte Membran des NGI-Geräts [Bjerrum und Landva, 1966] werden wegen ihrer Nachgiebigkeit bei Spannungsänderungen und der damit verbundenen Volumenänderung stark kritisiert [Saada u. a., 1983]. In den eigenen Tests dieser Arbeit werden steife Stahlringe für die Probeneinfassung verwendet (Bild 4.4), so dass hier aufgrund von Spannungsänderungen keine relevanten Verformungen zu erwarten sind.

Die Durchführung von dränierten volumenkonstanten Versuchen bietet viele Vorteile gegenüber den undränierten [Porcino u. a., 2008]. Zum Einen entfällt die aufwendige Sättigungsprozedur und vereinfacht erheblich die Herstellung der Probe. Die Anforderungen an die Membran bezüglich Dichtigkeit, Dicke usw. sind außerdem nicht so hoch [Pickering, 1973]. Zum Anderen entfällt die schwierig zu erfassende Volumenabweichung im Porenwasserdrucksystem bei Änderung des Porenwasserdrucks (z.B. durch Membraneindringung, Steifigkeit der Leitungen etc.) während eines Versuchs. Allerdings muss auch bei volumenkonstanten Einfachscherversuchen berücksichtigt werden, dass der obere und untere Stempel, ggf. mit Filtersteinen, eine Kompressibilität haben und diese sich bei ändernder Vertikalspannung auf die Probe auswirken kann. Taylor [1953] stellt bereits fest, dass sich die Probenendstücke bei reduzierter Vertikalspannung etwas ausdehnen. Durch die konstant gehaltene Gesamthöhe wiederum wird die Probe um diesen Betrag zusätzlich gedrückt und das Volumen marginal verringert. Eine Berücksichtigung dieses Effekts in der Steuerung des Geräts, insbesondere bei zyklischen Versuchen, ist sehr aufwendig und wird meist vernachlässigt. Auch bei dem eigenen Gerät wird die Steifigkeit der Probenendstücke bei volumenkonstanten Tests außer Acht gelassen, wobei die Abweichung aufgrund von sehr steifen massiven Bauteilen sehr klein ist und auf den Einsatz von Filtersteinen verzichtet wird. Finn und Vaid [1977] können in ihrem Einfachschergerät die resultierende Abweichung mit ungefähr 1/20 gegenüber der von undränierten Tests beziffern und sehen hier den volumenkonstanten Versuch klar im Vorteil. Wenn die vertikale Verformungserfassung

darüber hinaus aber noch andere Bauteile wie z.B. Kraftmessdose o.ä. mit einschließt, sollte diese zusätzliche, nicht unerhebliche Abweichung in die Betrachtung mit einbezogen bzw. die Wegmessung verbessert werden. Finn und Vaid [1977] zeigen weiterhin, dass die Untersuchung von gesättigtem und trockenem Sand unter volumenkonstanten Bedingungen zu gleichen Ergebnissen führt und präferieren aufgrund der Einfachheit den trockenen Einbau.

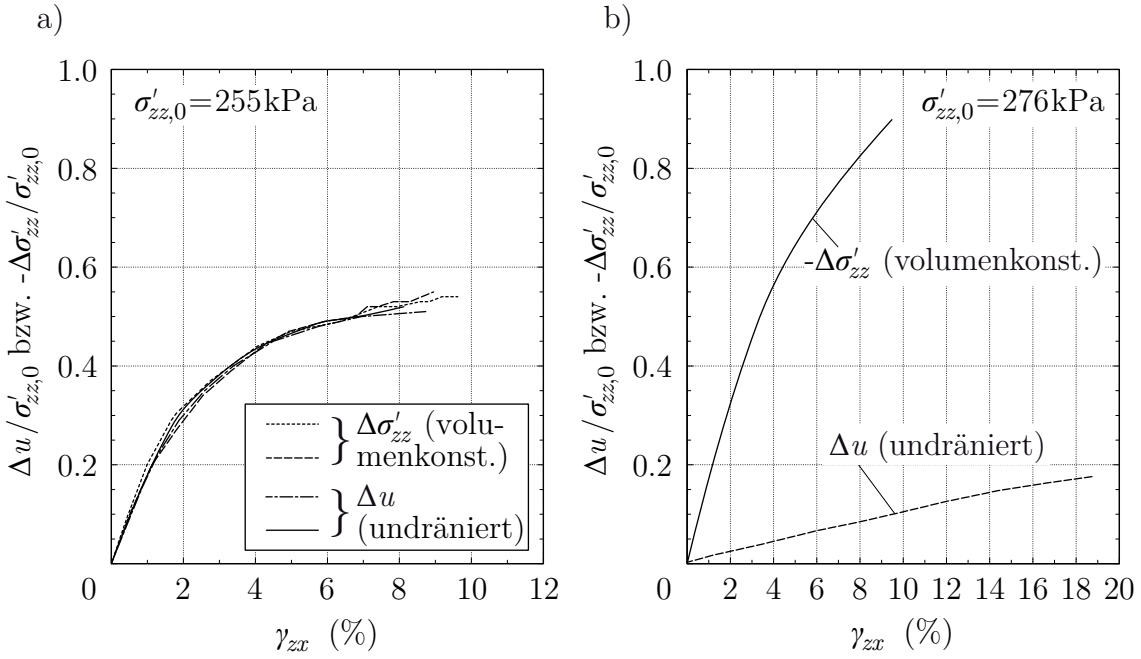


Bild 5.9: Porenwasserdruckentwicklung Δu für undränierte und Änderung der vertikalen Spannung $\Delta\sigma'_{zz}$ für volumenkonstante Einfachscherversuche:
a) Drammen Clay [Dyvik u. a., 1987] und
b) Edgar Plastic Kaolin, nach [Saada u. a., 1983].

Dyvik u. a. [1987] und Saada u. a. [1983] präsentieren Ergebnisse von vergleichenden Versuchen und kommen dabei zu völlig unterschiedlichen Ergebnissen (Bild 5.9). In beiden Studien wurde Ton monoton in einem NGI-Gerät volumenkonstant und undräniert unter sonst gleichen Versuchsbedingungen abgeschert. Während Dyvik u. a. [1987] gleiche Ergebnisse aus beiden Versuchstypen präsentieren, sogar mit jeweils unterschiedlicher Kraftmessung, zeigen Saada u. a. [1983] völlig verschiedene Verläufe des Porenwasserdrucks bzw. der Änderung der vertikalen Spannung. Airey und Wood [1986] weisen aber darauf hin, dass diese unterschiedlichen Ergebnisse in [Saada u. a., 1983] wohl mehr auf das verwendete Gerät in dieser Studie zurückzuführen sind und nicht auf die prinzipiellen Versuchsbedingungen. Weiterhin zeigen Airey und Wood [1986], welchen Einfluss jeweils die Dilatanz des Materials und die Änderung der totalen mittleren Spannung auf die Entwicklung des Porenwasserdrucks während einer einfachen Scherung haben. Mit Daten von zitierten Versuchen mit Ton beschreiben sie, was die Gültigkeit von Gleichung 5.9 für die mittleren totalen Spannungen bedeutet. Demnach müssen die mittleren totalen Spannungen p während des Versuchs ansteigen, während die totale vertikale Spannung σ_{zz} konstant bleibt, d.h. die horizontalen Spannungen nehmen zu.

Bei zyklischer Belastung zeigt sich in vergleichenden Versuchen tendenziell ein geringerer Verflüssigungswiderstand unter volumenkonstanten als unter undränierten Bedingungen [Pickering, 1973; Finn und Vaid, 1977]. Es wird angenommen, dass sich aufgrund der großen Volumenabweichung des Porenwasserdrucksystems während der undränierten Tests ein geringeres Verflüssigungpotential ergibt und die volumenkonstanten Bedingungen somit Ergebnisse auf der sicheren Seite liefern.

Alle Versuche in dieser Arbeit werden aufgrund der einfacheren Handhabung und der zuvor aufgezählten Vorteile unter volumenkonstanten Bedingungen an trockenem Sand durchgeführt. Durch eine offene Leitung zur Probe ist die Dränage zu den Poren praktisch hergestellt, womit auch der Aufbau eines Porenluftdrucks ausgeschlossen werden kann.
Die Steuerung der vertikalen Spannung erfolgt automatisch durch eine aktive Höhenkontrolle in einem sehr schnellen Regelkreis, so dass keine bzw. nur kurzzeitig sehr geringe Höhenänderungen der Probe während der Scherbeanspruchung möglich sind.

Im Bild 5.10 sind die Ergebnisse von volumenkonstanten Versuchen mit Feinsand-Mittelsand mit verschiedenen Lagerungsdichten bei zwei Konsolidierungsspannungen dargestellt. Nach Normierung der resultierenden Spannungen τ_{zx} und σ'_{zz} auf die entsprechende Konsolidierungsspannung $\sigma'_{zz,0}$ stimmen die Ergebnisse relativ gut überein. Nur die stark dilatant verhaltenden dicht gelagerten Proben zeigen geringe Unterschiede im Spannungs-Dehnungsverhalten. Im Wesentlichen sind die Ergebnisse mit dem Scherverhalten eines Sandes in Triaxialversuchen vergleichbar. Relativ locker gelagerte Proben ($I_{\mathrm{D0}} = 0,43$) zeigen eine Entfestigung bei Scherung bis hin zum Verlust der effektiven Spannungen. Der mitteldichte und dichte Sand entfestigen sich zunächst bei abnehmender effektiver Spannung, bis sich ein dilatanter Trend einstellt und die aufnehmbaren Schubspannungen wieder ansteigen. Der Punkt, bei dem das Verhalten des Bodens von kontraktant auf dilatant bei undränierten bzw. volumenkonstanten Scherversuchen wechselt, wird auch als sogenannte Phasentransformation (engl. *phase transformation* – PT) bezeichnet (siehe hierzu auch Anhang C.2.2). Betrachtet man die Ergebnisse der volumenkonstanten Einfachscherversuche in Bild 5.11, lässt sich auch hier, ähnlich wie bei undränierten Triaxialversuchen, bei Verbindung der Phasentransformations-Punkte der einzelnen Versuche annähernd eine Linie finden (PT-Linie). Diese Linie ist nach Untersuchungen von Lade und Ibsen [1997] unabhängig von der Lagerungsdichte und vom Spannungszustand, d.h. deren Steigung $\eta_{\mathrm{c}}(\mathrm{PT})$ in der Spannungsebene ($p' - q-$Darstellung) kann als Materialparameter angesehen werden. Diese Untersuchungen werden untermauert von Vaid u. a. [2001]. Aktuell wird diese Behauptung durch die Ergebnisse von undränierten Triaxialversuchen mit Sand in [Triantafyllidis u. a., 2014] widerlegt. Hier zeigt sich, dass es sehr wohl eine Abhängigkeit der Steigung der PT-Linie von der Lagerungsdichte des Sandes gibt. Weitere Ausführungen zu diesem Thema sind im Anhang C.2.2 zu finden.

In Bild 5.11 sind zusätzlich zu den Ergebnissen aus den volumenkonstanten auch die der Versuche unter konstanter Auflast (Bild 5.4) im Spannungsdiagramm dargestellt. Nimmt man an, dass die maximale Schubspannung auf einer horizontalen Fläche wirkt, kann folgende Auswertung für den Reibungswinkel vorgenommen werden (siehe Methode 1 in Anhang E.2). Die Regressionsgerade aus den Festigkeiten bei großer Schubver-

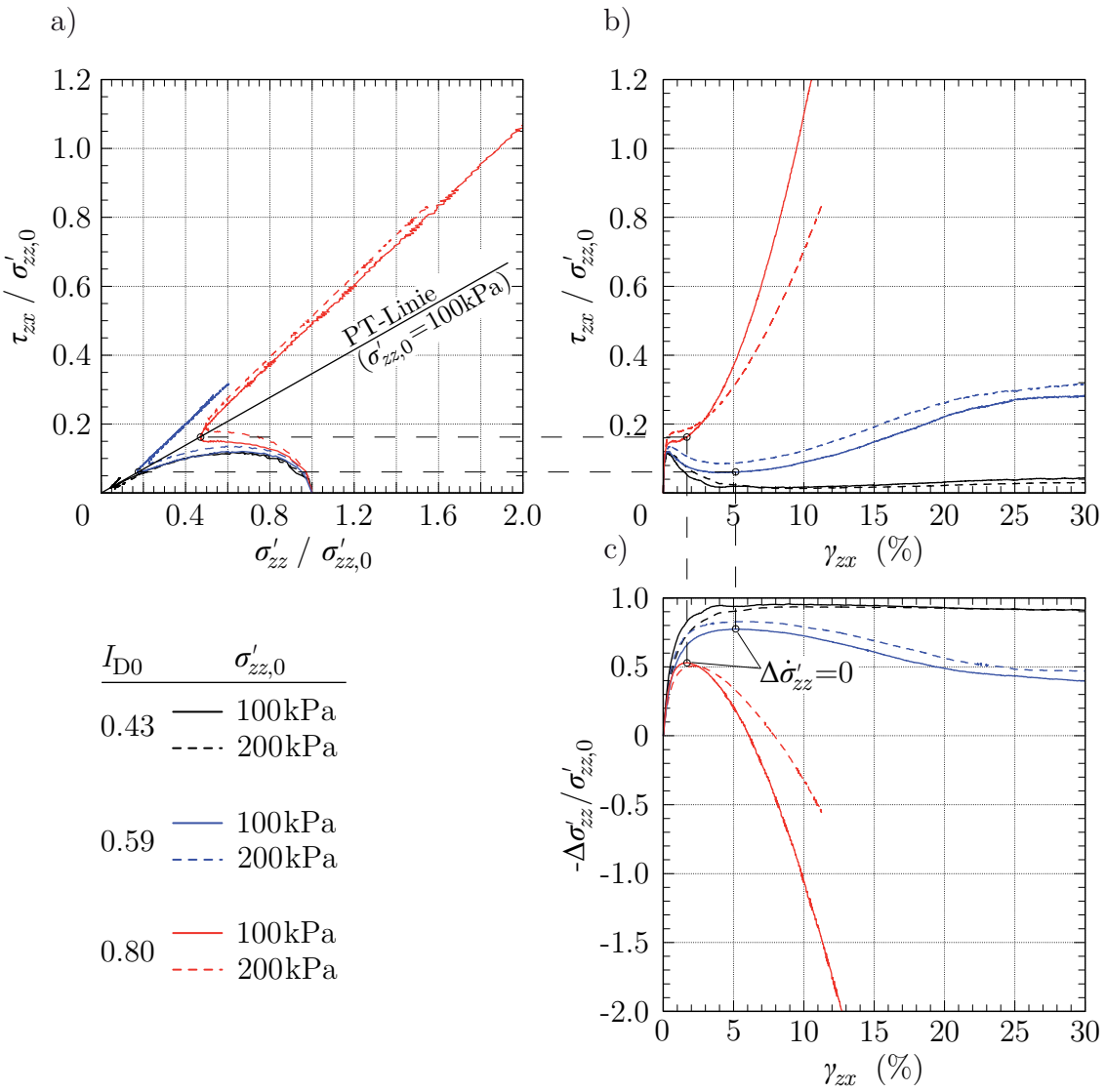


Bild 5.10: Einfachscherversuche unter volumenkonstanten Bedingungen mit dem Feinsand-Mittelsand bei Variation der Lagerungsdichte für zwei Konsolidierungsspannungen $\sigma'_{zz,0} = 100\,\mathrm{kPa}$ und $\sigma'_{zz,0} = 200\,\mathrm{kPa}$ mit Normierung der Spannungen auf $\sigma'_{zz,0}$.

zerrung γ_{zx} bei den Versuchen unter konstanter Auflast ist um den Winkel α geneigt. Aus der Konstruktion der Mohr'schen Spannungskreise lässt sich die Gerade, die die Kreise unter φ_c tangiert, konstruieren und wie folgt berechnen:

$$\sin\varphi_c = \tan\alpha = \frac{\tau_{zx}}{\sigma'_{zz}} \,. \tag{5.10}$$

Bei einer Steigung der Regressionsgeraden von $\tau_{zx}/\sigma'_{zz} = 0,54$ ergibt sich ein Reibungswinkel $\varphi_c = 32{,}7°$. Dieser Wert stimmt für das Spannungsverhältnis mit dem zuvor nach dem Verfahren con Cole [1967] ermittelten Winkel in Höhe von 32,5° nahezu überein. Denn nur in diesem Bereich bei $\tau_{zx}/\sigma'_{zz} \approx 0,50 - 0,55$ ergibt sich bei

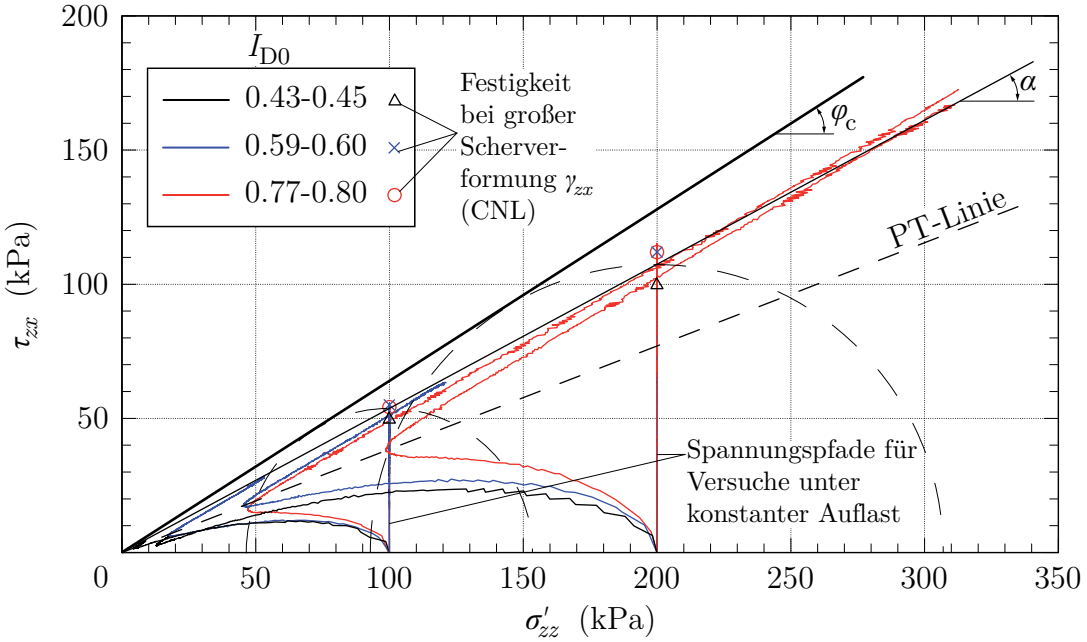


Bild 5.11: Einfachscherversuche unter volumenkonstanten Bedingungen (CV) und unter konstanter Auflast (CNL) mit dem Feinsand-Mittelsand bei Variation der Lagerungsdichte für zwei Konsolidierungsspannungen $\sigma'_{zz,0} = 100\,\text{kPa}$ und $\sigma'_{zz,0} = 200\,\text{kPa}$.

Anwendung beider Methoden zur Berechnung des Reibungswinkels der gleiche Wert (siehe Bild E.2).

5.2 Monotone Triaxialversuche

In monotonen Triaxialversuchen wurden die Scherparameter φ_c und φ_p des Versuchssandes (Feinsand-Mittelsand) unter dränierten Bedingungen ermittelt. Alle Proben wurden dazu nach den Beschreibungen in Kapitel 4.2.2 präpariert, gesättigt und isotrop konsolidiert und schließlich mit einer Geschwindigkeit von 0,10 mm/min weggesteuert monoton abgeschert. Durch Variation der Lagerungsdichte und des Spannungszustands konnten die barotropen und pyknotropen Eigenschaften des Versuchssandes herausgestellt werden (siehe Bilder 5.12 und 5.13).

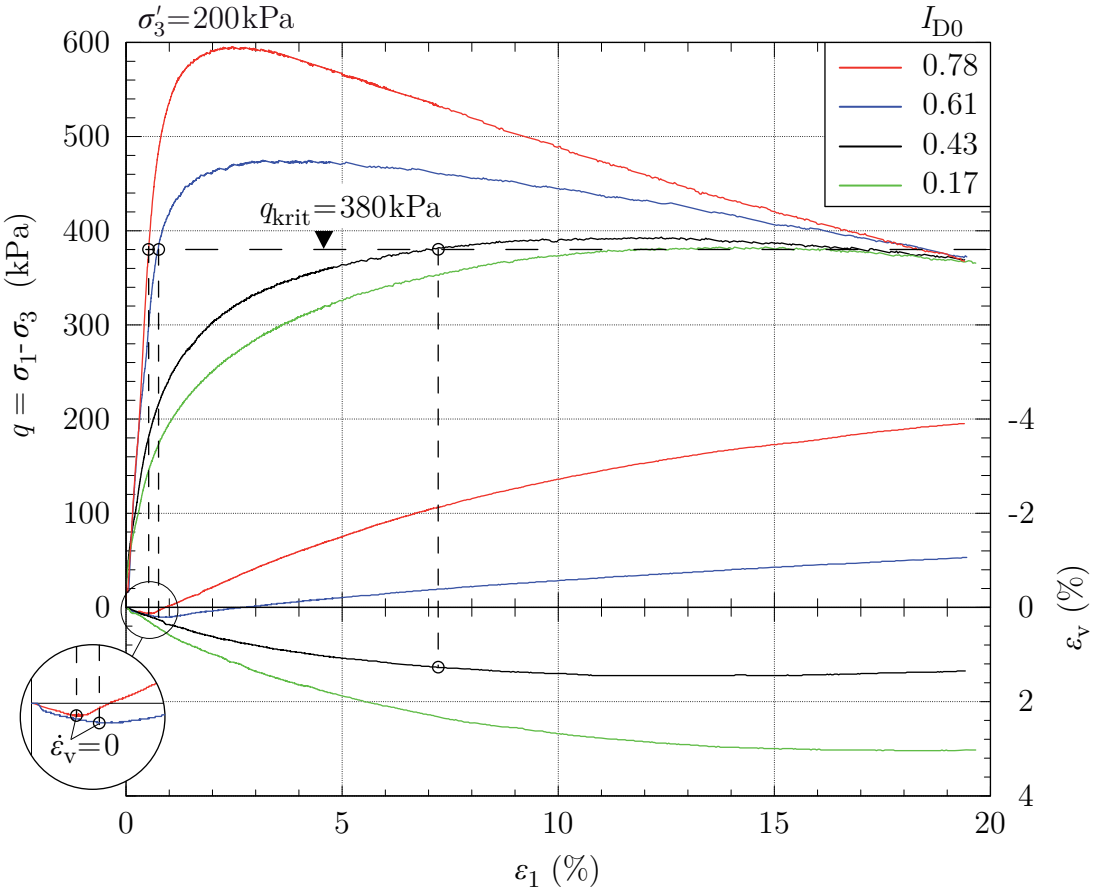


Bild 5.12: Monotone dränierte Triaxialversuche (CD) mit dem Feinsand-Mittelsand bei Variation der Lagerungsdichte für die horizontale Spannung $\sigma'_3 = 200\,\text{kPa}$.

Bei gleicher lateraler Spannung $\sigma'_3 = 200\,\text{kPa}$ und verschiedenen Lagerungsdichten des Versuchssandes ist in Bild 5.12 das bekannte unterschiedliche Spannungs-Dehnungs-Verhalten sowie die volumetrische Veränderung dargestellt. Mit zunehmender Lagerungsdichte nimmt die maximale Scherfestigkeit des Materials zu, wobei sie nach Erreichen dieses Maximums (engl. *Peak*) bei weiterer Scherung auf einen konstanten Wert abfällt, der auch als Restscherfestigkeit bezeichnet wird. In diesem sogenannten kritischen Zustand erfolgt eine Scherung ohne Änderung der Festigkeit und des Volumens der Probe. Bis auf den Test mit dem dicht gelagerten Sand zeigen alle Versuche keine wesentliche Änderung des Volumens bei einer axialen Stauchung von 20 % und bestä-

tigen somit diese Annahme. Die Deviatorspannung im kritischen Zustand kann mit $q_{\mathrm{krit}} = 380\,\mathrm{kPa}$ festgestellt werden. Normiert man diesen Wert auf die mittlere effektive Ausgangsspannung $p'_0 = 200\,\mathrm{kPa}$, ergibt sich ein Wert von $q_{\mathrm{krit}}/p'_0 = 1,9$, der näherungsweise auch bei allen anderen Versuchen der Serie nach Normierung auf die isotrope mittlere effektive Ausgangsspannung ermittelt werden konnte.

Das Volumen nimmt bei allen Tests, unabhängig von der Lagerungsdichte nach Start der Belastung zunächst ab (Kontraktanz). Während sich die locker gelagerten Sande in Bild 5.12 bei zunehmender Scherung weiterhin kontraktant verhalten, vergrößert sich das Volumen bei den mitteldicht und dicht gelagerten Proben wieder (Dilatanz). Hier gilt: Je dichter die Lagerung, desto größer ist das dilatante Verhalten und somit die Volumenzunahme. Im Rahmen der Versuchsreihe wurden auch Tests mit gleicher Lagerungsdichte und unterschiedlichen Seitendrücken durchgeführt. Am Beispiel der dicht gelagerten Sande in Bild 5.13c) zeigt sich, dass der Trend der Volumenzunahme mit zunehmender lateraler Spannung geringer wird. Würde man den Versuch mit einem sehr viel größeren Seitendruck bei gleicher dichten Lagerungsdichte wiederholen, dann müsste sich das Material nach dem Konzept des kritischen Zustands nur noch kontraktant verhalten, da sich die Ausgangslage zur kritischen Zustandsgeraden (engl. *Critical State Line* – CSL) verändert hat [Li und Dafalias, 2000]. Hierbei muss allerdings vorausgesetzt werden, dass kein Kornbruch entsteht.

Ein allgemeines Phänomen, das u.a. Kirkpatrick [1961] beschreibt, geht auch aus den Ergebnissen in diesen konventionellen dränierten Triaxialversuchen hervor. In Bild 5.12 ist für die Versuche mit dem Seitendruck von $\sigma'_3 = 200\,\mathrm{kPa}$ hervorgehoben, dass im Zustand des Übergangs zwischen anfänglich kontraktantem zu dilatantem Verhalten bei den mitteldicht bis dicht gelagerten Sandproben die gleiche Deviatorspannung festgestellt werden kann wie im kritischen Zustand q_{krit}. Dieser Punkt, der für undränierte Versuche auch als Phasentransformation (siehe Anhang C.2.2) bezeichnet wird, ist wie der kritische Zustand durch eine Volumenänderungsrate $\dot{\varepsilon}_{\mathrm{v}} = 0$ gekennzeichnet. Kirkpatrick [1961], Luong [1980] u.a. bezeichnen diesen Zustand bzw. die sich aus mehreren Versuchen ergebene Linie für dränierte Versuche als charakteristische Linie (engl. *characteristic threshold line* – CT-Linie), welche identisch mit der kritischen Zustandsgeraden CSL ist. Für die Probe mit der Lagerungsdichte $I_{\mathrm{D0}} = 0,43$ ist bei Erreichen von q_{krit} die Bedingung der Volumenkonstanz nur annähernd gegeben.

Bei Vergleich der Ergebnisse der dicht gelagerten Sande im Bild 5.13 zeigt sich auch die Abhängigkeit der Festigkeit vom Spannungszustand (Barotropie). Je größer der laterale Seitendruck während der Scherung, desto größer auch die Festigkeit. Nach dem Schergesetz ergibt sich daraus in der Spannungsebene die Bruchgerade, die durch den maximalen Reibungswinkel φ_{p} definiert wird (Bild 5.13 a). Bei einem Spannungsverhältnis von $\eta_{\mathrm{c}}(\varphi_{\mathrm{p}}) = 1,48$ ergibt sich ein maximaler Reibungswinkel nach Umstellung der Gleichung 2.5 von $\varphi_{\mathrm{p}} = 36{,}5°$ (Bild 5.14). Für die Versuche mit geringerer Lagerungsdichte betragen die maximalen Reibungswinkel $\varphi_{\mathrm{p}} = 33°$ ($I_{\mathrm{D0}} = 0,61$) und $\varphi_{\mathrm{p}} = 30{,}3°$ ($I_{\mathrm{D0}} = 0,43 - 0,48$). Die sehr locker gelagerten Proben ($I_{\mathrm{D0}} = 0,18 - 0,23$) erreichen erst bei großer Verformung ihre maximale Festigkeit, womit auch der Reibungswinkel im kritischen Zustand mit $\varphi_{\mathrm{c}} = 29{,}3°$ definiert ist.

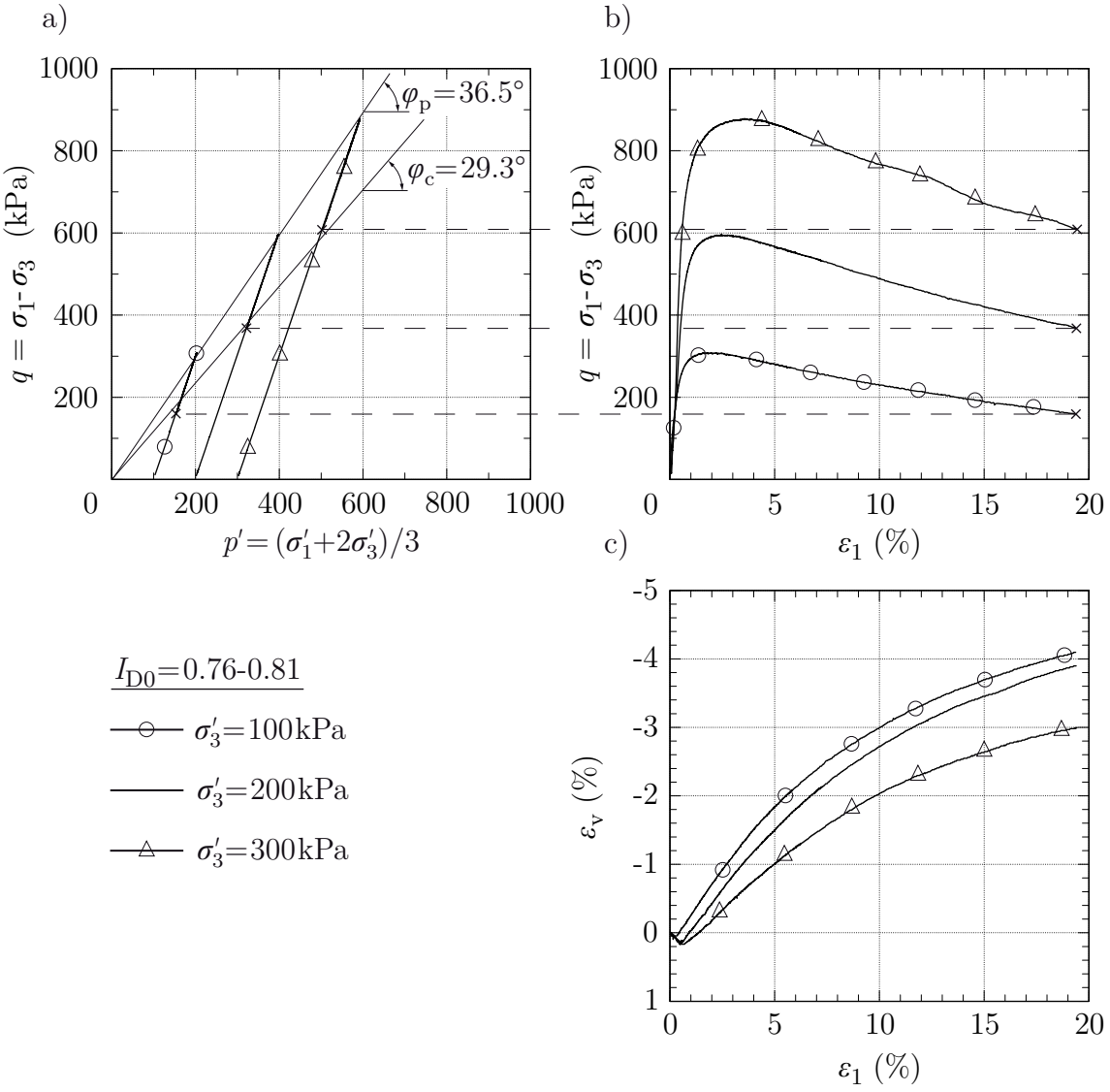


Bild 5.13: Monotone dränierte Triaxialversuche (CD) mit dicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei Variation der horizontalen Spannung σ'_3.

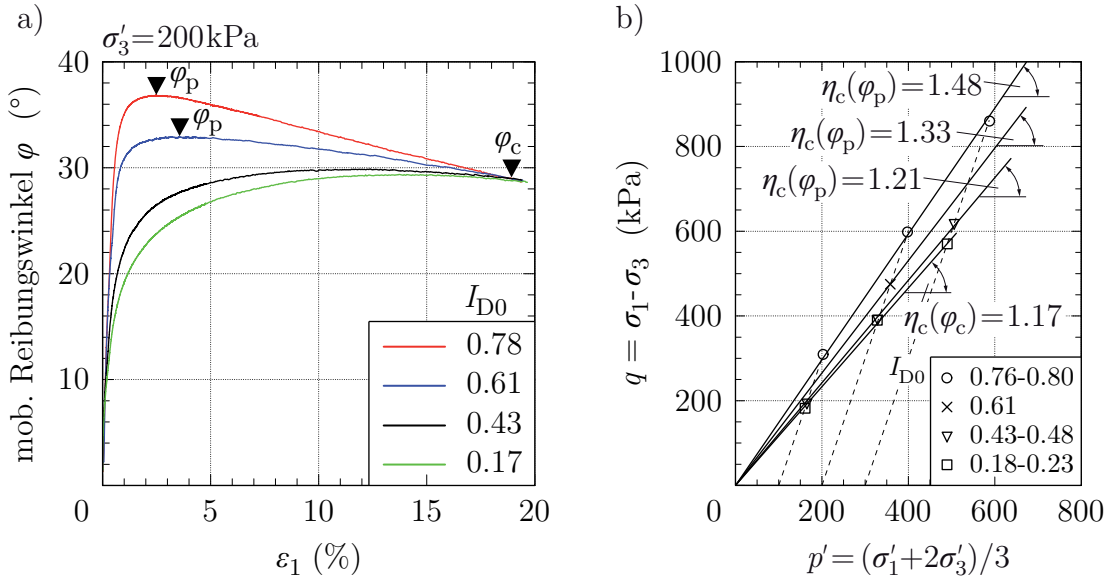


Bild 5.14: Monotone dränierte Triaxialversuche (CD) mit Feinsand-Mittelsand
a) Mobilisierte Reibungswinkel während der monotonen Abscherung für verschiedene Lagerungsdichten für $\sigma_3' = 200\,\text{kPa}$,
b)Darstellung der maximalen Spannungszustände für die Ermittlung der zugehörigen Spannungsverhältnisse η_c für verschiedene Lagerungsdichten.

Kapitel 6

Verhalten von Sand unter regulärer zyklischer Belastung

6.1 Einführung

Nicht ruhende Belastungen können eine unterschiedliche Wirkung im Boden hervorrufen. Dabei kommt es ähnlich wie bei monotonen Versuchen auf die Bodenart, deren Zusammensetzung und Lagerungsdichte bzw. Konsistenz, auf den Spannungszustand, die Vorgeschichte und die Art der Ablagerung bzw. der Einbaumethode im Labor und wesentlich auf die Dränage-Randbedingungen an. Der Fokus dieser Arbeit liegt bei nichtbindigen Böden. Einige der nachfolgend präsentierten zyklischen Versuche wurden von Geißler [2012], Wunder [2012] und Nycz [2013] durchgeführt.

Um das Bodenverhalten unter einer irregulären Belastungsgeschichte zu verstehen, werden in diesem Kapitel zunächst einige Phänomene infolge regulärer zyklischer Beanspruchung vorgestellt und diskutiert. Dabei wird nach den Dränagebedingungen unterschieden, da diese eine wesentliche Rolle für das mechanische Verhalten eines wassergesättigten Bodens sowohl bei monotoner (siehe Kapitel 5) als auch bei einer zyklischen Beanspruchung spielen. Denn bei gering durchlässigen Materialien wie z.B. bindigen Böden aber auch bei schluffigen Feinsanden entscheidet die Belastungsgeschwindigkeit über die Möglichkeit der Dränage des Porenwassers. Während also bei gering durchlässigen Böden während einer schnellen Belastung aufgrund der eingeschränkten Entwässerungsmöglichkeit Porenwasserüberdrücke entstehen können, sind grobkörnige Böden davon weitestgehend unbeeinflusst. Allerdings kann sich auch hier bei großflächig ausgedehnten Belastungsereignissen wie z.B. Erdbeben oder bei hochfrequenten Emissionen die Dränage des Porenwassers einschränken. Schließlich führt ein Porenwasserüberdruck zur Änderung der effektiven Spannungen und somit zu anderen mechanischen Eigenschaften des Bodens. Im Labor werden undränierte Situationen durch Schließen der Porenentwässerung simuliert, während dränierte Versuche langsam genug bei offener Dränage gefahren werden müssen, um eine konstante effektive Spannung zu gewährleisten. Die Volumenkonstanz gesättigter Böden bei geschlossener Dränage während der Belastung kann aber auch durch eine genaue Steuerung bei offenen Leitungen (z.B.

Höhenkontrolle im Einfachschergerät siehe Kapitel 5.1.2 oder Volumenkontrolle bei dränierten Triaxialversuchen) gewährleistet werden.

Meist führt die zyklische Beanspruchung eines Bodens zu akkumulierten bzw. plastischen Verformungen. Ursache dafür sind die infolge der wiederholten Belastung möglichen Kornumlagerungen und ggf. auch Kornabrieb oder Kornbruch. Goldscheider und Gudehus [1976] teilen die Entwicklung der plastischen Verformungen für Gründungsstrukturen in drei wesentliche Kategorien ein: Schrittweises Versagen, Beruhigung und Shakedown (Bild 6.1). Dieses Verhalten kann aber auch in bodenmechanischen Elementversuchen beobachtet werden. Schrittweises Versagen beschreibt eine proportionale Zunahme der Verformungen mit der Zyklenzahl. Dieser inkrementelle Kollaps wird häufig bei undränierten zyklischen Beanspruchungen festgestellt, wenn es zu einer Verflüssigung oder zu zyklischer Mobilität (schrittweise Verflüssigung) kommt. Bei einer Verflüssigung zeigt sich sogar ein überproportionales Verhalten. Ein Shakedown wird erreicht, wenn sich die Akkumulation der Verformungen bei anhaltender zyklischer Belastung auf einen konstanten Wert einstellt und sich das Material fast nur noch elastisch verhält. Dieses Szenario ist beispielsweise bei kleineren Belastungsamplituden vorstellbar. Schließlich zeigt die Beruhigung einen Verlauf der Verformungen während fortschreitender Lastwechsel, der zwar stetig ansteigt, dessen Zunahme jedoch immer geringer wird. Die Entwicklung der Verformung kann annähernd mit einer logarithmischen Kurve verglichen werden, so dass die Verformungen linear mit $\log N$ zunehmen. Dieses Verhalten wird oft bei dränierten zyklischen Belastungen beobachtet.

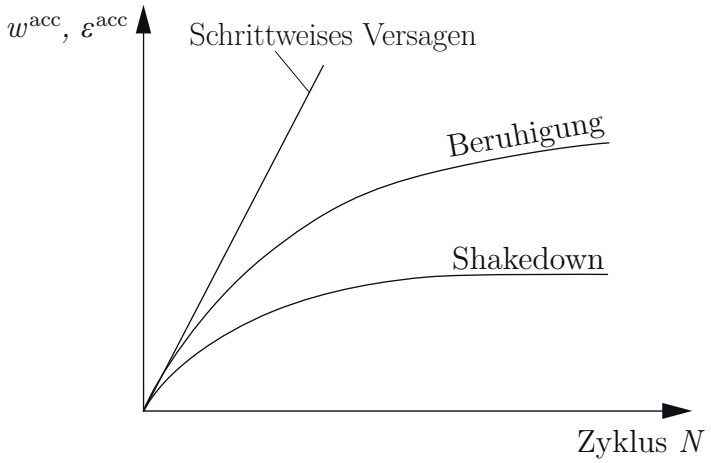


Bild 6.1: Reaktion eines Gründungskörpers in Form einer Verschiebung w oder eines Bodenelements in Form einer Dehnung ε auf eine zyklische Belastung; nach [Goldscheider und Gudehus, 1976].

Einfluss der Belastungsfrequenz auf die Versuchsergebnisse

Es wird vorausgesetzt, dass die Belastungsgeschwindigkeit in dränierten Versuchen so gewählt wird, dass keine Porenwasserüberdrücke entstehen bzw. es nicht zu einer Verringerung der effektiven Spannung kommt. Dann kann nach den Untersuchungen von Wichtmann [2005] im Triaxialgerät ($0,05$ bis $2\,\mathrm{Hz}$) und Youd [1972] im Einfachscher-

gerät (0, 2 bis 1,9 Hz) davon ausgegangen werden, dass die Belastungsfrequenz keinen wesentlichen Einfluss auf die Versuchsergebnisse hat (Bild 6.2). Allerdings kann in den Ergebnissen von Wichtmann [2005, Bild 5.14] eine merkliche Diskrepanz der Ergebnisse bei einer Frequenz von 2 Hz festgestellt werden. Versuche mit gesättigten Proben, wo die Änderung des Volumens über das ein- und ausströmende Porenwasser in jedem Zyklus gemessen wird, sind selbst mit einem sehr flexiblen Bürettensystem bei Sanden bei einer Belastungsfrequenz größer als 1 Hz aus eigener Erfahrung nicht mehr zuverlässig. Wichtig ist, dass auch die Filtersteine eine ausreichende Durchlässigkeit besitzen, um einen Porenwasserdruckaufbau innerhalb der Probe bei schneller Belastung zu vermeiden. Auch die Probengröße und damit die Länge des Entwässerungsweges spielen eine erhebliche Rolle.

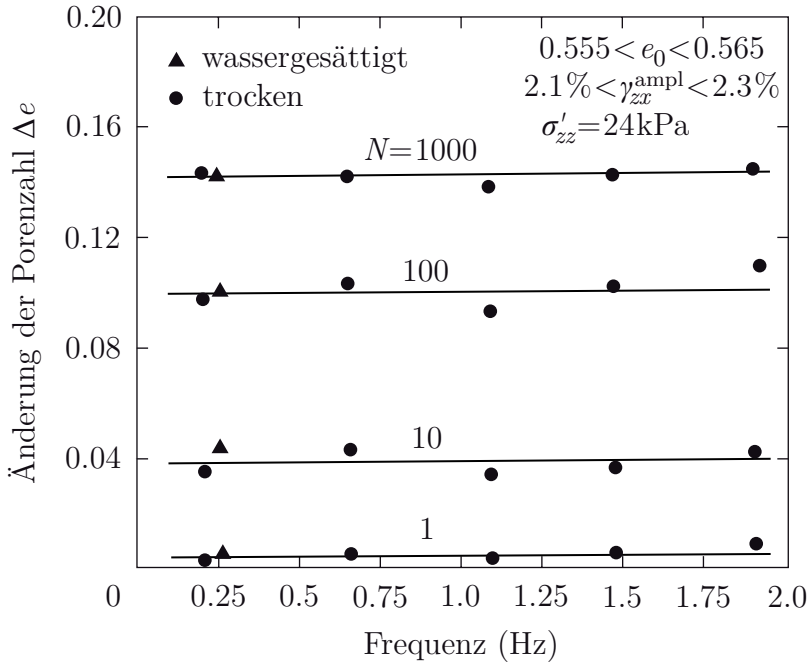


Bild 6.2: Einfluss der Belastungsfrequenz auf die Änderung der Porenzahl in zyklischen Einfachscherversuchen mit dicht gelagertem Ottawa Sand ($I_{D0} = 0,70$ bis $0,73$); nach [Youd, 1972].

Eigene Untersuchungen im Einfachschergerät zeigen den gleichen Trend. Mit dem Feinsand-Mittelsand wurden bei gleicher mitteldichter Lagerung und identischem Versuchsprogramm 5 Tests mit verschiedenen Frequenzen zwischen $0,25$ und 4 Hz unter einer konstanten Vertikalspannung von 150 kPa durchgeführt. Die volumetrischen Verformungen sind in Bild 6.3 a) dargestellt. Bis zu einer Frequenz von 2 Hz sind die Ergebnisse nahezu gleich, wobei die geringfügigen Unterschiede wohl nur durch den Einbau und ggf. versuchsbedingte minimale Abweichungen zustande kommen. Die volumetrische Änderung bei 4 Hz zeigt jedoch bereits eine deutliche Diskrepanz zu den anderen Ergebnissen. Bei Betrachtung des Schubspannungs-Schubverzerrungs-Verlaufs kann man feststellen, dass die Hysteresen der schnelleren Lastaufbringung schmaler werden. D.h. das Dämpfungsmaß nimmt mit zunehmender Frequenz ab (Bild 6.3 b), wobei der zyklische Schubmodul annähernd unabhängig von der Belastungsgeschwin-

digkeit ist. Damit nimmt die dissipierte Arbeit mit zunehmender Frequenz ab, wobei die elastische gespeicherte Energie unabhängig ist.

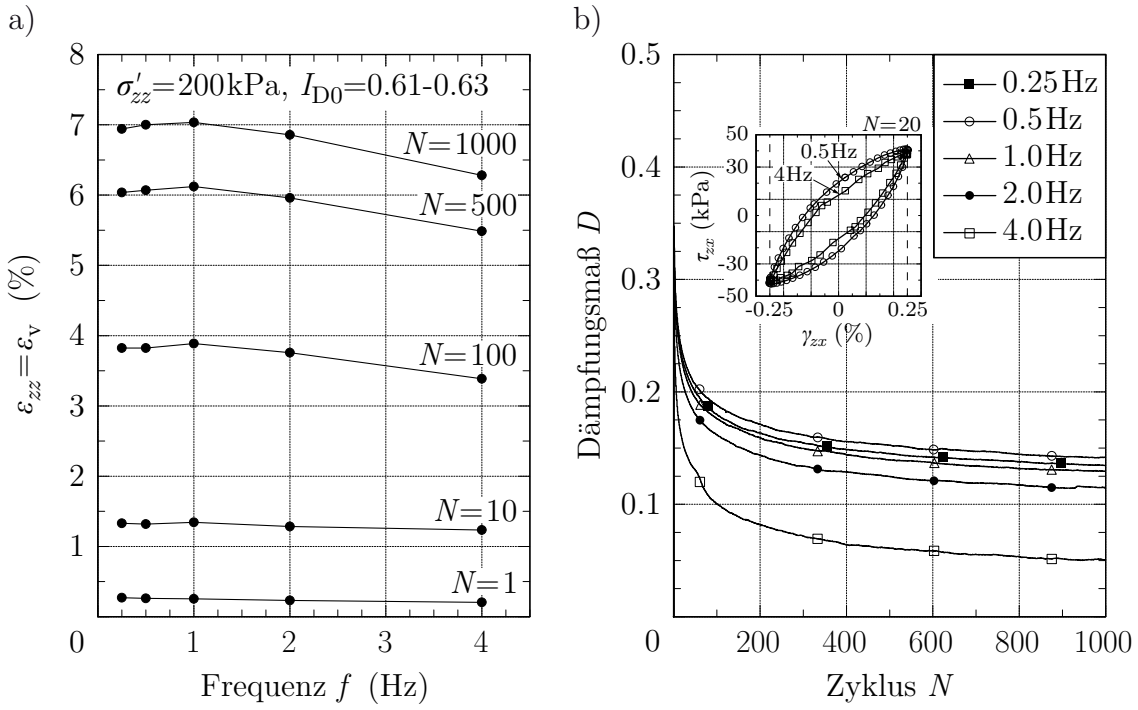


Bild 6.3: Einfluss der Frequenz auf die Versuchsergebnisse in zyklischen weggesteuerten Einfachscherversuchen unter einer konstanten Vertikalspannung $\sigma'_{zz} = 150\,\text{kPa}$ mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei symmetrischer Wechsellast mit einer Schubverzerrungsamplitude $\gamma_{zx}^{\text{ampl}} = 0{,}25\,\%$.

Nun kann der Grund für diese Abhängigkeit in der Steuerung der Versuchseinrichtung, im größeren Einfluss der Trägheitskräfte bei höherer Frequenz oder in einer materialspezifischen Eigenschaft liegen. Bei Kontrolle der Steuerung der Anlage zeigte sich unabhängig von der gewählten Frequenz der eingestellte sinusförmige Verlauf der zyklischen Wegamplitude. Auffällig war allerdings, dass mit zunehmender Frequenz die aktive Kontrolle der vertikalen Spannung merkliche Schwankungen hervorrief. Dieser Einfluss wird aber als gering eingeschätzt, da die Verdichtung der Probe trotz dieser Abweichungen langsamer zunimmt als bei geringeren Versuchsfrequenzen. Vermutlich führt der Einfluss Trägheitskräfte zu einem geringeren Bewegungsradius der einzelnen Körner während der schnelleren Belastung. Schließlich wird durch die resultierende geringere Materialdämpfung mit größerer Versuchsgeschwindigkeit weniger Energie in Verformungsenergie umgewandelt. Dies wird durch das Ergebnis kleinerer volumetrischer Verformungen bestätigt (Bild 6.3 a).

Auch bei undränierten Versuchen zeigt sich eine Unabhängigkeit von der Frequenz. Beispielsweise zeigen Tatsuoka u. a. [1986b] im Triaxialgerät ($0,05$ bis $1\,\text{Hz}$) und Peacock und Seed [1968] im Einfachschergerät ($0,05$ bis $4\,\text{Hz}$), dass die Zyklenanzahl bis zum Erreichen der Verflüssigung nahezu unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit ist.

Schließlich wurden alle Versuche in dieser Arbeit mit einer Frequenz $f \ll 1\,\mathrm{Hz}$ durchgeführt. In den Triaxialversuchen mussten aufgrund der Randbedingungen wesentlich geringere Frequenzen berücksichtigt werden (Kapitel 4.2.2).

6.2 Verhalten bei dränierten zyklischen Versuchen

Während undränierte Beanspruchungssituationen bei zyklischer Belastung meist maßgebend sind für die Ermittlung der Tragfähigkeit, spielen bei dränierten Zuständen oft gebrauchstaugliche Aspekte eine Rolle. Die resultierenden Verformungen nach einer bestimmten Anzahl von Lastwiederholungen rücken hierbei in den Fokus der Untersuchungen, da diese die Nutzung des Bauwerks einschränken können.

Ausgehend von den Eigenschaften unter monotoner Belastung zeigen die Untersuchungen von Luong [1980, 1982] sehr deutlich, welchen Einfluss der Spannungszustand auch auf das Verhalten nichtbindiger Böden bei zyklischer Beanspruchung hat. Daher wurden diese Versuche in ähnlicher Form am eigenen Versuchssand nachgefahren und sollen nachfolgend analysiert werden. In Bild 6.5 wurde der Feinsand-Mittelsand mit dichter Lagerung unter einer isotropen Spannung in Höhe von 200 kPa konsolidiert und schließlich mit gleichen Zyklenpaketen á 20 Zyklen und Amplituden $q^{\mathrm{ampl}} = 60\,\mathrm{kPa}$ unter verschiedenen Deviatormittelspannungen q^{av} belastet.

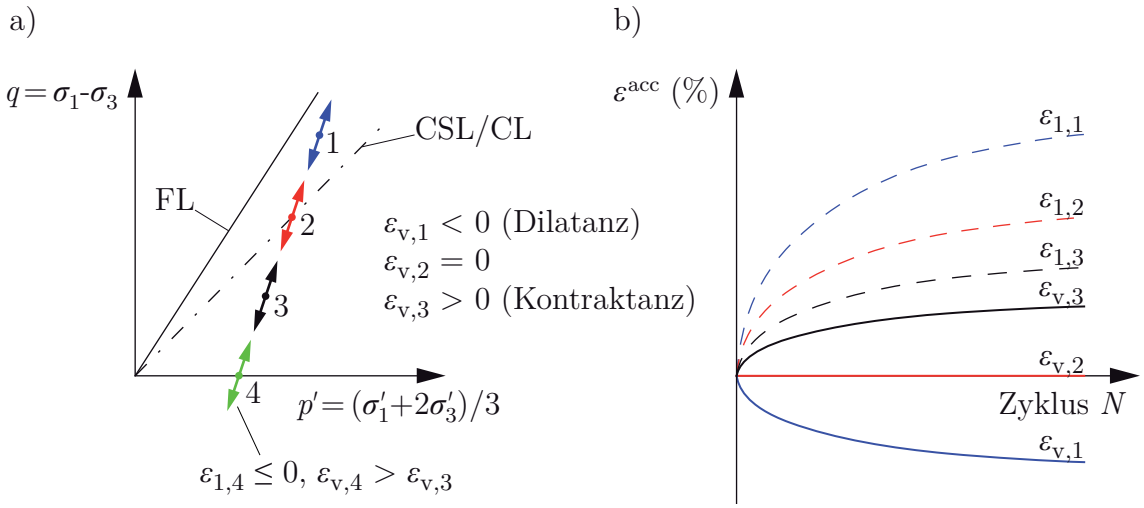


Bild 6.4: Einfluss des Spannungszustands auf die Akkumulation der Dehnungen $\varepsilon_1^{\mathrm{acc}}$ und $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}}$ bei dränierten zyklischen Triaxialversuchen mit einem nichtbindigen Boden bei axialer zyklischer Belastung mit den Zyklenpaketen 1, 2 und 3 (mit gleicher Amplitude q^{ampl}) unter konstanten Zelldruckbedingungen:
a) Darstellung der zyklischen Belastung; nach [Luong und Sidaner, 1981] und
b) Resultierende axiale und volumetrische Verformungen (qualitativ).

Zuvor wurden monotone dränierte Triaxialversuche durchgeführt, um die Festigkeitsparameter und das Spannungs-Dehnungs-Verhalten zu ermitteln (Kapitel 5.2). Hierbei ergab sich für die Konsolidierungsspannung $\sigma'_3 = 200\,\mathrm{kPa}$ eine Deviatorspannung im kritischen Zustand in Höhe von $q_{\mathrm{krit}} = 380\,\mathrm{kPa}$. Wie bereits beschrieben, ändert sich bei

mindestens mitteldicht gelagerten Sanden beim ersten Überschreiten dieser Spannung vor dem Erreichen der maximalen Festigkeit das Dilatanzverhalten bei weiterer Scherung (Anhang C.2.1). Dieser Zustand wird von Luong [1980] auch als charakteristischer Zustand (engl. *Characteristic Threshold*) bezeichnet. Bild 6.4 zeigt die zugehörige charakteristische Linie (CL), die in der Spannungsdarstellung mit der kritischen Zustandsgeraden (CSL) gleichgesetzt werden kann. Luong [1980] stellt bei seinen Untersuchungen fest, dass zyklische Belastungen unterhalb dieser Linie bei ausreichender Dränage immer zu kontraktantem Verhalten des Bodens führen und eine Stabilisierung der akkumulierten Verformungen eintritt (Shakedown bzw. Beruhigung). Es zeigt sich, dass mit größerer Mittelspannung q^{av} die axiale Dehnung ε_1 bei gleicher zyklischer Amplitude q^{ampl} zunimmt, während der kontraktante Trend immer geringer wird (Bild 6.4 b). Bei einer symmetrischen Schwingung um die Mittelspannung q_{krit} (Bild 6.4, Paket 2) kommt es zu keiner Veränderung des Probenvolumens trotz der Zyklik, es treten lediglich elastische Verformungen innerhalb eines Belastungszyklus auf. Die irreversiblen axialen Dehnungen und damit auch die deviatorischen Dehnungen nehmen allerdings bei weiterer zyklischer Belastung kontinuierlich zu. Erfolgt eine zyklische Anregung oberhalb des charakteristischen Zustands (Bild 6.4, Paket 1), resultiert daraus wie auch bei monotonen Versuchen eine dilatante Verformung. Diese Volumenvergrößerung (Dilatanz) trotz vertikaler zyklischer Anregung im Triaxialgerät geht einher mit einer noch größeren Zunahme der axialen Dehnungen. Dieses Verhalten zeigt sich auch in den eigenen Versuchen in den Bildern 6.5 und 6.6. Unterhalb des charakteristischen Zustands verhält sich das Material bei zyklischer Belastung kontraktant, während oberhalb eine Volumenzunahme stattfindet. Bei den Einfachscherversuchen ist die Definition des charakteristischen Zustands aus den Ergebnissen der monotonen Tests allerdings nicht eindeutig wie bei den Triaxialversuchen. Da eine Verringerung der Festigkeit nach Erreichen eines maximalen Werts nicht festzustellen war (Kapitel 5.1), kann der Zustand nur beim Umkehrpunkt der volumetrischen Dehnung bei $\tau_{zx} = 88\,\mathrm{kPa}$ angenommen werden. Mit dieser Annahme bestätigen sich aber die Beobachtungen aus dem Triaxialversuch, wobei in diesem Versuch mit dem ersten Zyklenpaket gleich im Bereich des charakteristischen Zustands begonnen wurde.

Weiterhin kann in beiden Versuchen beobachtet werden, dass bei einer zyklischen Beanspruchung nach einer Entlastung (Zyklenpaket 5 in Bild 6.5 und Zyklenpakete 6, 8 in Bild 6.6) die axialen bzw. die Schubverformungen in Richtung der Entlastung weiter akkumulieren. Dieses Verhalten widerspricht dem Trend, der sich bei den Zyklenpaketen bei der Erstbelastung herausstellte. Man kann es als Kriechen in Richtung der Last, in diesem Fall dann der Entlastung ansehen bzw. auch als Art Verschiebungsrelaxation bezeichnen. Dieser Trend ist allerdings nicht bei der volumetrischen Entwicklung der Verformungen zu beobachten. Hier wird das Verhalten bei der Erstbelastung nach den Regeln in Bild 6.4 bestätigt.

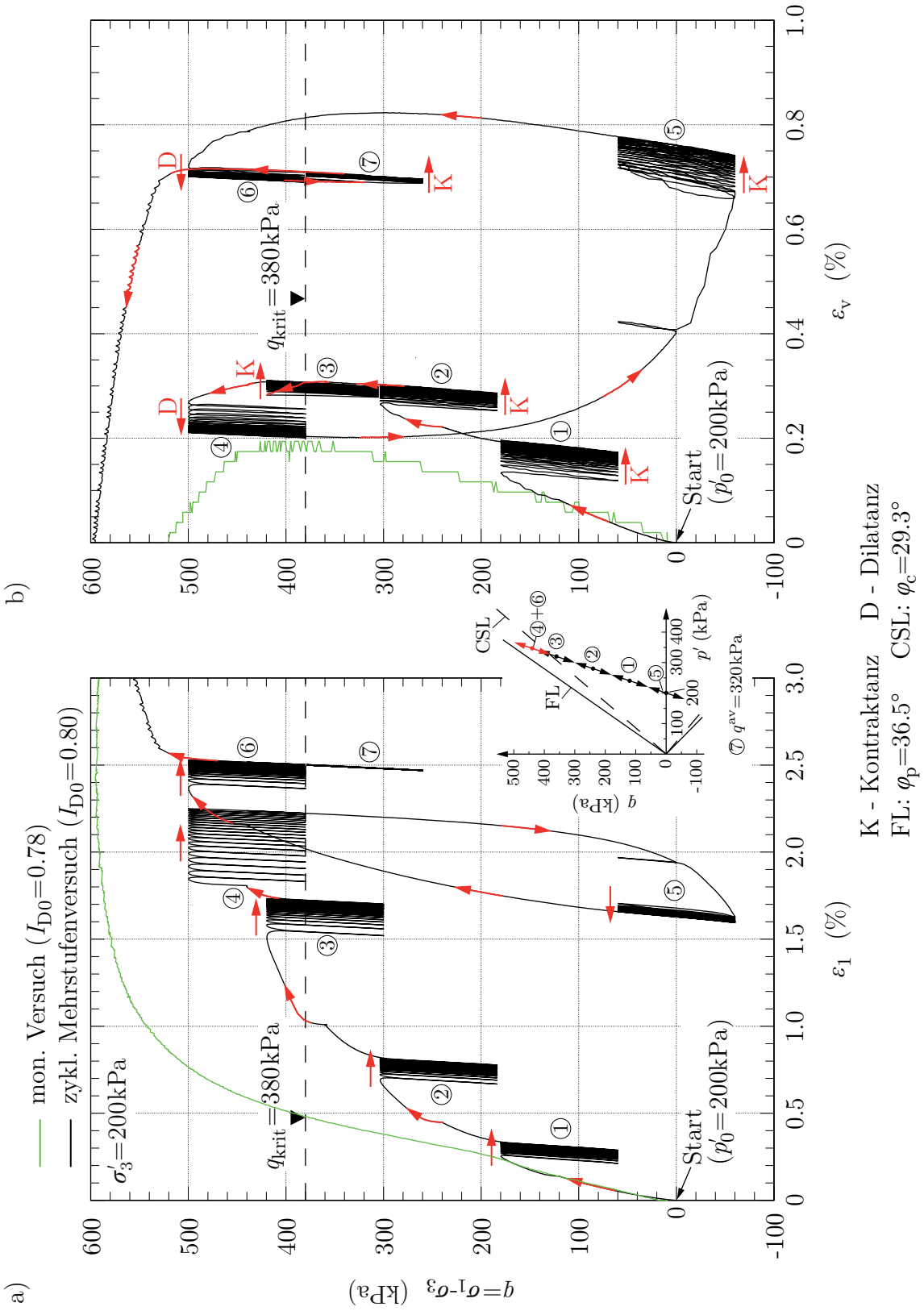


Bild 6.5: Zyklischer dränierter Triaxialversuch mit Mehrstufenbelastung mit jeweils 20 Zyklen und einer Amplitude von $\sigma_1^{ampl} = 60\,\text{kPa}$ je Stufe bei konstanter effektiver Horizontalspannung $\sigma'_3 = 200\,\text{kPa}$ mit dicht gelagertem Feinsand-Mittelsand (Frequenz: 0,01 Hz). Vergleichend dazu die Ergebnisse des monotonen dränierten Triaxialversuchs bei gleichen Bedingungen (siehe Bild 5.12).

Wird die Bodenprobe nach einer Entlastung erneut beansprucht und wieder zyklisch belastet, zeigt sich eine Versteifung im Materialverhalten sowohl unterhalb als auch oberhalb des charakteristischen Zustands. In Bild 6.5 ist dies am Verhalten des Zyklenpakets 6 sowohl bei volumetrischen als auch bei der axialen Dehnung sehr gut zu erkennen. Im Einfachscherversuch bestätigt sich in den Zyklenpaketen 9 und 10 diese Entwicklung (Bild 6.6). Vergleicht man in diesem Test die Entwicklung der Schubverzerrung infolge der Zyklenpakete 6 (Entlastung) und 9 (Wiederbelastung), dann ist der Trend trotz gleicher zyklischer Belastung gegensätzlich, nämlich immer in Belastungsrichtung (Bild 6.6 a).

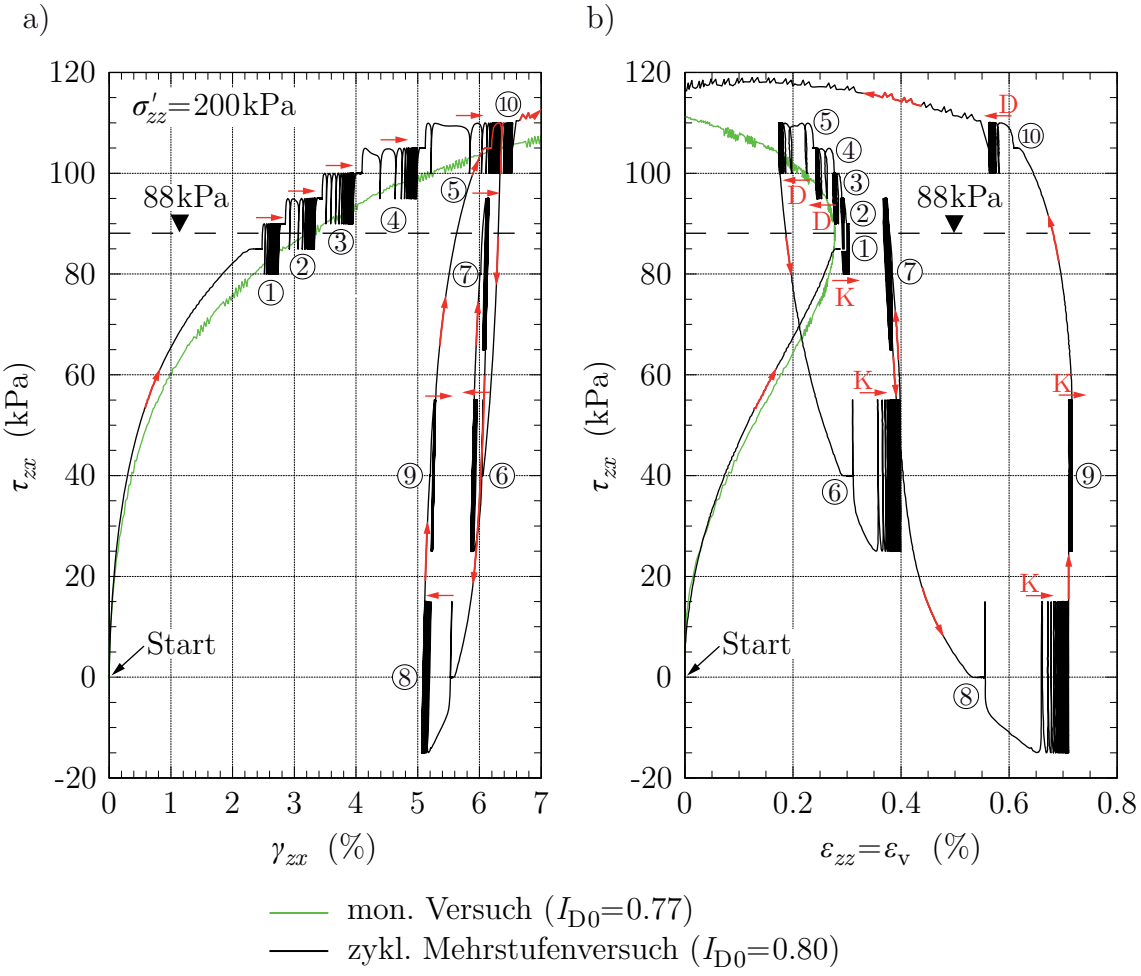


Bild 6.6: Zyklischer Einfachscherversuch unter konstanter Auflast $\sigma'_{zz} = 200\,\text{kPa}$ mit Mehrstufenbelastung mit jeweils 20 Zyklen und einer Amplitude von $\tau_{zx}^{\text{ampl}} = 5\,\text{kPa}$ für die Stufen 1 bis 5 und 10 sowie $\tau_{zx}^{\text{ampl}} = 15\,\text{kPa}$ für die Stufen 6 bis 9 mit dicht gelagertem Feinsand-Mittelsand (Frequenz: 0,05 Hz). Vergleichend dazu die Ergebnisse des monotonen Einfachscherversuchs bei gleichen Bedingungen (siehe Bild 5.4).

Die Behauptung von z.B. Goldscheider [1975] und Youd [1972], dass sich Sand nach einer Belastungsumkehr bzw. Umkehr des Verformungsweges immer kontraktant verhält, kann für die Belastung im Bereich oberhalb des charakteristischen Zustands (Zy-

klenpaket 1 in Bild 6.4) nicht bestätigt werden. Insbesondere nach dem Wechsel zur Entlastung innerhalb eines Zyklus in dieser Region zeigt sich sowohl im Triaxial- als auch im Einfachscherversuch eine dilatante Verformung.

Die Entwicklung der Verformungen infolge zyklischer kraftgesteuerter Belastung ist allerdings nicht nur vom Spannungszustand abhängig. Auch die relative Lagerungsdichte spielt bei rolligen Böden eine entscheidende Rolle, wie die Untersuchungen von Chang und Whitman [1988] zeigen. Locker gelagerte Proben mit dem gleichen zyklischen Versuchsprogramm verdichten sich bezogen auf ihren Ausgangszustand wesentlich stärker als Proben mit einer höheren Ausgangslagerungsdichte. Für eine genaue Erfassung der Einflüsse auf die Verformungen hat Wichtmann [2005] eine umfangreiche Versuchsreihe durchgeführt und viele Randbedingungen variiert. Die sogenannte Akkumulationsrichtung bzw. Fließrichtung, d.h. das Verhältnis der volumetrischen akkumulierten Dehnungen zu den deviatorischen Dehnungen (Gleichung 6.1), zeigt dabei nahezu keine Abhängigkeit von der Lagerungsdichte, der Belastungsfrequenz, der statischen Vorbelastung, des mittleren effektiven Spannungszustands $(p')^{\mathrm{av}}$ und von der Dehnungsschleife.

$$\omega = \frac{\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}}}{\varepsilon_{\mathrm{q}}^{\mathrm{acc}}}. \tag{6.1}$$

Nach Wichtmann [2005] hat selbst die Kornverteilung des nichtbindigen Bodens keinen Einfluss. Nur geringe Abweichungen sind mit steigender Zyklenzahl festzustellen. Demnach hat der mittlere Spannungszustand $\eta^{\mathrm{av}} = q^{\mathrm{av}}/(p')^{\mathrm{av}}$ den wesentlichen Einfluss auf die Akkumulationsrichtung. Diese Abhängigkeit ist sehr anschaulich in Wichtmann [2005, Bild 5.5] dargestellt.

Auch wenn die Richtung der Verformungsakkumulation ω nur vom Spannungszustand abhängt, ist die Intensität der akkumulierten Verformungen sehr wohl von der Lagerungsdichte, der Kornverteilung, der mittleren effektiven Spannung, der statischen Vorbelastung und der Amplitude abhängig. Dies zeigen exemplarisch die Bilder 6.7 a) und b) aus der eigenen Versuchsreihe im Triaxialversuch.

Neben der Kornbeschaffenheit und der Kornverteilung spielt wie bei den monotonen Versuchen auch die Probenherstellungsmethode eine Rolle für die Entwicklung der Verformungen durch eine kraftgesteuerte Beanspruchung (siehe Anhang D).

Ähnliche Untersuchungen wurden in einer umfangreichen Serie im Einfachschergerät unter konstanter Normalspannung durchgeführt. Exemplarisch sollen hier die wesentlichen Abhängigkeiten vorgestellt werden. Prinzipielle Gemeinsamkeiten wie beispielsweise die Akkumulationsrichtung konnten auch bei Versuchen im Einfachschergerät nachgewiesen werden [Le, 2014].

Wie erwartet und auch in den Triaxialversuchen bereits dargestellt (Bild 6.7 a), führt eine zunehmende Belastungsamplitude $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}$ bei gleichen Bedingungen auch im Einfachschergerät zu einer größeren Verformung der Probe (Bild 6.9 a). Je geringer die relative Lagerungsdichte, desto höher die Verdichtungsmöglichkeit, das zeigt Bild 6.13. Aller-

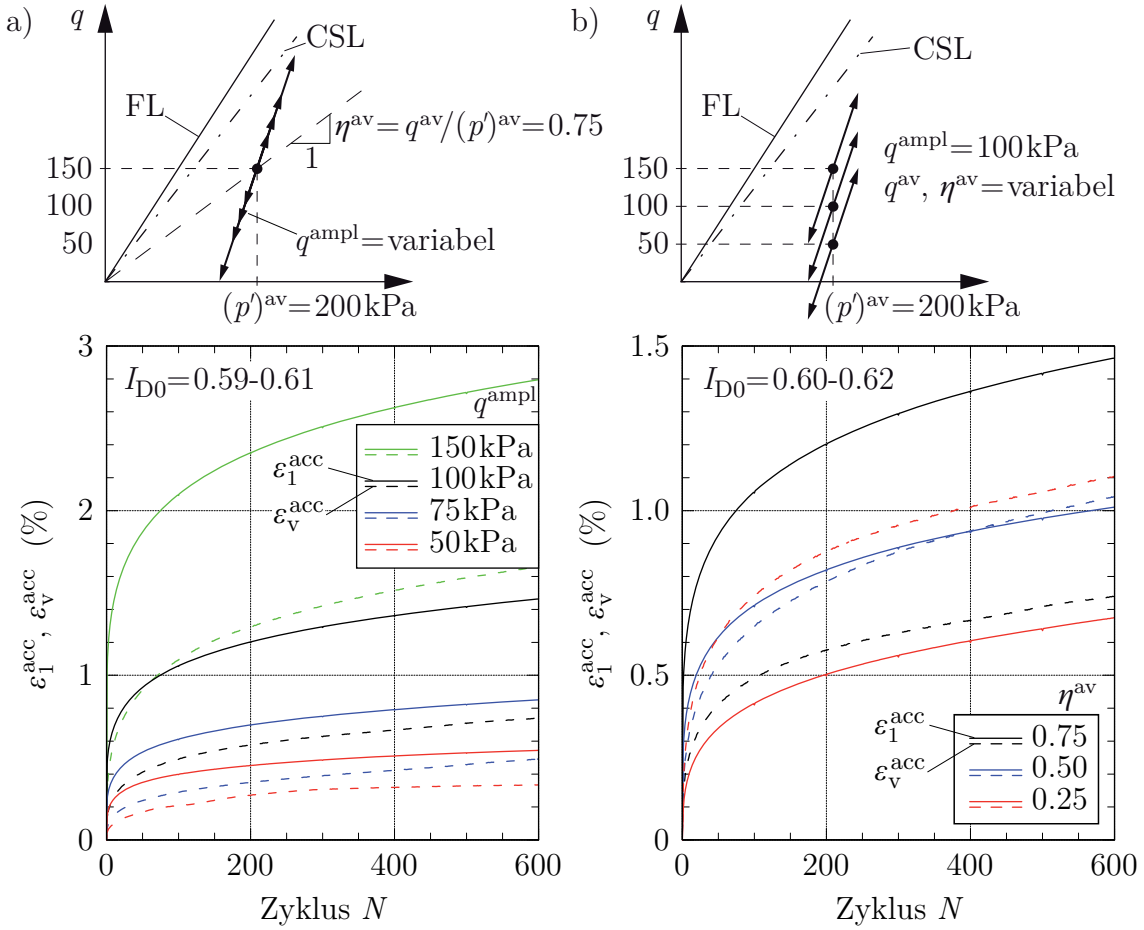


Bild 6.7: Akkumulierte Verformungen aus zyklischen dränierten Triaxialversuchen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand (Frequenz: 0,01 Hz):
a) Variation von q^{ampl} und
b) Variation von η^{av}.

dings, und das unterscheidet die Ergebnisse von den Versuchen im Triaxialgerät, hat die Mittelspannung τ_{zx}^{av} keinen wesentlichen Einfluss auf die volumetrische Verformung der Probe. Im Bild 6.9 a) wurden bei gleichen Belastungsamplituden die Mittelspannungen τ_{zx}^{av} variiert. Man kann bei der kleinen Belastungsamplitude $\tau_{zx}^{ampl} = 10\,\text{kPa}$ eine Abhängigkeit erkennen, die jedoch mit höherer monotoner Vorscherung τ_{zx}^{av} nicht mehr nachvollziehbar ist. Die resultierenden Amplituden der Schubverzerrung γ_{zx}^{ampl} zeigen annähernd die gleichen Werte (Bild 6.9 b), so dass dieses Ergebnis nicht verwundert.

Obwohl die Verdichtung des Materials in zyklischen Einfachscherversuchen (CNL) unabhängig von der Mittelspannung τ_{zx}^{av} ist, zeigt sich bei den akkumulierten Schubverzerrungen γ_{zx}^{acc} der gleiche Trend wie in den Triaxialversuchen. Aus den Versuchen mit der Belastungsamplitude $\tau_{zx}^{ampl} = 20\,\text{kPa}$ ergibt sich eine zunehmende Tendenz der akkumulierten Schubverzerrungen mit ansteigender Mittelspannung (Bild 6.10 a). Dieser Trend ist auch bei konstanter Mittelspannung τ_{zx}^{av} und variierender Belastungsamplitude τ_{zx}^{ampl} festzustellen (nicht dargestellt) und mit den Triaxialversuchen vergleichbar. Bleibt die Frage, warum bei der einfachen Scherung die Verdichtung der Probe un-

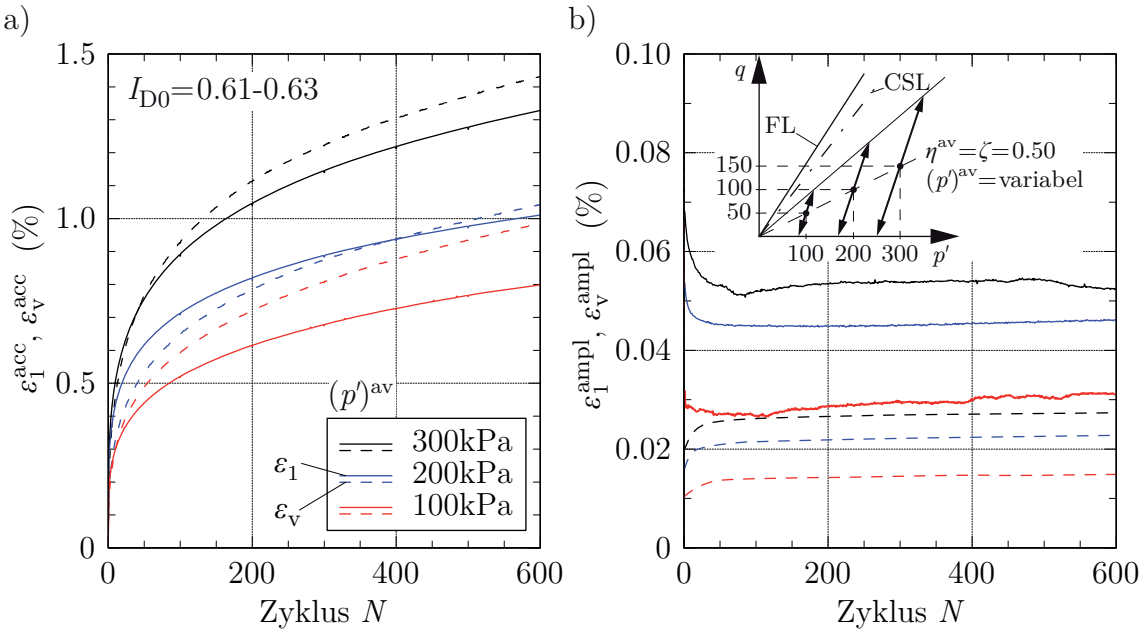


Bild 6.8: Zyklische dränierte Triaxialversuche mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand unter Variation der mittleren effektiven Spannung $(p')^{av}$ mit konstantem Verhältnis η^{av} und ζ (Frequenz: 0,01 Hz):
a) Akkumulierte Verformungen ε_1^{acc} und ε_v^{acc} und
b) Verformungsamplituden ε_1^{ampl} und ε_v^{ampl}.

abhängig von Mittelspannung τ_{zx}^{av} ist. Bei Betrachtung der resultierenden Hysteresen ergeben sich annähernd gleiche Schubverzerrungsamplituden, Schubsteifigkeiten sowie Dämpfungswerte (Bild 6.10 b). Aus diesem Grund ist auch die Verdichtung nahezu identisch und vermutlich unabhängig von der Mittelspannung.

Während die statische Vorscherung bzw. Mittelspannung τ_{zx}^{av} unabhängig ist (Bild 6.9), zeigt sich bei Variation der vertikalen Spannung σ'_{zz} in Bild 6.11 trotz konstantem zyklischen Spannungsverhältnis $\tau_{zx}^{ampl}/\sigma'_{zz} = 0,10$ ein klarer Trend für die Entwicklung der volumetrischen Dehnung. Ein ähnliches Ergebnis wurde in den zyklischen Triaxialversuchen erreicht (Bild 6.8). Trotz identischem zyklischen Spannungsverhältnis $\zeta = q^{ampl}/(p')^{av}$ steigt mit größerer effektiver mittlerer Spannung $(p')^{av}$ auch die Verformungsamplitude, die wiederum zu einer größeren akkumulierten Verformung des Sandes führt. In [Marr und Christian, 1981, Bild 3] wird diese Verformungsentwicklung in Verbindung mit der mittleren effektiven Spannung bestätigt. Wichtmann [2005] stellt allerdings einen umgekehrten Trend fest, d.h. mit größerer mittlerer effektiver Spannung fällt der Verformungszuwachs bei sonst gleichen Bedingungen geringer aus. In seinen späteren Veröffentlichungen wird diese Aussage anhand von zahlreichen Versuchsergebnissen an verschiedenen Sanden widerlegt. In [Wichtmann u. a., 2009, 2011] wird gezeigt, dass die Verformung unabhängig von der mittleren effektiven Spannung $(p')^{av}$ bei gleichem zyklischen Spannungsverhältnis ζ ist. Aber auch dies kann in den eigenen Untersuchungen weder in den Triaxial- noch in den Einfachscherversuchen bestätigt werden. Bei einem Blick zu den zahlreichen undränierten Versuchen, die für die Ermittlung des Verflüssigungswiderstands veröffentlicht wurden, zeigt sich auch eine

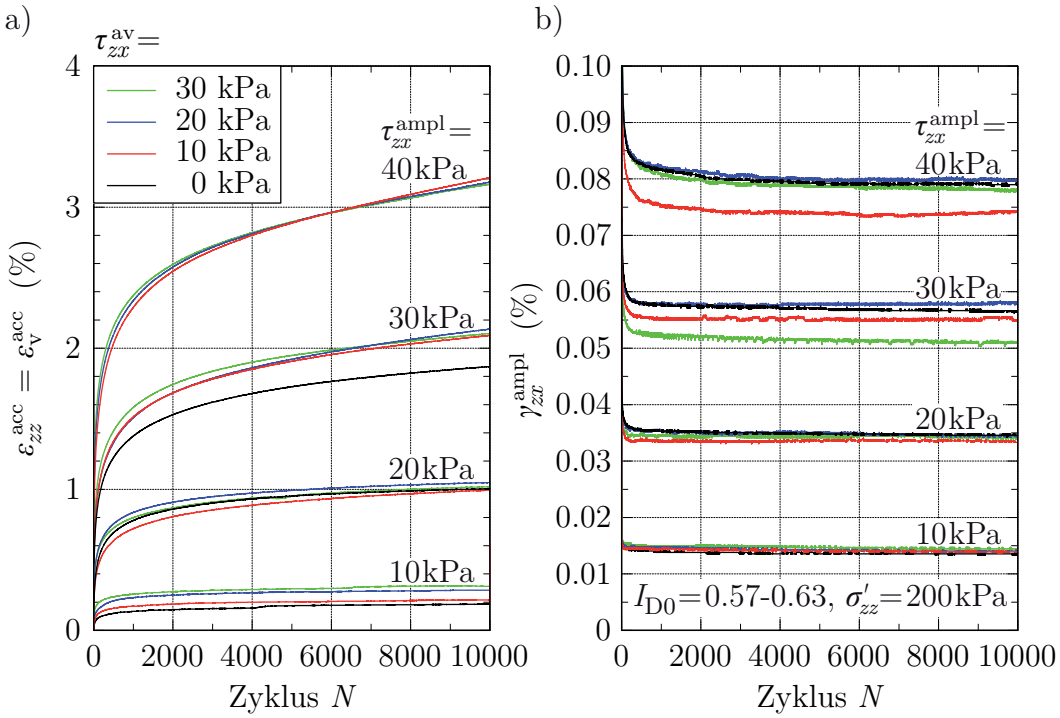


Bild 6.9: Zyklische Einfachscherversuche (kraftgesteuert) mit konstanter Vertikalspannung $\sigma'_{zz} = 200\,\text{kPa}$ mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand unter Variation der Mittelspannung τ_{zx}^{av} und der Amplitude τ_{zx}^{ampl} (Frequenz: 0,5 Hz):
a) Akkumulierte vertikale Verformungen ε_{zz}^{acc} und
b) Verformungsamplituden γ_{zx}^{ampl}.

klare Abhängigkeit vom Spannungszustand (trotz gleichem zyklischen Spannungsverhältnisses). Böden unter größeren Spannungen verflüssigen früher, zeigen also einen größeren Willen zur Verdichtung (Kapitel 6.3.2). Dieser Trend bestätigt sich hier und scheint plausibel.

Um die Ergebnisse der kraftgesteuerten Einfachscherversuche unter konstanter Auflast besser einordnen zu können, ist ein Vergleich mit Ergebnissen in der Literatur wünschenswert. Allerdings sind hierzu nur sehr wenige Versuche dokumentiert. Mehr Material findet man zu weggesteuerten Versuchen.

Mit die ersten Ergebnisse von zyklischen weggesteuerten Einfachscherversuchen unter konstanter Auflast (CNL) wurden von Silver und Seed [1969] veröffentlicht (auch in [Silver und Seed, 1971a,b]). Die Verdichtungskurven werden selbst heute noch häufig herangezogen und zitiert. Zum Vergleich wurde deshalb eine eigene Versuchsserie mit drei verschiedenen Sanden durchgeführt. Die Ergebnisse für den Feinsand-Mittelsand mit einer mitteldichten Lagerung und einer Schubverzerrungsamplitude von $\gamma_{zx}^{ampl} = 0{,}05\,\%$ sind für verschiedene Vertikalspannungen in Bild 6.12 dargestellt. Es zeigt sich, dass eine der wesentlichen Grundaussagen in [Silver und Seed, 1969], die Verdichtung ist bei gleicher Wegamplitude unabhängig von der Vertikalspannung, nicht zutrifft. Bereits nach wenigen Zyklen ist ersichtlich, dass die Verdichtung mit größer werdender Vertikalspannung abnimmt. Das wurde auch bei den Versuchen mit größeren Wegam-

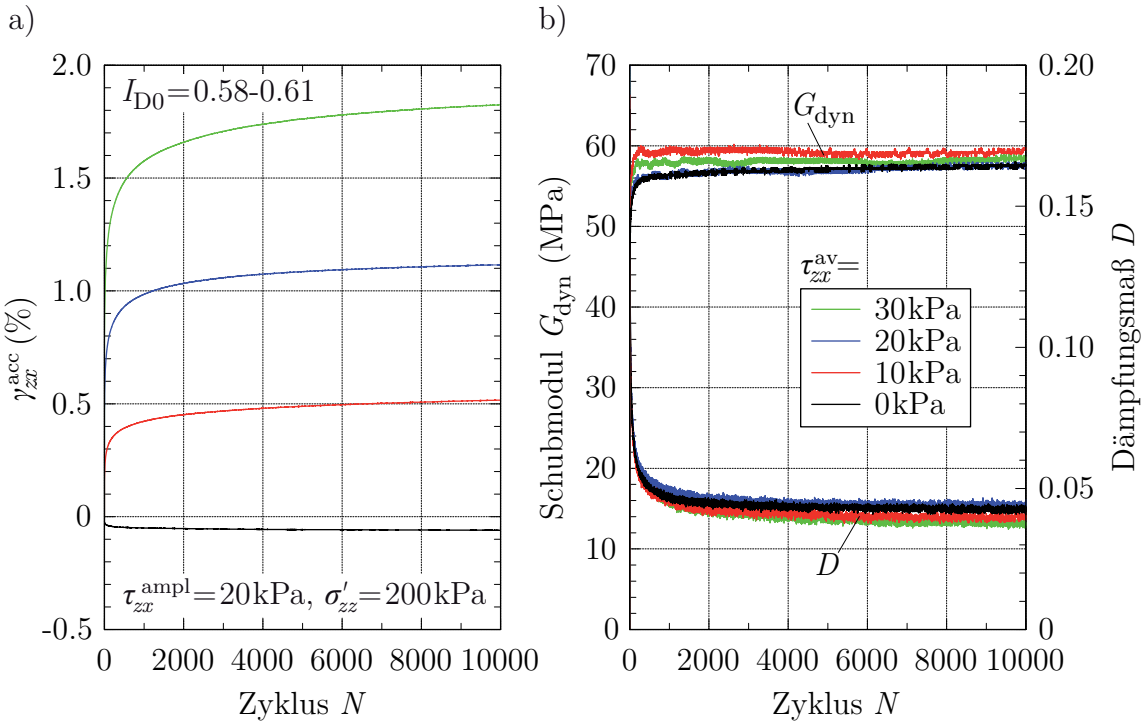


Bild 6.10: Zyklische Einfachscherversuche (kraftgesteuert) mit konstanter Vertikalspannung σ'_{zz} = 200 kPa mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit konstanter Amplitude τ_{zx}^{ampl} = 20 kPa unter Variation der Mittelspannung τ_{zx}^{av} (Frequenz: 0,5 Hz):
a) Akkumulierte Schubverzerrungen γ_{zx}^{acc} und
b) Dynamischer Schubmodul G_{dyn} und Dämpfungsmaß D.

plituden und mit anderen Sanden festgestellt (Anhang F). Die Verdichtungsrate steigt hingegen, wie auch von Silver und Seed [1969] ermittelt, mit zunehmender Schubverzerrungsamplitude (Bild 6.13), jedoch um einen wesentlich größeren Betrag. Für diese Diskrepanz kommen die folgenden wesentlichen Ursachen in Betracht:

- Wegmessung horizontal
  Aus dem dargestellten Versuchsaufbau (umgebautes NGI-Gerät) in [Silver und Seed, 1969, Bild 2.16] ist zu erkennen, dass der horizontale Wegaufnehmer die Verschiebung des unteren Scherrahmens zu einem Fixpunkt aufnimmt, jedoch nicht direkt zwischen den Probenkopf und -fuß. Da der obere Belastungsrahmen mit den Gewichten durch die erforderliche freie vertikale Beweglichkeit ein gewisses Spiel haben muss, kann sich das Kopfstück der Probe bei vorgegebener horizontaler Belastung durch den unteren Scherrahmen etwas mit bewegen. Damit ist die tatsächliche horizontale Wegamplitude an der Probe bei jedem Zyklus geringer als vorgegeben und durch den Wegsensor ermittelt. Eine geringere Wegamplitude resultiert in einer geringeren Verdichtung, wie Bild 6.13 zeigt.

- Einbauprozedur
  Das Versuchsmaterial wird von Silver und Seed [1969] locker eingebaut und durch Vibration auf die gewünschte Lagerungsdichte verdichtet. In den eigenen Versu-

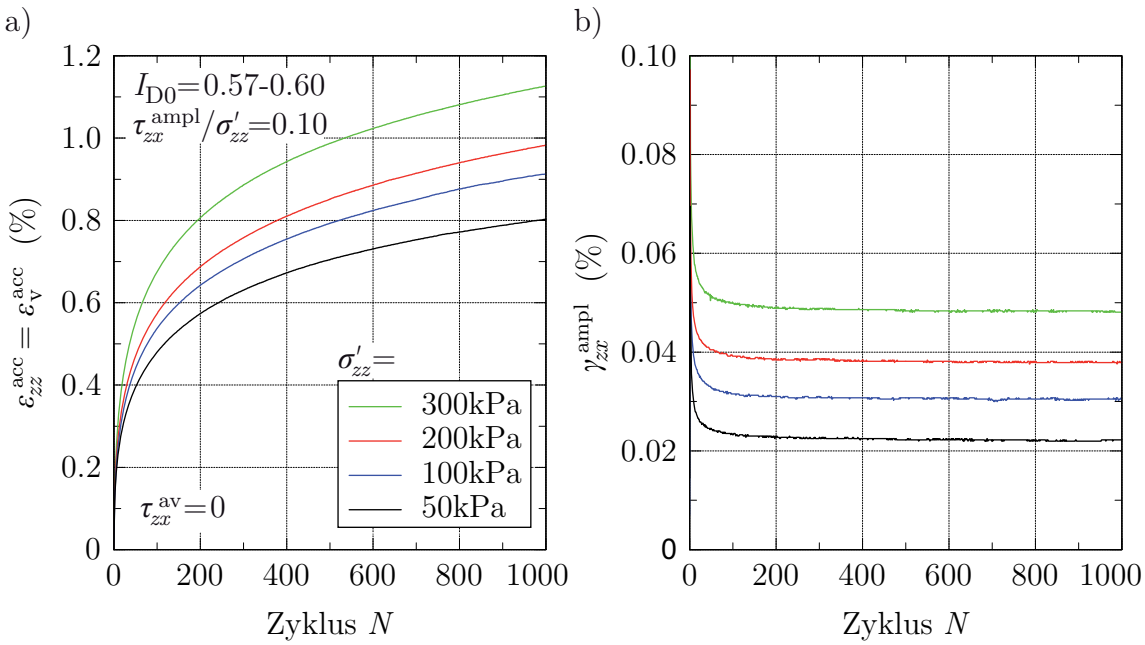


Bild 6.11: Zyklische Einfachscherversuche (kraftgesteuert) mit konstanten Vertikalspannungen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand unter Variation der vertikalen Spannung σ'_{zz} mit konstantem zyklischen Beanspruchungsverhältnis und $\tau_{zx}^{ampl}/\sigma'_{zz} = 0,10$ (Frequenz: 0,5 Hz). Symmetrische Wechsellast $\tau_{zx}^{av} = 0$:
a) Akkumulierte vertikale Verformungen ε_{zz}^{acc} und
b) Verformungsamplituden γ_{zx}^{ampl}.

chen wird das Material durch einen gleichförmigen Sandregen in die Probenzelle ohne nachträgliche Verdichtung eingebaut. Durch die Vibration wird die Kornstruktur verändert gegenüber dem Einrieselverfahren, woraus ein steiferes Materialverhalten trotz gleicher Lagerungsdichte resultiert (siehe Anhang D).

- Ungenaue Steuerung
  Die vorgegebenen Wegamplituden können während eines Versuchs nicht konstant gehalten werden und schwanken relativ stark. In [Silver und Seed, 1969, Bild 3.3] zeigt sich ganz klar, dass die vorgegebenen Schubverzerrungsamplituden bei allen Versuchen mit steigender Zyklenzahl geringer werden. Da mit geringerer Wegamplitude auch die Verdichtung abnimmt, kann dies als weiterer Grund für die Unterschiede angebracht werden.

Neben den genannten Defiziten in der Versuchsdurchführung muss noch erwähnt werden, dass bei der Auswertung der horizontalen Kraft bei den herkömmlichen NGI-Geräten unbedingt die Reibungseinflüsse korrigiert werden müssen, siehe hierzu [Mortezaie und Vucetic, 2012].

Außerdem muss angemerkt werden, dass beim Vergleich der Dehnungen nach 10 Zyklen wie in Bild 6.13 auch bei den eigenen Ergebnissen mit unterschiedlichen Vertikalspannungen die Abweichungen zwar zu sehen sind, jedoch noch eine relativ gute

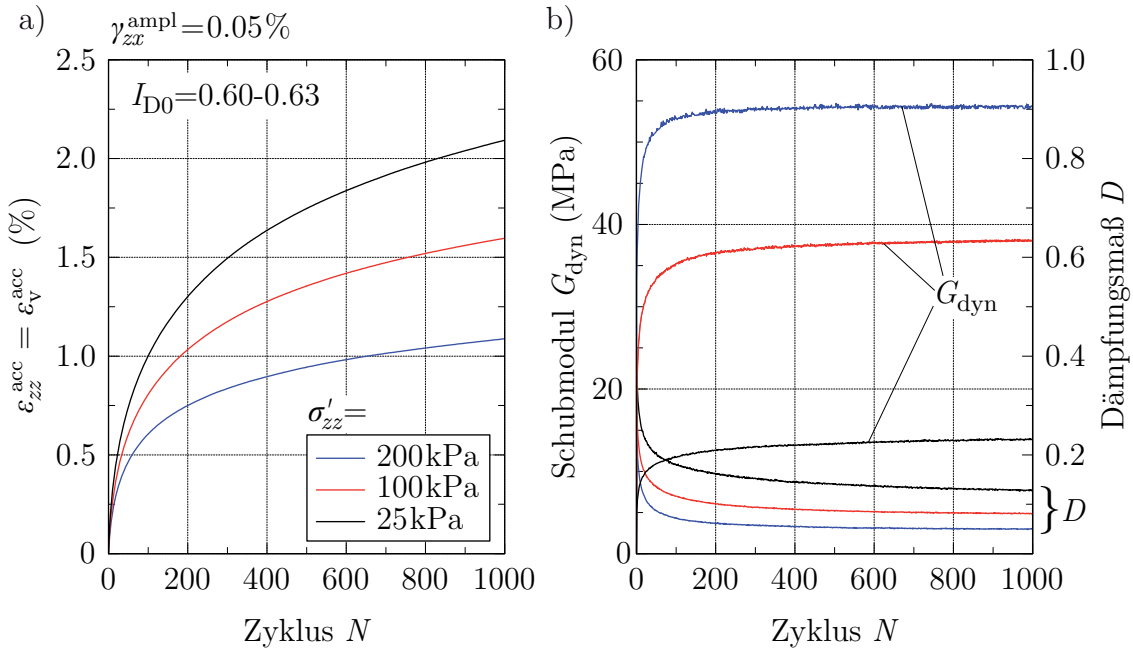


Bild 6.12: Zyklische Einfachscherversuche (weggesteuert) mit konstanter Vertikalspannung (CNL) mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit horizontaler Wegamplitude $\gamma_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 0{,}05\,\%$ unter Variation der vertikalen Spannung σ'_{zz} (Frequenz: 0,5 Hz):
a) Akkumulierte volumetrische Dehnung $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}}$ und
b) Dynamischer Schubmodul G_{dyn} und Dämpfungsmaß D.

Übereinstimmung erzielt wird. Aber bereits nach 50 Zyklen ist der Unterschied zu groß (Bild 6.12), als dass daraus eine einheitliche Trendlinie ermittelt werden könnte.

Um die Korrektheit der eigenen Ergebnisse zu untermauern, wurden Resonant Column Versuche mit dem Feinsand-Mittelsand durchgeführt. In Bild 6.14 sind die ermittelten dynamischen Schubmoduli G_{dyn} über die Schubverzerrungsamplitude γ^{ampl} aufgetragen. Die Durchführung und Ausführung der Versuche erfolgte nach Rackwitz [2006]. Der Verlauf ist typisch und zeigt die Degradation der Schubsteifigkeit mit Erhöhung der Verzerrungsamplitude. Weiterhin ist aber auch zu sehen, dass der Schubmodul abhängig ist vom Spannungszustand: Bei größerer Spannung ergibt sich eine höhere Steifigkeit (Bild 6.14 b). Genau dieses Ergebnis zeigen auch Einfachscherversuche in Bild 6.12 b). Schließlich wird festgestellt, dass eine höhere Schubsteifigkeit im Boden zu einer geringeren Verdichtung führt und somit die Ergebnisse von Silver und Seed [1969] angezweifelt werden müssen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die resultierende Verdichtung infolge zyklischer Belastung nicht nur von der Dehnungsamplitude abhängt, sondern auch vom Spannungszustand.

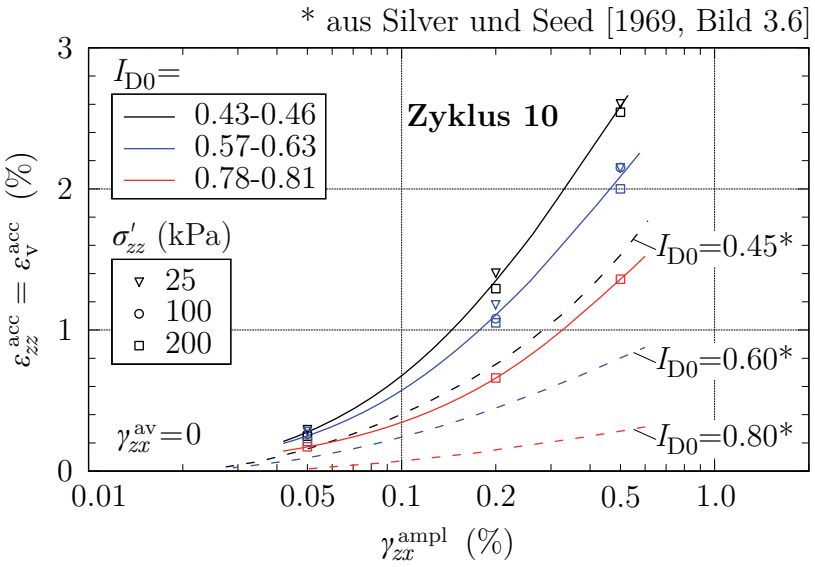


Bild 6.13: Verdichtung von zyklischen Einfachscherversuchen (weggesteuert) nach 10 Zyklen mit konstanten Vertikalspannungen $\sigma'_{zz} = 25/100/200\,\text{kPa}$ mit Feinsand-Mittelsand bei Variation der Lagerungsdichte I_{D0} und der horizontalen Wegamplitude γ_{zx}^{ampl} (Frequenz: 0,5 Hz).

6.2.1 Akkumulationsmodelle für eigene Versuchsreihen

Zur Abschätzung der Ergebnisse der plastischen (akkumulierten) Verformungen wird nachfolgend jeweils ein Ansatz für die durchgeführten Triaxialversuche und die Einfachscherversuche vorgestellt. Hierfür werden bereits bekannte Ansätze ohne nähere Erläuterung verwendet, um später klassierte irreguläre Funktionen durch verschiedene Methoden umzuwandeln.

Einfachscherversuche

Zahlreiche verschiedene Ansätze für die Abschätzung der Verformung von zyklischen Versuchen sind in der Literatur bereits vorhanden. Im Wesentlichen werden logarithmische und Potenzansätze unterschieden. Wichtmann und Triantafyllidis [2012] vermuten, dass die Wahl des passenden Ansatzes mit der Korngrößenverteilung des verwendeten Materials zusammenhängt. Während also für die Beschreibung des Verformungsverhaltens von Fein- bis Mittelsanden eher ein Potenzansatz passt, lässt es sich bei grobkörnigeren rolligen Böden besser mit einer Logarithmus-Funktion beschreiben. Für den verwendeten Feinsand-Mittelsand mit einer mitteldichten Lagerung ($I_{D0} = 0,60$) und einer vertikalen konstanten Spannung von $\sigma'_{zz} = 200\,\text{kPa}$ wurde die folgende Potenzfunktion gefunden, die die Ergebnisse der kraftgesteuerten Einfachscherversuche unter konstanter Auflastspannung hinreichend gut abbildet:

$$\varepsilon_{v,N}^{acc} = A \cdot N^B \ . \tag{6.2}$$

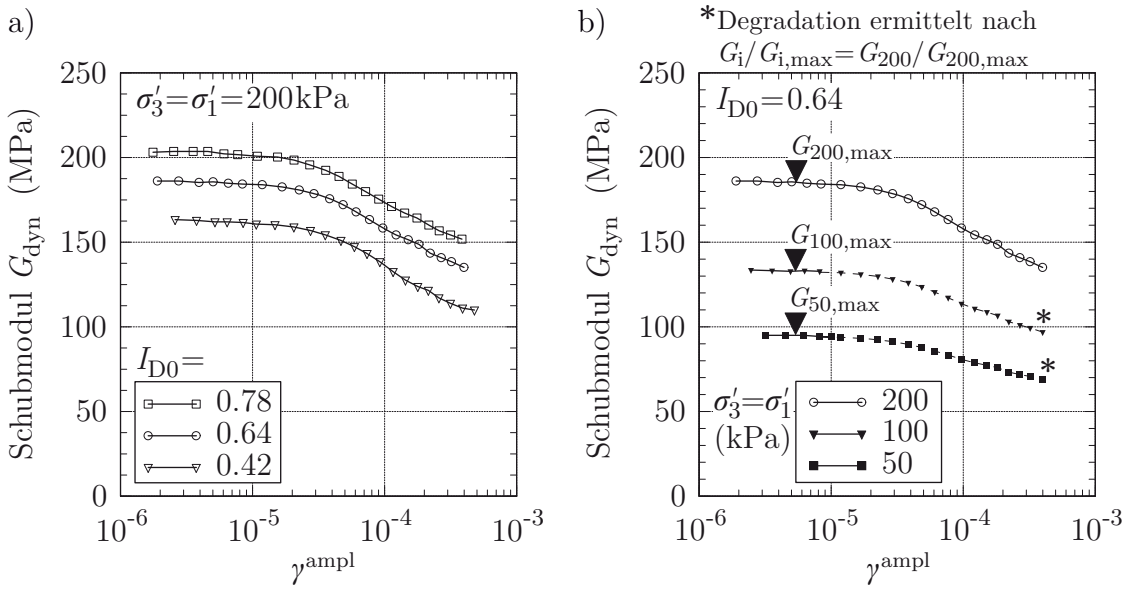


Bild 6.14: Resonant Column Versuche mit Feinsand-Mittelsand: Dynamischer Schubmodul mit Darstellung des Einflusses der a) Lagerungsdichte und b) isotropen Konsolidierungsspannung.

Hierin bedeuten:

$$A = 0,00027 \cdot (\tau_{zx}^{ampl})^2 + 0,01136 \cdot \tau_{zx}^{ampl} - 0,0218 \quad \text{und} \tag{6.3}$$

$$B = 0,00092 \cdot \tau_{zx}^{ampl} + 0,1081 \ . \tag{6.4}$$

So ein Ansatz kann um die Einflüsse veränderlicher Vertikalspannung und Lagerungsdichte erweitert werden, indem die Funktionen für die Parameter A und B entsprechend angepasst werden. Beide Parameter sind ausschließlich von der zyklischen Spannungsamplitude τ_{zx}^{ampl} abhängig. Die mittlere Schubspannung τ_{zx}^{av} spielt keine wesentliche Rolle für die Änderung des Probenvolumens infolge der Belastung (Bild 6.9).

Die Übereinstimmung mit den Versuchsdaten ist zufriedenstellend (Bild 6.15 a). Dieser Ansatz beschreibt allerdings nur die Veränderung des Volumens, für die Schubverzerrungen aus Bild 6.10 ist eine weitere Funktion zu bestimmen.

Weiterhin wurde ein logarithmischer Ansatz nach folgender Formel gefunden:

$$\varepsilon_{v,N}^{acc} = A \cdot (1 + B \cdot \lg(N)) \ . \tag{6.5}$$

Hierin bedeuten:

$$A = |0,0211 \cdot \tau_{zx}^{ampl} - 0,244| \quad \text{und} \tag{6.6}$$

$$B = -0,00588 \cdot \tau_{zx}^{ampl} + 1,3988 \ . \tag{6.7}$$

Die Abbildung der Logarithmus-Funktion in Bild 6.15 b) zeigt eine etwas schlechtere Übereinstimmung mit den Versuchsdaten als der Potenzansatz, so dass an diesem Beispiel die Vermutung von Wichtmann und Triantafyllidis [2012] im Wesentlichen bestätigt werden kann.

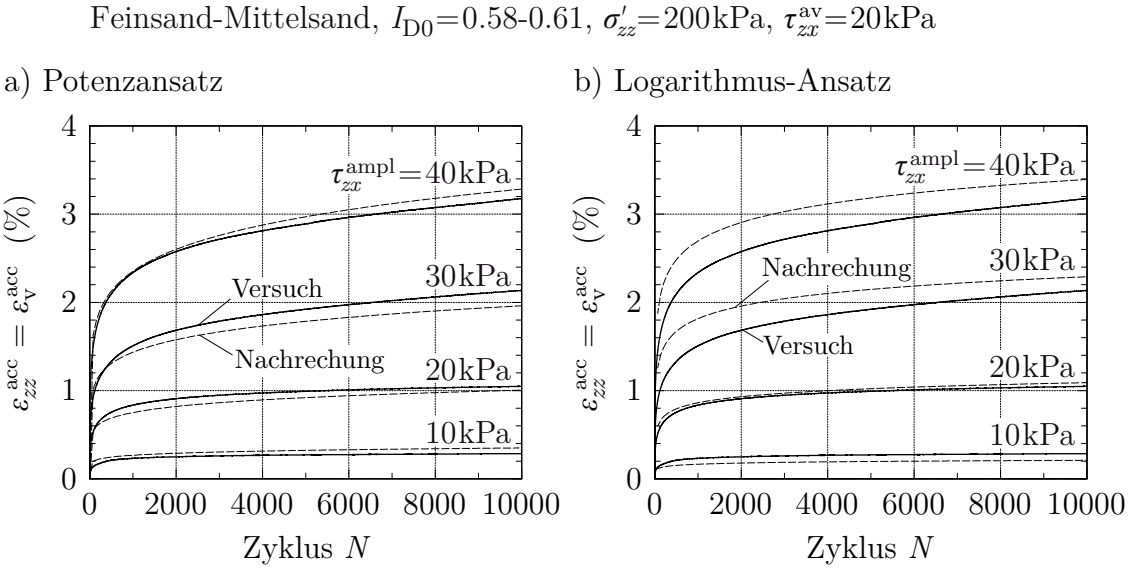


Bild 6.15: Vergleich der Nachrechnungen mit den volumetrischen Verformungsergebnissen der zyklischen Einfachscherversuche aus Bild 6.9 mit einer Mittelspannung von $\tau_{zx}^{av} = 20\,\text{kPa}$ für einen a) Potenzansatz und b) Logarithmus-Ansatz.

Triaxialversuche

Für die Abbildung der Ergebnisse der zyklischen Triaxialversuche wurde das hochzyklische Akkumulationsmodell (HCA-Modell) von Niemunis u. a. [2005] verwendet. Das Modell wurde für rollige Böden entwickelt, um für hochzyklische Anregungen ($N > 1.000$) die Verformungen im dränierten Zustand prognostizieren zu können. Die Bestätigung der Formulierung anhand von Laborversuchen wurde in der Arbeit von Wichtmann [2005] ausführlich diskutiert. Die Ermittlung der erforderlichen Materialparameter für verschiedene Sande ist in [Wichtmann u. a., 2008, 2011] dokumentiert.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Triaxialversuche hatten allerdings nur eine maximale Zyklenanzahl $N^{max} = 600$. Obwohl das Modell eigentlich für größere Zyklenzahlen gedacht ist, wurden die Parameter nach gleichem Konzept ermittelt und auch angewendet. Der erste Zyklus, von Wichtmann [2005] als „irregulärer“ Zyklus bezeichnet, wurde dabei wie auch von den Entwicklern des Modells nicht berücksichtigt. Es konnte eine relativ gute Übereinstimmung gefunden werden (siehe Anhang G). Selbst die Entwickler des Modells haben in [Wichtmann u. a., 2010a] für den Vergleich mit undränierten Versuchen die Parameter für das Modell für eine maximale Zyklenzahl $N^{max} = 200$ bestimmt und auch eine sehr gute Übereinstimmung erzielt.

Das Modell soll nur in Kürze vorgestellt werden. Allgemein lautet die Formulierung wie folgt:

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathsf{E} : (\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\mathrm{acc}} - \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\mathrm{pl}}) \ . \tag{6.8}$$

Hierbei stellt $\dot{\boldsymbol{\sigma}}$ die Jaumann'sche Spannungsrate dar, E ist eine spannungsabhängige elastische Steifigkeit, $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$ die Rate der Dehnung, $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\mathrm{acc}}$ die vorgegebene Akkumulationsrate und $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\mathrm{pl}}$ die Rate der plastischen Dehnung [Wichtmann, 2005].

Bei einem konstanten mittleren Spannungszustand ($\dot{\boldsymbol{\sigma}} = 0$) und keinen plastischen Dehnungen ($\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\mathrm{pl}} = 0$) vereinfacht sich das Modell auf die Form in Gleichung 6.9. Die einzelnen Funktionen in dieser Gleichung werden experimentell ermittelt und berücksichtigen die Einflüsse, der ein Bodenelement ausgesetzt ist. Durch diese Funktionen mit den zugehörigen speziellen Materialkonstanten wird die Intensität der akkumulierten Verformungen erfasst. Der Formelapparat und der für den Feinsand-Mittelsand ermittelte Parametersatz sind in Tabelle 6.1 zusammengefasst.

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{\mathrm{acc}} = \dot{\varepsilon}^{\mathrm{acc}} \ \mathbf{m} = f_{\mathrm{ampl}} \dot{f}_{\mathrm{N}} f_{\mathrm{e}} f_{\mathrm{p}} f_{\mathrm{Y}} f_{\pi} \ \mathbf{m} \tag{6.9}$$

$\mathbf{m}$ kennzeichnet die Akkumulationsrichtung, welche nach dem Ansatz für die Fließregel des *Modified Cam Clay*-Modells (MCC) berechnet wird. Das haben zyklische Triaxialversuche von Chang und Whitman [1988] und Wichtmann [2005] gezeigt. Für die Berechnung der Grenzflächen wird der kritische Reibungswinkel φ_{c} benötigt, welcher für den verwendeten Feinsand-Mittelsand mit 29,3° ermittelt wurde (Kapitel 5.2).

Das Modell ist allgemein für die Intensität der Dehnungen $\varepsilon_{\mathrm{tot}}^{\mathrm{acc}}$ formuliert, was von den Entwicklern auch als totale Dehnung bezeichnet wird. Die einzelnen Dehnungskomponenten, z.B. $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}}$ und $\varepsilon_{\mathrm{q}}^{\mathrm{acc}}$ werden aber auch ermittelt. Ein großer Vorteil dieses Modells ist seine allgemeine Formulierung, die es ermöglicht, für jeden Zustand eines Bodenelements die Verformungen zu prognostizieren. Weiterhin kann dieses explizite Modell mit einer impliziten Verformungsermittlung im Rahmen einer Finite-Element-Berechnung kombiniert werden und ist somit sehr leistungsstark.

Die Ermittlung der Materialparameter sowie Nachrechnungen einiger Versuche sind in Anhang G dargestellt.

Tabelle 6.1: Zusammenfassung der Einflussfunktionen des HCA-Modells (nach Wichtmann und Triantafyllidis [2011]) und Darstellung der ermittelten Parameter für den Feinsand-Mittelsand (Ermittlung siehe Anhang G.1).

Einflussparameter	Funktionen	Materialkonstanten für Feinsand-Mittelsand
Dehnungs-amplitude	$f_{\mathrm{ampl}} = \min\left\{\left(\frac{\varepsilon^{\mathrm{ampl}}}{\varepsilon^{\mathrm{ampl}}_{\mathrm{ref}}}\right)^{C_{\mathrm{ampl}}}; 100\right\}$	$C_{\mathrm{ampl}} = 1,5578$ $\varepsilon^{\mathrm{ampl}}_{\mathrm{ref}} = 10^{-4}$
Zyklische Vorbelastung	$f_N = C_{\mathrm{N1}}\left[\ln\left(1 + C_{\mathrm{N2}}N\right) + C_{\mathrm{N3}}N\right]$ $\dot{f}_{\mathrm{N}} = \frac{C_{\mathrm{N1}}C_{\mathrm{N2}}}{1+C_{\mathrm{N2}}N} + C_{\mathrm{N1}}C_{\mathrm{N3}}$	$C_{\mathrm{N1}} = 0,000821$ $C_{\mathrm{N2}} = 0,27313$ $C_{\mathrm{N3}} = 8,4 \cdot 10^{-4}$
Lagerungsdichte	$f_{\mathrm{e}} = \frac{(C_{\mathrm{e}}-e)^2}{1+e}\frac{1+e_{\mathrm{ref}}}{(C_{\mathrm{e}}-e_{\mathrm{ref}})^2}$	$C_{\mathrm{e}} = 0,4446$ $e_{\mathrm{ref}} = e_{\max} = 0,813$
Mittlere effektive Spannung	$f_{\mathrm{p}} = \exp\left[-C_{\mathrm{p}}\left(\frac{p^{\mathrm{av}}}{p_{\mathrm{ref}}} - 1\right)\right]$	$C_{\mathrm{p}} = 0,1254$ $p_{\mathrm{ref}} = p_{\mathrm{atm}} = 100\,\mathrm{kPa}$
Mittleres Spannungsverhältnis	$f_{\mathrm{Y}} = \exp\left(C_{\mathrm{Y}}\bar{Y}^{\mathrm{av}}\right)$	$C_{\mathrm{Y}} = 0,8767$
Polarisations-änderungen	$f_\pi = 1 + C_{\pi 1}\left(1 - \cos\alpha\right)$ $\dot{\alpha} = -C_{\pi 2}\alpha\left(\varepsilon^{\mathrm{ampl}}\right)^2$	$C_{\pi 1}$, $C_{\pi 2}$ *

* wurde nicht ermittelt, da keine Polarisationsänderung vorgesehen, $f_\pi = 1$

6.3 Verhalten bei undränierten zyklischen Versuchen

Im Gegensatz zu dränierten Zuständen findet die Scherung von Böden bei vollständiger Wassersättigung und behinderter Dränage unter volumenkonstanten Bedingungen statt. Die aus der Dilatanz resultierenden Volumenänderungen des Sandes während der Belastung können sich also hier nicht einstellen. Durch diesen Zwang kommt es zu zusätzlichen Kräften des Korngerüstes auf das Porenwasser, die sich in Porenwasserüber- oder Porenwasserunterdrücken darstellen (siehe auch monotone Versuche in Kapitel 5.1.2). D.h. ist der Boden locker bis mitteldicht gelagert und neigt bei Belastung zur Verdichtung, kommt es zu Porenwasserüberdrücken. Um das Verhalten bei zyklischer Beanspruchung näher zu untersuchen, wurden die dränierten Versuche (Bilder 6.5 und 6.6) unter undränierten bzw. volumenkonstanten Bedingungen mit einem

angepassten Programm wiederholt. Die in dränierten Triaxialversuchen ermittelte kritische Zustandsgerade (CSL) und die Bruchgerade (FL) für die hohe Lagerungsdichte des Feinsand-Mittelsandes sind in Bild 6.16 zur Orientierung mit eingezeichnet. Es zeigt sich, dass wie schon bei dem dränierten Versuch unterhalb der kritischen Zustandsgeraden (CSL) mit kontraktantem Verhalten zu rechnen ist. Dies äußert sich in dem undränierten Triaxialversuch in Form von Porenwasserüberdrücken und führt zur Reduktion der effektiven Spannungen und somit zur Entfestigung der Probe (Zyklenpakete 1 und 2). Allerdings können nach Überschreiten dieses Bereichs und weiterer zyklischer Belastung (Zyklenpakete 4 bis 6) Porenwasserunterdrücke und somit eine Stabilisierung bzw. Verfestigung festgestellt werden. Dies resultiert aus dem dilatanten Bodenverhalten und entspricht den Feststellungen aus dem dränierten Versuch (Bild 6.5). Bei Zyklenpaket 3, dessen mittleres Spannungsverhältnis $\eta^{\mathrm{av}} = q^{\mathrm{av}}/(p')^{\mathrm{av}}$ annähernd auf der kritischen Zustandsgeraden (CSL) liegt, ist keine eindeutige Tendenz der Porenwasserdruckakkumulation erkennbar. Durch das Wechseln der Bereiche ober- und unterhalb der kritischen Zustandsgeraden in jedem Zyklus neutralisieren sich die Einflüsse und es kommt zu einer konstanten Porenwasserdruckentwicklung. Das entspricht im Wesentlichen den Erkenntnissen von Luong und Sidaner [1981].

Nach dem Zyklenpaket 6 wird wieder auf den isotropen Ausgangsspannungszustand entlastet. Es verbleibt danach ein Porenwasserüberdruck von ca. 100 kPa (Bild 6.16 c). Von dort aus wird im Zyklenpaket 7 eine symmetrische Wechsellast mit gleicher Amplitude $q^{\mathrm{ampl}} = 60\,\mathrm{kPa}$ aufgebracht. Bereits im Extensionsbereich des ersten Zyklus erhöht sich der Porenwasserdruck erheblich (Bild 6.16 c) und d) und aufgrund der damit verbundenen Reduzierung der effektiven Spannungen führt der Spannungspfad bis an die kritische Zustandsgerade (CSL). Bei weiterer zyklischer Belastung zeigt sich ein ständiger Wechsel zwischen dilatantem und kontraktantem Verhalten und das jeweils nach jedem Nulldurchgang. Die daraus resultierende permanente Änderung von Porenwasserunter- und überdruck führt zu einer Zu- und Abnahme der mittleren effektiven Spannung auf jeder Deviatorseite, die beim Nulldurchgang immer wieder auf ein Minimum abfällt. Bei Darstellung dieses komplexen Prozesses im Spannungsraum ähnelt der Spannungspfad der Figur eines Schmetterlings, was auch als Schmetterlings-Effekt (engl. *butterfly effect*) bezeichnet wird. Wie auch Triantafyllidis u. a. [2014] feststellen, sind die Verformungen bei der symmetrischen Wechselbelastung im Extensionsbereich wesentlich größer als im Kompressionsbereich, was zu einer Verlängerung der Probe führt. Grund dafür ist wohl die geringere Neigung des kritischen Zustandsgeraden und damit der Einschränkung des möglichen Spannungsbereichs auf der Extensionsseite.

Der Einfachscherversuch unter volumenkonstanten Bedingungen in Bild 6.17 zeigt prinzipiell das gleiche Verhalten. Neben dem Versuch mit der zyklischen Mehrstufenbelastung (Pakete mit je 20 Zyklen und $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}$) wurde ein monotoner weggesteuerter Test unter gleichen Bedingungen in das Diagramm eingefügt (siehe auch Bild 5.10). Bei Aufbringung der Zyklenpakete 1 und 2 reagiert die Probe auf den Verdichtungstrend mit abnehmender vertikaler Spannung, was dem Anstieg des Porenwasserdrucks beim Triaxialversuch gleichkommt. Wie auch beim monotonen Versuch verändert sich der Trend bei Erhöhung der Schubspannung von kontraktant auf dilatant und die vertikale Spannung nimmt wieder zu. Allerdings ist in den Zyklenpaketen 4, 5 und 7 keine Akku-

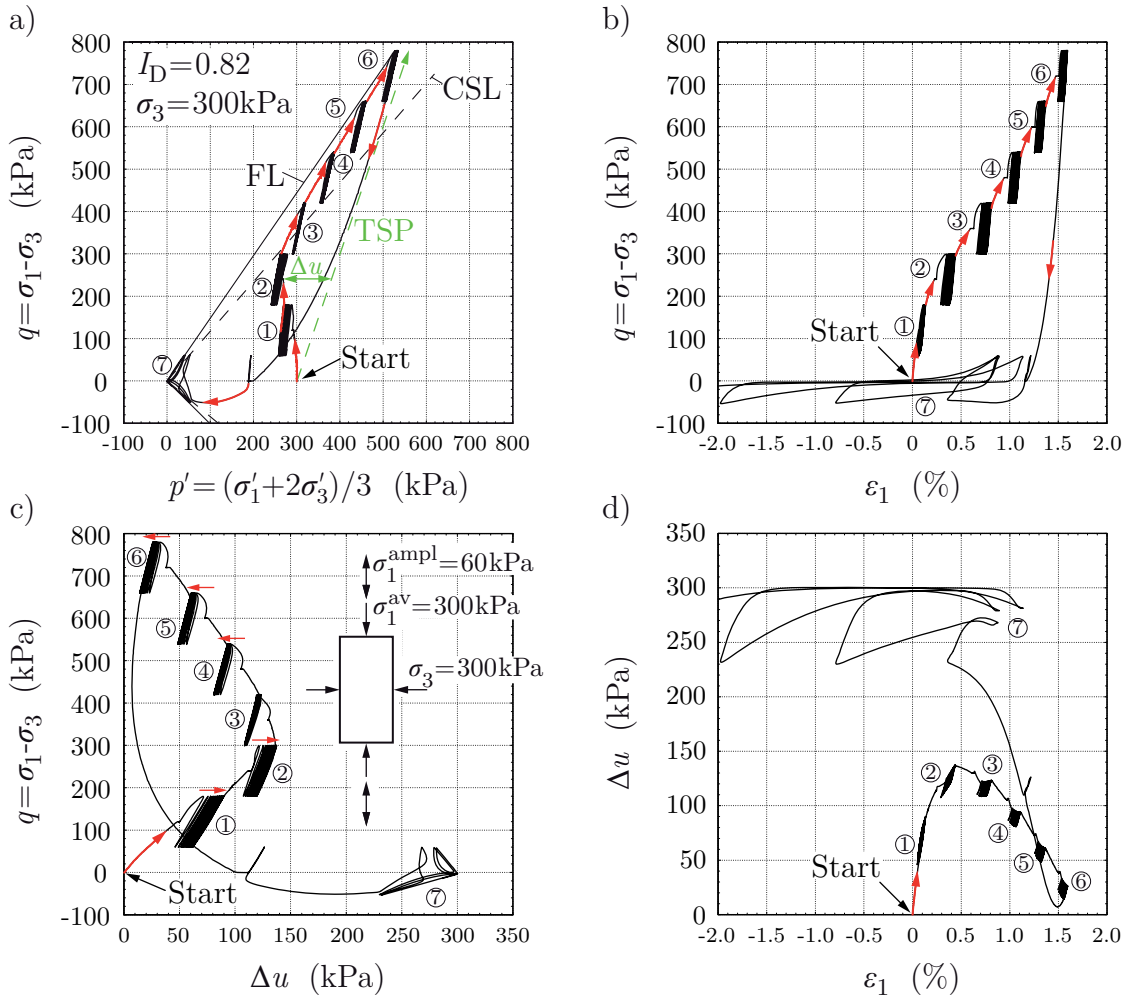


Bild 6.16: Zyklischer undränierter Triaxialversuch mit Mehrstufenbelastung mit jeweils 20 Zyklen und einer Amplitude von $\sigma_1^{ampl} = 60\,\text{kPa}$ je Stufe bei konstanter horizontaler (totaler) Spannung $\sigma_3 = 300\,\text{kPa}$ mit dicht gelagertem Feinsand-Mittelsand (Frequenz: 0,10 Hz).

mulation der vertikalen Spannungen festzustellen, denn die Spannung bleibt annähernd konstant. Mit dem Zyklenpaket 6 wird untersucht, wie die Probe reagiert, wenn man auf das Lastniveau von Zyklenpaket 1 entlastet und die Beanspruchung wiederholt. Es zeigt sich der gleiche Trend der Abnahme der vertikalen Spannung, nur in geringerer Intensität. Schließlich verringert sich bei der Entlastung auf das ursprüngliche Spannungsniveau ($\tau_{zx}^{av} = 0$) die vertikale effektive Spannung in der Probe auf ca. 40 kPa ($-\Delta\sigma'_{zz} \approx 160\,\text{kPa}$) und das nachfolgende Zyklenpaket 8 entspricht dem Verhalten der zyklischen Mobilität im Triaxialversuch (Bild 6.16).

Im Gegensatz zu den eigenen Untersuchungen behauptet Ibsen [1994], dass der Spannungspfad bei undränierten Versuchen nicht in den Bereich oberhalb der kritischen Zustandsgeraden (CSL) gelangen kann, wenn die getestete Triaxialprobe die schlanken Abmessungen $H/D = 2$ hat. Durch die Reibung an den Endflächen kommt es seiner Meinung zu einer heterogenen Verteilung der Spannungen innerhalb der Probe während

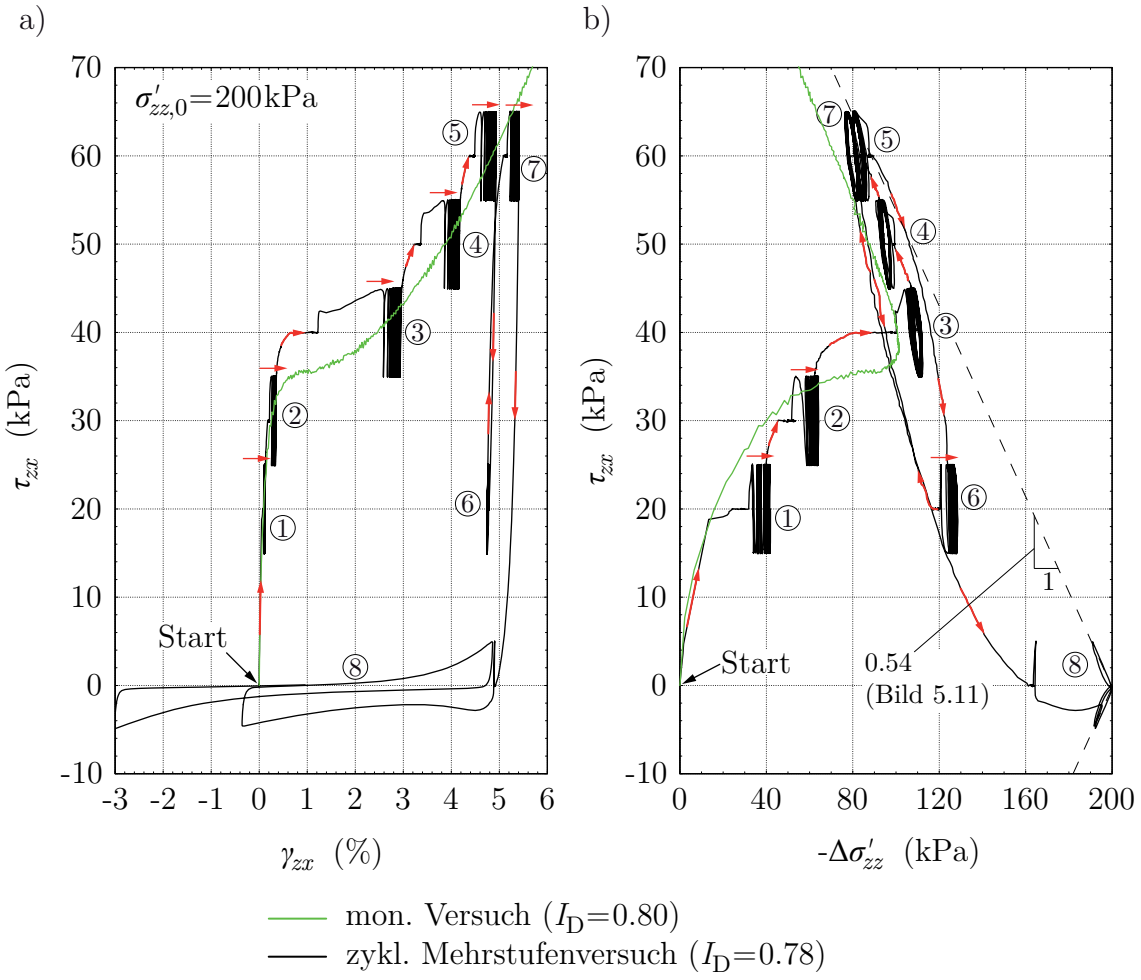


Bild 6.17: Zyklischer volumenkonstanter Einfachscherversuch mit Mehrstufenbelastung mit jeweils 20 Zyklen und einer Amplitude von $\tau_{zx}^{\text{ampl}} = 5\,\text{kPa}$ je Stufe mit dicht gelagertem Feinsand-Mittelsand (Frequenz: 0,05 Hz).

der Scherung. Dies soll trotz konstanten Gesamtvolumens der Probe zu einer internen Porenwasserdränage zwischen kontraktanten und dilatanten Zonen führen. Nach Ibsen [1994] kann es daher nicht zu einer weiteren Verzahnung des Korngerüstes bei sukzessiver Scherung und somit zu einem Überschreiten des Spannungspfads über die kritische Zustandsgerade (CSL) kommen, sondern er folgt dieser. Lokale Konzentrationen in Form von Scherbändern o.ä. sind die Folge. Das wahre Bodenverhalten ist seiner Meinung nach nur mit gedungenen Proben ($H/D = 1$) mit geschmierten Endflächen feststellbar, weil sich hier der Bruch aufgrund homogener Spannungsverteilung in der ganzen Probe einstellt. Nur so kann der Spannungspfad die kritische Zustandsgerade (CSL) überschreiten und auch dilatantes Verhalten bei zyklischer Beanspruchung zeigen. Diese Behauptung kann durch die eigenen Versuche nicht bestätigt werden, denn in Bild 6.16 wird dieses Phänomen trotz schlanker Triaxialprobe sehr wohl dargestellt. Weiterhin wird in den Untersuchungen von Ibsen [1994] ein zyklischer stabiler Zustand (engl. *cyclic stable state*) definiert. In diesem Zustand stagniert die Porenwasserdruckakkumulation trotz weiterer zyklischer Belastung. Während einer Lastwiederholung

werden in diesem Zustand positive und negative Porenwasserüberdrücke erzeugt, die sich gegenseitig neutralisieren und somit keine Zunahme stattfindet. In der Spannungsdarstellung wird dies durch eine gekrümmte Linie repräsentiert, die sog. „Cyclic Stable Line“, die sich unterhalb der kritischen Zustandsgeraden (CSL) befindet und eine Materialeigenschaft darstellen soll. Bei einer zyklischen Belastung oberhalb dieser Linie im Spannungsraum werden Porenwasserunterdrücke generiert, unterhalb Porenwasserüberdrücke. In [Triantafyllidis u. a., 2014] wird dieser Zustand mit der Phasentransformationslinie beschrieben (siehe auch Anhang C.2.2). Die Untersuchungen in der Fachliteratur zu diesem Thema sind vielfältig und widersprechen sich auch teilweise, was wiederum zeigt, wie sensibel undränierte Versuche sind.

6.3.1 Verflüssigungsphänomene

Neben den beiden Versuchen in den Bildern 6.16 und 6.17 wurden weitere undränierte bzw. volumenkonstante Versuche zur Darstellung der Eigenschaften unter diesen Bedingungen durchgeführt. In den meisten praktischen Fällen liegt ein Spannungszustand unterhalb der kritischen Zustandsgeraden (CSL) vor und es kommt bei zyklischer Belastung des rolligen Bodens ausschließlich zu kontraktantem Verhalten. Dies führt, wie bereits beschrieben, zur Reduzierung der effektiven Spannungen und somit der Scherfestigkeit. In der Literatur werden verschiedene Szenarien für diesen Zustand der Entfestigung bei Laborversuchen beschrieben. Ein plötzliches Versagen der Probe mit einhergehenden schlagartig auftretenden großen Verformungen wird als Verflüssigung bezeichnet. Dieses Phänomen tritt meist nur bei locker bis mitteldicht gelagerten Böden auf, die einer zyklischen Wechsellast, d.h. einer Belastung mit Vorzeichenwechsel bezüglich der Deviatorspannung, ausgesetzt werden. In Bild 6.18 wird dieser Versagensmechanismus dargestellt. Der Porenwasserdruck steigt relativ stark an und bei Erreichen der effektiven Konsolidierungsspannung von $\Delta u = p'_0 = 200\,\text{kPa}$ im 10. Zyklus kommt es zum Versagen, was sich durch eine abrupte Vergrößerung der axialen Dehnungen ausdrückt. Bei etwas dichterer Lagerung des Sandes und auch symmetrischer Wechsellast wie beispielsweise bei Zyklenpaket 7 in Bild 6.16, wachsen die Verformungen hingegen kontinuierlich mit weiteren Zyklen an. Dies wird zyklische Mobilität genannt und tritt bei mindestens mitteldicht gelagerten Böden unter Wechsellast auf sowie grundsätzlich bei Schwellbelastung. Ein Beispiel hierfür liefern die Versuchsergebnisse eines anisotrop konsolidierten mitteldicht gelagerten Sandes in Bild 6.19. Durch die große zyklische Amplitude als reine Schwelllast kommt es bereits im ersten Zyklus zu einem großen Porenwasserdruckaufbau und einer axialen Verformung von ca. $\varepsilon_1 = 1\,\%$, so dass der effektive Spannungspfad bei der Erstbelastung die kritische Zustandsgerade (CSL) berührt. Anders als bei der symmetrischen Wechselbelastung in Bild 6.18 dreht sich danach der effektive Spannungspfad zur kritischen Zustandsgeraden (CSL) hin und die weiteren Ent- und Wiederbelastungen stellen eine elliptische Form ähnlich einer Hysterese dar. Die axialen Dehnungen steigen stetig aber nicht plötzlich an und somit liegt hier eine zyklische Mobilität vor. Der Porenwasserdruck nähert sich nach 600 Zyklen nahezu asymptotisch einem Grenzwert von ca. 85 kPa, erreicht jedoch nicht den Wert der Konsolidierung ($p'_0 = 200\,\text{kPa}$). Dies bestätigen auch die Untersuchungen von Ibsen [1994], der dies als stabilen Zustand (engl. *cyclic stable state*) bezeichnet.

Prinzipiell kann es nach dieser Darstellung bei zyklischer Belastung ohne Vorzeichenänderung ($q^{\mathrm{ampl}} - q^{\mathrm{av}} > 0$) nicht zu einer völligen Reduktion der effektiven Spannungen kommen. Denn dafür müsste der Porenwasserdruck so weit ansteigen, dass der Spannungspfad die Bruchgerade (FL) bis $p' = 0$ überschreitet (Bild 6.19).

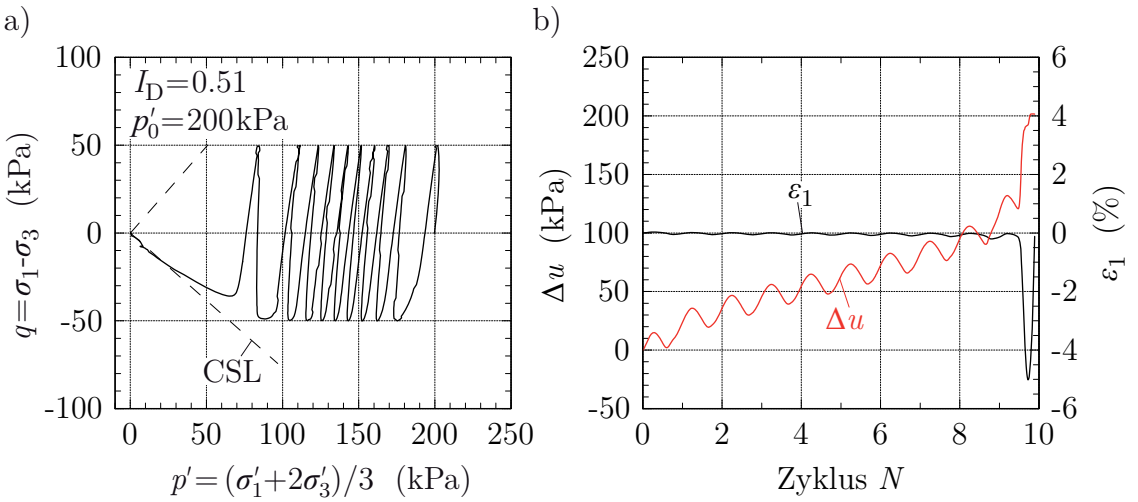


Bild 6.18: Zyklischer undränierter Triaxialversuch (kraftgesteuert) mit locker bis mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand (Frequenz: 0,05 Hz) nach isotroper Konsolidierung ($p'_0 = 200\,\mathrm{kPa}$) und Wechselbelastung ($q^{\mathrm{ampl}} = 50\,\mathrm{kPa}$).

An den Ergebnissen in Bild 6.19 wird außerdem deutlich, dass alle zyklischen Triaxialversuche kraftgesteuert durchgeführt werden und nicht spannungsgesteuert. Dabei wird die Kraft auf die Probenfläche nach der Konsolidierung bezogen und während der zyklischen Belastung konstant gehalten. Bei kleinen Verformungen spielt das eine untergeordnete Rolle, jedoch bei den großen Dehnungen wie in diesem Test zeigt sich eine erhebliche Abweichung zu den tatsächlichen Spannungen in der Probe. Für die Auswertung der vertikalen Spannung wurde daher die parabolische Flächenkorrektur verwendet [Germaine und Ladd, 1988]. Bei der Darstellung des Spannungspfads in Bild 6.19 a) fällt damit die Deviatorspannung entgegen der sonst bekannten Darstellung mit zunehmender Zyklenanzahl und Verformung ab. Trotzdem wird die aus dränierten Versuchen ermittelte Bruchlinie (FL) bei fortschreitender Belastung überschritten. Bei großen Spannungsamplituden ist dies auch schon Triantafyllidis u. a. [2014] aufgefallen, jedoch konnte keine eindeutige Erklärung dafür gefunden werden. Vermutlich sind es lokale Dichteänderungen in der Probe, die das Materialverhalten bei zunehmender Verformung bestimmen und schließlich zu diesem Ergebnis führen.

Die redundante Regelung der Spannung bei einem zyklischen Triaxialversuch ist sehr aufwendig. Der Regelkreis muss um ein Vielfaches schneller laufen als bei monotonen Versuchen, was auch die zu verarbeitende Datenmenge erheblich vergrößert und damit die Gerätetechnik maßgeblich beeinflusst. Für eine sinnvolle Umsetzung müssten die Änderungen der Abmessungen lokal an der Probe gemessen werden. Allerdings sind diese Sensoren sehr sensibel und haben auch meist nur einen begrenzten Messbereich. D.h. bei Ausfall eines Aufnehmers oder Erreichen eines Grenzwertes fehlt der Regelung ein wesentlicher Parameter, was nur sehr aufwendig abgefangen werden kann.

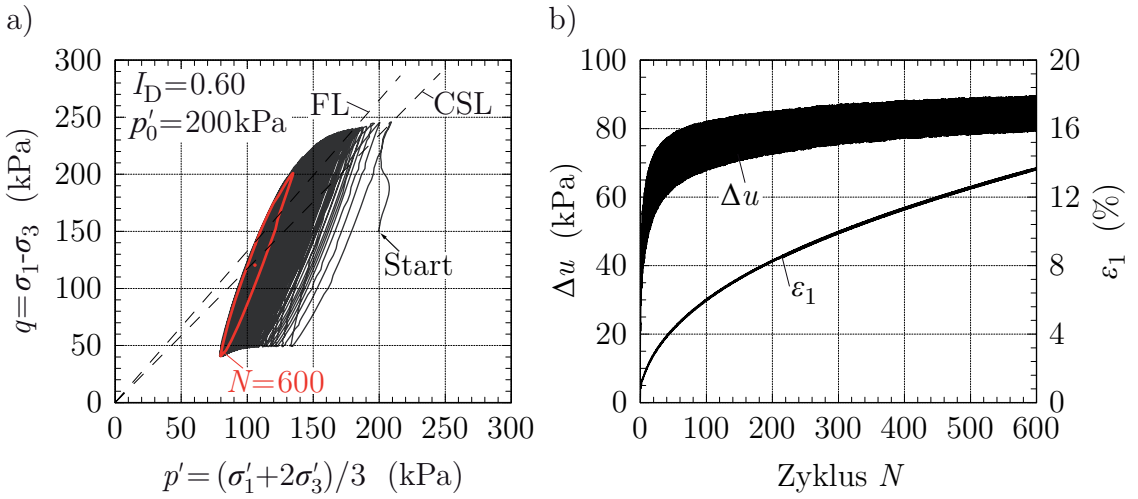


Bild 6.19: Zyklischer undränierter Triaxialversuch (kraftgesteuert) mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand (Frequenz: 0,25 Hz) nach anisotroper Konsolidierung ($\eta^{av} = 0,75$, $p'_0 = 200\,\text{kPa}$) und Schwellbelastung ($q^{ampl} = 100\,\text{kPa}$). Auswertung der vertikalen Spannung erfolgte mit parabolischer Flächenkorrektur.

Von den kommerziellen Systemen ist nur das Gerät von der britischen Firma *GDS Instruments* bekannt, wo die aktuelle Fläche während des Versuchs jedoch nur unter der Annahme der zylindrischen Flächenkorrektur berechnet wird. Und dies ist auch nur auf undränierte Versuche beschränkt, denn die volumetrische Dehnung findet keine Berücksichtigung.

Der Sand wurde für die Probenvorbereitung eingerieselt. Doch wie bereits beschrieben spielt die Methode der Präparation eine wesentliche Rolle, insbesondere bei undränierten Zuständen. Vergleiche hierzu und eine Diskussion zu diesem Thema sind in Anhang D zu finden.

Weiterhin soll erwähnt werden, dass eine Verflüssigung auch bei monotoner Scherung bei undränierten bzw. volumenkonstanten Randbedingungen stattfinden kann. Bei den locker gelagerten Proben in Bild 5.10 sind die effektiven Spannungen der Probe bei einer Schubverzerrung von ca. 4 % annähernd vollständig abgebaut.

6.3.2 Einflüsse auf das undränierte Bodenverhalten unter zyklischer Belastung

Neben den vorgestellten zyklischen Triaxialversuchen in Kapitel 6.3.1 wurden zahlreiche zyklische volumenkonstante Einfachscherversuche durchgeführt, deren Ergebnisse im Folgenden zusammengefasst präsentiert werden. Diese kraftgesteuerten Versuche bilden die Basis für die Untersuchungen in Kapitel 7. Wie schon Versuche unter dränierten Bedingungen zeigen, hat die Größe der Belastungsamplitude einen wesentlichen Einfluss auf das Verhalten des Bodens. Während sich das Volumen mit zunehmender Beanspruchung verringert (Bild 6.9), ändern sich bei erzwungener Volumenkon-

stanz die mechanischen Eigenschaften des Sandes aufgrund der Abnahme der effektiven Spannungen erheblich mit zunehmenden Lastwiederholungen. Dies führt meist zu einem schnelleren Versagen bzw. zu größeren Verformungen nach wenigen Lastwechseln (Bild 6.20 a). Die Belastungsintensität wird auch mit dem zyklischen Spannungsverhältnis CSR (engl. *critical stress ratio*) bezeichnet, was für den Einfachscherversuch wie folgt definiert ist:

$$\mathrm{CSR} = \frac{\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}}{\sigma'_{zz,0}} \; . \tag{6.10}$$

Der Einfluss der Lagerungsdichte auf das Verhalten bei volumenkonstanter zyklischer einfacher Scherung mit einer symmetrischen Wechsellastbeanspruchung ist im Bild 6.20 a) dargestellt. Je lockerer der Boden gelagert ist, desto schneller kommt es zu einer Verflüssigung. Damit lässt sich prinzipiell der Zustand im freien Feld bei Erdbebenbelastung simulieren. Weiterhin kann in Bild 6.20 b) festgestellt werden, dass sich mit zunehmender vertikaler Spannung der Verflüssigungswiderstand verringert, d.h. die Probe versagt früher. Um diesem Effekt zu begegnen, wird für die Übertragung des Bodenverhaltens im freien Feld auf die Bedingungen im Bereich unterhalb eines Gebäudes mit einer wesentlich höheren Spannung bzw. größerer Tiefe oft der Korrekturfaktor K_σ verwendet [Peacock und Seed, 1968; Seed, 1983]. Hiermit kann das Verflüssigungsverhalten zum Vergleich auf eine vertikale Spannung von 100 kPa bezogen werden [Rollins und Seed, 1990], wobei K_σ für größere Spannungen einen Wert unter 1,0 hat.

Beide Phänomene entsprechen den Erkenntnissen, die aus den dränierten Versuchen gewonnen wurden, wenn man die dort gemessene volumetrische Dehnung mit der Abnahme der vertikalen Spannung bzw. dem Porenwasserdruckaufbau in den volumenkonstanten Tests vergleicht (siehe Bilder 6.11 und 6.13).

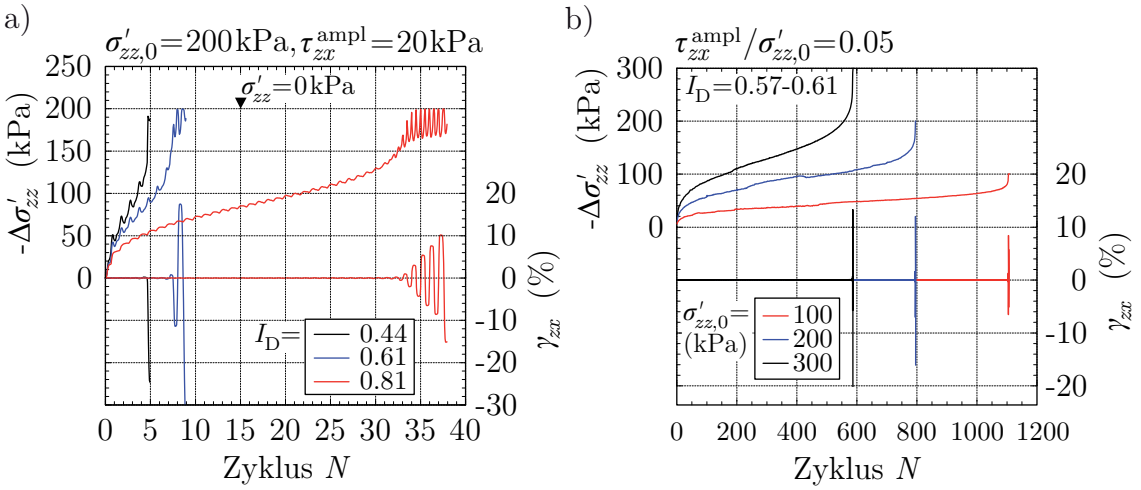


Bild 6.20: Zyklische volumenkonstante Einfachscherversuche (kraftgesteuert) mit Feinsand-Mittelsand (Frequenz: 0,10 Hz) unter Wechselbelastung ($\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 0$): a) Einfluss der Lagerungsdichte nach Konsolidierung auf $\sigma'_{zz,0} = 200$ kPa und b) Einfluss der Konsolidierungsspannung bei mitteldichter Lagerung.

Neben den genannten Einflüssen spielt auch die Größe der vorliegenden Schubspannung τ_{zx}^{av} eine wesentliche Rolle für die Entwicklung der effektiven Spannungen und somit für das mechanische Verhalten des Bodens. Insbesondere unter Randbereichen bestehender Gebäude oder im geneigten Gelände unterscheidet sich der Spannungszustand zu dem im freien Feld mit ebenem symmetrischen Hauptspannungszustand. Untersucht man wie bei den dränierten Tests (Bild 6.9) den Einfluss der Mittelspannung τ_{zx}^{av}, dann ist entgegen den Erkenntnissen dort eine direkte Abhängigkeit erkennbar. In der Literatur wird der Einfluss der statischen Vorscherung auf das undränierte Bodenverhalten unter zyklischer Belastung durch den Korrekturfaktor $K_\alpha = \mathrm{CSR}_{\mathrm{liq}}(\alpha)/\mathrm{CSR}_{\mathrm{liq}}(\alpha = 0)$ wieder auf die Bedingungen im freien Feld mit symmetrischer Wechsellast normiert. Dabei ist dieser Wert nicht nur vom Verhältnis $\alpha = \tau_{zx}^{\mathrm{av}}/\sigma'_{zz,0}$ abhängig, sondern auch von der relativen Lagerungsdichte. Dies wird u.a. in [Seed, 1983; Rollins und Seed, 1990] dargestellt. Ist der Sand dichter gelagert ($I_{\mathrm{D}} > 0,50$), dann erhöht sich bei der zyklischen Belastung der Verflüssigungswiderstand. Bei lockereren Böden wurde ein umgekehrter Trend festgestellt. Bei diesen pauschalen Aussagen wurden allerdings die Zusammensetzung des Bodens, die Beschaffenheit der Körner und der Spannungszustand nicht berücksichtigt. Seed und Harder [1990] zeigen eine detaillierte Einteilung abhängig nur von der Lagerungsdichte für die Bestimmung von K_α. In [Sivathayalan und Ha, 2004] wird hingegen auf Basis einer umfangreichen Versuchsserie gezeigt, dass auch diese Einteilung die genannten Einflüsse nicht genau genug abbildet. Selbst dicht gelagerte Böden können demnach einen geringeren Widerstand gegenüber Verflüssigung aufweisen, wenn die zyklische Anregung um eine statische Vorlast τ_{zx}^{av} aufgebracht wird. Eigene Untersuchungen bestätigen diese Ergebnisse. In Bild 6.21 sind die Entwicklungen der vertikalen Spannung und der Schubverzerrung während der zyklischen Lastaufbringung für drei verschiedene Lagerungsdichten bei gleicher Konsolidierungsspannung $\sigma'_{zz} = 200\,\mathrm{kPa}$ und Belastungsamplitude $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 10\,\mathrm{kPa}$ dargestellt. Die mittlere Schubspannung wird dabei zwischen $\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 0\,\mathrm{kPa}$ und $20\,\mathrm{kPa}$ variiert. Es zeigt sich für alle Lagerungsdichten der gleiche Trend: Mit ansteigender statischer Vorscherung τ_{zx}^{av} verringert sich auch die Zyklenzahl bis zur Verflüssigung bzw. zyklischen Mobilität der Bodenprobe. Rechts daneben sind jeweils die Spannungspfade zu den Versuchen jeder Lagerungsdichte angegeben. Die Gerade mit der ermittelten Steigung für den kritischen Zustand aus den monotonen Versuchen $\tau_{zx}/\sigma'_{zz} = 0,54$ (Bild 5.11) ist in den Diagrammen zur Orientierung mit eingetragen. Die locker gelagerten Proben verflüssigen, was sich durch eine sprunghaft ansteigende Verformung bei Verlust der effektiven Spannung ausdrückt. Dabei streben die Spannungspfade der drei Versuche asymptotisch gegen die Gerade mit der Steigung $0,54$. Allerdings muss angemerkt werden, dass die Neigung in diesem kleinen Spannungsbereich sehr variabel sein kann, um annähernd dieses Kriterium zu erfüllen.

Weiterhin fallen die mitteldicht gelagerten Proben in den Zustand der zyklischen Mobilität, nachdem die Spannungspfade die Gerade mit der Neigung $0,34$ bei jeweils maximaler Schubspannung berührt haben. Wie bereits diskutiert bilden sich für die Schwelllastversuche ($\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 10/20\,\mathrm{kPa}$) Spannungsschleifen, deren Mittelpunkte annähernd auf der Geraden mit Steigung $0,54$ liegen. Der Spannungspfad des Wechsellastversuchs in Bild 6.21 b2) durchläuft nach Berühren der Grenzgeraden noch zwei Zyklen, was per Definition auf zyklische Mobilität hinweist. Allerdings ist die Zunahme der Ver-

formungen sehr groß, so dass schon nach dem ersten Halbzyklus eine Schubverzerrung $\gamma_{zx} = 10\,\%$ resultiert.

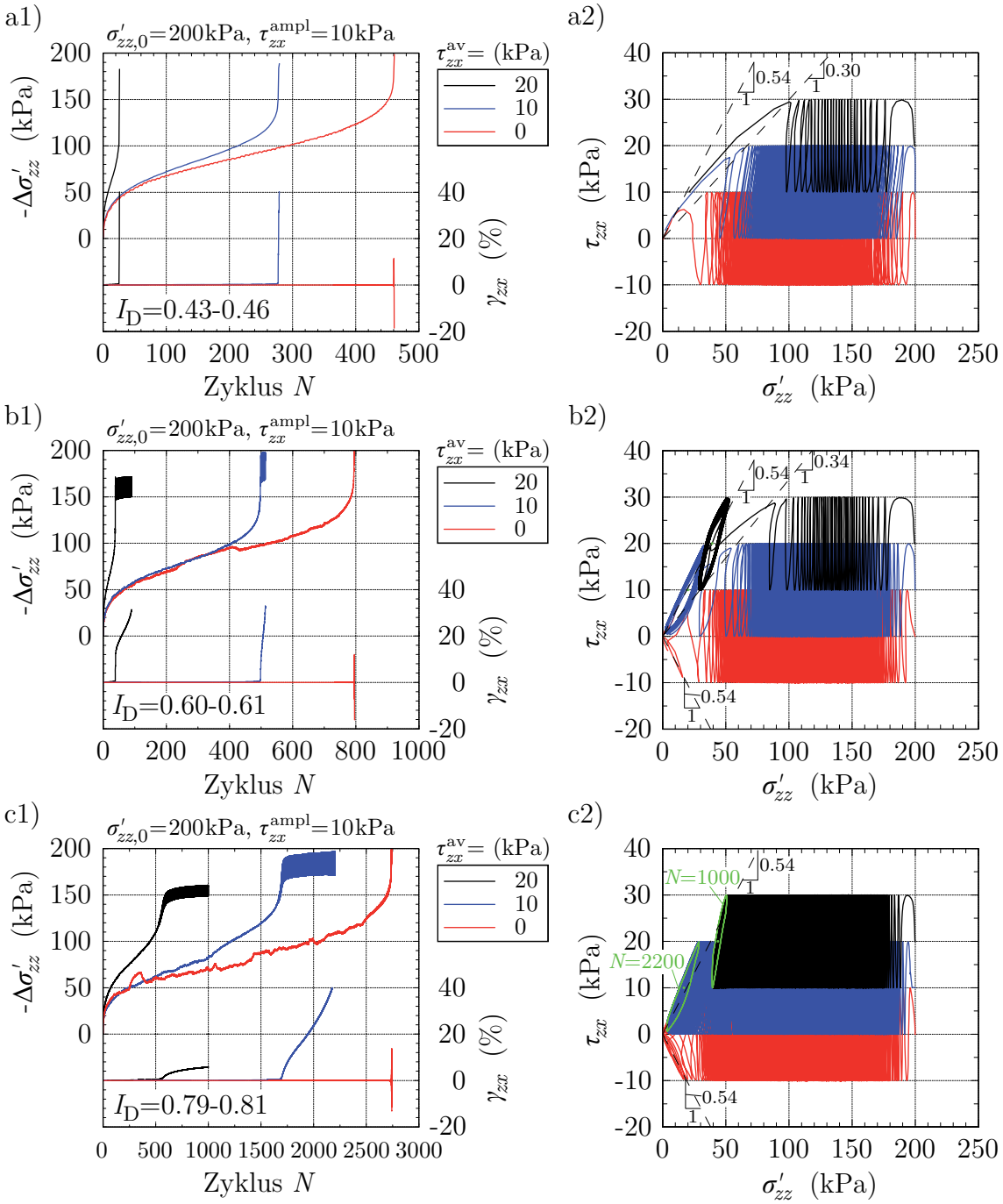


Bild 6.21: Zyklische volumenkonstante Einfachscherversuche (kraftgesteuert) mit Feinsand-Mittelsand nach Konsolidierung $\sigma'_{zz,0} = 200\,\text{kPa}$ unter zyklischer Wechsel- und Schwellbelastung ($\tau_{zx}^{av} \geq 0$) und $\tau_{zx}^{ampl} = 10\,\text{kPa}$ (Frequenz: 0,25 Hz) mit verschiedenen Lagerungsdichten: a1+a2) locker, b1+b2) mitteldicht und c1+c2) dicht.

Ungeklärt ist aber immer noch, warum die dicht gelagerten Sandproben mit zunehmender statischer Vorscherung nicht widerstandsfähiger werden, wie von anderen Forschern beobachtet. Zur Kontrolle wurden daher zwei weitere Versuche mit dichter Lagerung durchgeführt, die jeweils mit einer viel größeren Vorscherung $\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 40\,\mathrm{kPa}$ und $70\,\mathrm{kPa}$ bei gleicher Amplitude $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 10\,\mathrm{kPa}$ belastet wurden. In Bild 6.22 sind die Ergebnisse zusammen mit denen des Wechsellastversuchs aus Bild 6.21 dargestellt. Es zeigt sich ein umgekehrter Trend: Die Proben spielen sich relativ schnell auf jeweils einen Spannungszustand und ein Verformungsniveau ein. Trotz weiterer zyklischer Anregung scheint dieser Zustand stabil zu sein. Weiterhin ist zu erkennen, dass mit zunehmender Anfangsschubspannung τ_{zx}^{av} auch die Reduktion der effektiven Spannung und somit auch die resultierenden Schubverzerrungen abnehmen. Das bestätigt den von Seed [1983] beschriebenen Trend für dichte Proben, bedeutet aber, dass die Schubspannung groß genug sein muss, damit der Boden widerstandsfähiger ist gegenüber den Freifeldbedingungen.

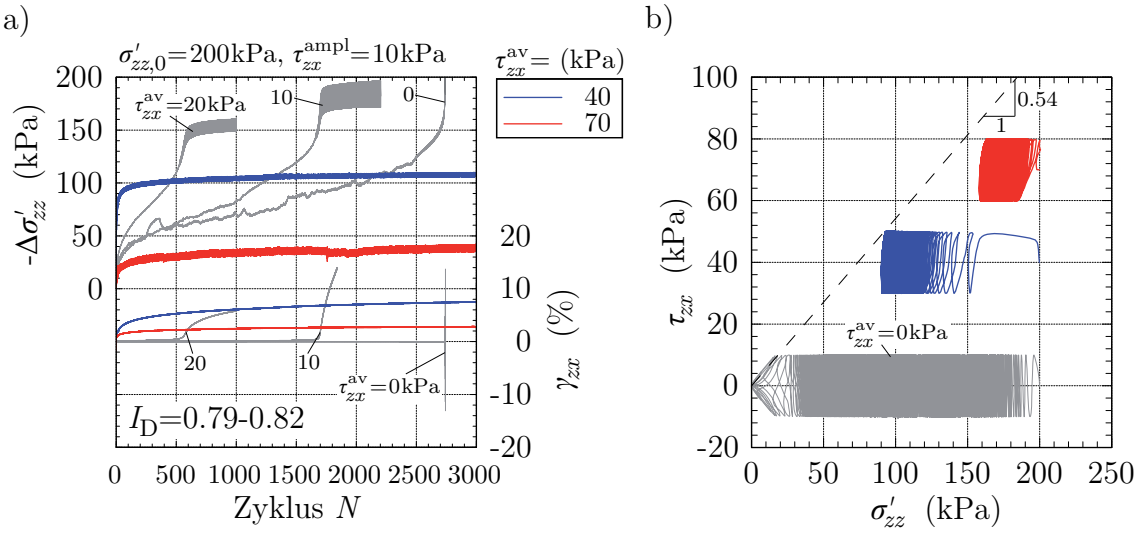


Bild 6.22: Zyklische volumenkonstante Einfachscherversuche (kraftgesteuert) mit dicht gelagertem Feinsand-Mittelsand nach Konsolidierung $\sigma'_{zz,0} = 200\,\mathrm{kPa}$ und großer Vorscherung unter zyklischer Belastung mit $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 10\,\mathrm{kPa}$ (Frequenz: 0,25 Hz):
a) Änderung der vertikalen Spannung, Schubverzerrung und
b) Spannungspfad.

Ein möglicher Grund für diesen Unterschied kann beim Studium des Verhaltens unter monotoner Belastung gefunden werden. Die Bilder 5.4 und 5.10 zeigen für den dicht gelagerten Sand, dass mit zunehmendem Scherweg das kontraktante Verhalten abnimmt und nach einer Phasentransformation ein dilatanter Trend dominiert (siehe auch Anhang C). Bei Scherverformungen in diesem Bereich durch Aufbringen der Vorscherung ist auch bei nun folgender zyklischer Belastung mit keinem großen Abfall der effektiven Spannungen zu rechnen. Damit bleibt schließlich auch die Akkumulation der Verformungen übersichtlich (ca. 3 % nach 3000 Zyklen für $\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 70\,\mathrm{kPa}$ in Bild 6.22 a).

Schließlich kann festgehalten werden, dass mit zunehmender Anfangsschubspannung τ_{zx}^{av} zunächst die Anzahl der Zyklen bis zur Verflüssigung abnimmt. Ab einem bestimmten Niveau von τ_{zx}^{av} dreht sich dieser Trend allerdings und es stellt sich ein stabiler Zustand ein. Diese Grenze hängt offenbar vom monotonen Verformungsverhalten der Probe ab.

Verflüssigungskurven

Entscheidend bei einer Verflüssigungsuntersuchung ist die Anzahl der Belastungswiederholungen N_{liq} bis zum Versagen des Bodens. Dabei ist dieses Versagen allerdings nicht eindeutig definiert. Bei der Verflüssigung wird in der Literatur unterschieden in Beginn der Verflüssigung (engl. *initial liquefaction*), teilweise Verflüssigung (engl. *partial liquefaction*) und natürlich der vollständigen Verflüssigung (engl. *complete liquefaction*) [Peacock und Seed, 1968]. Dabei wird zum einen die Lage des Spannungspfads herangezogen, zum anderen die Größe der resultierenden Verformungen infolge der zyklischen Belastung. In Bild 6.20 ist gut zu erkennen, dass die Verformungen bei zyklischer Wechsellastbeanspruchung zunächst sehr klein bleiben, obwohl die effektive Spannung immer mehr abnimmt. Bei den locker bis mitteldicht gelagerten Sanden zeigt sich dann ein plötzliches Versagen in Form von sehr großen Schubverzerrungen, wenn die effektiven Spannungen minimal werden (Bild 6.20 a). Bei dichter gelagerten Proben hingegen steigen die Verformungen nach erstmaligem Verlust der effektiven Spannungen (= Beginn der Verflüssigung) mit weiteren Zyklen stetig an (= teilweise Verflüssigung), bis ein definiertes Grenzniveau erreicht ist (= vollständige Verflüssigung). Dieser Ablauf charakterisiert die zyklische Mobilität (Kapitel 6.3.1) und sollte nach Casagrande [1971] und Castro [1975] aufgrund des unterschiedlichen Verhaltens nicht als Verflüssigung bezeichnet werden.

Noch komplexer wird es, wenn man die Versuche mit statischer Vorscherung τ_{zx}^{av} betrachtet. In Bild 6.21 sieht man recht deutlich, wie sich dieser Einfluss insbesondere bei mitteldichter und dichter Lagerung bemerkbar macht. Zum einen kann das Kriterium des vollständigen Verlusts der effektiven Spannungen nicht mehr herangezogen werden, zum anderen sind mitunter sehr viele Lastwiederholungen erforderlich, bis ein bestimmtes Verformungsniveau erreicht ist bzw. es wird nie erreicht (Bild 6.22).

In der Literatur sind deshalb verschiedene Kriterien für das Versagen des Bodens bei Verflüssigung bzw. zyklischer Mobilität zu finden. Bei Wechsellastversuchen wird häufig die Anzahl der Zyklen zu Beginn der Verflüssigung angegeben [Lee und Seed, 1967], Peacock und Seed [1968] hingegen geben eine Schubverzerrung von $2 \cdot \gamma_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 15 - 20\,\%$ für den Zeitpunkt der Verflüssigung an. Die Ergebnisse von Alba u. a. [1976] in großmaßstäblichen Modellversuchen nach dem Einfachscherprinzip machen deutlich, wie groß der Unterschied zwischen der Schubverzerrung bei Beginn der Verflüssigung und verschiedenen Grenzwerten wie $\gamma_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 5, 10, 15$ und $20\,\%$ ist. Es ist wie auch in den eigenen Untersuchungen in Bild 6.20 a) gut zu erkennen, dass mit höherer Lagerungsdichte der Abstand der erforderlichen Zyklenzahl zwischen den einzelnen Dehnungsgrenzwerten steigt.

Für die eigene Auswertung wird folgendes festgelegt: Bei Erreichen einer Schubverzerrung von $\gamma_{zx} = 10\,\%$ infolge zyklischer Beanspruchung unter volumenkonstanten Bedingungen wird das Versagenskriterium definiert und über die Zyklenzahl N_{Liq} aufgetragen. Bei Wechsellastversuchen fällt diese Zyklenzahl mit Ausnahme dicht gelagerter Sande sehr häufig mit dem Beginn der Verflüssigung zusammen und entspricht einer Doppeldehnungsamplitude von $2 \cdot \gamma_{zx}^{\mathrm{ampl}} \geq 10\,\%$. Bei Schwelllastversuchen ist die akkumulierte Schubverzerrung $\gamma_{zx}^{\mathrm{acc}} = 10\,\%$ gemeint, da die Verformungsamplituden oft nicht so groß sind.

Die Ergebnisse aus den eigenen Verflüssigungsversuchen sind in Bild 6.23 dargestellt. Die Wechsellastversuche zeigen das bekannte Verhalten. Je lockerer der Boden gelagert und je größer die Belastungsamplitude, desto geringer der Verflüssigungswiderstand bzw. die Zyklenzahl bis zur Verflüssigung N_{Liq} (Bild 6.23 a). Als Beispiel für den Einfluss einer Vorscherung wurden mit einem Wert in Höhe von $\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 17{,}5\,\mathrm{kPa}$ mehrere Versuche mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand durchgeführt und die Ergebnisse mit denen aus den Wechsellastversuchen gegenübergestellt (Bild 6.23 b). Die Proben mit einer Anfangsschubspannung verflüssigten alle wesentlich früher, was den vorher beschriebenen Trend bestätigt. Es ergibt sich eine ähnliche Kurve wie für die Wechsellastversuche.

Die Verflüssigungskurven ähneln in ihrer Form sehr stark den Wöhlerlinien, die in Schwingprüfungen an Stahlprüfkörpern ermittelt werden (Kapitel 3.2). Allerdings ist es bei Böden sehr schwierig, Grenzen für Festigkeitsbereiche wie bei Stahl in Bild 3.1 festzulegen. Der für Erdbeben interessante Bereich für Verflüssigungen $N_{\mathrm{Liq}} < 50$ fällt wohl eher in den Bereich der Kurzzeitfestigkeit.

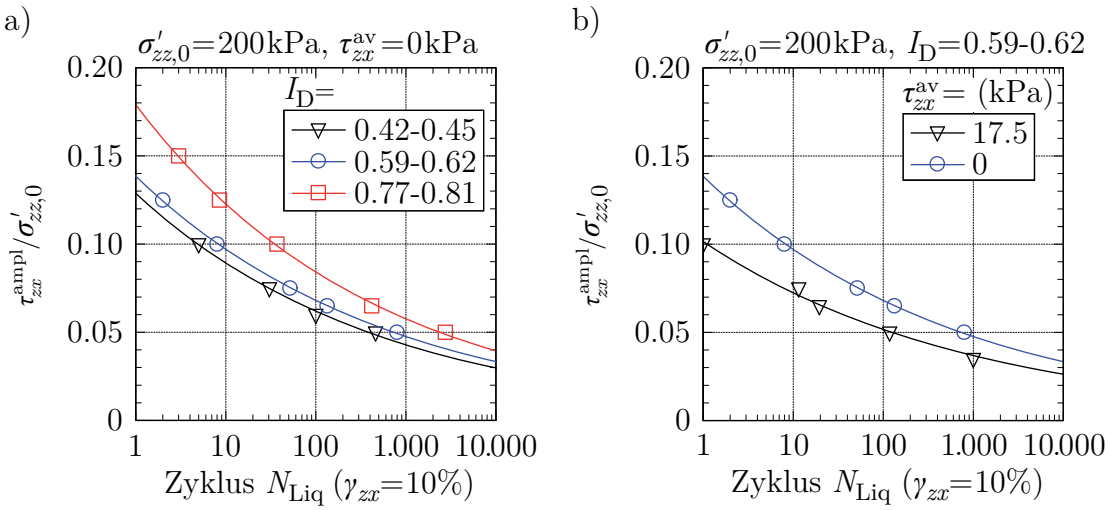


Bild 6.23: Verflüssigungskurven aus zyklischen volumenkonstanten Einfachscherversuchen (kraftgesteuert) mit Feinsand-Mittelsand nach Konsolidierung $\sigma'_{zz,0} = 200\,\mathrm{kPa}$ (Frequenz: 0,10 Hz) mit
a) Einfluss der Lagerungsdichte I_{D} und
b) Einfluss der Mittelspannung τ_{zx}^{av}.

Weggesteuerte volumenkonstante Versuche

Triantafyllidis u. a. [2014] zeigen beispielhaft, wie sich nichtbindige Böden bei dehnungsgesteuerten bzw. weggesteuerten zyklischen Triaxialversuchen unter undränierten Bedingungen verhalten. In einer kleinen Serie wurde das im Einfachschergerät wiederholt und die gleichen Phänomene festgestellt. Ist die Schubverzerrungsamplitude $\gamma_{zx}^{\mathrm{ampl}}$ nicht groß genug, dass die Schubspannungen über die Phasentransformationslinie in der Spannungsdarstellung hinaus gehen, dann zeigt sich ein rein kontraktantes Verhalten des Bodens, bis sich die effektiven Spannungen vollständig reduziert haben. Der resultierende Spannungspfad in Bild 6.24 b) ähnelt auch bei den Einfachscherversuchen einem Fischkopf. Versuche mit größeren Dehnungsamplituden haben gezeigt, dass sich dann wie bei Triantafyllidis u. a. [2014] beschrieben auch ein schmetterlingsähnlicher Spannungspfad einstellt (Bild 6.25).

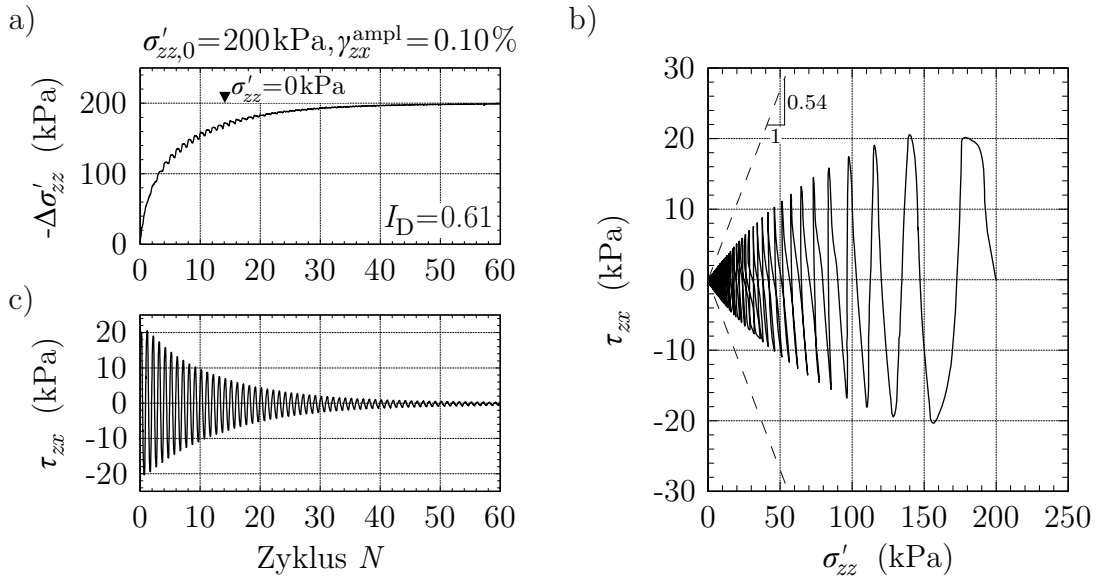


Bild 6.24: Zyklischer volumenkonstanter Einfachscherversuch (weggesteuert) mit Feinsand-Mittelsand nach Konsolidierung $\sigma'_{zz,0}$ = 200 kPa und einer zyklischen Belastung von $\gamma_{zx}^{\mathrm{ampl}}$ = 0,10 % (Frequenz: 0,20 Hz).

Die effektive Spannung fällt asymptotisch Richtung Nullwert ab (bzw. Porenwasserüberdruck steigt an in Bild 6.24 a) und die Entwicklung der resultierenden Schubspannung ähnelt der Form einer Ausschwingkurve (Bild 6.24 c). Aufgrund der Wegsteuerung kommt es nicht zu einem abrupten Versagen wie bei den zuvor vorgestellten kraftgesteuerten Versuchen.

In Bild 6.26 wurde für die durchgeführten weggesteuerten Versuche eine Verflüssigungskurve konstruiert. Als Kriterium für die Zyklenanzahl N_{Liq} wurde das Erreichen von 99 % der vertikalen effektiven Konsolidierungsspannung σ'_{zz} gewählt. Die resultierende Versagenskurve sieht ähnlich aus wie bei den kraftgesteuerten Versuchen (Bild 6.23 a). Je größer die Belastungsamplitude, desto schneller versagt der Boden durch Verflüssigung.

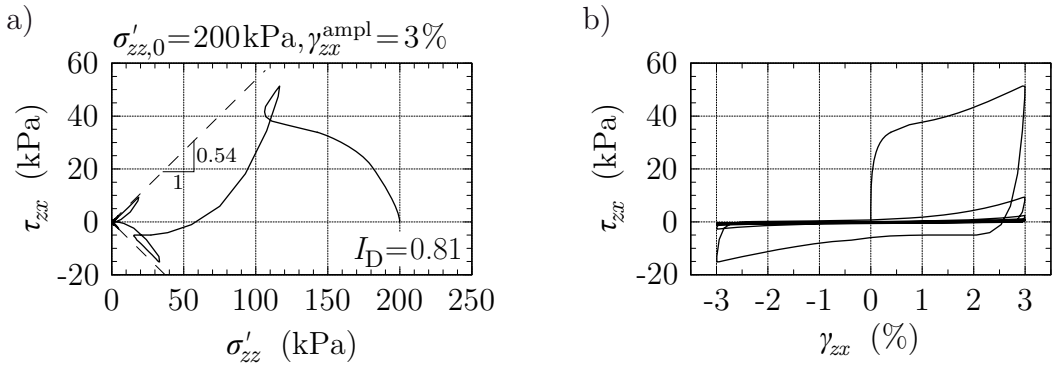


Bild 6.25: Zyklischer volumenkonstanter Einfachscherversuch (weggesteuert) mit dicht gelagertem Feinsand-Mittelsand nach Konsolidierung $\sigma'_{zz,0} = 200\,\mathrm{kPa}$ und einer zyklischen Belastung von $\gamma_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 3\,\%$ (Frequenz: 0,02 Hz).

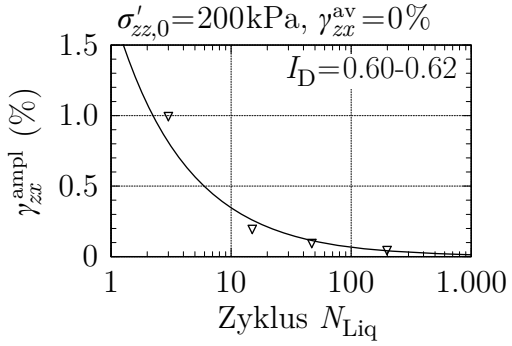


Bild 6.26: Verflüssigungskurve aus zyklischen volumenkonstanten Einfachscherversuchen (weggesteuert) mit Feinsand-Mittelsand nach Konsolidierung $\sigma'_{zz,0} = 200\,\mathrm{kPa}$ (Frequenz: 0,20 Hz); Kriterium: Verlust der effektiven Spannung σ'_{zz}.

6.3.3 Einfluss der Vorgeschichte auf das undränierte Verhalten unter zyklischer Belastung

Im Rahmen der Bemessung der Monopile-Gründung einer Windkraftenergieanlage wurden zyklische undränierte Versuche durchgeführt, um das Verhalten des umliegenden Bodens während eines Sturms besser bewerten zu können. Hierzu wurde die Belastung in Stufen aufgebracht und die teilweise mögliche Dränage durch Rekonsolidierungsphasen in den Laborversuchen simuliert. Ein Beispiel hierzu zeigt Bild 6.27, wo in einem zyklischen Triaxialversuch vier Pakete á 200 Zyklen mit gleicher Belastungsamplitude nacheinander aufgebracht werden. Zwischen den einzelnen Beanspruchungen wird die Probe jeweils immer wieder konsolidiert, bis die während der zyklischen Beanspruchung akkumulierten Porenwasserüberdrücke abgebaut sind. An den Ergebnissen ist deutlich zu erkennen, dass die Belastungen vorheriger Pakete einen maßgebenden Einfluss auf das weitere Verhalten haben. Die Akkumulation des Porenwasserdrucks nimmt mit jedem weiteren Zyklenpaket ab (Bild 6.27 a), was schließlich zu geringeren axialen Dehnungen führt. Die Verdichtung der Probe im Zuge der Rekonsolidierungen ist relativ gering (Bild 6.27 b), so dass nicht davon ausgegangen werden kann, dass dieser

Effekt der Grund für dieses steifere Verhalten ist. Kornumlagerungen führen offenbar dazu, dass die Porenwasserdruckentwicklung bei weiterer Zyklik stark zurückgeht und sich das Verhalten stabilisiert.

Bereits im ersten Paket kommt die Probe in den Zustand der zyklischen Mobilität, was sowohl an der Lage des effektiven Spannungspfads (Bild 6.27 d) als auch an den zunehmenden Verformungen zu erkennen ist. Nach ca. 110 Zyklen befindet sich ein Wendepunkt in der axialen Verformungskurve (Bild 6.27 c), wonach die Werte stark ansteigen. In den Paketen danach wird dieser Trend allerdings nicht weiter verfolgt, obwohl der Ausgangszustand immer wieder gleich ist. Dieser Einfluss der Vorbelastungsgeschichte wird bei dränierten Versuchen im HCA-Modell von Niemunis u. a. [2005] durch eine historiotrope Variable berücksichtigt. Doch selbst unter den Bedingungen eines konstanten effektiven Spannungszustands ist die Erfassung der Vorgeschichte nicht trivial. Eine Übertragung auf undränierte Zustände mit einem ständig veränderlichen Spannungszustand scheint noch komplizierter, da sehr viele Randbedingungen eine Rolle spielen. Während bei den dränierten Versuchen die akkumulierten Verformungskurven praktisch nach einem Stop und Wiederbeginn einer konstanten zyklischen Belastung stetig weiterführen, ist bei den undränierten Tests so ein einfaches „Einhängen“ nicht möglich, wie Bild 6.27 c) zeigt.

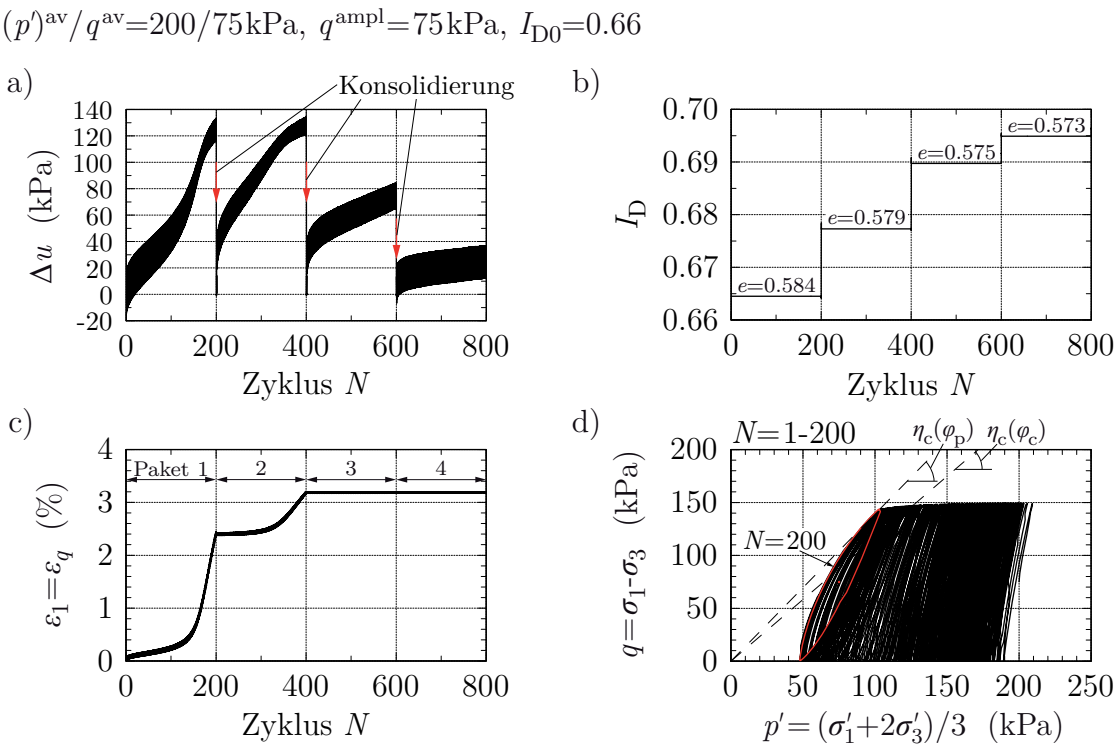


Bild 6.27: Zyklischer undränierter Triaxialversuch (kraftgesteuert) mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand (Frequenz: 0,01 Hz) nach anisotroper Konsolidierung ($p' = 200\,\text{kPa}$, $q = 75\,\text{kPa}$) in vier Paketen á 200 Zyklen und $q^{\text{ampl}} = 75\,\text{kPa}$ mit Rekonsolidierung dazwischen: a) Porenwasserüberdruck, b) Lagerungsdichte, c) axiale Dehnung und d) Spannungspfad des ersten Pakets (parabolische Flächenkorrektur).

Gleiche Untersuchungen wurden auch in einigen Einfachscherversuchen durchgeführt. Als Beispiel sind in Bild 6.28 die Ergebnisse einer dichten Probe dargestellt. Wie erwartet, ist die Verdichtung im Zuge der Rekonsolidierungen noch geringer als bei der zuvor betrachteten mitteldichten Probe. Es ist der gleiche Trend wie beim Triaxialversuch zu beobachten, wobei sich der Effekt der Vorbeanspruchung bei dichter Lagerung noch ausgeprägter darstellt.

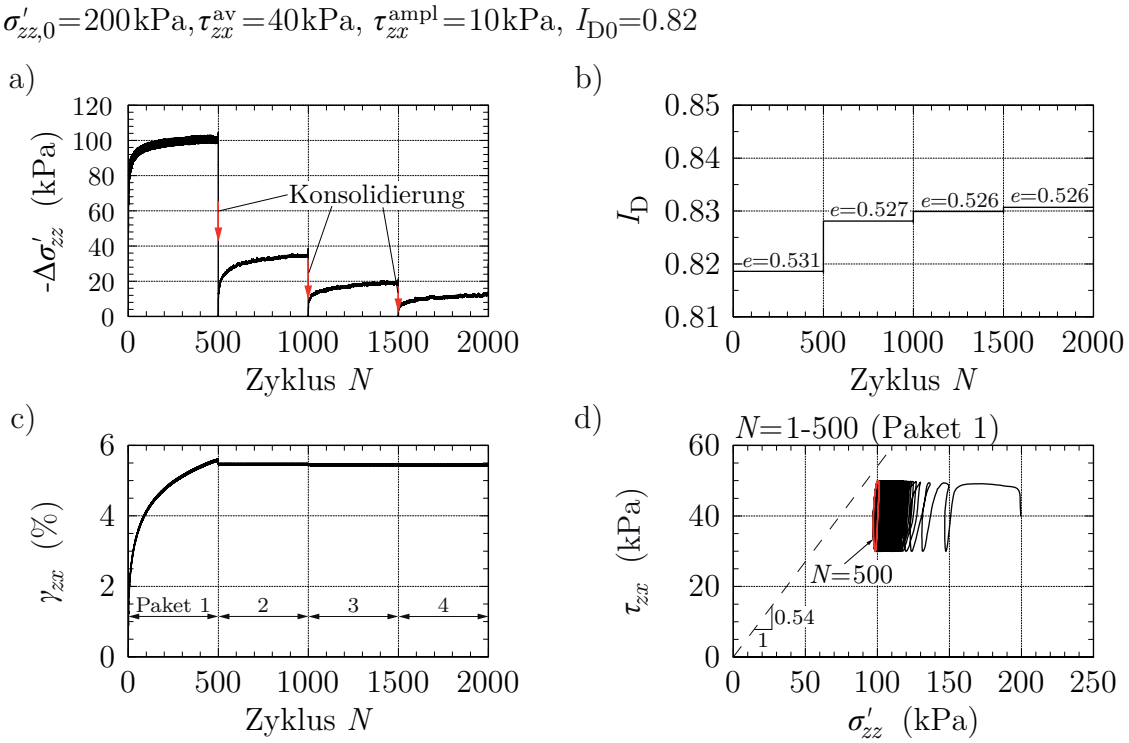


Bild 6.28: Zyklischer volumenkonstanter Einfachscherversuch (kraftgesteuert) mit dicht gelagertem Feinsand-Mittelsand (Frequenz: 0,25 Hz) nach Konsolidierung ($\sigma'_{zz,0}$ = 200 kPa, τ_{zx}^{av} = 40 kPa) in vier Paketen á 500 Zyklen und τ_{zx}^{ampl} = 10 kPa mit Rekonsolidierung dazwischen: a) Änderung der vertikalen Spannung, b) Lagerungsdichte, c) Schubverzerrung und d) Spannungspfad des ersten Pakets.

Kapitel 7

Verhalten von Sand unter irregulärer zyklischer Belastung

Im Gegensatz zu den regulären Lastfolgen in Kapitel 6 sind die Beanspruchungen von Bauwerken in der Natur meist irregulär. Erdbeben, Wind und Wellen aber auch der Einfluss von Verkehr auf nahe liegende Infrastrukturen entsprechen meist keinem geordnetem Muster; es wechseln die Amplituden und die Frequenz während der Belastungszeit. Selbst das mittlere Spannungsniveau muss nicht konstant sein. Nachfolgend werden allgemeine Feststellungen und die hier untersuchten irregulären Lastfolgen vorgestellt und untersucht. Weiterhin sollen die veränderlichen Beanspruchungszeitfunktionen in äquivalente reguläre umgewandelt werden.

Einige der nachfolgend präsentierten Versuche wurden im Rahmen von Studienarbeiten durchgeführt [Geißler, 2012], [Nycz und Rempel, 2014], [Wunder, 2012].

7.1 Irreguläre Funktionen

In der Vergangenheit wurden aufgrund vieler Schadensereignisse meist Erdbebenfunktionen unter undränierten Bedingungen untersucht. Eine Simulation im Labor stellt allerdings hohe Anforderungen an die Versuchstechnik, die Ishihara und Yasuda [1972], Shibata u. a. [1972] und Shen u. a. [1978a] mit Triaxialgeräten und Tatsuoka und Silver [1981] mit einem Einfachschergerät bereits erfüllen konnten. Ishihara und Yasuda [1973] stellten bei einer Gegenüberstellung von regulären und irregulären Beanspruchungszeitfunktionen allerdings fest, dass die Lage der maximalen Belastung bei zyklischen Triaxialversuchen mit Wechselbelastung und variierenden Amplituden einen großen Einfluss auf das Ergebnis hat. D.h. befinden sich die großen Beanspruchungen auf der Kompressionsseite, ergeben sich für den resultierenden Porenwasserdruck geringere Werte als wenn diese im Extensionsbereich liegen. Daraufhin haben die Forscher die Tests an Hohlzylinder-Proben unter zyklischer Torsionsbelastung erneut getestet [Ishihara und Yasuda, 1975; Tatsuoka u. a., 1986a]. Die der Einfachscherung ähnlichen Beanspruchung zeigt nicht die beschriebene Abhängigkeit der Belastungsrichtung und wird aufgrund dieses Vorteils von den Autoren bevorzugt. Aus den Ergebnissen der

Tests lässt sich ein klarer Trend mit wenigen Ausnahmen erkennen. Während Beanspruchungszeitfunktionen von Erdbebensimulationen mit einem gleichmäßigen Belastungsniveau eher einen stetigen Porenwasserdruckanstieg aufzeigen, neigen Lastfolgen mit wenigen markanten Sprüngen zu einem abrupten Anstieg und somit auch zu schnellerer Verflüssigung. Ishihara und Yasuda [1975] teilen irreguläre Belastungsfunktionen deshalb wie folgt ein: Wenn sich im Belastungsverlauf vor Erreichen des Maximalwerts nur ein oder zwei Amplituden größer als 60 % dessen Betrags befinden, dann wird dies als *shock type* bezeichnet. Erreichen allerdings mehr als drei Amplituden 60 % der maximalen Belastung, wird vom *vibration type* gesprochen (Bild 7.1 a). Dabei betrachten die Autoren vereinfachend nur die Schubspannungen mit einheitlichem Vorzeichen.

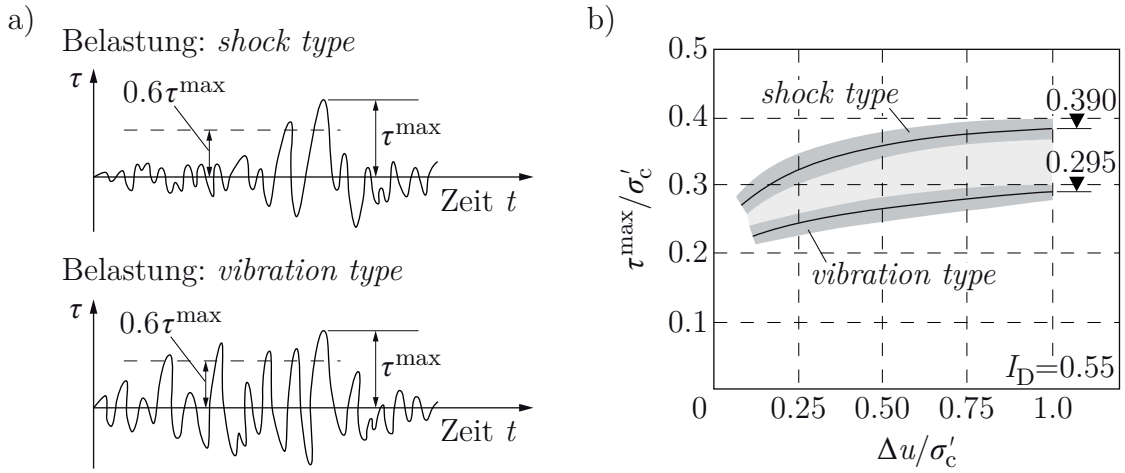


Bild 7.1: Irreguläre Belastungsverläufe: a) Einteilung der unterschiedlichen irregulären Funktionen [Ishihara, 1977] und b) Zusammenfassung der Versuchsergebnisse von verschiedenen irregulären Beanspruchungszeitfunktionen aus bekannten Erdbebenverläufen [Ishihara und Yasuda, 1975].

Die verschiedenen Auswirkungen auf die Porenwasserdruckentwicklung konnten trotz unterschiedlicher irregulärer Belastungsverläufe von Ishihara und Yasuda [1975] in Bild 7.1 b) mit Berücksichtigung einer Streubreite grob zusammengefasst werden. Bei gleicher maximaler Schubspannungsamplitude $\tau^{\max}$ zeigt sich nach Ablauf der irregulären Belastungsfunktionen vom Typ *vibration type* ein wesentlich größerer Porenwasserdruck (z.B. bei $\tau^{\max}/\sigma'_c = 0,295$). Für die Lastfolgen, die als *shock type* eingestuft werden, lassen sich daher größere Belastungen aufbringen.

Für die nachfolgenden eigenen Untersuchungen werden zwei irreguläre Funktionen betrachtet, die exemplarisch die vertikale Beanspruchung eines Pfahls einer Jacket-Gründung einer Offshore Windenergieanlage in verschiedenen Bemessungssituationen darstellen. Die Belastungswerte wurden dafür auf den jeweiligen Maximalwert normiert. Funktion 1 zeigt eine Schwelllast, Funktion 2 eine Wechsellast für jeweils eine Sequenz von 500 s (Bild 7.2).

Gemäß der Definition in Bild 7.1 ist Funktion 1 wegen der wenigen herausragenden Belastungsspitzen als *shock type* und Funktion 2 durch das sehr gleichmäßige Belastungsniveau als *vibration type* einzustufen.

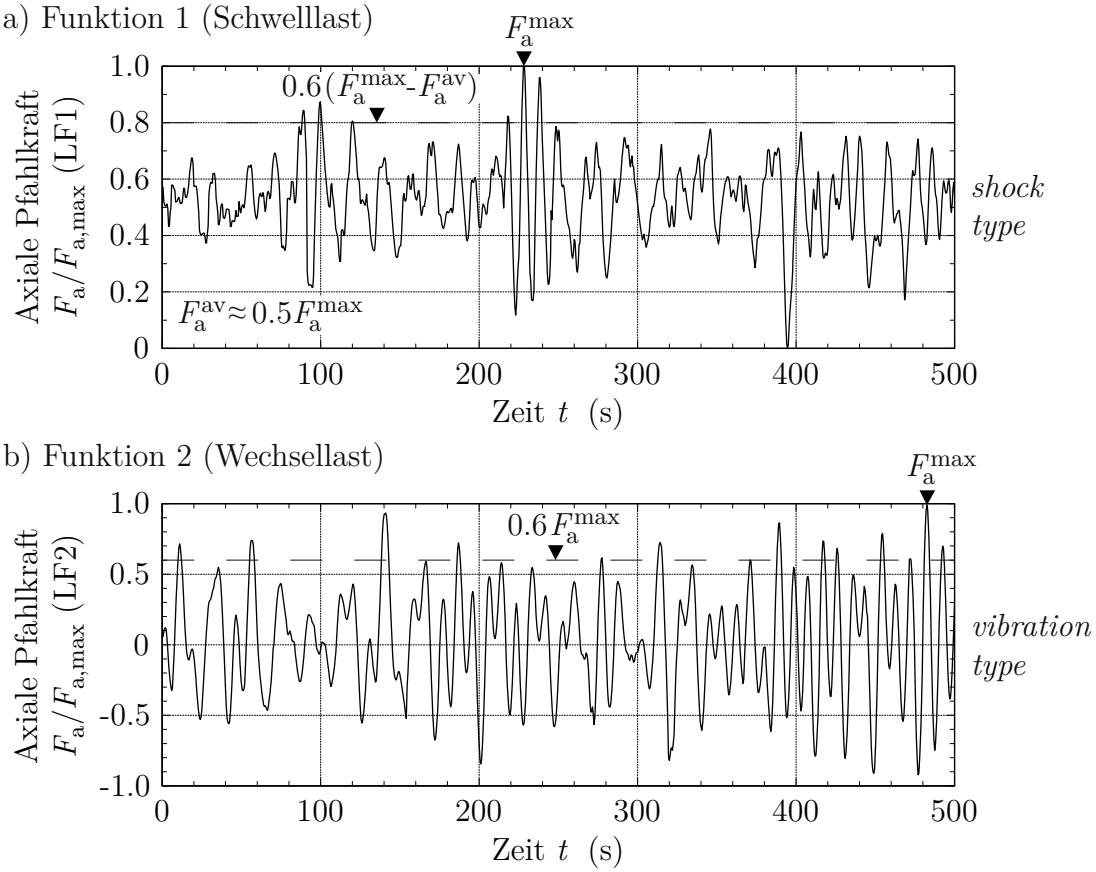


Bild 7.2: Irreguläre Funktionen mit normierter Belastung mit a) Funktion 1 (Schwelllast) und b) Funktion 2 (Wechsellast).

Weiterhin kann die Regelmäßigkeit der irregulären Funktionen i ermittelt werden, die nach Buxbaum [1992, Kapitel 1.2.3] wie folgt definiert ist:

$$i = \frac{H_0}{H_1} \; . \tag{7.1}$$

H_0 ist die Anzahl der Durchgänge durch das mittlere Niveau der Funktion (auch Mittellastüberschreitungszahl von Radaj und Vormwald [2007] genannt). H_1 stellt die Anzahl der Umkehrpunkte (Lastspitzenzahl) der Funktion dar. Reguläre Funktionen haben damit eine Regelmäßigkeit $i = 1$, wobei die irregulären im Bereich $0 < i \leq 1$ liegen können. Radaj und Vormwald [2007, Abb. 5.26] zeigen, dass schmalbandige irreguläre Schwingungserregungen meist eine gute Regelmäßigkeit mit $i \approx 1$ haben, während sich breitbandige viel unregelmäßiger $i \ll 1$ nach dieser Definition darstellen.

Nach Analyse aller Umkehrpunkte und Mittelwertdurchgänge von Funktion 1 kann nach Gleichung 7.1 ein Wert $i = 0,52$ ermittelt werden. Als Mittelwert der Funktion wird $F_a/F_{a,max} = 0,54$ angenommen. Funktion 2 ist mit $i = 0,74$ wesentlich regelmäßiger. Mittelwert ist hier der Nulldurchgang. Beide Funktionen haben einen eher schmalbandigen Charakter, zeigen aber nach dieser Definition aufgrund von vielen kleinen Zwischenschwingungen keine große Regelmäßigkeit.

Der Faktor i hat unmittelbare Auswirkungen auf die Klassierung in Kapitel 7.3. Insbesondere bei zweiparametrigen Zählverfahren ergeben sich bei hoher Regelmäßigkeit der irregulären Beanspruchungsfunktion weniger Einteilungen bezüglich der mittleren Spannungswerte, dafür mehr bei den Amplituden. Ist die Funktion sehr unregelmäßig, ist das Ergebnis umgekehrt. Das kann größere Auswirkungen auf die Schädigungsberechnung haben, denn Änderungen des mittleren Spannungsniveaus sind sowohl bei Metallen in Untersuchungen zur Betriebsfestigkeit als auch bei Prognosen in der Bodenmechanik schwieriger durch geeignete Berechnungsverfahren darstellbar.

Mit der Wahl der im Weiteren untersuchten irregulären Funktionen (Bild 7.2) wurde bewusst hingenommen, dass durch die Variation einiger Parameter (z.B. Funktionsverlauf und damit Einteilung nach Bild 7.1, Irregularität i und Mittelspannung) eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse untereinander nur begrenzt möglich ist. In dieser Arbeit sollten zunächst die Effekte und Phänomene von unterschiedlichen in der Praxis relevanten Funktionsverläufen untersucht werden. Auf dieser Basis können dann weitere Untersuchungen mit einer gezielten Parametervariation durchgeführt werden, die eine bessere Vergleichbarkeit ermöglichen.

7.1.1 Einfachscherversuche

Zunächst werden die Ergebnisse der volumenkonstanten Versuche (CV) vorgestellt, da hierfür mehr Vergleiche mit bekannten Studien vorliegen. Darauf folgen Einfachscherversuche unter konstanter Auflast (CNL), in denen die Simulation dränierter Randbedingungen erfolgt. Hierfür werden die irregulären Funktionen 1 und 2 in Bild 7.2 derart skaliert, dass die Schubspannungsverläufe zu aussagekräftigen Ergebnissen führen und später eine sinnvolle Umformung möglich ist.

Alle Versuche werden an mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand – Proben durchgeführt.

Volumenkonstante Versuche (CV)

Die Proben der nachfolgend präsentierten volumenkonstanten Einfachscherversuche werden vor der irregulären Belastung unter einer vertikalen Spannung $\sigma'_{zz,0} = 200\,\mathrm{kPa}$ konsolidiert.

Funktion 1 wird mit dem Faktor 32,5 kPa skaliert, was eine Verflüssigung bzw. zyklische Mobilität nach ca. 1,5-fachem Durchlauf beim wiederholten Erreichen der maximalen Schubspannung hervorruft (Bild 7.3). Kleinere Skalierungen haben eine noch spätere Verflüssigung gezeigt, größere Werte ein Versagen bereits während des ersten Durchlaufs. Eigentlich sollte die maximale Amplitude so eingestellt werden, dass sich genau nach einem Durchlauf von Funktion 1 nach 500 s die Verflüssigung einstellt (siehe auch [Ishihara und Yasuda, 1975]). Aufgrund der sensiblen Reaktion ist dies nach einigen Versuchen jedoch nicht gelungen, so dass der Faktor 32,5 kPa, was bei einer Konsolidierung von $\sigma'_{zz,0} = 200\,\mathrm{kPa}$ einem Verhältnis $\tau_{zx}/\sigma'_{zz,0} = 0,163$ entspricht, weiter untersucht wird.

Die Ergebnisse bestätigen die *shock type* – Einstufung. Bevor die maximale Schubspannung $\tau_{zx}^{\max}$ aufgebracht wird, gibt es zwei Ereignisse, die 60 % dieses Wertes erreichen. Die Änderung der vertikalen Spannung steigt sprunghaft bei größeren Amplituden und ist bei den kleineren Zwischenschwingungen annähernd konstant. Besonders markant sind die Sprünge bei der größten Belastung, was bei der ersten Wiederholung schließlich auch zu sehr großen Verformungen und in den Zustand der zyklischen Mobilität führt. Die maximale Schubspannung an dieser Stelle (733 s) kann aufgrund der großen abrupt auftretenden Verformung nicht vollständig aufgebaut werden.
Erwähnenswert ist außerdem, dass die Lage der maximalen Schubspannung in der Lastfolge von erheblicher Bedeutung für den Verlauf der effektiven Spannung und somit auch für das Verflüssigungspotential des Bodens ist [Shen u. a., 1978a].

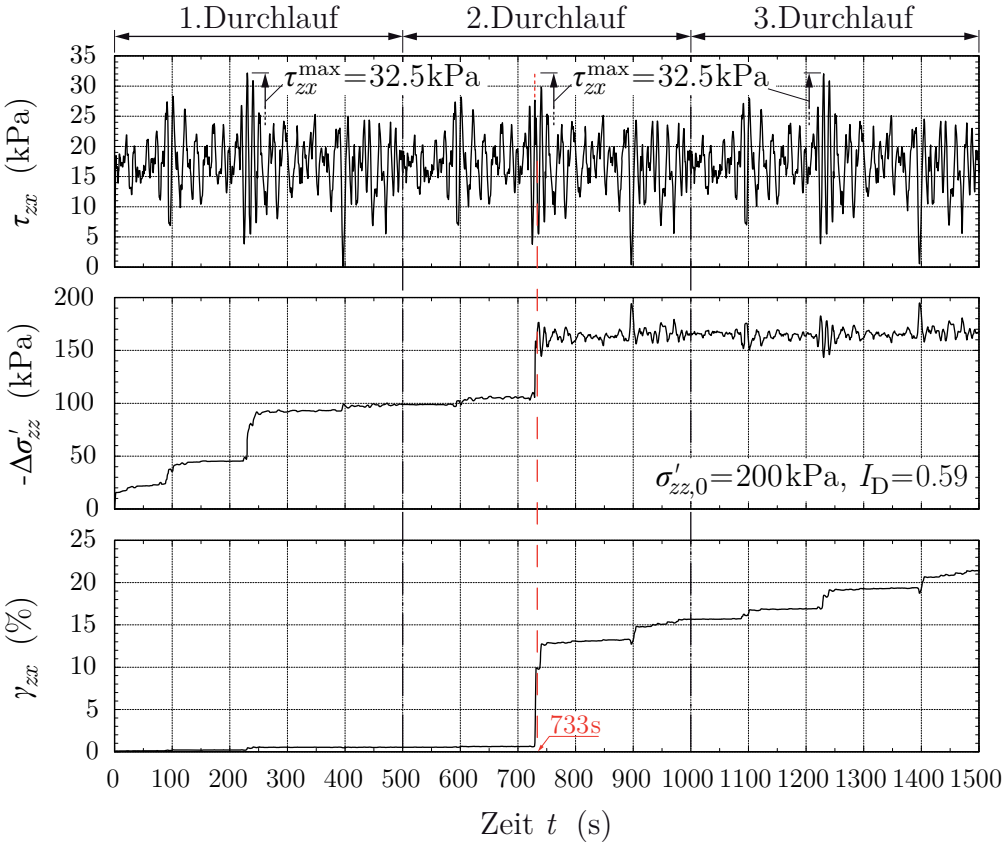


Bild 7.3: Irreguläre Funktion 1 unter volumenkonstanten Bedingungen im Einfachschergerät an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand.

Die Funktion 2 versagt bei einem Skalierungsfaktor von nur 20 kPa auch erst während der ersten Wiederholung (Bild 7.4). Auch hier war es sehr schwierig, den Faktor so genau zu bestimmen, dass die Verflüssigung nach Ablauf einer Sequenz (500 s) stattfindet. Schließlich versagte die Probe nach 981 s beim wiederholten Durchlaufen der maximalen Schubspannung in Höhe von $\tau_{zx}^{\max} = 20$ kPa. Wie schon bei Funktion 1 in Bild 7.3 konnte die Schubspannung am Punkt der Verflüssigung wegen des plötzlichen Verlusts der Tragfähigkeit und der daraus folgenden großen Verformungen nicht vollständig aufgebaut werden.

Die Belastungsamplituden sind viel regelmäßiger und damit zeigt sich im Gegensatz zu dem sprunghaften Verhalten bei Funktion 1 eine stetige Abnahme der effektiven Spannungen. Dieses Verhalten ist charakteristisch für irreguläre Funktionen vom Typ *vibration type*, was die Einstufung bestätigt.

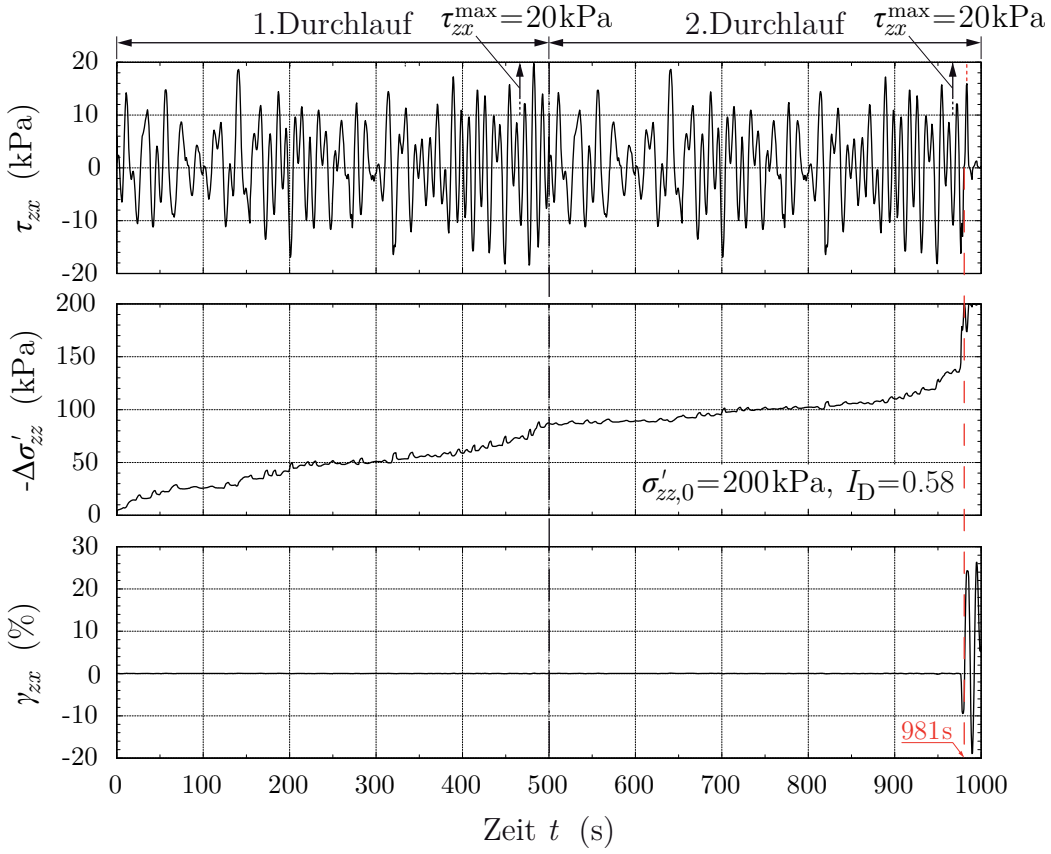


Bild 7.4: Irreguläre Funktion 2 unter volumenkonstanten Bedingungen im Einfachschergerät an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand.

Bestimmung der Irregularität nach Ishihara und Yasuda [1975]

Um irreguläre Beanspruchungszeitfunktionen äquivalent in eine reguläre umzuwandeln, schlagen Ishihara und Yasuda [1975] zwei einfache Möglichkeiten vor, die zusammengefasst in Bild 7.5 illustriert sind. Einerseits kann die maximale zyklische Beanspruchung der irregulären Lastfolge CSR $= \tau^{max}/\sigma'_{v0}$, die genau nach einem Durchlauf bei der Zeit t verflüssigt, als reguläre Funktion an einer Bodenprobe mit gleicher Lagerungsdichte im Einfachschergerät getestet werden. Die Probe versagt nach relativ wenigen Zyklen (Bild 7.5 b1). Das kann mit dem in Bild 3.1 dargestellten Unterschied zwischen Wöhlerlinie und Lebensdauerlinie im Bereich der Zeitfestigkeit verglichen werden. Eine irreguläre Funktion mit wenigen großen und vielen kleinen Amplituden, erfasst durch die Lebensdauerlinie, widersteht natürlich einer wesentlich größeren Zyklenanzahl als eine reguläre mit der gleichen maximalen Amplitude, die durch die Wöhlerlinie repräsentiert wird.
Ein andere Möglichkeit ist der Bezug auf eine reguläre Funktion, die nach genau 20 Zyklen verflüssigt (Bild 7.5 b2). Das zugehörige zyklische Spannungsniveau CSR_{20} kann

aus der Verflüssigungskurve in Bild 7.5 c) abgelesen werden. Das Verhältnis des maximalen Spannungsverhältnisses der irregulären Lastfolge $\mathrm{CSR_{irr}}$ zur zyklischen Beanspruchung der regulären Funktion bei Verflüssigung in 20 Zyklen $\mathrm{CSR_{20}}$ stellt den Korrekturfaktor C_2 dar und wird oft als ein Maß für die Irregularität angesehen [Tatsuoka u. a., 1986a]:

$$C_2 = \frac{\mathrm{CSR_{irr}}}{\mathrm{CSR_{20}}} \; . \tag{7.2}$$

In [Ishihara, 1977; Nagase und Ishihara, 1987] wird der Kehrwert von C_2 auch als *reduction factor* bzw. *load irregularity factor* bezeichnet. Neben dem Faktor C_2 wird in Japan noch ein Maß für die Multidirektionalität mit C_5 bei Verflüssigungsanalysen verwendet [Nagase und Ishihara, 1987; Ishihara und Nagase, 1988]. Mit diesen Faktoren lassen sich die Ergebnisse aus Laborversuchen mit regulärer Belastung auf das Verflüssigungspotential von irregulären Lastfolgen umwandeln.

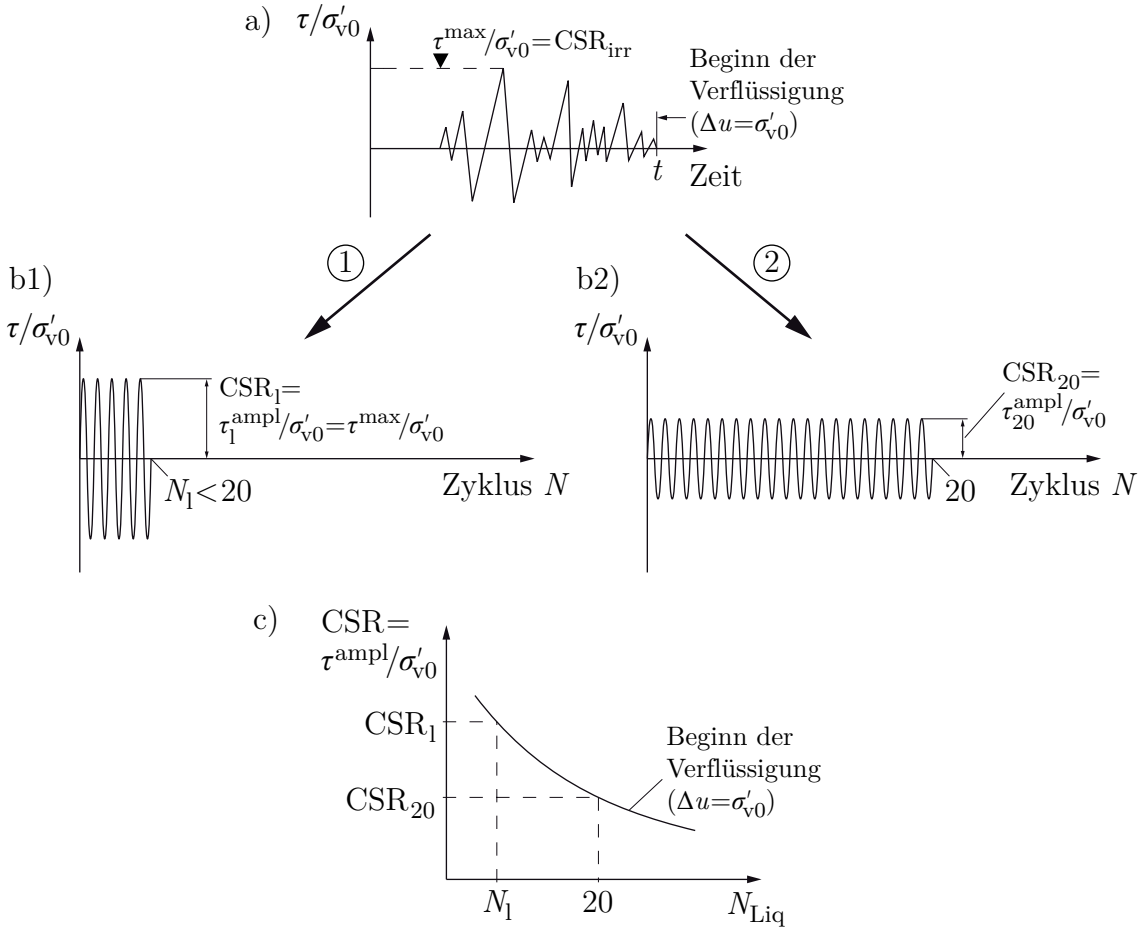


Bild 7.5: Möglichkeiten für die Abbildung einer äquivalenten Beziehung zwischen einer irregulären und regulären zyklischen Belastungsfunktion für undränierte Bedingungen; Konzept nach [Ishihara und Yasuda, 1975] und [Tatsuoka u. a., 1986a].

Obwohl die Skalierungsfaktoren der beiden irregulären Funktionen 1 und 2 (CSR_{irr}) in dieser Arbeit nicht genau so eingestellt werden konnten, dass nach Ablauf der Lastfolgen jeweils eine Verflüssigung eintritt, werden die resultierenden Korrekturwerte C_2 in Tabelle 7.1 ermittelt. Ishihara [1977] gibt für den *reduction factor* irregulärer Funktionen vom Typ *shock type* einen Mittelwert von 0,55 an, was bei Funktion 1 mit einem Wert von 0,53 gut übereinstimmt. Allerdings muss angemerkt werden, dass der Wert eigentlich etwas geringer wäre, wenn es gelungen wäre, den Faktor CSR_{irr} korrekt für einen Durchlauf einzustellen. Auch der Kehrwert $C_2 = 1,88$ lässt sich für die Lagerungsdichte von $I_D \approx 0,60$ nach [Nagase und Ishihara, 1987, Bild 23] gut einordnen.

Für Funktion 2 ergibt sich ein *reduction factor* in einer Höhe von 0,87, was von dem in [Ishihara, 1977] angegebenen Mittelwert für irreguläre Funktionen vom *vibration type* mit 0,70 etwas abweicht. Bei korrekter Einstellung des Skalierungsfaktors wäre der Wert geringer und ggf. auch in dem genannten Bereich von Ishihara [1977].

Tabelle 7.1: Ermittlung der Korrekturfaktoren C_2 für die irregulären Funktionen 1 und 2 aus zyklischen Einfachscherversuchen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand ($I_D \approx 0,60$); nach [Tatsuoka u. a., 1986a].

	τ_{zx}^{max} (kPa)	$\sigma'_{zz,0}$ (kPa)	$CSR_{irr} = \tau_{zx}^{max}/\sigma'_{zz,0}$	CSR_{20} aus Bild 6.23 a)	*reduction factor* = CSR_{20}/CSR_{irr}	C_2
Funktion 1	32,5	200	0,163	0,087	0,53	1,88
Funktion 2	20	200	0,10	0,087	0,87	1,15

Versuche unter konstanter Auflast (CNL)

Neben den volumenkonstanten wurden auch Versuche unter konstanter Auflast mit den zwei Beanspruchungszeitfunktionen (Bild 7.2) bei einem Skalierungsfaktor in Höhe von 80 kPa durchgeführt. Vergleichbare Versuche von irregulären Lastfolgen unter dränierten Bedingungen sind dem Autor nicht bekannt. Aber die Ergebnisse zeigen wie erwartet das gleiche Bild wie bereits bei den volumenkonstanten Versuchen. Die volumetrische Dehnung und die Schubverzerrung infolge der Beanspruchungszeitfunktion 1 in Bild 7.6 steigen sprunghaft bei Erreichen der maximalen Belastungsamplituden an. Das gilt zumindest für den ersten Durchlauf der Funktion. Die Schwingungen zwischen den wenigen Maximalereignissen führen hingegen zu kaum einem Zuwachs an plastischer Verformung. Außerdem ist zu beobachten, dass bereits bei der ersten Wiederholung der Lastfolge nur noch ein geringer Anstieg der Verformungen zu verzeichnen ist, unvergleichbar mit dem Verlauf des ersten Durchlaufs.

Die Ergebnisse der Funktion 2 in Bild 7.7 entsprechen auch den Auswertungen bei volumenkonstanten Bedingungen. Aufgrund des relativ ausgeglichenen Amplitudenniveaus in der Lastfolge nimmt die volumetrische Dehnung stetig zu und zeigt keine Sprünge (siehe auch *vibration type*). Die Schubverzerrung akkumuliert aufgrund der nahezu

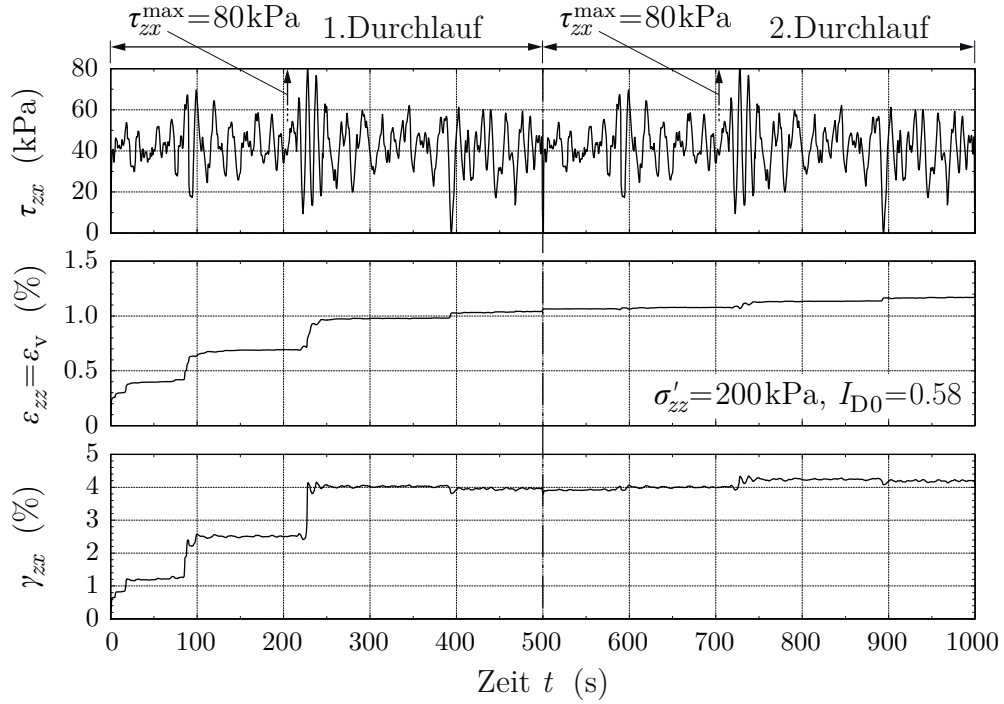


Bild 7.6: Irreguläre Funktion 1 unter CNL-Bedingungen im Einfachschergerät mit einer konstanten Vertikalspannung von $\sigma'_{zz} = 200\,\text{kPa}$ an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand.

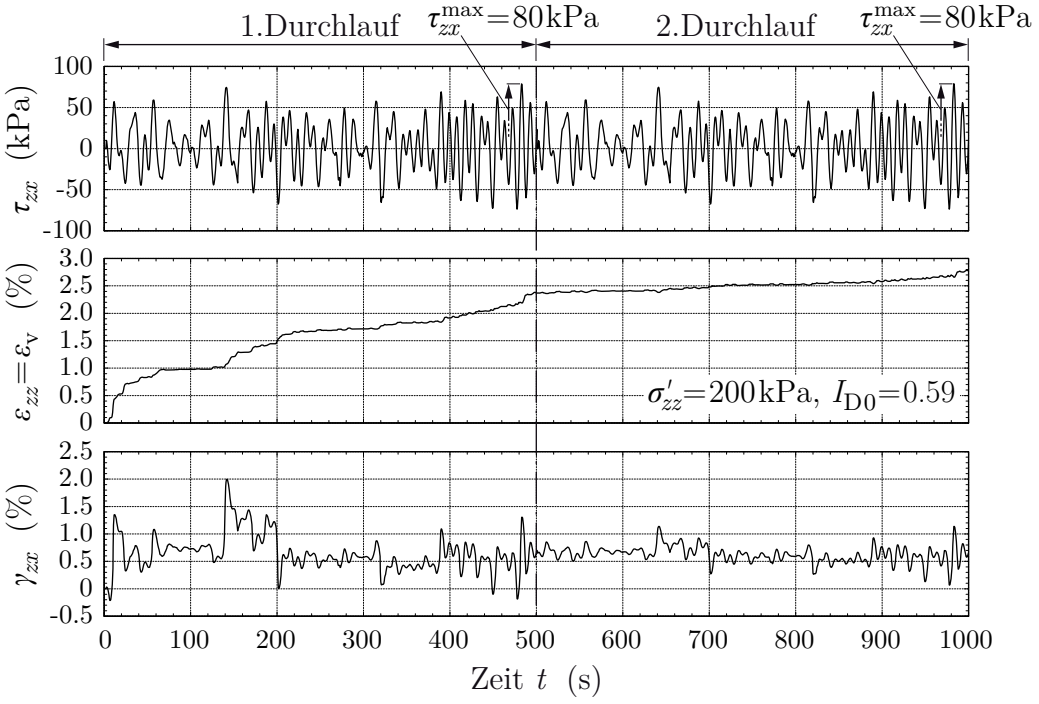


Bild 7.7: Irreguläre Funktion 2 unter CNL-Bedingungen im Einfachschergerät mit einer konstanten Vertikalspannung von $\sigma'_{zz} = 200\,\text{kPa}$ an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand.

symmetrischen Wechsellast kaum. Bei der Wiederholung der ersten Sequenz verhält sich der Boden wie bereits bei Funktion 1 viel steifer als zu Beginn.

7.1.2 Triaxialversuche (dräniert)

Neben den Einfachscherversuchen wurden die beiden irregulären Funktionen auch unter dränierten Bedingungen im Triaxialgerät untersucht. Für aussagekräftige Verformungsergebnisse wurde Funktion 1 mit $q = 200\,\mathrm{kPa}$ und Funktion 2 mit $q = 100\,\mathrm{kPa}$ skaliert. Zuvor wurden die Proben unter einer isotropen Spannung von $\sigma_3' = \sigma_1' = 200\,\mathrm{kPa}$ konsolidiert. Die radiale Spannung wurde während der beiden Versuche bei $\sigma_3' = 200\,\mathrm{kPa}$ konstant gehalten.

Im Wesentlichen bestätigen sich die Ergebnisse aus den Einfachscherversuchen. Während Funktion 2 wieder eine stetige Zunahme der Verformungen hervorruft (Bild 7.9), sind bei Funktion 1 Sprünge im Verformungsverlauf zu beobachten (Bild 7.8). Allerdings fallen diese nicht so markant wie bei den Einfachscherversuchen aus. In der ersten Wiederholung der Belastungsfunktionen zeigt sich das Verformungsverhalten wieder sehr viel steifer, so dass nur geringe Verformungszuwächse zu beobachten sind.

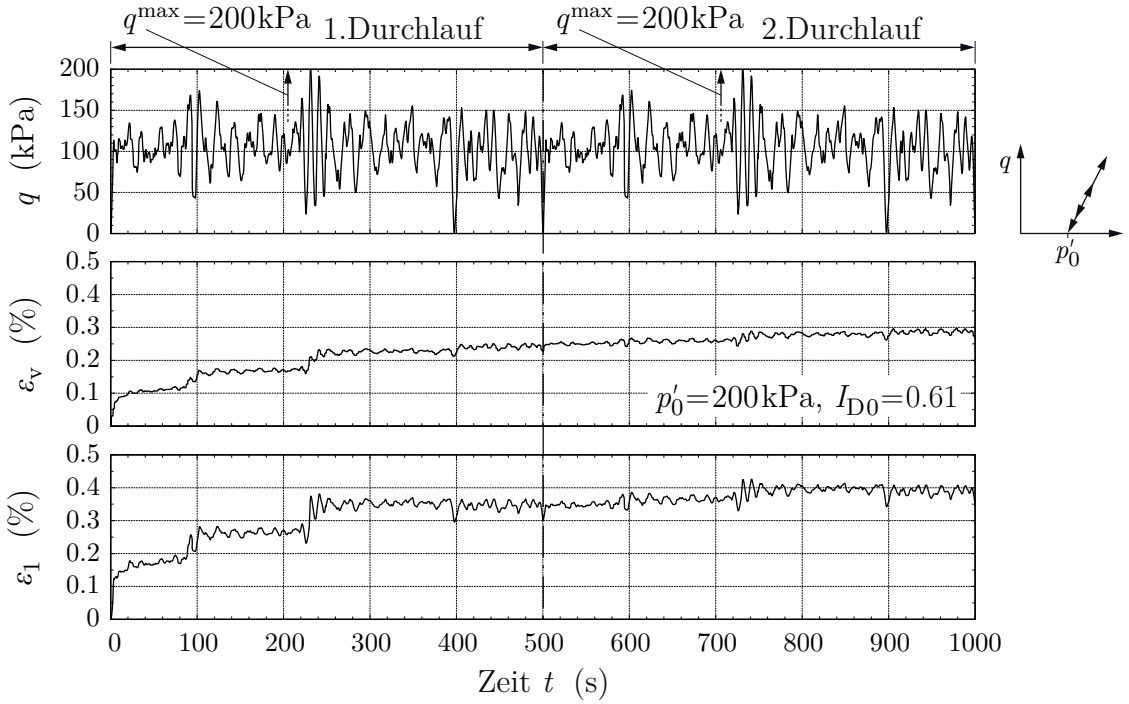


Bild 7.8: Irreguläre Funktion 1 unter dränierten Bedingungen im Triaxialgerät nach isotroper Konsolidierung bei $p_0' = 200\,\mathrm{kPa}$ an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand.

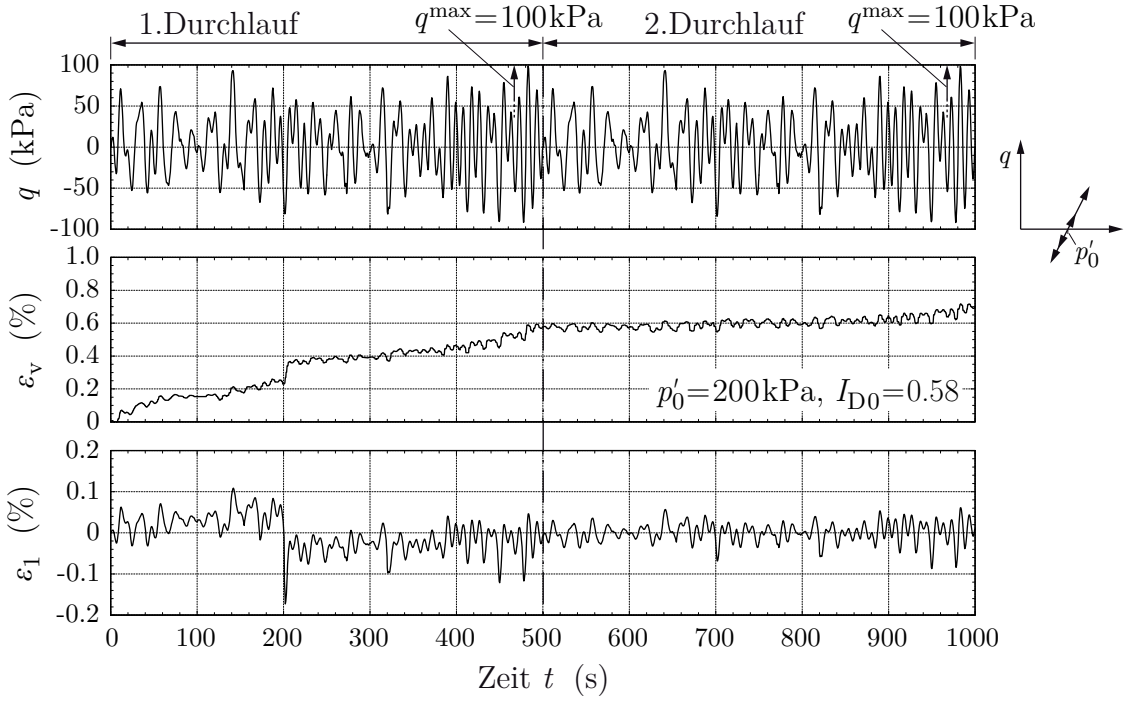


Bild 7.9: Irreguläre Funktion 2 unter dränierten Bedingungen im Triaxialgerät nach einer isotropen Konsolidierung bei $p'_0 = 200\,\mathrm{kPa}$ an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand.

7.2 Einfluss der Reihenfolge von Zyklenpaketen bei dränierten zyklischen Scherversuchen

7.2.1 Allgemeines

Für die Umwandlung einer irregulären Funktion wird wie bereits beschrieben häufig die Gültigkeit der Miner-Regel vorausgesetzt. Schon bei der Anwendung einer Klassierung, bei der die Reihenfolge und Frequenz der Lastfolge verloren geht, oder bei der Umwandlung in eine reguläre äquivalente Beanspruchungsfunktion bildet die Miner-Regel meist die Grundlage. Für die Überführung in die Bodenmechanik wurden bereits einige Anstrengungen unternommen, um ihre Anwendbarkeit versuchstechnisch nachzuweisen. Auf Elementebene sind hierzu zyklische Triaxialversuche mit Schotter von Stewart [1986] und mit Sand von Kaggwa u. a. [1991] und Wichtmann u. a. [2006] bekannt. Mindestens drei Zyklenpakete wurden jeweils in unterschiedlicher Reihenfolge kraftgesteuert getestet und schließlich die akkumulierten Verformungen miteinander verglichen. Neben den Tests auf Elementebene wurden mögliche Reihenfolgeeffekte auch in kleinmaßstäblichen Modellversuchen mit horizontal belasteten Pfählen überprüft. Die Parameter dieser Studien sind in Tabelle 7.2 zusammengefasst. Alle Untersuchungen wurden unter dränierten Bedingungen durchgeführt, womit ein Porenwasserdruckaufbau ausgeschlossen ist. Der Nachweis, dass der Betrag der resultierenden plastischen Verformungen infolge der zyklischen Belastung unabhängig von der Reihenfolge der

einzelnen Zyklenpakete ist, konnte weitestgehend mit einer Abweichung von ±20 % erbracht werden.

Tabelle 7.2: Zusammenstellung von Studien zu Reihenfolgeeffekten von zyklischen Mehrstufenversuchen in der Bodenmechanik.

Versuch	Studie	Material	Pakete	Versuchsprogramm
Element-versuche (zyklische dränierte Triaxial-versuche)	Stewart [1986]	Schotter (Wyoming Granite) $e_0 = 0,66$	4×1.000	$\sigma'_3 = 21/41/83\,\text{kPa}$ $(p')^{\text{av}}$, $q^{\text{av}} \neq \text{konst.}$ $q^{\min} = 0$, $q^{\max} > 0$
	Kaggwa u. a. [1991]	kalkhaltiger Sand (Schluffkorn mit $d_{10}/d_{60} = 5/22\,\mu\text{m}$) $e_0 = 1,05 \div 1,09$	3×50	$(p')^{\text{av}} = 267\,\text{kPa}$ $q^{\text{av}} = 200\,\text{kPa}$ $q^{\text{ampl}} = 200/300/400\,\text{kPa}$
	Wichtmann u. a. [2006]	Mittelsand-Grobsand, $I_{\text{D0}} \approx 0,60$	2×100.000, 4×25.000	$(p')^{\text{av}} = 200\,\text{kPa}$ $q^{\text{av}} = 150\,\text{kPa}$ $q^{\text{ampl}} = 30/60\,\text{kPa}$ $q^{\text{ampl}} = 20/40/60/80\,\text{kPa}$
	López-Querol und Coop [2012]	Dogs Bay Sand (kalkhaltiger Feinsand-Mittelsand, $V_{\text{Ca}} = 88 - 94\,\%$), $d_{50} = 0{,}2\,\text{mm}$, $C_{\text{U}} = 1,47$	8-12 Pakete, $N =$ $88 - 288 -$ $300 - 300 -$ $500 - 830 -$ $600 - ...$	$\sigma'_3 = 200/500\,\text{kPa}$ $(p')^{\text{av}}$, $q^{\text{av}} \neq \text{konst.}$ $q^{\min} = 0$, $q^{\max} > 0$
kleinmaß-stäbliche Modell-versuche (horizontal belastete Pfähle unter dränierten Bedin-gungen)	Achmus u. a. [2007]	Sand, $I_{\text{D0}} = 0,60$ u. $0,40$	$2 \times 10.000 +$ 5×5.000	$2 \cdot H^{\text{ampl}}/H_{\text{ult}} =$ $0,1/0,2/0,3/0,4$ $H^{\min} = 0$, $H^{\max} > 0$
	LeBlanc u. a. [2010]	Leighton Buzzard 14/25 (Grobsand), $I_{\text{D0}} = 0,04$ u. $0,38$	$10 + 100 +$ 10.000	$2 \cdot M^{\text{ampl}}/M_{\text{ult}} =$ $0,28/0,41/0,53$ $H^{\min} = 0$, $H^{\max} > 0$
	Georgi u. a. [2012]	grobsandiger Mittelsand, $I_{\text{D0}} = 0,55$ u. $0,60$	3×90.000, 3×300.000	$2 \cdot H^{\text{ampl}}/H_{\text{ult}} =$ $0,07/0,14/0,21$, $H^{\min} = 0$; $H^{\max} > 0$

Das mittlere Spannungsniveau ist bei den Studien auf Elementebene während der zyklischen Belastung konstant. Nur bei den Triaxialversuchen in [Stewart, 1986; López-Querol und Coop, 2012] werden wie auch bei allen Modellversuchen von der Nulllage aufbauende Belastungsamplituden aufgebracht. Jedoch sind die Unterschiede des

mittleren Spannungsniveaus moderat. Weiterhin wird die Belastungsrichtung der aufgebrachten Zyklen bei allen Studien nicht verändert, d.h. es handelt sich um unidirektionale Versuche bzw. um Versuche ohne Änderung der Polarisation. Mit diesen Einschränkungen (konstantes Spannungsniveau und Belastungsrichtung) wird die Gültigkeit der Miner-Regel auf Element- als auch auf Systemebene bejaht.

Im Folgenden werden Ergebnisse von eigenen zyklischen Einfachscher- und Triaxialversuchen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand präsentiert, die die in Tabelle 7.2 zusammengestellten Untersuchungen bestätigen und auf die Fragestellungen des veränderlichen Spannungsniveaus und der Polarisationswechsel der Belastung erweitern sollen.

7.2.2 Unidirektionale dränierte Versuche

Versuche mit konstantem mittleren Spannungsniveau

Die bisher veröffentlichten Ergebnisse von kraftgesteuerten Triaxialversuchen (siehe Tabelle 7.2) zur Beurteilung von Reihenfolgeeffekten mit verschiedenen Paketen bei geringer und sehr hoher Zyklenanzahl zeigen für konstante mittlere Spannungszustände q^{av}, $(p')^{\mathrm{av}}$ eine sehr gute Übereinstimmung in den Verformungswerten. Es kann also davon ausgegangen werden, dass die Miner-Regel auch für Böden angewendet werden kann, zumindest für rollige Böden unter dränierten Randbedingungen und konstantem mittleren Spannungsniveau. Eigene Versuche am Feinsand-Mittelsand bestätigen diese Ergebnisse. Sowohl für Wechsellasten als auch für Schwelllasten wurden zyklische Scherversuche im Triaxial- und im Einfachschergerät durchgeführt. Die Bilder 7.10 und 7.11 stellen die Ergebnisse der Wechsellastversuche vor. Bis auf den Triaxialversuch mit dem großen Amplitudenpaket zu Beginn in Bild 7.10 führen alle Versuche sowohl bei der axialen als auch bei der volumetrischen Dehnung zu annähernd gleichem Endergebnis. Die akkumulierte axiale Dehnung $\varepsilon_1^{\mathrm{acc}}$ ist bei moderaten symmetrischen Wechsellasten eigentlich nahe Null. Allerdings wird in den ersten Zyklen des Pakets mit der großen Belastungsamplitude $q^{\mathrm{ampl}} = 150\,\mathrm{kPa}$ bei Erreichen des Maximalwerts auf der Extensionsseite annähernd die Bruchgerade erreicht, was sehr große axiale Verformungen hervorruft. Dies führt schließlich zu einer Längung der Proben, die nicht reversibel ist. Den großen Belastungsamplituden nachfolgende Zyklenpakete mit den Amplituden $q^{\mathrm{ampl}} = 50$ und $100\,\mathrm{kPa}$ liefern kaum noch einen Beitrag zur gesamten Verformungsakkumulation, was sowohl die Veränderung des Volumens, als auch die Höhe der Probe betrifft (Bild 7.10).

Gleiche Beobachtungen können auch in den Einfachscherversuchen gemacht werden. Die zyklische Belastung fällt bezüglich der Bruchspannung moderat aus, so dass die akkumulierte Schubverzerrung $\gamma_{zx}^{\mathrm{acc}}$ nahe Null ist (Bild 7.11 a). Auch hier zeigt sich anhand der volumetrischen Ergebniskurven, dass durch die Zyklenpakete mit kleinen Amplituden, die den großen Beanspruchungen folgen, kaum noch Verformungszuwächse zu verzeichnen sind (Bild 7.11 b).

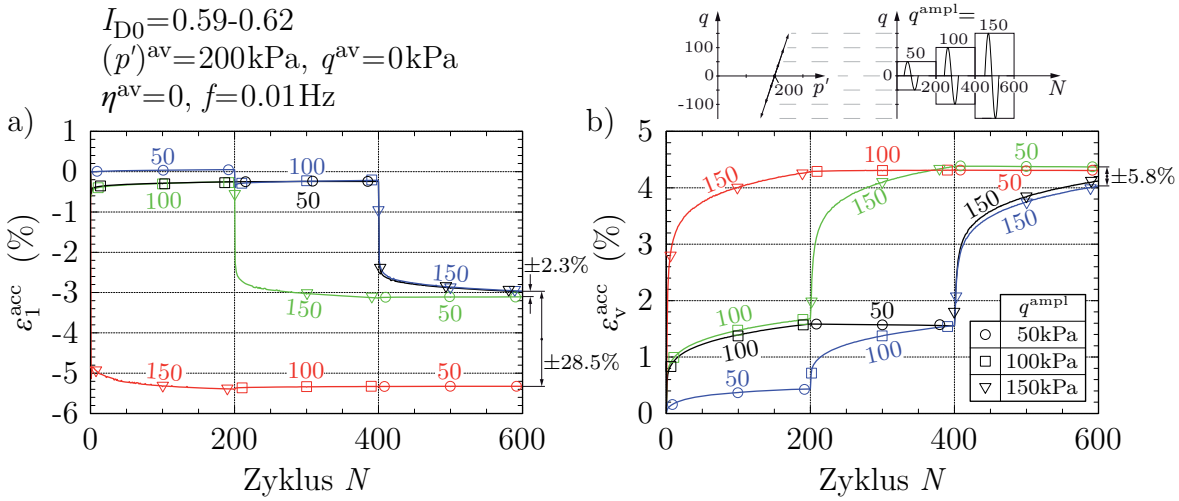


Bild 7.10: Dehnungsakkumulation bei zyklischen dränierten Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei konstantem mittleren Spannungszustand.

Die Versuche werden unter einer statischen Vorscherung mit den gleichen Zyklenpaketen und Reihenfolgen wiederholt. Das Spannungsniveau der Vorscherung wurde so groß gewählt, dass sich alle Zyklenpakete im Schwelllastbereich befinden. Sowohl die Verformungsergebnisse der Serie mit den dränierten Triaxialversuchen (Bild 7.12) als auch die Einfachscherversuche mit konstanter Auflast (Bild 7.13) bestätigen die Resultate aus den Wechsellastversuchen. Die Reihenfolge der Zyklenpakete beeinflusst die Verformungen am Ende der Sequenzen kaum, es zeigen sich Unterschiede von unter ±10 %. Dies untermauert auch die veröffentlichten Daten von Kaggwa u. a. [1991] und Wichtmann u. a. [2006], die eine ähnliche Schwankungsbreite aufzeigen.

Versuche mit veränderlichem mittleren Spannungsniveau

Es stellt sich die Frage, ob die Reihenfolge von Zyklenpaketen mit unterschiedlicher mittlerer Spannung auch unabhängig ist, d.h. die Miner-Regel auch hier gilt. Im Stahlbau wird der Einfluss der Mittelspannung auf die Dauerfestigkeit mit Hilfe von Smith- und Haigh-Schaubildern erfasst. So lassen sich Versuche mit verschiedenen Zyklenpaketen ineinander umrechnen. Allerdings zeigen sich im Stahl- und Leichtmetallbau insbesondere bei großen Schwankungen im mittleren Spannungsniveau erhebliche Abhängigkeiten bei deren Reihenfolge. Radaj und Vormwald [2007] beschreiben hierzu ein Beispiel aus dem Flugzeugbau, wo innerhalb eines Flugszenarios völlig unterschiedliche mittlere Beanspruchungsniveaus für die Einzelteile herrschen (Wechsel zwischen Druck- und Zugkräften) und die Reihenfolge nicht vernachlässigbar ist. Sind die Änderungen hingegen moderat, wird davon ausgegangen, dass bei der Ermittlung der Schadensakkumulation wie von Miner [1945] vorgeschlagen, allerdings mit verschiedenen Wöhler-Linien, vorgegangen werden kann.

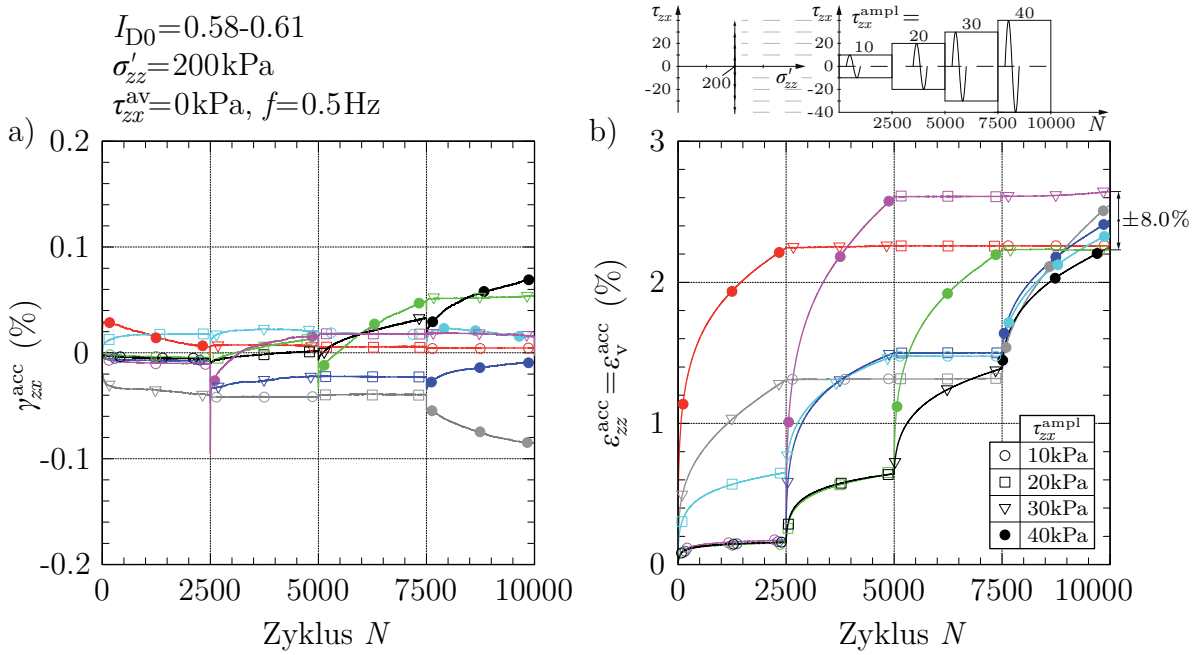


Bild 7.11: Dehnungsakkumulation bei zyklischen Einfachscherversuchen (CNL) in vier Lastpaketen á 2.500 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei konstantem mittleren Spannungszustand.

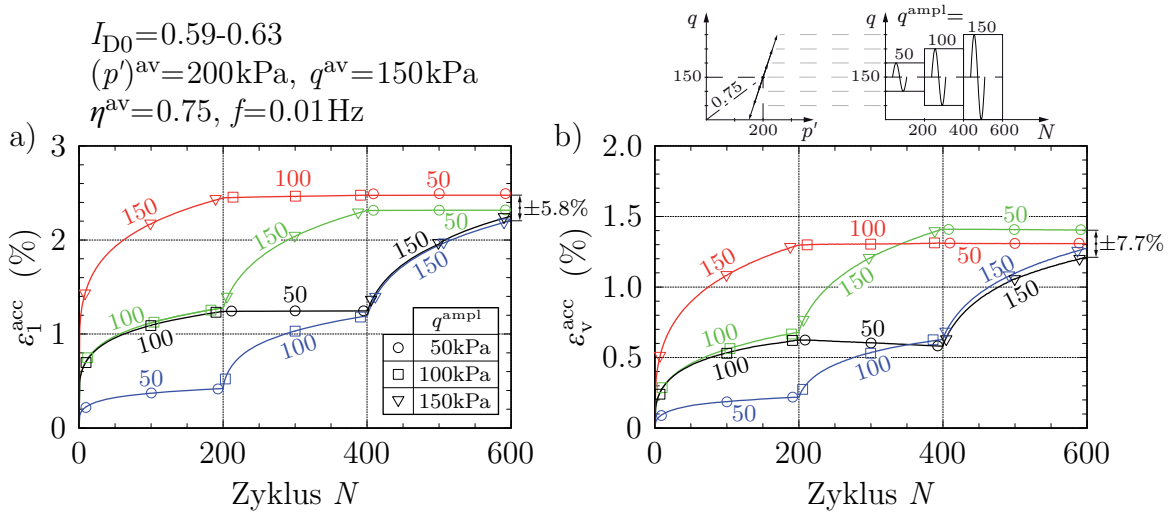


Bild 7.12: Dehnungsakkumulation bei zyklischen dränierten Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei konstantem mittleren Spannungszustand.

Der Einfluss unterschiedlicher Mittelspannung in der Bodenmechanik soll nachfolgend anhand verschiedener Testreihen mit dem mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand diskutiert werden.

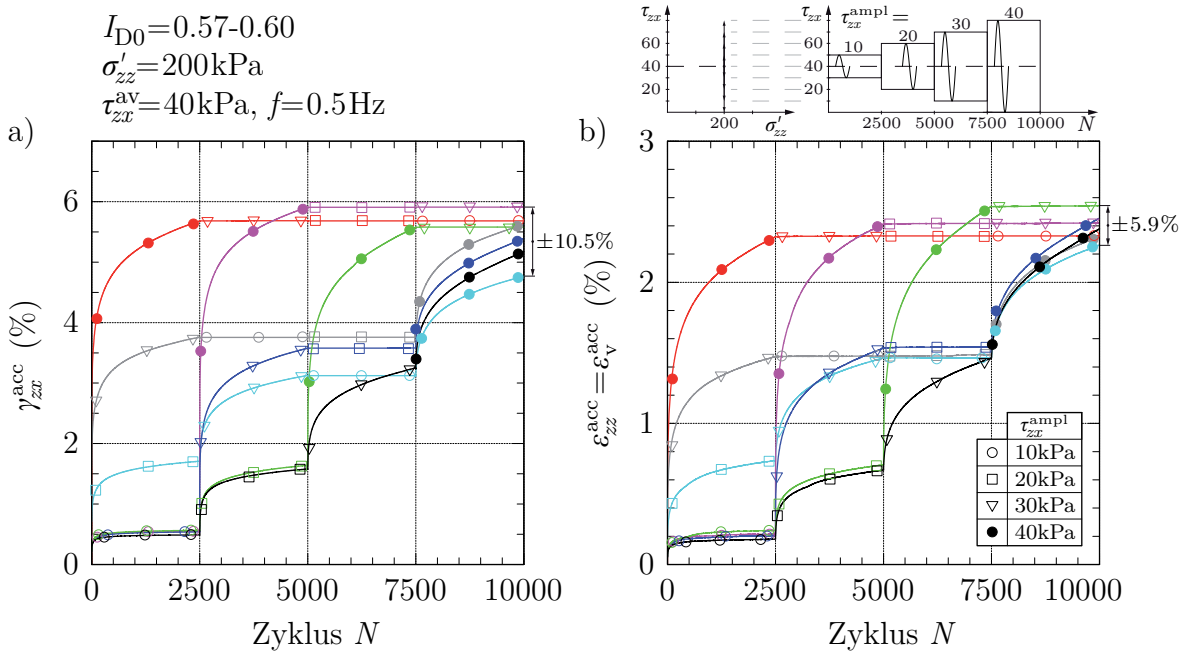


Bild 7.13: Dehnungsakkumulation bei zyklischen Einfachscherversuchen (CNL) in vier Lastpaketen á 2.500 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei konstantem mittleren Spannungszustand.

1. Änderung der mittleren Schubspannung q^{av} bzw. τ_{zx}^{av} bei konstantem mittleren Spannungsniveau $(p')^{av}$ bzw. σ'_{zz}

Im Triaxialgerät werden die gleichen Zyklenfolgen aus den Bildern 7.10 und 7.12 unter verschiedenen Vorscherungen $q_i^{av} = q_i^{ampl}$ bei konstanter mittlerer Spannung $(p')^{av} = 200\,\text{kPa}$ durchgeführt (Bild 7.14). Die Verformungsabweichungen am Ende der Zyklenfolgen sind gegenüber dem konstanten Niveau leicht angestiegen. Insbesondere die Ergebnisse der axialen Dehnung zeigen eine deutlichere Streuung, was offenbar aus der Änderung der mittleren Deviatorspannung q^{av} bzw. der mittleren axialen Spannung σ_1^{av} resultiert. Trotzdem sind die Abweichungen noch moderat und in Bezug auf die Anwendung der Miner-Regel hinnehmbar.

Dieser Belastungsmodus ist allerdings sehr akademisch, da sich bei praktischen Fragestellungen meist auch die mittlere effektive Spannung bei Änderung der Belastungsamplitude ändert.

Für die Einfachscherversuche, die unter einer konstanten vertikalen Spannung $\sigma'_{zz} = 200\,\text{kPa}$ und mittleren Schubspannungen $\tau_{zx}^{av} = \tau_{zx}^{ampl}$ mit den gleichen Amplitudenreihenfolgen wie zuvor in den Bildern 7.11 und 7.13 durchgeführt wurden, zeichnet sich auch bei der Schubverzerrung eine viel größere Abweichung ab (Bild 7.15). Mit Unterschieden von über ±26 % kann auch in der Bodenmechanik nicht mehr von der Gültigkeit der Miner-Regel gesprochen werden. Die Abweichung der volumetrischen Dehnung ist hingegen weiterhin moderat und befindet sich im gleichen Bereich wie in den Versuchen mit konstanter mittlerer Spannung. Das war zu erwarten, denn wie

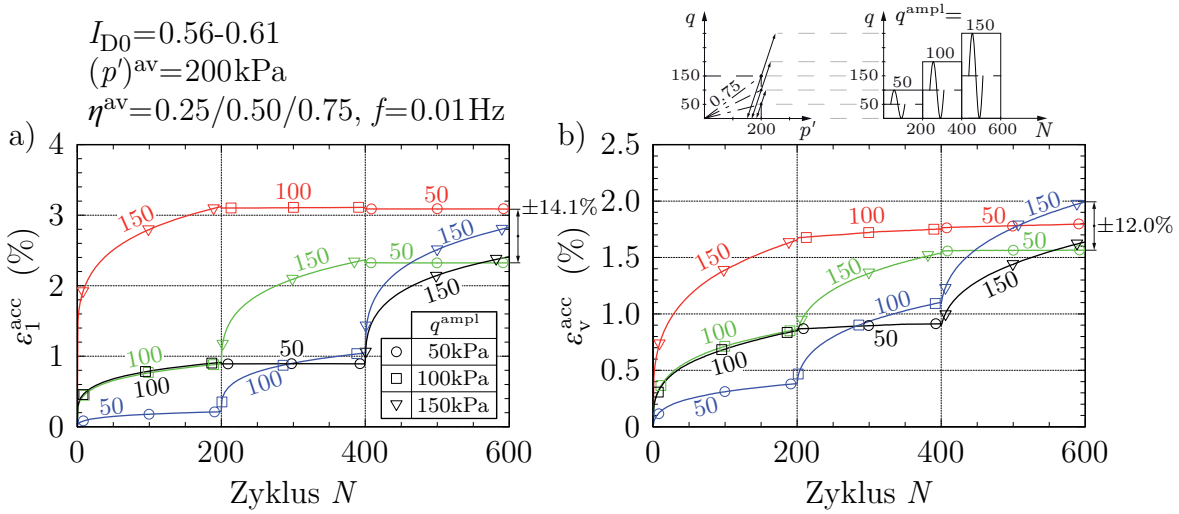


Bild 7.14: Dehnungsakkumulation bei zyklischen dränierten Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit Variation der mittleren Deviatorspannung q^{av}.

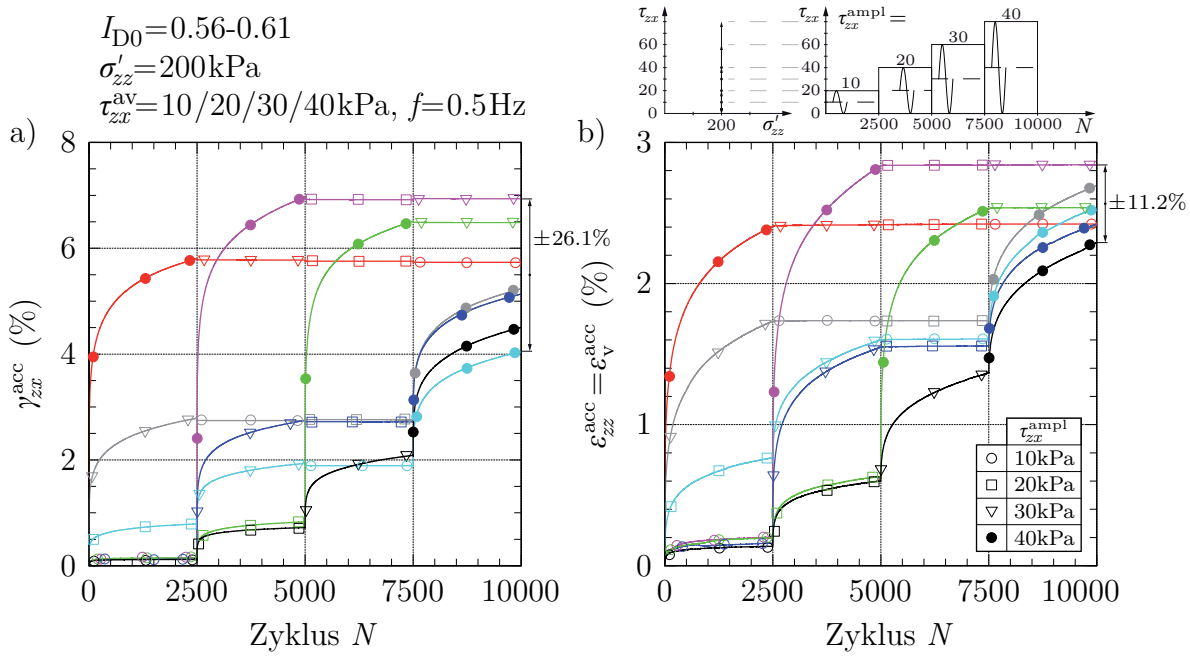


Bild 7.15: Dehnungsakkumulation bei zyklischen Einfachscherversuchen (CNL) in vier Lastpaketen á 2.500 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit Variation der mittleren Schubspannung τ^{av}.

schon in Bild 6.9 a) dargestellt, spielt die Mittelspannung τ_{zx}^{av} für die Volumenänderung der Probe keine wesentliche Rolle, im Gegensatz zur Schubverzerrung (Bild 6.10 a).

Da sich die mittlere Schubspannung τ_{zx}^{av} mit jedem Zyklenpaket ändert, kann im Gegensatz zu dem vorherigen Beispiel im Triaxialgerät von einer Änderung der mittleren effektiven Spannung in der Probe ausgegangen werden. Praktisch ist dieses Beispiel re-

levant für Bodenelemente im Mantelbereich axial belasteter Pfähle oder bei dynamisch belasteten Böschungen.

2. Änderung der mittleren effektiven Spannung $(p')^{av}$ *bzw.* σ'_{zz} *und der mittleren Schubspannung* q^{av}

In zwei weiteren Versuchsserien im Triaxialgerät, ebenfalls mit gleichen Zyklenpaketen und Reihenfolge, wird neben der mittleren Deviatorspannung q^{av} auch die mittlere effektive Spannung $(p')^{av}$ geändert. Das erste Beispiel in Bild 7.16 ist wiederum akademisch, da hier das Spannungsverhältnis $\eta^{av} = 0,50$ konstant gehalten wird.

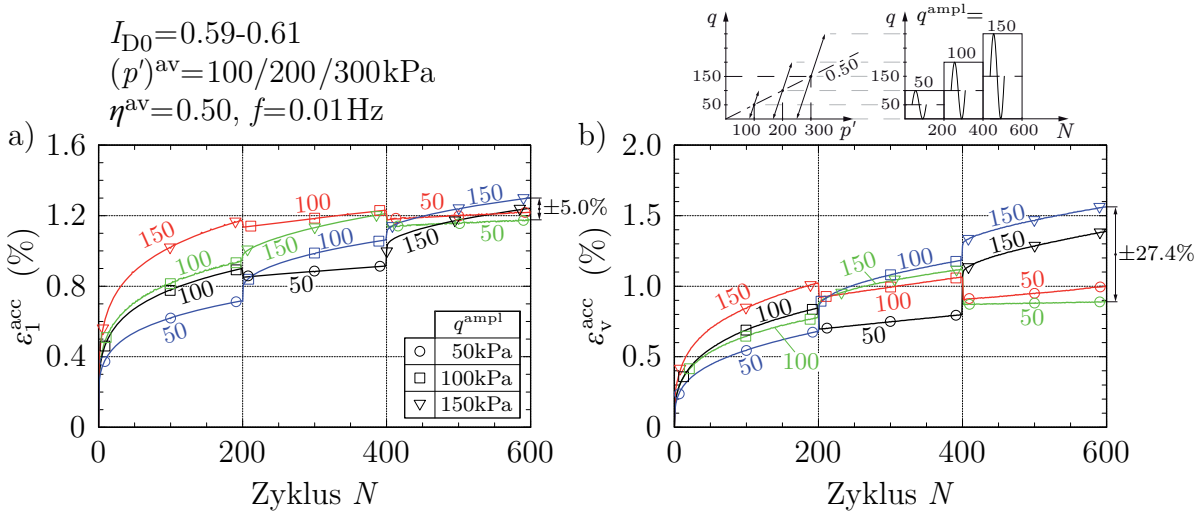


Bild 7.16: Dehnungsakkumulation bei zyklischen dränierten Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit Variation des mittleren Spannungszustands $(p')^{av}$ und q^{av} bei konstantem mittleren Spannungsverhältnis η^{av}.

Während die akkumulierte axiale Dehnung nach Beendigung der Sequenzen annähernd im gleichen Verformungswert resultiert, streuen die Ergebnisse bei der volumetrischen Dehnung sehr stark. Verglichen mit den Daten in [Triantafyllidis, 2013, Bild 6a)] zeigt sich ein ähnlicher Trend. Ordnet man die Amplituden mit aufsteigender Reihenfolge an, ergibt sich ein größerer Endwert als bei absteigender Abfolge. Es ist allerdings etwas schwierig, die Daten aus [Triantafyllidis, 2013] mit den eigenen zu vergleichen, da hier nur die totale Dehnung dargestellt ist, woraus sich die volumetrische Dehnung aufgrund ihres geringen Einflusses nicht abschätzen lässt. Bei Darstellung der eigenen Ergebnisse in gleicher Form (totale Dehnung) ergibt sich eine Abweichung von nur ±4,8 %. Bei Analyse der Versuchskurven in Bild 7.16 fällt auf, dass die volumetrische Dehnung am Ende bei den aufsteigenden Reihenfolgen größer als die axiale Dehnung ausfällt. Bei absteigender Abfolge ist es umgekehrt. Entscheidend sind hierfür die großen Sprünge bei Änderung der mittleren effektiven Spannung zwischen den einzelnen Zyklenpaketen. Im Gegensatz zu Wichtmann u. a. [2010b, Bild 14] können allerdings keine negativen Akkumulationsrichtungen, auch nach Verringerung des mittleren Spannungszustands, beobachtet werden. Jedoch zeigt sich auch eine wesentlich geringere Akkumulationsrichtung als die der MCC-Fließregel, wenn Zyklenpakete mit kleinerer Beanspruchung

den großen Amplituden folgen. Dieses Verhalten ist eher charakteristisch für isotrope mittlere Spannungszustände, wie auch Wichtmann u. a. [2010b] feststellen.

Die folgende Versuchsserie in Bild 7.17 mit einer konstanten effektiven Horizontalspannung σ'_3 für alle Zyklenpakete stellt wie auch Bild 7.15 eine sehr praktische Situation dar. Alle Zyklenpakete haben mit einer minimalen Deviatorspannung $q^{\min} = 0$ auch die gleiche minimale effektive mittlere Spannung $(p')^{\min} = 150\,\text{kPa}$. Dies ist vergleichbar mit den Programmen der in Tabelle 7.2 aufgezählten kleinmaßstäblichen Modellversuche für horizontal belastete Pfähle.

Im Gegensatz zu der Versuchsserie in Bild 7.16 sind die Sprünge der mittleren effektiven Spannung bei konstanter Radialspannung σ'_3 moderat und daher streuen auch die volumetrischen Verformungsergebnisse nicht so stark. Das gilt auch für die axiale Dehnung. Ein Verhalten wie bei einem isotropen mittleren Spannungsniveau wie nach den Wechseln der Zyklenpakete in Bild 7.16 ist nicht zu erkennen. Wie auch in [Triantafyllidis, 2013, Bild 6b und 6c] sind bei einer aufsteigenden Reihenfolge der Amplituden größere Verformungen zu verzeichnen als umgekehrt. Die Unterschiede liegen auch bei $\pm 10\,\%$.

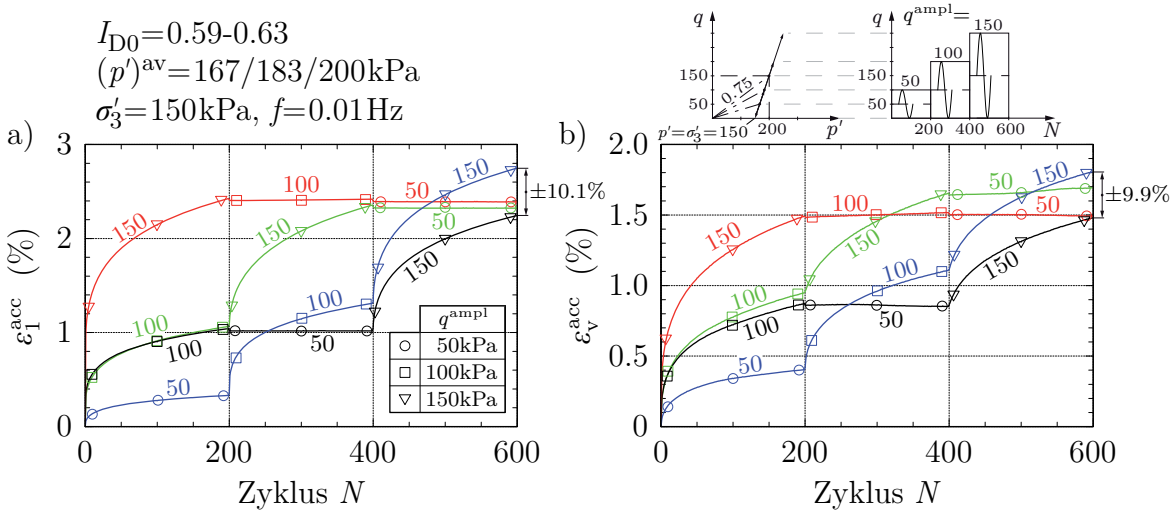


Bild 7.17: Dehnungsakkumulation bei zyklischen dränierten Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit Variation des mittleren Spannungszustands $(p')^{av}$ und q^{av} bei konstanter radialer effektiver Spannung σ'_3.

Schließlich wurde die wechselnde mittlere Spannung auch im Einfachschergerät untersucht. Die Ergebnisse der symmetrischen Wechsellastversuche mit einer konstanten Amplitude von $\tau_{zx}^{ampl} = 30\,\text{kPa}$ und variierenden vertikalen Spannungen σ'_{zz} nach jeweils 2.500 Zyklen sind in Bild 7.18 dargestellt.

Damit ändert sich auch das zyklische Belastungsverhältnis $\tau_{zx}^{ampl}/\sigma'_{zz} = 0,33$ bei $\sigma'_{zz} = 100\,\text{kPa}$ zu $\tau_{zx}^{ampl}/\sigma'_{zz} = 0,12$ bei $\sigma'_{zz} = 250\,\text{kPa}$. Durch die gewonnenen Erkenntnisse über das Verhalten von Sand im Einfachschergerät bei unterschiedlichen Konsolidierungsspannungen in Kapitel 6.2, Bild 6.12 ist das volumetrische Dehnungsverhalten der Versuche nachvollziehbar. Je größer die Auflastspannung σ'_{zz} (und kleiner das Verhält-

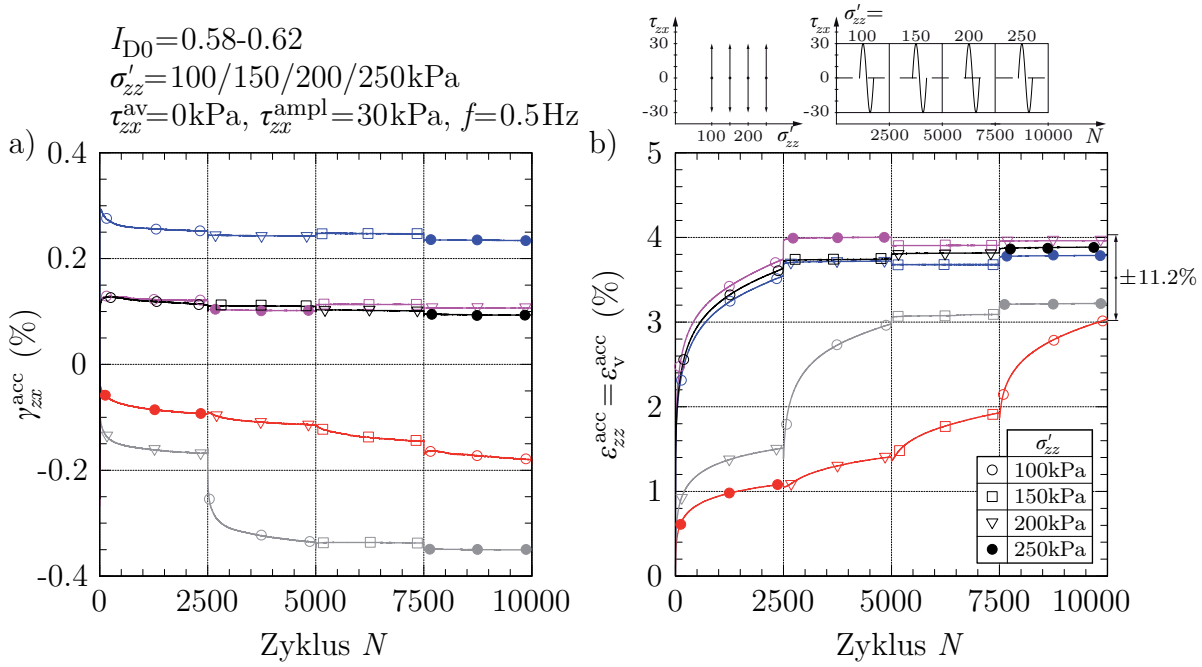


Bild 7.18: Dehnungsakkumulation bei zyklischen Einfachscherversuchen (CNL) in vier Lastpaketen á 2.500 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit Variation der vertikalen Spannung σ'_{zz}.

nis $\tau_{zx}^{ampl}/\sigma'_{zz}$), desto geringer fallen die akkumulierten volumetrischen Dehnungen aus. Das ist jeweils am ersten Zyklenpaket in Bild 7.18 b) gut zu erkennen. Die Versuche mit der kleinsten vertikalen Spannung von 100 kPa im ersten Zyklenpaket stellen die größte Beanspruchung gleich zu Beginn dar. Es wird sehr deutlich, dass der Wert nach 10.000 Zyklen sehr stark von der Beanspruchung des ersten Zyklenpakets abhängig ist. Wird mit einer großen vertikalen Spannung begonnen, ist die Verdichtung anfangs geringer, jedoch wird dies in den folgenden Belastungsschritten nicht wieder aufgeholt. Damit ist die Verdichtung der anfangs mit 100 kPa vertikal belasteten Proben auch am Ende am größten.

Verglichen mit den zuvor vorgestellten Versuchsreihen bestätigt sich außerdem der Trend, dass nach großer anfänglicher Belastung keine nennenswerten zusätzlichen akkumulierten Verformungen infolge geringerer Beanspruchung dazukommen. Selbst die Reihenfolge der danach aufgebrachten Zyklenpakete scheint unerheblich, denn es bleibt annähernd bei der bereits erfolgten plastischen Verformung. Die einzigen Veränderungen, die festgestellt werden können, erfolgen während der Aufbringung der vertikalen Spannung (Konsolidierung) zwischen den Lastpaketen.

7.2.3 Multidirektionale dränierte Versuche

An einer Versuchsreihe soll untersucht werden, welchen Einfluss der Wechsel der Belastungsrichtung auf die Reihenfolge einer zyklischen Beanspruchung hat. Dazu wurde der

Einfachscherversuchsstand modifiziert, um multidirektionale Versuche durchzuführen. Die Beschreibung und Funktionsweise sind in [Le, 2014] vorgestellt.

Drei Pakete mit jeweils 1.000 Zyklen und zyklischen Schubspannungen von $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = \tau_{zy}^{\mathrm{ampl}} = 30\,\mathrm{kPa}$, jeweils als symmetrische Wechsellast und eine Änderung der vertikalen Spannung $(\sigma'_{zz})^{\mathrm{ampl}} = 50\,\mathrm{kPa}$ werden hierzu in unterschiedlicher Reihenfolge hintereinander auf eine mitteldichte Feinsand-Mittelsandprobe aufgebracht. Die Ergebnisse sind in Bild 7.19 dargestellt. Alle Versuche werden unter einer vertikalen Konsolidierungsspannung von $\sigma'_{zz} = 200\,\mathrm{kPa}$ bzw. $(\sigma'_{zz})^{\mathrm{av}} = 200\,\mathrm{kPa}$ durchgeführt.

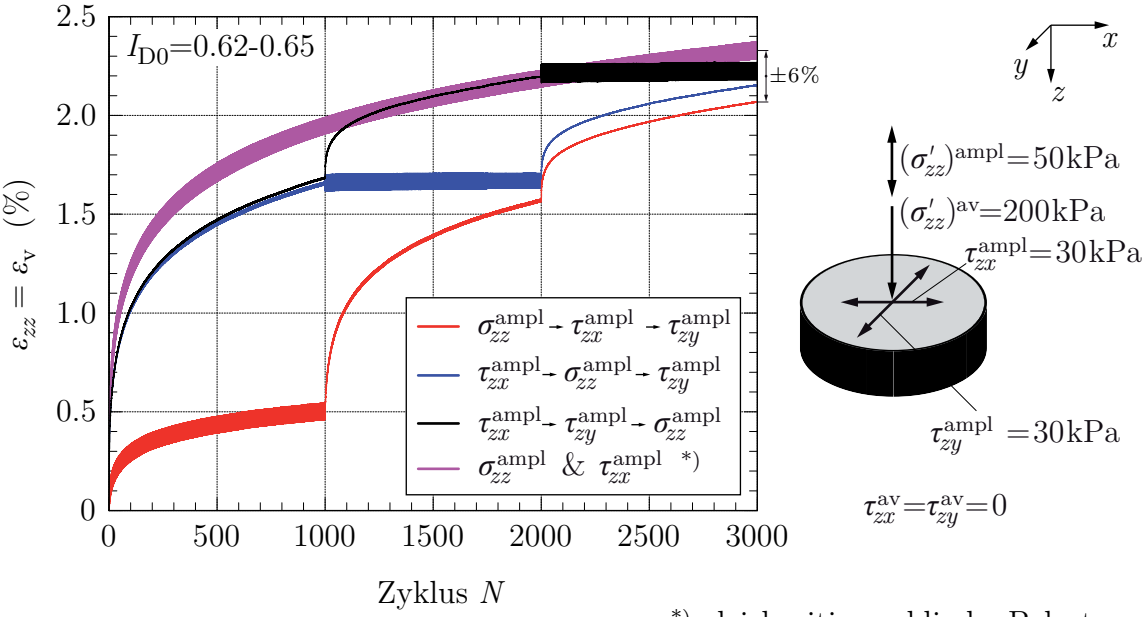


Bild 7.19: Zyklische Einfachscherversuche mit multidirektionaler Belastung in drei Stufen mit jeweils 1.000 Zyklen mit Feinsand-Mittelsand, relative Lagerungsdichte $I_{D0} = 0,62$ bis $0,65$ (Frequenz: 0,25 Hz).

Erste Untersuchungen zur multiaxialen zyklischen Beanspruchung von Pyke u. a. [1975] am Rütteltisch zeigen, dass eine gleichzeitig aufgebrachte Belastung in mehreren Richtungen größere Verformungen hervorruft als eine einaxiale alleine. In Bild 7.19 ist das gut am Verdichtungsverhalten der ersten Zyklenpakete zu sehen. Während die vertikale Belastungsamplitude nach 1.000 Zyklen das Volumen der Probe um ca. 0,5 % verringert, ist es bei der Schubspannungsamplitude mehr als drei mal so viel und schließlich bei gleichzeitiger Zyklik fast die Summe beider Einzelergebnisse.

Weiterhin kann festgestellt werden, dass es nach dem Richtungswechsel der zyklischen Schubspannungsamplitude um 90° zu einem temporären Anstieg der Akkumulationsrate kommt. Dies bestätigt die Ergebnisse von Wichtmann [2005, Seite 121 ff.] und von Le [2014]. Diese Effekte werden hier aber nur qualitativ bewertet und innerhalb dieser kleinen Versuchsserie zur Erfassung von Reihenfolgeeffekten nicht näher untersucht.

Die Abfolge der Zyklenpakete mit unterschiedlicher Belastungsrichtung scheint für die Verdichtung des Sandes keine große Rolle zu spielen. Die akkumulierten volumetrischen

Dehnungen nach 3.000 Zyklen weichen nur in geringem Maße voneinander ab. Voraussetzung hierfür ist sicher wie auch schon bei den unidirektionalen Untersuchungen die konstante Mittelspannung ($(\sigma'_{zz})^{\mathrm{av}} = 200\,\mathrm{kPa}$ und $\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 0$) während der Tests.

7.2.4 Resümee

Abschließend kann festgehalten werden, dass bei konstantem mittleren Spannungsniveau die Reihenfolge der Zyklenpakete egal ist und die Miner-Regel im Wesentlichen bestätigt werden kann. Bei einem veränderlichen mittleren Spannungsniveau ergeben sich größere Unterschiede. Bei geringen Abweichungen in den mittleren Spannungen sind die Unterschiede noch moderat, bei größeren Sprüngen ist die Miner-Regel jedoch nicht mehr anwendbar (siehe auch [Triantafyllidis, 2013]).

Weiterhin konnte festgestellt werden, dass nach einer großen Belastungsamplitude geringere zyklische Beanspruchungen kaum noch zu einer Akkumulation der Verformungen führen. Umgekehrt ist bei einer Reihenfolge mit ansteigenden Belastungsamplituden der Einfluss der zyklischen Vorbelastung klar erkennbar. Die Dehnungsakkumulation infolge eines Zyklenpakets mit großer Belastungsamplitude führt ohne Vorbelastung zu viel größeren Verformungen im Vergleich zu vorgeschalteten kleineren zyklischen Beanspruchungen.

Nachrechnungen mit einem komplexen Akkumulationsmodell (HCA-Modell nach [Niemunis u. a., 2005]) in Anhang G zeigen, dass die Abbildung variierender Beanspruchungsfolgen sehr schwierig ist und nur bei einem konstanten mittleren Spannungsniveau bzw. bei moderaten Unterschieden vertrauenswürdige Ergebnisse zu erwarten sind.

In diesem Abschnitt wurden ausschließlich dränierte Zustände untersucht. Bei undränierten bzw. volumenkonstanten Bedingungen ändern sich aufgrund der Abnahme der effektiven Spannungen infolge der zyklischen Belastung ständig die Voraussetzungen. Dies wird im folgenden Kapitel 7.3 näher untersucht.

7.3 Klassierung und versuchstechnischer Nachweis

Für die Bewertung der klassierten Funktionen nach den vorgestellten Methoden in Kapitel 3.3 werden diese mit den gleichen Voraussetzungen wie deren irreguläre Originale (Funktionen 1 und 2 in Kapitel 7.1.1) getestet. Hierzu werden die Klassierungen im Einfachschergerät unter konstanter Auflast und bei volumenkonstanten Bedingungen nachgefahren. Die Umrechnung der beiden Originalfunktionen ist in Anhang B abgebildet.

7.3.1 Versuche unter konstanter Auflast

Die beiden irregulären Funktionen aus Kapitel 7.1.1 sind mit der Rainflow-Klassierung im Anhang B.2 klassiert und die Werte in Ergebnismatrizen mit drei verschiedenen Detaillierungsgraden (2×2, 3×3 und 5×5) zugeteilt. Durch Versuche mit diesen Aufteilungen soll festgestellt werden, wie groß der Unterschied der Verformungsergebnisse durch die Vereinfachung der Funktion im Vergleich zum Original ausfällt.

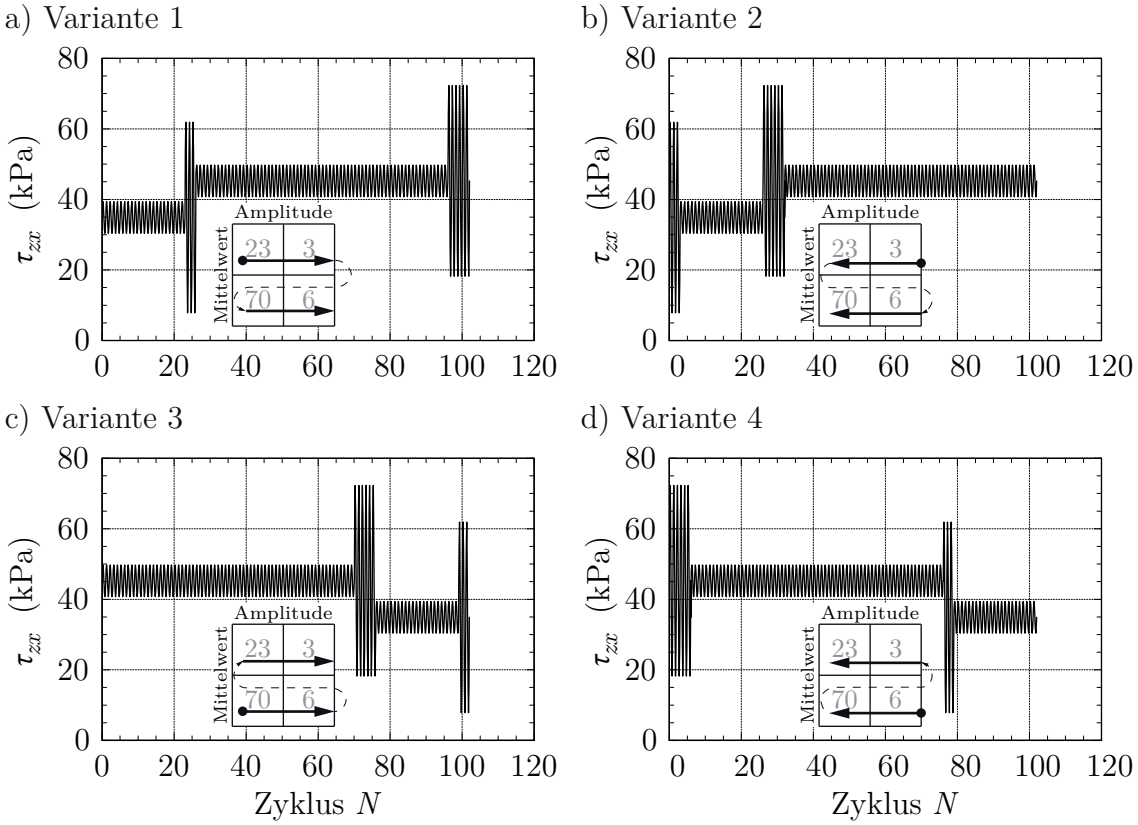


Bild 7.20: Varianten für die Durchführung der Einfachscherversuche am Beispiel der irregulären Funktion 1 mit der Rainflow-Klassierung 2×2 (siehe Anhang B.2 mit Faktor $\tau_{zx} = 80\,\text{kPa}$).

Die Ergebnismatrizen ordnen die gezählten Zyklen nach Mittelwerten und Amplituden, wobei die Reihenfolge dieser Werte nicht mehr bekannt ist. Zwar wurde der Reihenfolgeeinfluss bereits in Kapitel 7.2 ausführlich behandelt, trotzdem sollen in dieser Versuchsserie vier verschiedene Anordnungen überprüft werden. In Bild 7.20 sind diese beispielhaft anhand der 2×2 – Detaillierung für Funktion 1 dargestellt:

- Variante 1:
  Abfolge der Werte: Mittelspannung τ_{zx}^{av} aufsteigend, Amplitude τ_{zx}^{ampl} aufsteigend,
- Variante 2
  Abfolge der Werte: Mittelspannung τ_{zx}^{av} aufsteigend, Amplitude τ_{zx}^{ampl} absteigend,
- Variante 3
  Abfolge der Werte: Mittelspannung τ_{zx}^{av} absteigend, Amplitude τ_{zx}^{ampl} aufsteigend,

- Variante 4
  Abfolge der Werte: Mittelspannung τ_{zx}^{av} absteigend, Amplitude $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}$ absteigend.

Es ist gut zu erkennen, dass die maximale Schubspannung $\tau_{zx} = 80\,\mathrm{kPa}$ wie in der Originalfunktion in Bild 7.6 in der Klassierung nicht abgebildet wird. Grund ist die Methode der Umwandlung der umfangreichen Rainflow-Matrix in eine übersichtliche 2×2 – Matrix, welche aber eine relativ grobe Umwandlung darstellt. Hierzu werden die Werte innerhalb eines durch die Detaillierung vorgegebenen Bereichs zu einem Mittelwert zusammengefasst. Die Vorgehensweise ist in Anhang B.2 ausführlich beschrieben. Aus Bild 7.21 a) geht hervor, dass mit zunehmender Gliederung der Ergebnismatrix auch die Abbildung der Originalfunktion genauer wird. Der Zyklus mit der maximalen Schubspannung ist beispielsweise in der 5×5 – Aufteilung aufgenommen.

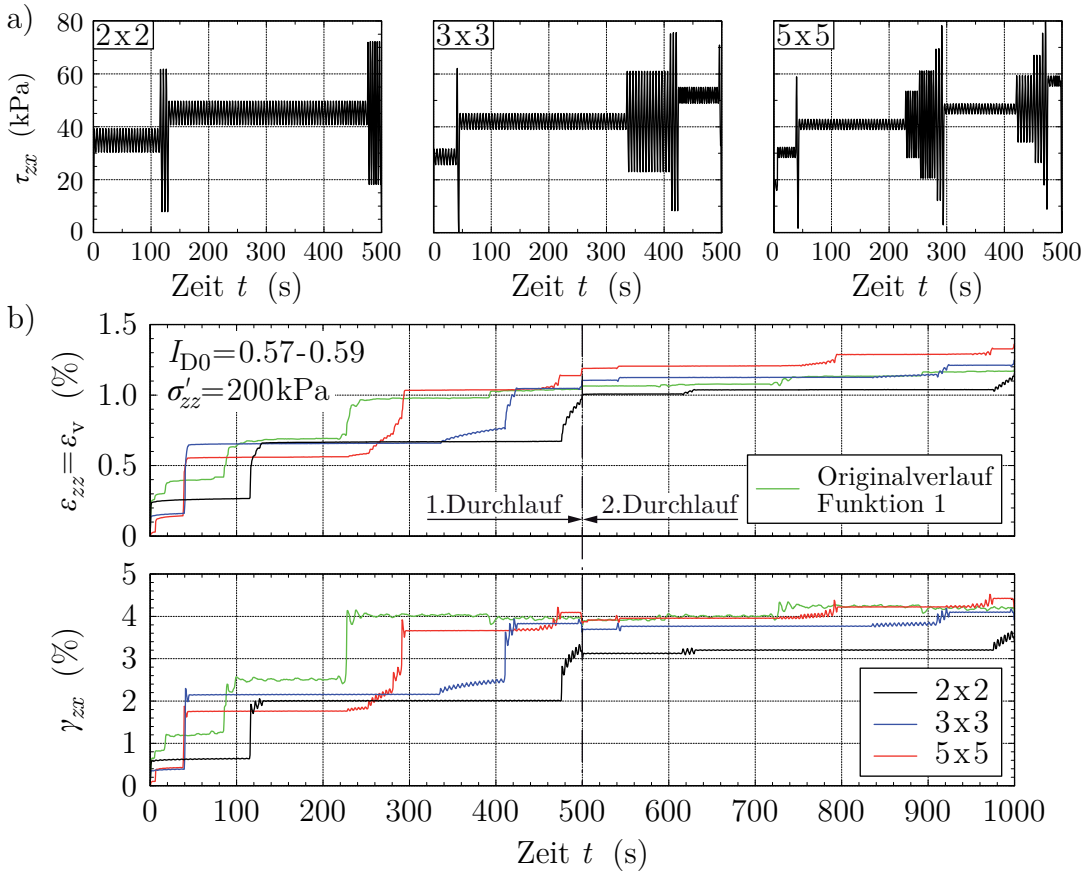


Bild 7.21: Einfluss der Detaillierung der Rainflow-Klassierung (Anordnung nach Variante 1) auf das Verformungsverhalten im Vergleich zu den Ergebnissen des irregulären Verlaufs der Funktion 1 (Bild 7.6) aus Einfachscherversuchen unter CNL-Bedingungen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit a) Klassierungen und b) Verformungsergebnissen für jeweils zwei Durchläufe.

In den Bildern 7.21 und 7.22 sind die Ergebnisse für die verschiedenen Aufteilungen aus den Rainflow-Zählungen jeweils für die beiden irregulären Funktionen für die Anordnung der Variante 1 (Bild 7.20) dargestellt. Wie auch bei den Originalfunktionen aus Kapitel 7.1 wurden die normierten Werte mit dem Faktor 80 kPa multipliziert. Die Verformungskurven der Originalfunktionen sind auch mit abgebildet, um einen

Vergleich herstellen zu können. Funktion 1 wird sehr gut durch alle drei Aufteilungen abgebildet (Bild 7.21 b)). Die Abweichungen der Verformungswerte fallen nach dem ersten Durchlauf und der Wiederholung moderat aus (im Bereich ±10 %). Auch nach 50 Wiederholungen der klassierten und der Originalfunktion bleibt die Abweichung im gleichen Rahmen (nicht abgebildet). Ein Trend, welche Aufteilung der Klassierung das Ergebnis des Originalverlaufs besser trifft, ist allerdings nicht eindeutig erkennbar. Bei den Schubverzerrungen zeichnet sich eine größere Abweichung bei der Aufteilung 2×2 ab, was aber bei den volumetrischen Dehnungen nicht so klar ist.

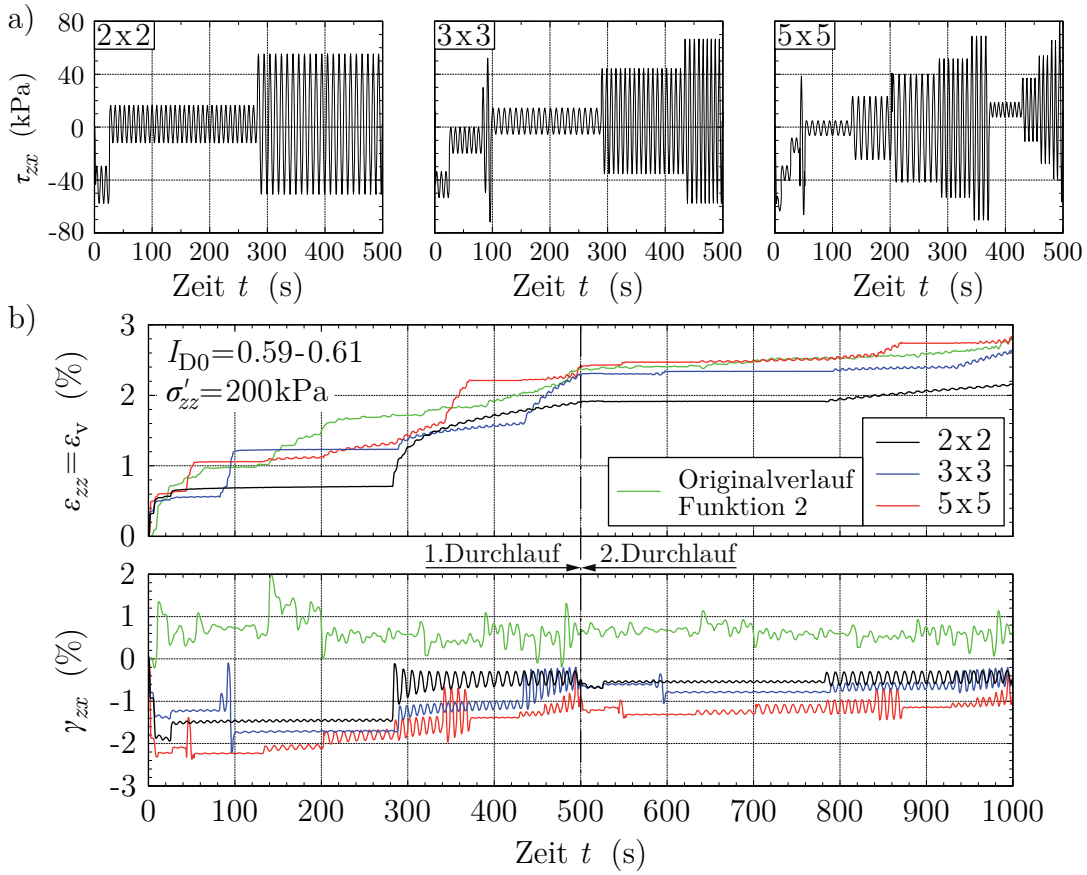


Bild 7.22: Einfluss der Detaillierung der Rainflow-Klassierung (Anordnung nach Variante 1) auf das Verformungsverhalten im Vergleich zu den Ergebnissen des irregulären Verlaufs der Funktion 2 (Bild 7.7) aus Einfachscherversuchen unter CNL-Bedingungen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit a) Klassierungen und b) Verformungsergebnissen für jeweils zwei Durchläufe.

Ähnlich fällt die Analyse der Ergebnisse von Funktion 2 und den zugehörigen Klassierungen aus (Bild 7.22 b). Während die volumetrischen Dehnungen bei den 3×3 und 5×5 – Aufteilungen nach den Durchläufen fast identisch mit denen der Originalfunktion sind, zeigt sich beim Verlauf der groben 2×2 – Klassierung ein etwas größerer Abstand. Die Schubverzerrungen sind schwierig einzuschätzen, da Funktion 2 im Wesentlichen eine Wechselbelastung darstellt und die erste größere Beanspruchung eine Auslenkung hervorrufen kann, die schließlich zu einer größeren Abweichung führt. Die Anordnung

der Zyklenpakete spielt hier eine Rolle, was man bei der Variantenuntersuchung sehr gut in Bild 7.24 erkennen kann.

In dieser Versuchsserie wurden weiterhin die in Bild 7.20 dargestellten Varianten untersucht. Der Einfluss der Reihenfolge von Zyklenpaketen auf die resultierende Verformung wurde zwar an einfachen Beispielen bereits in Kapitel 7.2 analysiert; hier soll aber direkt an den beiden irregulären Funktionen und ihrer Klassierungen ein Vergleich geführt werden. In den beiden nachfolgenden Bildern sind die Verformungsergebnisse anhand der $5 \times 5-$Klassierungen abgebildet. Im Wesentlichen wird die Unabhängigkeit der Reihenfolge bei konstanter Auflast bestätigt, was in Kapitel 7.2 bereits ausführlich diskutiert wird. Die Abweichungen der Verformungsergebnisse jeweils nach Ende der Durchläufe sind mit ca. $\pm 10\,\%$ moderat, auch noch nach 50 Wiederholungen.

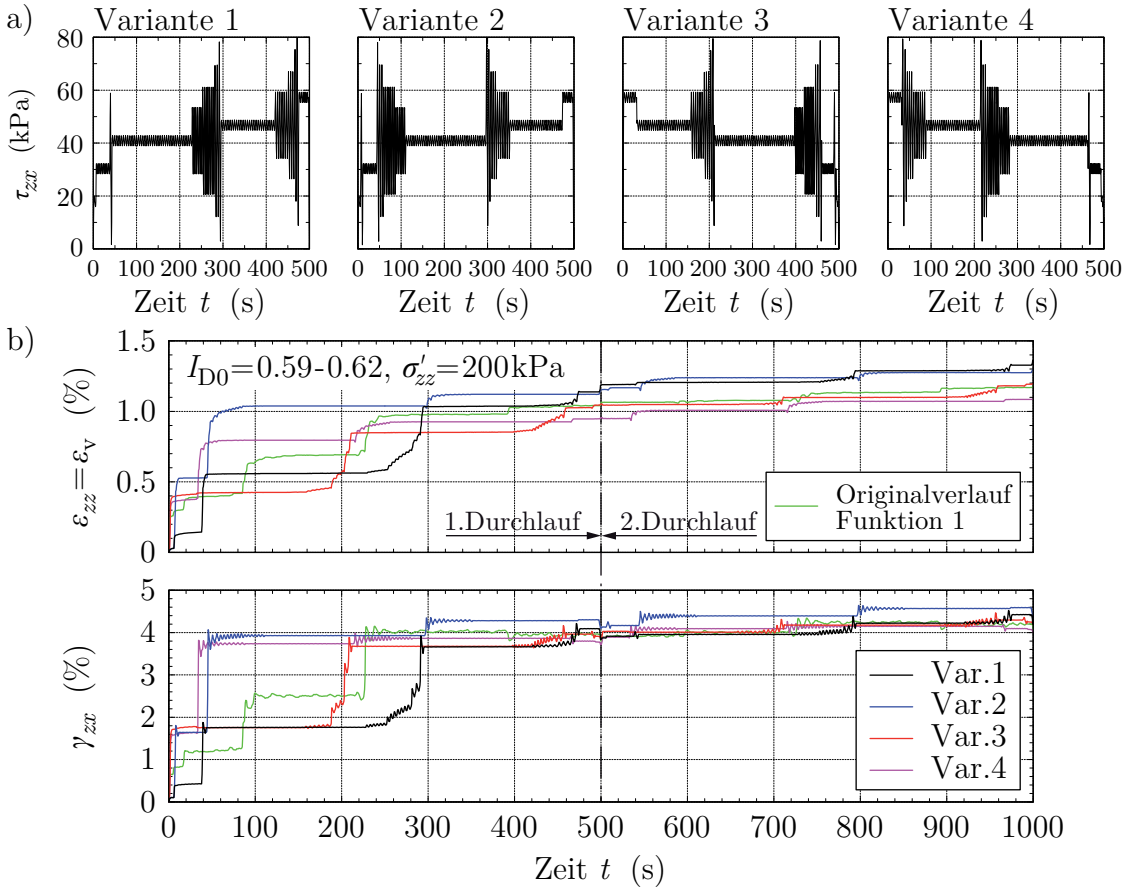


Bild 7.23: Einfluss der Reihenfolge der Anordnung der Zyklenpakete auf das Verformungsverhalten im Vergleich zu den Ergebnissen des irregulären Verlaufs der Funktion 1 (Bild 7.6) aus Einfachscherversuchen unter CNL-Bedingungen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit a) Varianten der Rainflow-Klassierung 5x5 und b) Verformungsergebnissen.

Bei Funktion 2 zeigen wiederum die Schubverzerrungen größere Abweichungen. Wie bereits angedeutet, sind die ersten Sequenzen bei Wechsellasten entscheidend für die folgende Schiefstellung der Probe. In Bild 7.24 b) ist deutlich zu erkennen, dass die Varianten 3 und 4 viel bessere Übereinstimmungen mit der Originalfunktion haben

als die anderen beiden. Grund dafür sind die ersten beiden Zyklenpakete, die bei den Varianten 1 und 2 eine reine Schwellbelastung darstellen.

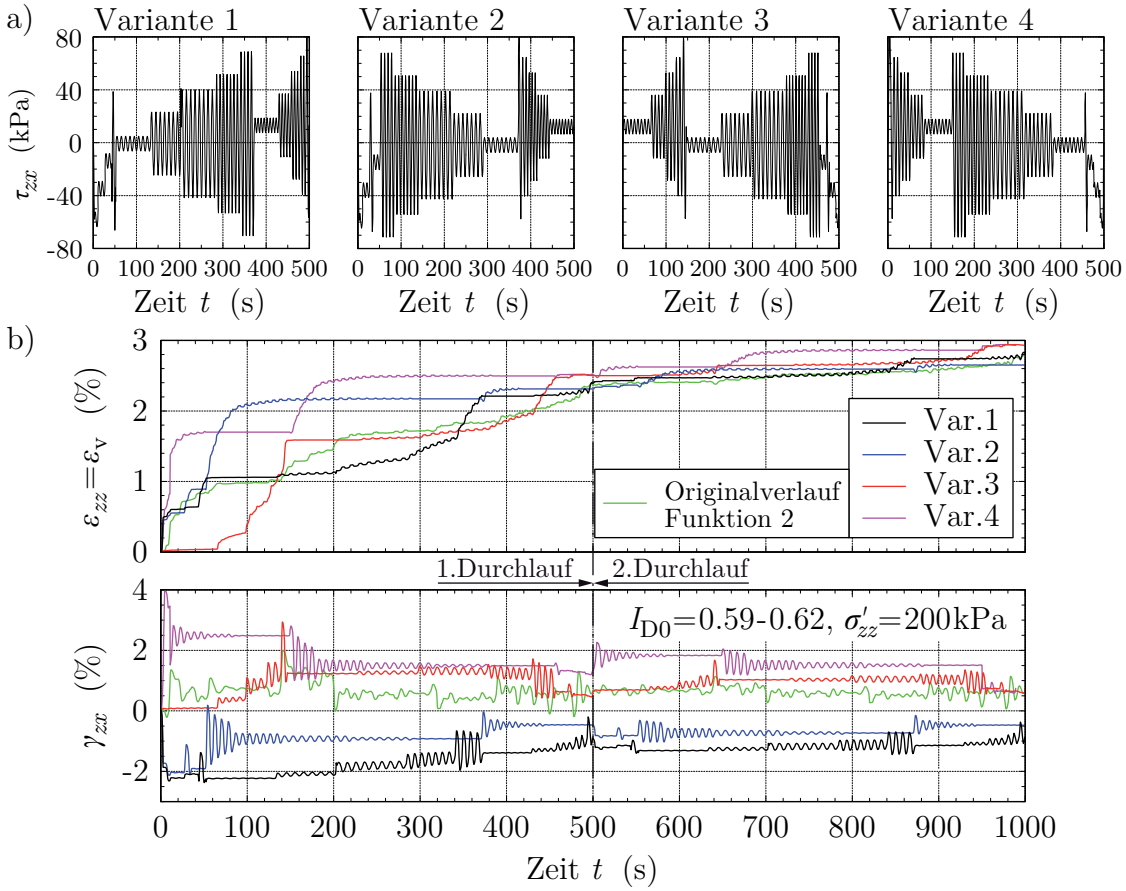


Bild 7.24: Einfluss der Reihenfolge der Anordnung der Zyklenpakete auf das Verformungsverhalten im Vergleich zu den Ergebnissen des irregulären Verlaufs der Funktion 2 (Bild 7.7) aus Einfachscherversuchen unter CNL-Bedingungen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit a) Varianten der Rainflow-Klassierung 5x5 und b) Verformungsergebnissen.

7.3.2 Volumenkonstante Versuche

Unter undränierten bzw. volumenkonstanten Randbedingungen zeigt sich das Bodenverhalten wesentlich komplexer, da sich die effektive Spannung durch den Anstieg des Porenwasserdrucks während der Belastung stetig ändert. Zum Vergleich werden nachfolgend anhand der beiden irregulären Funktionen die Ergebnisse der Klassierungen präsentiert.

Rainflow-Klassierung

Die Rainflow-Zählung der beiden irregulären Verläufe muss bis zu den Zeitpunkten des Versagens erneut durchgeführt werden, da es jeweils erst im 2. Durchlauf zur Verflüs-

sigung bzw. zyklischen Mobilität kommt (siehe Bilder 7.3 und 7.4). Die Ergebnisse für die untersuchten $5 \times 5-$Klassierungen sind in Anhang B.2.3 zu finden. Diese werden jeweils in zwei verschiedenen Varianten (nach dem Schema in Bild 7.20) getestet und deren Ergebnisse mit den Originalverläufen verglichen. Zum besseren Vergleich werden die Klassierungen mit der gleichen Geschwindigkeit gefahren wie die irregulären Verläufe.

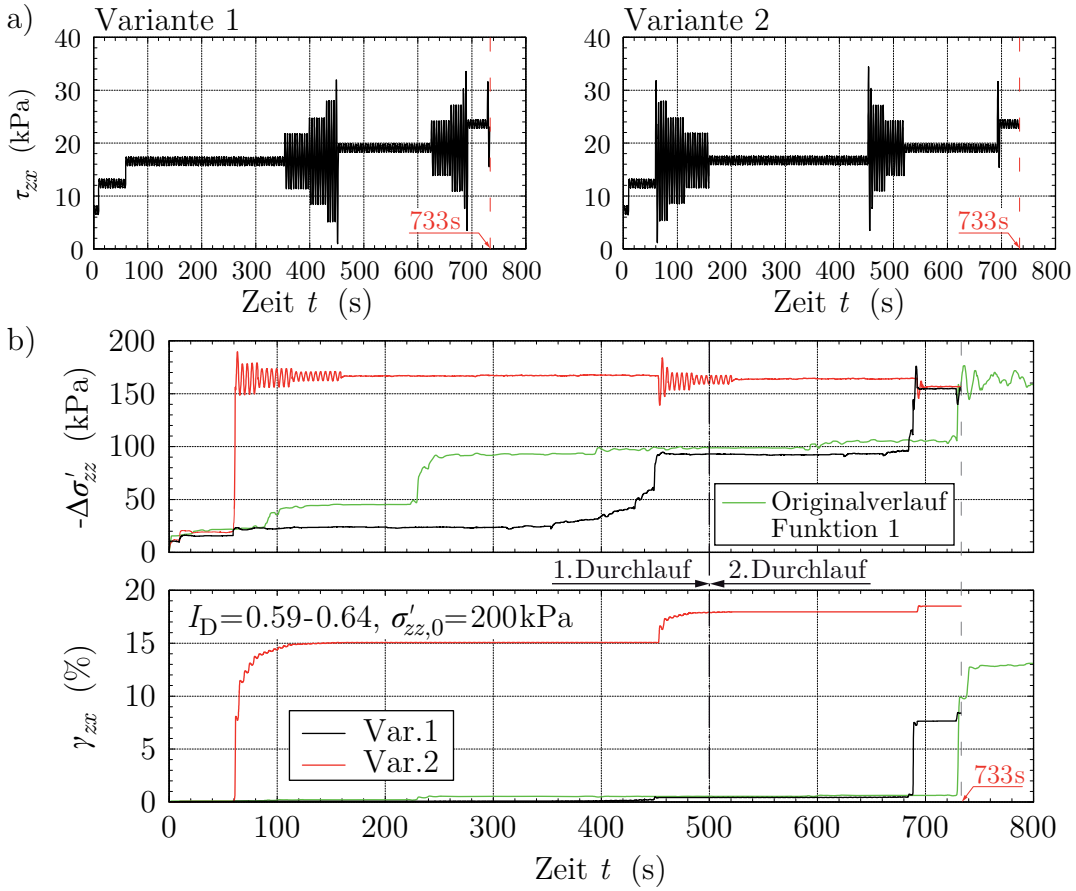


Bild 7.25: Einfluss der Reihenfolge der Anordnung der Zyklenpakete auf das Verformungsverhalten im Vergleich zu den Ergebnissen des irregulären Verlaufs der Funktion 1 (Bild 7.3) aus Einfachscherversuchen unter CV-Bedingungen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit a) Varianten der Rainflow-Klassierung 5x5 und b) Verformungsergebnissen.

Die Schwellbelastung in Funktion 1 und deren Vereinfachungen sind in Bild 7.25 zu sehen. Die Verflüssigung setzt in beiden Varianten der Klassierung völlig unterschiedlich ein. Variante 2 mit den großen Amplituden gleich zu Beginn der einzelnen Mittelspannungen versagt sehr schnell, wohingegen Variante 1 nur knapp vor dem Originalverlauf nach ca. 690 s in den Zustand der zyklischen Mobilität fällt. Dieser Unterschied schlägt sich auch im Vergleich der Schubverzerrungen nieder. Da zum Zeitpunkt des Versagens eine sprunghafte Zunahme der Verformungen festzustellen ist, sind die Unterschiede nach 733 s sehr groß.

Bei der Belastung durch Funktion 2 kommt es zu relativ geringen Abweichungen im Verlauf (Bild 7.26). Kurz vor der Verflüssigung der Originalfunktion bei ca. 950 s zeigen alle drei Proben annähernd die gleiche Änderung der vertikalen Spannung von ca. $\Delta\sigma'_{zz} = 110\,\text{kPa}$. Während der irreguläre Verlauf danach bei 981 s plötzlich versagt, verbleiben beide Varianten der Klassierung allerdings auf diesem Spannungs- und Verformungsniveau.

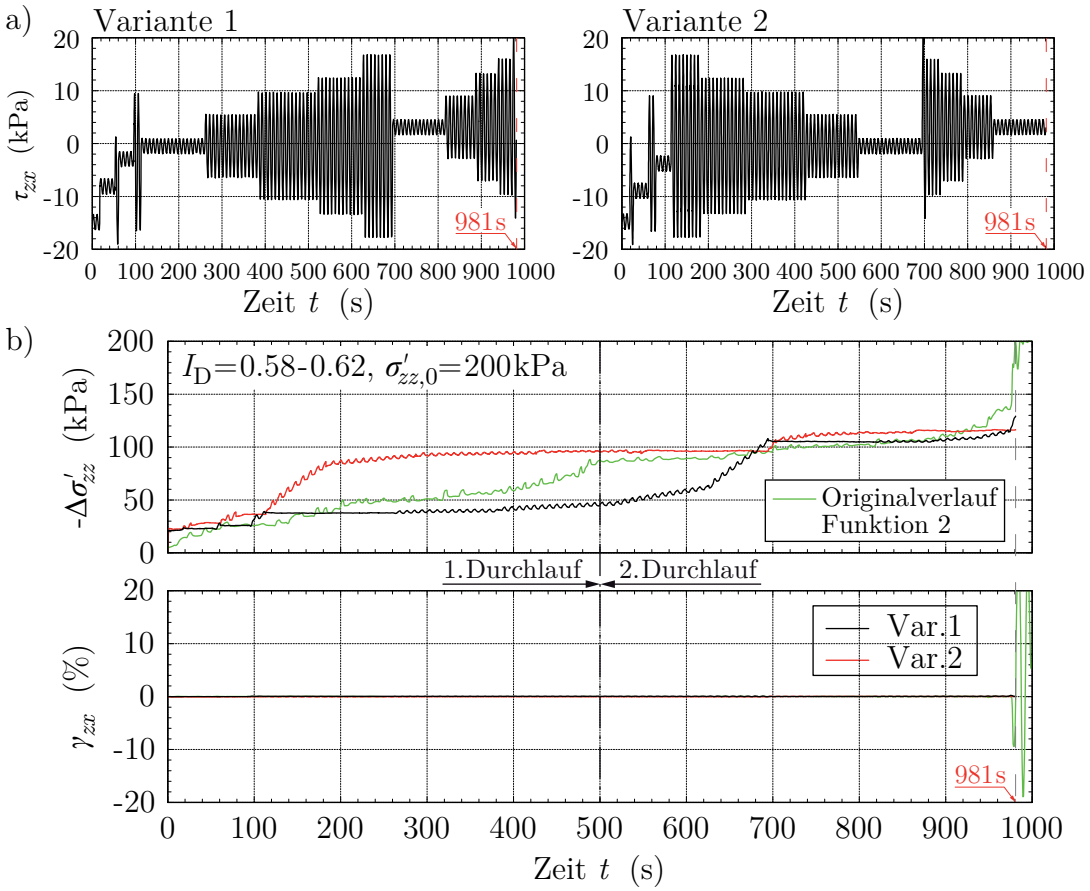


Bild 7.26: Einfluss der Reihenfolge der Anordnung der Zyklenpakete auf das Verformungsverhalten im Vergleich zu den Ergebnissen des irregulären Verlaufs der Funktion 2 (Bild 7.4) aus Einfachscherversuchen unter CV-Bedingungen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand mit a) Varianten der Rainflow-Klassierung 5x5 und b) Verformungsergebnissen.

Schließlich kann festgehalten werden, dass die Reihenfolge der Belastung bei volumenkonstanten Versuchen eine große Rolle spielt im Gegensatz zu den dränierten bzw. denen unter konstanter Auflast, was die Varianten der Funktion 1 deutlich zeigen. Bei der Wechselbelastung in Funktion 2 scheint die Reihenfolge zunächst nicht wesentlich zu sein, jedoch kann nicht abgeschätzt werden, wann die Varianten der Klassierung auch verflüssigen würden. Hierzu müssten noch ergänzende Untersuchungen ähnlich wie bei den dränierten Tests in Kapitel 7.2.2 stattfinden.

7.4 Umwandlung in schadensäquivalente Funktionen

In den vorherigen Kapiteln wurden irreguläre Funktionen vorgestellt und auch deren Vereinfachungen in Form von Klassierungen untersucht. Allerdings sind auch die klassierten Beanspruchungszeitfolgen immer noch geprägt durch mehrere Zyklenpakete, die mit unterschiedlichen Amplituden und Mittelwerten beschrieben werden. In den folgenden Ausführungen werden die in Kapitel 3.5 vorgestellten Methoden auf die beiden irregulären Funktionen angewendet. Aufgrund der größeren Datenmenge werden hierfür ausschließlich die Einfachscherversuche herangezogen. Ziel ist es, jeweils harmonische Funktionen zu finden, die die zum gleichen Schadenskriterium führen wie die beiden irregulären Originalfunktionen.

7.4.1 Dränierte Randbedingungen (CNL)

Beispiel

Bevor die beiden klassierten irregulären Funktionen durch die Time-Hardening-, Strain-Hardening- und die Methode aus der EA-Pfähle [DGGT, 2012] in eine äquivalente Funktion mit einem einzigen Zyklenpaket umgewandelt werden, soll die Umformung an einem einfachen Beispiel gezeigt werden. Die Erläuterung und der erforderliche Formelapparat aller Verfahren sind in Kapitel 3.5.1 zu finden. Die Versuchskurven sollen dabei durch den Potenz- und den Logarithmus-Ansatz approximiert werden. Beide sind für die Einfachscherversuche mit dem verwendeten Feinsand-Mittelsand in einer relativen Lagerungsdichte $I_{\mathrm{D0}} \approx 0,6$ und einer vertikalen Spannung von $\sigma'_{zz} = 200\,\mathrm{kPa}$ in Kapitel 6.2.1 beschrieben. Mit den Gleichungen 6.2 bis 6.7 wird auch die Ermittlung der zugehörigen Parameter A_i und B_i für beide Ansätze definiert.

Das Beispiel besteht aus vier Zyklenpaketen ($i = 4$) mit den Schubspannungsamplituden $\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}$ und den zugehörigen Verformungsverläufen aus Bild 6.15. Die Zyklenanzahl n_i für jedes Paket wurde frei gewählt, ist aber für die Berechnung mit beiden Ansätzen identisch. Die Reihenfolge wird mit aufsteigendem und mit absteigendem Wert der Schubspannungsamplitude je Ansatz untersucht. In den folgenden Tabellen 7.3 bis 7.6 werden die Berechnungsergebnisse gemäß den in Kapitel 3.5.1 vorgestellten Algorithmen für die drei Verfahren wiedergegeben.

Wie schon in Kapitel 3.5.1 aufgezeigt, eignet sich die Strain-Hardening-Methode nicht zur Dehnungs-Superposition von irregulären Beanspruchungsfunktionen. Bei aufsteigender Reihenfolge der Amplituden ist der errechnete Wert viel zu klein und bei umgekehrter Vorgehensweise zu groß im Gegensatz zur Time-Hardening-Methode (Tabellen 7.3 und 7.4). Grafisch ist das Beispiel mit Approximation der Verformungskurven mit Hilfe des Potenzansatzes in Bild 7.28 bei aufsteigender Größe der Amplituden dargestellt. Es ist sehr gut zu erkennen, dass nach einem Wechsel auf ein anderes Zyklenpaket der Dehnungszuwachs $\Delta\varepsilon_{\mathrm{v},i}$ nur sehr gering ist. Dass die Erfassung der zyklischen Vorbelastung in Form der Zyklenanzahl ohne Berücksichtigung der zuge-

Tabelle 7.3: Vergleich der Verfahren zur Dehnungs-Superposition an einem Beispiel mit Potenzansatz und aufsteigender Amplitude (Kapitel 3.5.1).

					Time-Hardening			S-H [1]	EA-Pfähle (ref: $i = 4$)		
i	$\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}$ (kPa)	n_i	A_i	B_i	$N_{i-1,i}^*$	$n_{i,\mathrm{eq}}$	$\varepsilon_{\mathrm{v},i}^{\mathrm{acc}}$ [2]	$\varepsilon_{\mathrm{v},i}^{\mathrm{acc}}$ [2]	$n_{i,\mathrm{ref}}^*$	$n_{\mathrm{ref,eq}}$	$\varepsilon_{\mathrm{v,ref}}^{\mathrm{acc}}$ [2]
1	10	100	0,1188	0,1173	-	100	0,204	0,204	≈ 0	≈ 0	0,037
2	20	60	0,3134	0,1265	0,03	60,03	0,526	0,238	0,03	0,03	0,203
3	30	300	0,5620	0,1357	0,61	300,61	1,219	0,411	10,68	10,71	0,775
4	40	20	0,8646	0,1449	10,70	30,70	1,420	0,424	20	30,71	1,420

[1] S-H: Strain-Hardening, [2] Dehnungen $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}}$ in %

Tabelle 7.4: Vergleich der Verfahren zur Dehnungs-Superposition mit Potenzansatz an einem Beispiel und absteigender Amplitude (Kapitel 3.5.1).

					Time-Hardening			S-H [1]	EA-Pfähle (ref: $i = 4$)		
i	$\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}$ (kPa)	n_i	A_i	B_i	$N_{i-1,i}^*$	$n_{i,\mathrm{eq}}$	$\varepsilon_{\mathrm{v},i}^{\mathrm{acc}}$ [2]	$\varepsilon_{\mathrm{v},i}^{\mathrm{acc}}$ [2]	$n_{i,\mathrm{ref}}^*$	$n_{\mathrm{ref,eq}}$	$\varepsilon_{\mathrm{v,ref}}^{\mathrm{acc}}$ [2]
1	40	20	0,8646	0,1449	-	20	1,335	1,335	9,03 E8	9,03 E8	17,16
2	30	300	0,5620	0,1357	585,9	885,9	1,412	1,720	4,16 E8	1,32 E9	9,714
3	20	60	0,3134	0,1265	1,46 E5	1,46 E5	1,412	1,734	3,23 E5	1,32 E9	4,465
4	10	100	0,1188	0,1173	1,45 E9	1,45 E9	1,412	1,741	100	1,32 E9	1,395

[1] S-H: Strain-Hardening, [2] Dehnungen $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}}$ in %

hörigen Amplituden nicht sinnvoll ist, zeigt dieses Berechnungsbeispiel eindrucksvoll. Während der Dehnungszuwachs im vierten Zyklenpaket bei der größten Amplitude $\tau_{zx,4}^{\mathrm{ampl}} = 40\,\mathrm{kPa}$ nur 0,013 % beträgt, fällt er bei Anwendung der Time-Hardening-Methode mit 0,201 % wesentlich größer aus (siehe Berechnung in Tabelle 7.3). Die Vorbelastung durch die ersten drei Zyklenpakete mit kleineren Belastungsamplituden wird bei der Strain-Hardening-Methode mit $N = n_1 + n_2 + n_3 = 460$ Zyklen und bei der Time-Hardening-Methode mit $n_{4,\mathrm{eq}} = 30,7$ Zyklen ermittelt, was die große Differenz beim Dehnungszuwachs erklärt.

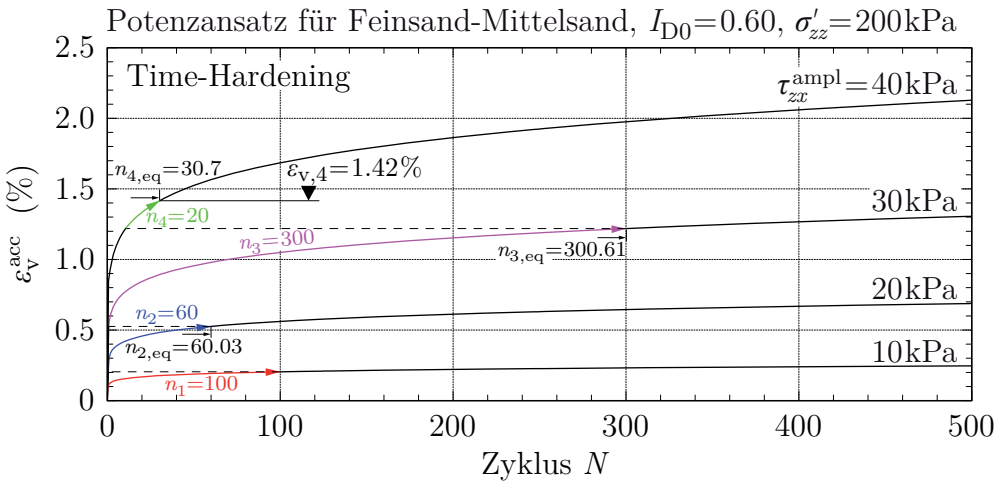


Bild 7.27: Nachrechnung des Beispiels aus Tabelle 7.3 mit aufsteigender Schubspannungsamplitude mit Potenzansatz und Time-Hardening-Methode (aus zyklischen Einfachscherversuchen unter CNL-Bedingungen).

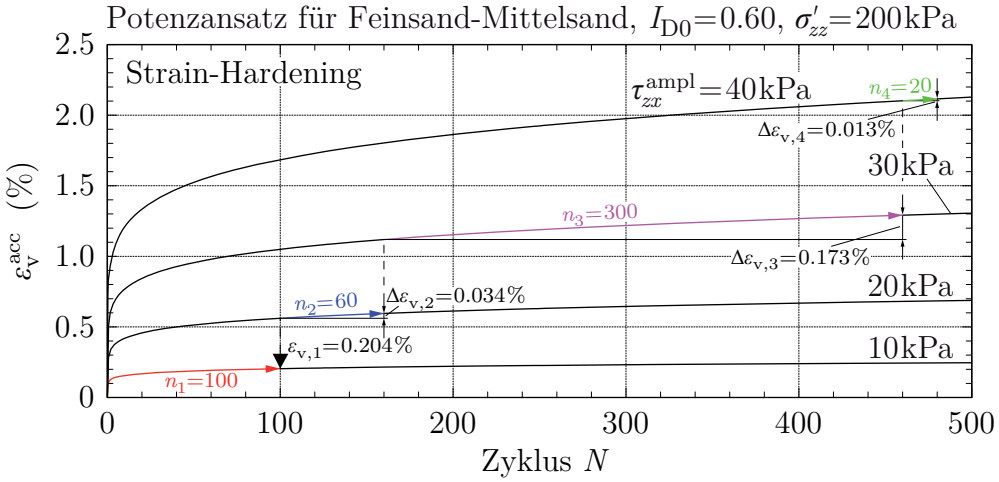


Bild 7.28: Nachrechnung des Beispiels aus Tabelle 7.3 mit aufsteigender Schubspannungsamplitude mit Potenzansatz und Strain-Hardening-Methode (aus zyklischen Einfachscherversuchen unter CNL-Bedingungen).

Die Berechnung der akkumulierten Dehnung durch die Time-Hardening-Methode zeigt wie erwartet auch bei umgekehrter Berechnung nur eine sehr geringe Abweichung der Dehnung nach Aufbringung aller Zyklenpakete (Tabellen 7.3 bis 7.6). Tendenziell ist das Ergebnis bei Anwendung der Time-Hardening-Methode mit absteigender Reihenfolge immer etwas kleiner als bei aufsteigenden Amplituden (siehe auch Bild 3.8 c).

Nach Anwendung des Potenzansatzes ist die Abweichung zwischen dem Ergebnis der Time-Hardening-Methode und dem Verfahren nach EA-Pfähle [DGGT, 2012] nach Aufbringung der vier Zyklenpakete minimal (Tabellen 7.3 und 7.4). Beim Logarithmus-Ansatz hingegen zeigt sich ein etwas größerer Unterschied zwischen beiden Verfahren (Tabellen 7.5 und 7.6). Dieser ist prozentual im gleichen Bereich wie schon von Wichtmann und Triantafyllidis [2012] für horizontal belastete Pfähle berechnet wurde. Aber

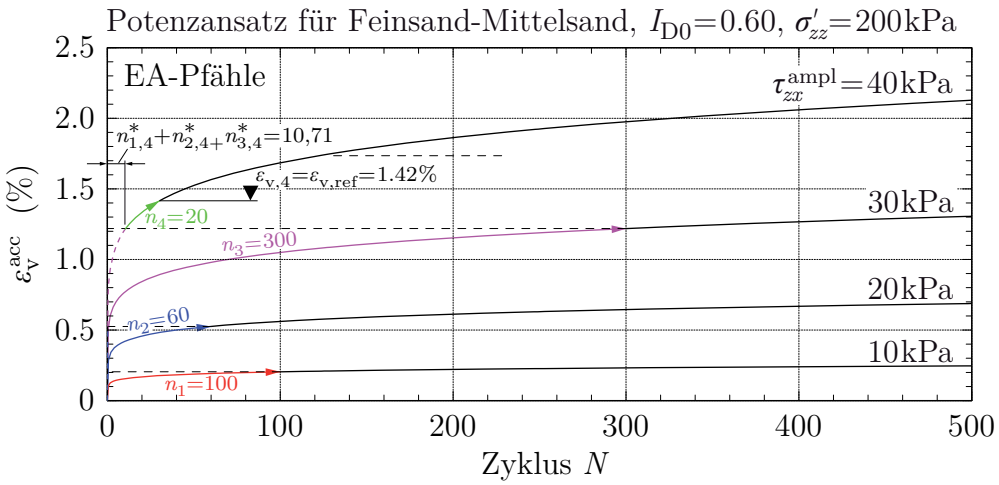


Bild 7.29: Nachrechnung des Beispiels aus Tabelle 7.3 mit aufsteigender Schubspannungsamplitude mit Potenzansatz und der Methode aus der EA-Pfähle [DGGT, 2012] (aus zyklischen Einfachscherversuchen unter CNL-Bedingungen).

auch das ist im Rahmen der Ungenauigkeiten bei den Verfahren und der Versuchsergebnisse nach Meinung des Autors hinnehmbar. Sofern der Bezug immer auf die maximale Amplitude erfolgt, ergibt sich eine etwas größere Dehnung als bei der Time-Hardening-Methode. In umgekehrter Reihenfolge sollte die Berechnung mit dem Verfahren der EA-Pfähle [DGGT, 2012] nicht geführt werden, da man dann die resultierende Verformung unterschätzt.

Die beschriebenen Unterschiede bei der Berechnung zwischen Potenz- und Logarithmus-Ansatz sind aufgrund der Diskrepanzen bei der Approximation der Versuchskurven zu erwarten (Bild 6.15).

Tabelle 7.5: Vergleich der Verfahren zur Dehnungs-Superposition mit Logarithmus-Funktion an einem Beispiel und aufsteigender Amplitude (Kapitel 3.5.1).

					Time-Hardening			S-H [1]	EA-Pfähle (ref: $i=4$)		
i	$\tau_{zx,i}^{ampl}$ (kPa)	n_i	A_i	B_i	$N^*_{i-1,i}$	$n_{i,eq}$	$\varepsilon_{v,i}^{acc}$ [2]	$\varepsilon_{v,i}^{acc}$ [2]	$n^*_{i,ref}$	$n_{ref,eq}$	$\varepsilon_{v,ref}^{acc}$ [2]
1	10	100	0,033	1,3400	-	100	0,121	0,121	0,21	0,20	0,003
2	20	60	0,178	1,2812	0,57	60,57	0,584	0,168	0,95	1,15	0,192
3	30	300	0,389	1,2224	2,58	302,58	1,569	0,386	24,26	25,41	1,057
4	40	20	0,600	1,1636	24,40	44,40	1,750	0,399	20	45,41	1,757

[1] S-H: Strain-Hardening, [2] Dehnungen ε_v^{acc} in %

Tabelle 7.6: Vergleich der Verfahren zur Dehnungs-Superposition mit Logarithmus-Funktion an einem Beispiel und absteigender Amplitude (Kapitel 3.5.1).

					Time-Hardening			S-H [1]	EA-Pfähle (ref: $i = 4$)		
i	$\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}$ (kPa)	n_i	A_i	B_i	$N_{i-1,i}^{*}$	$n_{i,\mathrm{eq}}$	$\varepsilon_{\mathrm{v},i}^{\mathrm{acc}}$ [2]	$\varepsilon_{\mathrm{v},i}^{\mathrm{acc}}$ [2]	$n_{i,\mathrm{ref}}^{*}$	$n_{\mathrm{ref,eq}}$	$\varepsilon_{\mathrm{v,ref}}^{\mathrm{acc}}$ [2]
1	40	20	0,600	1,1636	-	20	1,508	1,508	2,3 E33	2,3 E33	23,89
2	30	300	0,389	1,2224	225,9	525,9	1,683	2,081	4,9 E34	5,1 E34	16,89
3	20	60	0,178	1,2812	3,97 E6	3,97 E6	1,683	2,098	2,8 E12	5,1 E34	8,093
4	10	100	0,033	1,3400	2,0 E37	2,0 E37	1,683	2,102	100	5,1 E34	1,568

[1] S-H: Strain-Hardening, [2] Dehnungen $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}}$ in %

Irreguläre Funktionen

Die Klassierungen der beiden irregulären Funktionen aus Kapitel 7.1 werden folgendermaßen umgewandelt:

- Für die Berechnungen sind nur die 5×5 – Rainflow-Klassierungen beider Funktionen relevant (siehe Anhang B.2). Wie schon bei den Versuchen mit den irregulären Funktionen und den zugehörigen Klassierungen wird der Faktor 80 kPa für die entsprechende normierte Ergebnis-Matrix aus den Bildern B.4 c) und B.5 c) berücksichtigt. Die zugehörigen Mittelspannungen werden dabei vernachlässigt, was wegen der Unabhängigkeit bei den Untersuchungen der zyklischen Einfachscherversuche vertretbar ist. Somit ergeben sich insgesamt fünf Zyklenpakete, was die Umformung in eine äquivalente Funktion erheblich vereinfacht.
- Für die Berechnungen werden nur die approximierten Dehnungswerte mit Hilfe des Potenzansatzes verwendet.
- Wie schon die Umwandlung des Beispiels in der Tabelle 7.4 zeigt, ist die Berechnung mit absteigender Reihenfolge der Amplituden für eine versuchstechnische Überprüfung nicht sinnvoll. Die ermittelten Zyklenanzahlen sind sehr groß und im Test kaum umsetzbar. Daher wird zum einen die aufsteigende Reihenfolge untersucht und eine äquivalente Funktion mit der größten Amplitude gefunden (Tabellen 7.7 und 7.8). Zum anderen soll eine äquivalente Funktion ermittelt werden, deren Zyklenanzahl mit der mittleren Amplitudengröße der untersuchten Funktion einhergeht. Hierfür wird bei den Umformungen aus der aufsteigenden Reihenfolge das Zyklenpaket mit der mittleren Amplitude an das Ende der Berechnung gestellt, die aufsteigende Reihenfolge davor jedoch beibehalten. D.h. Zyklenpaket 3 aus den beiden Umformungen wird an das Ende verschoben.

- Die ermittelten äquivalenten Funktionen werden im Einfachschergerät mit einer Wiederholung nachgefahren und die resultierenden Verformungsverläufe jeweils mit denen der irregulären und der klassierten Funktion verglichen. Die Ergebnisse aus der Berechnung mit der Strain-Hardening-Methode werden nicht weiter verfolgt.

Tabelle 7.7: Dehnungs-Superposition für die 5×5 – Klassierung der irregulären Funktion 1 bei aufsteigender Amplitude.

					Time-Hardening			S-H [1]	EA-Pfähle (ref: $i = 5$)		
i	$\tau_{zx,i}^{\text{ampl}}$ (kPa)	n_i	A_i	B_i	$N_{i-1,i}^*$	$n_{i,\text{eq}}$	$\varepsilon_{\text{v},i}^{\text{acc}}$ [2]	$\varepsilon_{\text{v},i}^{\text{acc}}$ [2]	$n_{i,\text{ref}}^*$	$n_{\text{ref,eq}}$	$\varepsilon_{\text{v,ref}}^{\text{acc}}$ [2]
1	1,94	77	0,0013	0,1099	-	77	0,002	0,002	≈ 0	≈ 0	≈ 0
2	12,58	12	0,1639	0,1197	≈ 0	12	0,221	0,007	≈ 0	≈ 0	0,056
3	20,30	10	0,3202	0,1268	0,05	10,05	0,429	0,015	0,01	0,01	0,184
4	28,75	4	0,5280	0,1346	0,21	4,21	0,641	0,020	0,20	0,21	0,429
5	38,03	2	0,8008	0,1431	0,21	2,21	0,897	0,028	2,0	2,21	0,897

[1] S-H: Strain-Hardening, [2] Dehnungen $\varepsilon_{\text{v}}^{\text{acc}}$ in %

Aus der Umformung von Funktion 1 in Tabelle 7.7 ergeben sich folgende Werte, die im Test nachgefahren werden und deren Verformungsergebnisse in Bild 7.30 dargestellt sind.

Größte Amplitude (Äquivalente Funktion A in Bild 7.30):
$\tau_{zx}^{\text{ampl}} = 38{,}03\,\text{kPa}$ mit $n_{\text{eq}} = 2,2$ (Time-Hardening und EA-Pfähle) mit einer volumetrischen Dehnung von $\varepsilon_{\text{v}}^{\text{acc}} = 0{,}897\,\%$ (Tabelle 7.7).

Mittlere Amplitude (Äquivalente Funktion B in Bild 7.30):
$\tau_{zx}^{\text{ampl}} = 20{,}30\,\text{kPa}$ mit $n_{\text{eq}} = 3375,5$ (Time-Hardening) mit einer volumetrischen Dehnung von $\varepsilon_{\text{v}}^{\text{acc}} = 0{,}897\,\%$ und $n_{\text{eq}} = 3256,7$ (EA-Pfähle) mit $\varepsilon_{\text{v}}^{\text{acc}} = 0{,}893\,\%$. Die zugehörigen Berechnungen sind in Anhang H in Tabelle H.1 dargestellt. Für den Vergleich mit den anderen Funktionen in Bild 7.30 wird die äquivalente Zyklenzahl $n_{\text{eq}} = 3300$ festgelegt.

Beim Vergleich des prognostizierten Ergebnisses (ca. 0,9 %) mit der volumetrischen Dehnung der irregulären Funktion nach einem Durchlauf (ca. 1,05 %) kann eine deutliche Unterschreitung festgestellt werden. Die Versuchsergebnisse wiederum weichen unterschiedlich von der Prognose ab (Bild 7.30). Während die äquivalente Funktion B mit der mittleren Amplitude annähernd das gleiche Verhalten verglichen mit dem der irregulären Funktion und der Klassierung zeigt, unterschreitet die äquivalente Funktion A mit der größten Amplitude diesen Wert sehr ($\varepsilon_{\text{v}}^{\text{acc}} = 0{,}80\,\%$ nach einem Durchlauf).

Die resultierenden Schubverzerrungen der äquivalenten Funktionen weichen mit teilweise über 20 % deutlich vom Originalverlauf ab.

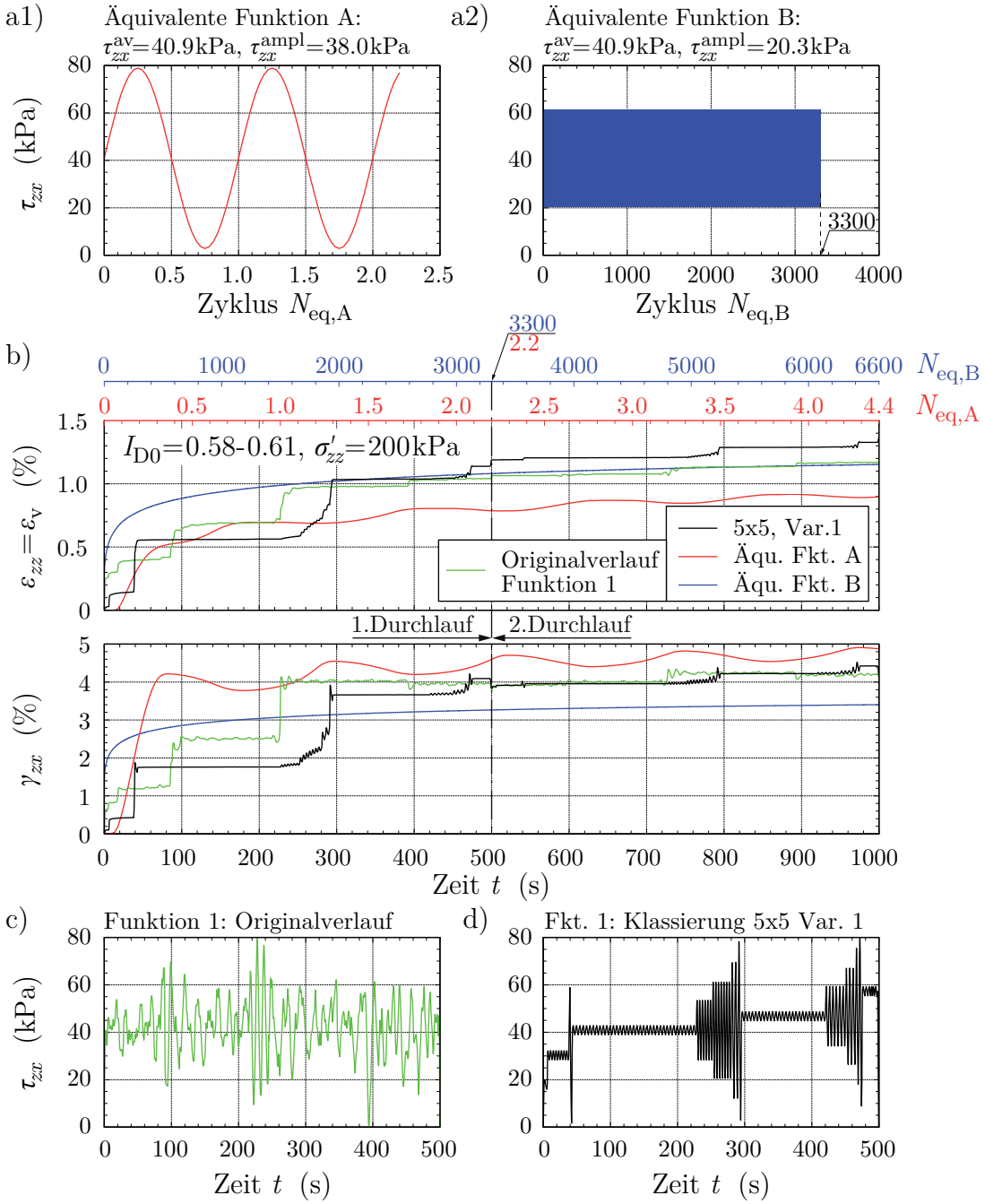


Bild 7.30: Vergleich der Versuchsergebnisse für Funktion 1 von zwei äquivalenten Funktionen (ermittelt mit Time-Hardening/EA-Pfähle); mit a1) und a2) äquivalente Funktionen, b) Verformungsergebnisse aus Einfachscherversuchen, c) Originalverlauf und d) Klassierung 5x5 Variante 1.

Aus der Umformung von Funktion 2 in Tabelle 7.8 ergeben sich folgende Werte, die auch in zwei Tests nachgefahren werden und deren Verformungsergebnisse in Bild 7.31 dargestellt sind.

Tabelle 7.8: Dehnungs-Superposition für die 5×5 – Klassierung der irregulären Funktion 2 bei aufsteigender Amplitude.

					Time-Hardening			S-H [1]	EA-Pfähle (ref: $i = 5$)		
i	$\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}$ (kPa)	n_i	A_i	B_i	$N_{i-1,i}^{*}$	$n_{i,\mathrm{eq}}$	$\varepsilon_{\mathrm{v},i}^{\mathrm{acc}}$ [2]	$\varepsilon_{\mathrm{v},i}^{\mathrm{acc}}$ [2]	$n_{i,\mathrm{ref}}^{*}$	$n_{\mathrm{ref,eq}}$	$\varepsilon_{\mathrm{v,ref}}^{\mathrm{acc}}$ [2]
1	5,62	21	0,0506	0,1133	-	21	0,071	0,071	≈ 0	≈ 0	0,006
2	23,96	11	0,4054	0,1301	≈ 0	11	0,554	0,105	≈ 0	≈ 0	0,149
3	40,86	11	0,8933	0,1457	0,04	11,04	1,267	0,171	0,06	0,06	0,587
4	52,50	10	1,3189	0,1564	0,78	10,78	1,913	0,249	0,57	0,63	1,226
5	69,71	5	2,0823	0,1722	0,06	5,06	2,753	0,381	5,0	5,63	2,804

[1] S-H: Strain-Hardening, [2] Dehnungen $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}}$ in %

Größte Amplitude (Äquivalente Funktion A in Bild 7.31):
$\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 69{,}71\,\mathrm{kPa}$ mit $n_{\mathrm{eq}} = 5,06$ (Time-Hardening) mit einer volumetrischen Dehnung von $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}} = 2{,}753\,\%$ und $n_{\mathrm{eq}} = 5,63$ (EA-Pfähle) mit $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}} = 2{,}804\,\%$ (Tabelle 7.8). Für den Vergleich mit den anderen Funktionen in Bild 7.31 wird die äquivalente Zyklenzahl $n_{\mathrm{eq}} = 5,5$ festgelegt.

Mittlere Amplitude (Äquivalente Funktion B in Bild 7.31):
$\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 40{,}86\,\mathrm{kPa}$ mit $n_{\mathrm{eq}} = 2549,5$ (Time-Hardening) mit einer volumetrischen Dehnung von $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}} = 2{,}801\,\%$ und $n_{\mathrm{eq}} = 2416,6$ (EA-Pfähle) mit $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}} = 2{,}779\,\%$. Die zugehörigen Berechnungen sind in Anhang H in Tabelle H.2 dargestellt. Für den Vergleich mit den anderen Funktionen in Bild 7.31 wird die äquivalente Zyklenzahl $n_{\mathrm{eq}} = 2500$ festgelegt.

Die prognostizierte Volumenreduktion von ca. $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}} = 2{,}8\,\%$ überschätzt den aus der irregulären Originalfunktion resultierenden Wert von ca. 2,4 % nach einem Durchlauf. Der Vergleich des resultierenden Verformungsverhaltens jedoch zeigt bei der Volumenänderung eine sehr gute Übereinstimmung der irregulären Originalfunktion mit der Klassierung und den äquivalenten Umformungen. Nur durch die äquivalente Funktion B mit der mittleren Amplitude wird die Volumenreduktion mit ca. $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}} = 2{,}7\,\%$ etwas überschätzt.
Die akkumulierten Schubverzerrungen sind wie bereits im Kapitel 7.3.1 erläutert bei einer Wechselbelastung stark abhängig von den ersten Lastsequenzen und damit schwierig einzuschätzen.

Abschließend kann für die beiden untersuchten Funktionen kein eindeutiger Trend festgestellt werden. Während die Wechselbelastung bei Funktion 2 sehr gut durch die umgeformten Lastfolgen bezüglich der volumetrischen Verformung repräsentiert wird,

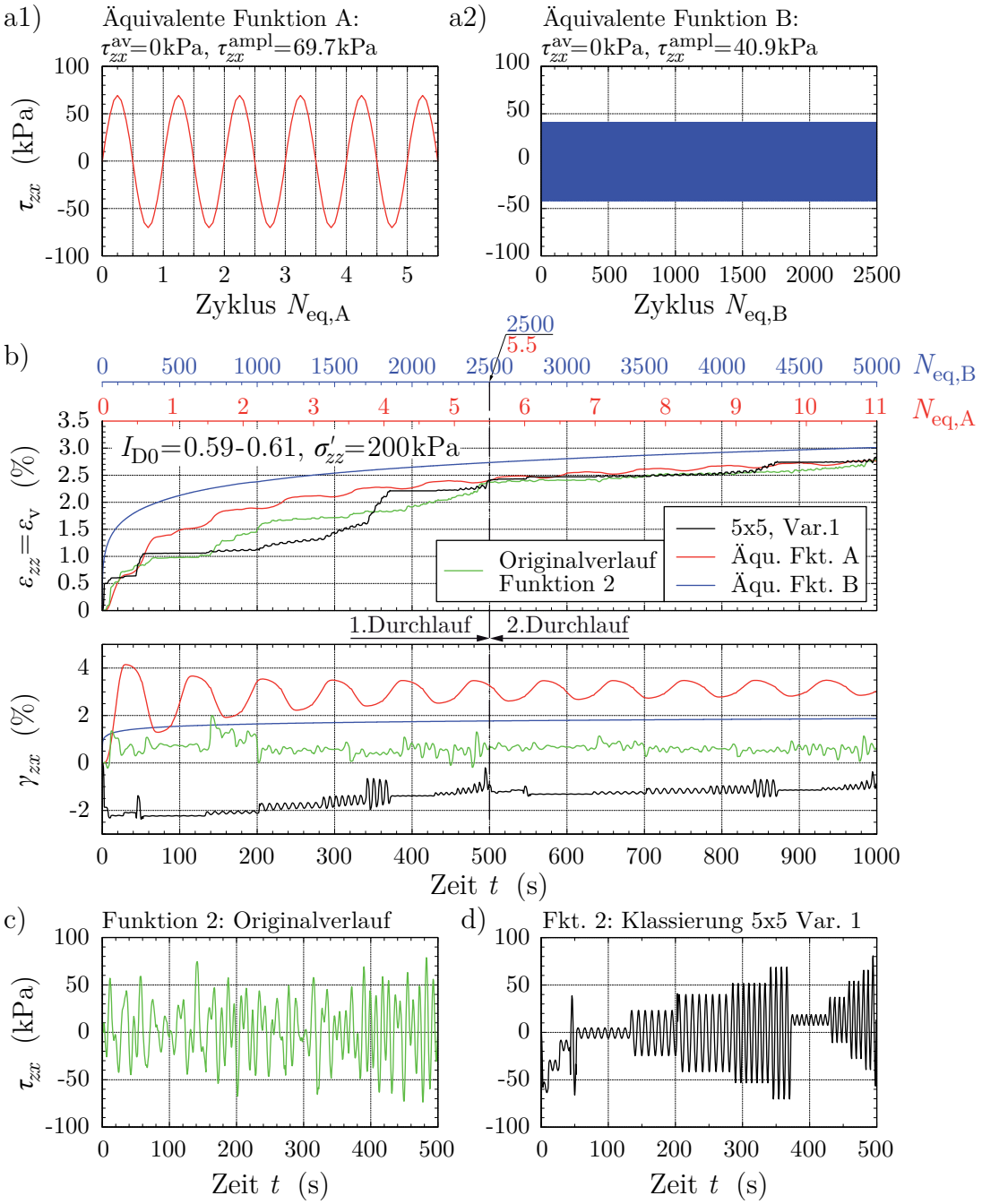


Bild 7.31: Vergleich der Versuchsergebnisse für Funktion 2 von zwei äquivalenten Funktionen (ermittelt mit Time-Hardening/EA-Pfähle); mit a1) und a2) äquivalente Funktionen, b) Verformungsergebnisse aus Einfachscherversuchen, c) Originalverlauf und d) Klassierung 5x5 Variante 1.

kann keine eindeutige Einschätzung bezüglich der Schwellbelastung bei Funktion 1 getroffen werden. Teilweise werden die Dehnungswerte der irregulären Originalfunktion unter- bzw. überschritten. Da sich die prognostizierten Verformungen aber im Bereich von ±20 % befinden, wäre das unter Berücksichtigung eines Sicherheitsbeiwertes hin-

nehmbar.

Schädigungsberechnung

Neben den vorgestellten Methoden zur Dehnungs-Superposition bei mehrstufigen Beanspruchungsfunktionen soll nachfolgend die alternative Möglichkeit über die Berechnung der Schädigung vorgestellt werden. Anders als bei Verflüssigungsbetrachtungen definiert hier eine plastische Dehnung das Schadensereignis. Die Zyklenpakete der irregulären Funktion werden entsprechend der linearen Schadensakkumulationshypothese (Kapitel 3.4) nacheinander darauf angewendet. Die Schwingungen unterhalb der Dauerfestigkeit werden vereinfachend vernachlässigt, da sie keinen nennenswerten Beitrag liefern. Wie zuvor ist die volumetrische Dehnung des mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsandes aus zyklischen Einfachscherversuchen im Fokus der Untersuchungen. Die Berechnung der Teilschädigungen für Funktion 1 ist in Tabelle 7.9 dargestellt. Grundlage für die Berechnungen ist wieder die 5×5 – Klassierung von Funktion 1 (siehe Tabelle 7.7 bzw. Bild 7.30 d).

Um die Teilschädigungen zu berechnen, muss die Anzahl der Zyklen $N_{i,\mathrm{f}}$ bis zum Erreichen des festgelegten Dehnungskriteriums ermittelt werden. Dies ist für die Volumendehnung von $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}} = 1{,}05\,\%$ in Bild 7.32 dargestellt und entspricht der resultierenden Dehnung nach einmaligem Durchlauf von Funktion 1 (Bild 7.6). Mit Hilfe der Akkumulationsvorschrift in Gleichung 6.2 wurden Kurven mit der gleichen akkumulierten Dehnung in dem Diagramm aufgetragen. Anhand der zyklischen Beanspruchung jedes Zyklenpakets kann dann beim Schnittpunkt mit dem festgelegten Dehnungskriterium jeweils die zugehörige Zyklenanzahl $N_{i,\mathrm{f}}$ ermittelt werden.

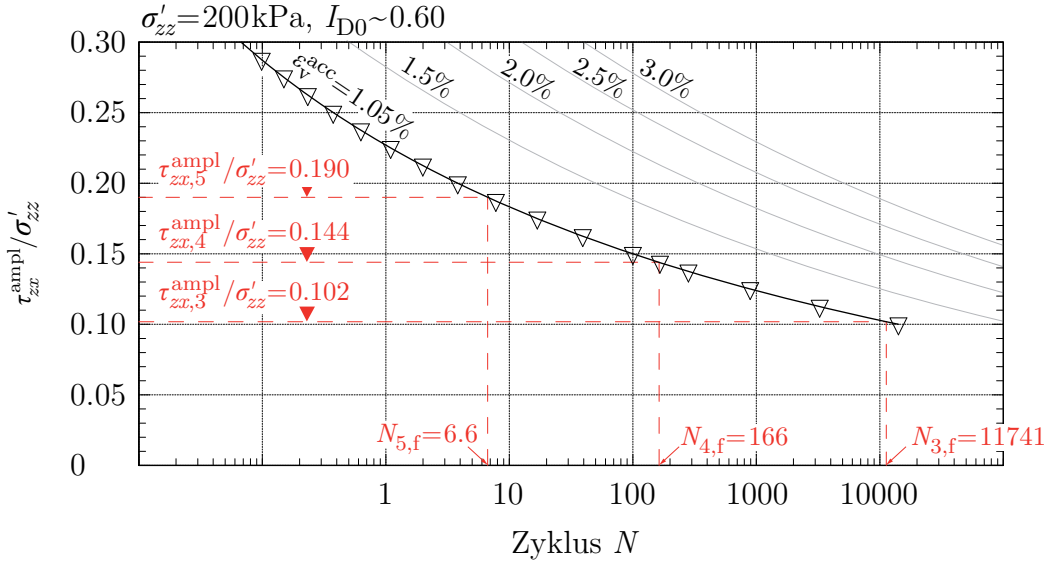


Bild 7.32: Ermittlung der Teilschädigungen für die klassierte Funktion 1 anhand des vorgegebenen Dehnungskriteriums $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}} = 1{,}05\,\%$; akkumulierte Dehnungen berechnet nach Gleichung 6.2 mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand.

Die Gesamtschädigung D ergibt sich aus der Summe der Teilschädigungen (Tabelle 7.9). Mit $D = 0,328$ ist nicht mit dem Erreichen des festgelegten Dehnungskriteriums aus einer Beanspruchung infolge Funktion 1 zu rechnen. Da es sich hier allerdings um eine Rückrechnung handelt, wird eigentlich eine Schädigung $D = 1,0$ erwartet. Diese große Abweichung der berechneten Schädigung von der tatsächlichen kann nur damit erklärt werden, dass entweder der Akkumulationsansatz nicht korrekt ist oder die Klassierung die Originalfunktion nicht gut genug abbildet. Insbesondere im Bereich der großen Spannungsverhältnisse ist diese Vorgehensweise sehr sensibel, denn schon kleine Abweichungen führen zu größeren Unterschieden bei der Schädigung. Das ist gut am Beispiel der Beanspruchung $\tau_{zx,5}^{\mathrm{ampl}}$ zu erkennen, die den größten Anteil an der Gesamtschädigung verursacht (Tabelle 7.9).

Tabelle 7.9: Ermittlung der Teilschädigungen bei einem vorgegebenen Dehnungskriterium $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}} = 1{,}05\,\%$ für Funktion 1 (5×5 – Klassierung) aus zyklischen Einfachscherversuchen mit Feinsand-Mittelsand mit der linearen Schadensakkumulationshypothese.

i	$\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}$ (kPa)	σ'_{zz} (kPa)	$\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}/\sigma'_{zz}$	n_i	$N_{i,\mathrm{f}}$ (Bild 7.32)	$n_i/N_{i,\mathrm{f}}$
1	1,94	200	0,01	77	-	-
2	12,58		0,063	12	-	-
3	20,30		0,102	10	11741	0,0009
4	28,75		0,144	4	166	0,024
5	38,03		0,190	2	6,6	0,303
					$D = \sum \frac{n_i}{N_{i,\mathrm{f}}}$	0,328

Eine Umwandlung in eine äquivalente reguläre Funktion kann nach Gleichung 3.9 erfolgen. Für die Amplitude $\tau_{zx,3}^{\mathrm{ampl}} = 20{,}3\,\mathrm{kPa}$ ergibt sich eine äquivalente Zyklenzahl von $n_{\mathrm{eq}} = 11741 \cdot 0,328 = 3851$. Bei Bezug auf die größte Amplitude $\tau_{zx,5}^{\mathrm{ampl}} = 38{,}03\,\mathrm{kPa}$ sind hingegen $n_{\mathrm{eq}} = 2,16$ Zyklen erforderlich, um die Volumendehnung nach der Belastung durch Funktion 1 äquivalent abzubilden. Im Vergleich mit den vorher berechneten Werten mit der Time-Hardening-Methode stimmen diese gut überein. Die Zyklenanzahl der größten Amplitude $n_{\mathrm{eq}} = 2,16$ ist bei beiden nahezu identisch, nur bei Bezug auf das mittlere Belastungsniveau $\tau_{zx,3}^{\mathrm{ampl}} = 20{,}3\,\mathrm{kPa}$ gibt es eine Diskrepanz (THM: $n_{\mathrm{eq}} = 3375,5$; Schädigung: $n_{\mathrm{eq}} = 3851$), die wahrscheinlich auf Ungenauigkeiten bei der Berechnung oder auf die unterschiedliche Behandlung der Belastungsgeschichte zurückzuführen ist.

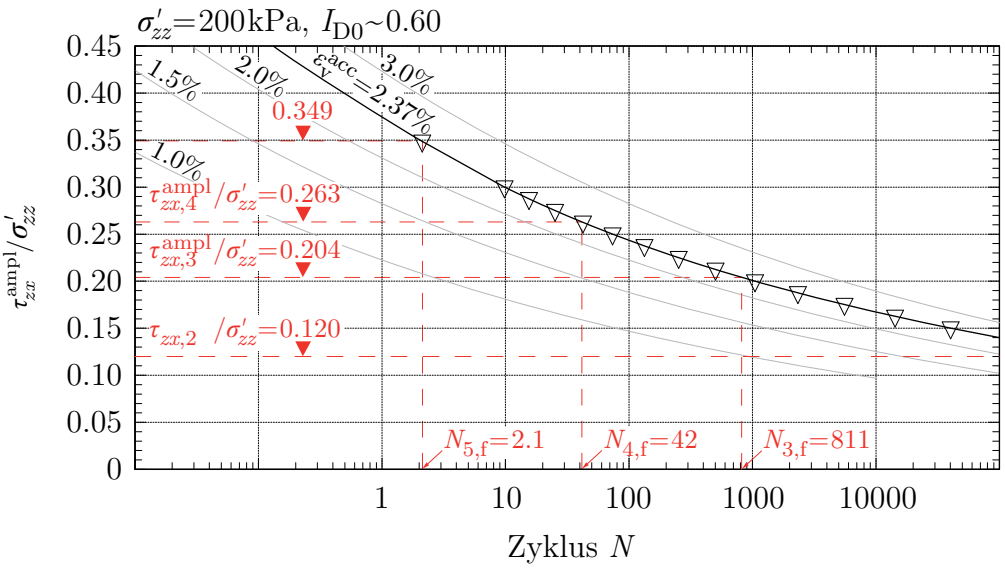


Bild 7.33: Ermittlung der Teilschädigungen für die klassierte Funktion 2 anhand des vorgegebenen Dehnungskriteriums $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}} = 3{,}0\,\%$; akkumulierte Dehnungen berechnet nach Gleichung 6.2 mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand.

Tabelle 7.10: Ermittlung der Teilschädigungen bei einem vorgegebenen Dehnungskriterium $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}} = 2{,}37\,\%$ für Funktion 2 (5×5 – Klassierung) aus zyklischen Einfachscherversuchen mit Feinsand-Mittelsand mit der linearen Schadensakkumulationshypothese.

i	$\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}$ (kPa)	σ'_{zz} (kPa)	$\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}/\sigma'_{zz}$	n_i	$N_{i,\mathrm{f}}$ (Bild 7.33)	$n_i/N_{i,\mathrm{f}}$
1	5,62	200	0,028	21	-	-
2	23,96		0,120	11	-	-
3	40,86		0,204	11	811	0,014
4	52,50		0,263	10	42	0,238
5	69,71		0,349	5	2,1	2,381
					$D = \sum \frac{n_i}{N_{i,\mathrm{f}}}$	2,633

Bei Funktion 2 wird das Vorgehen mit dem Dehnungskriterium $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}} = 2{,}37\,\%$ wiederholt, was der resultierenden Dehnung nach einem Durchlauf von Funktion 2 entspricht (Bild 7.7). Die Berechnung erfolgt auch anhand der 5×5 – Klassierung von Funktion 2

(siehe Tabelle 7.8 bzw. Bild 7.31 d). Aus der Summe der Teilschädigungen ergibt sich $D = 2,633$ (Tabelle 7.10), was wie bei Funktion 1 weit von der Erwartung bei einer Rückrechnung abweicht. Bei der Umwandlung des Belastungskollektivs in eine reguläre Funktion mit der mittleren Beanspruchung $\tau_{zx,3}^{\text{ampl}} = 40{,}86\,\text{kPa}$ kann eine äquivalente Zyklenzahl $n_{\text{eq}} = 2135,4$ berechnet werden. Bei der größten zyklischen Belastung von $\tau_{zx,5}^{\text{ampl}} = 69{,}71\,\text{kPa}$ sind es $n_{\text{eq}} = 5,53$ Zyklen. Die Unterschiede zur Ermittlung mit der Time-Hardening-Methode sind wie bei Funktion 1 bei der größten Beanspruchung sehr gering (THM: $n_{\text{eq}} = 5,06$; Schädigung: $n_{\text{eq}} = 5,53$). Die äquivalente Zyklenzahl bei der mittleren Belastung $\tau_{zx,3}^{\text{ampl}} = 40{,}86\,\text{kPa}$ zeigt wie bei Funktion 1 eine Diskrepanz, jedoch in anderer Reihenfolge (THM: $n_{\text{eq}} = 2549$; Schädigung: $n_{\text{eq}} = 2135,4$).

Zusammenfassung der Ergebnisse

In Tabelle 7.11 sind die berechneten und die experimentell ermittelten Werte zusammengefasst. Es zeigt sich für die beiden untersuchten Funktionsverläufe, dass die Verfahren Time-Hardening, EA-Pfähle sowie die Schädigungsberechnung annähernd gleiche Ergebnisse liefern. Bei der Anwendung der Strain-Hardening-Methode hat die Reihenfolge der untersuchten Zyklenpakete eine große Bedeutung für die Prognose, wie die Beispielberechnungen zeigen. Dieses Verfahren ist daher nicht sinnvoll. Bei dem in der EA-Pfähle empfohlenen Verfahren sollte immer auf die größte Belastung umgerechnet werden.

Die prognostizierten und experimentell ermittelten volumetrischen Dehnungen liegen insbesondere bei der Wechelbelastung der Funktion 2 in einem engen Bereich und bilden die irreguläre Beanspruchung bezüglich des Verdichtungsverhaltens sehr gut ab.

7.4.2 Volumenkonstante Randbedingungen

Lineare Schadensakkumulationshypothese

Im Kapitel 3.5.2 sind die Umrechnungsverfahren für eine irreguläre Beanspruchungsfunktion bei undränierten Zuständen von Seed u. a. [1975] und Lee und Chan [1972] vorgestellt. Deren Basis bildet die lineare Schadensakkumulationshypothese (Kapitel 3.4). Im Folgenden werden die irregulären Funktionen 1 und 2 nach diesem Prinzip in äquivalente umgewandelt und zur Überprüfung schließlich durch volumenkonstante Einfachscherversuche nachgefahren. Als Grundlage werden die Verflüssigungsuntersuchungen in Kapitel 6.3.2 mit herangezogen.

Das Verfahren von Seed u. a. [1975] ist für die versuchstechnische Überprüfung ungeeignet, da dies für die direkte Anwendung von Verflüssigungsuntersuchungen in situ mit einem Sicherheitsfaktor von 1,50 sowie einer verallgemeinerten normierten Verflüssigungskurve entwickelt wurde. Die Vorgehensweise nach Lee und Chan [1972] mit einer bodenspezifischen Verflüssigungskurve ohne Sicherheitsbeiwert eignet sich für die eigenen Untersuchungen besser. Für die Klassierung der beiden Funktionen wird wie von Seed u. a. [1975] auch das Spitzenwertzähl-Verfahren *Mean-crossing peak counting*

Tabelle 7.11: Zusammenfassung der Ergebnisse der Umwandlungen der irregulären Funktionen 1 und 2 für Einfachscherversuche mit konstanter Auflast.

Umformung		Funktion 1 ($\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 40{,}9\,\mathrm{kPa}$)			Funktion 2 ($\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 0\,\mathrm{kPa}$)		
		n_{eq}	$\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}$ (kPa)	$\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}}$ (%)	n_{eq}	$\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}$ (kPa)	$\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}}$ (%)
Time-Hardening	aufst.	2,21	38,03	0,897	5,06	69,71	2,753
		3375,5	20,30	0,897	2549,5	40,86	2,801
Strain-Hardening	aufst.	k.A.	k.A.	0,028	k.A.	k.A.	0,381
EA-Pfähle	aufst.	2,21	38,03	0,897	5,63	69,71	2,804
		3256,7	20,30	0,893	2416,6	40,86	2,779
Schädigungs-berechnung		2,16	38,03	(1,05)	5,53	69,71	(2,37)
		3851	20,30	(1,05)	2135,4	40,86	(2,37)
zyklischer Einfachscherversuch $I_{\mathrm{D0}} \approx 0,60$	Original-funktion	-	-	1,05	-	-	2,37
	Äqu. Fkt. A	2,2	38,03	0,80	5,5	69,71	2,40
	Äqu. Fkt. B	3300	20,30	1,10	2500	40,86	2,75

(Kapitel 3.3.1) verwendet. Da es sich um eine einparametrige Klassiermethode handelt, muss zuvor die Mittelspannung festgelegt werden. Die Zählungen sind im Anhang B.1 zu finden. Die Spitzenwerte unter 30 % der jeweiligen maximalen Amplitude bleiben unberücksichtigt, da diese nur einen unwesentlichen Einfluss auf die Berechnung haben [Seed u. a., 1975].

Die Ermittlung der Schadensakkumulation für die irreguläre Funktion 1 wird in Tabelle 7.12 vorgestellt. Hierbei werden die Spitzenwerte oberhalb und unterhalb der vorgegebenen Mittelspannung zunächst getrennt betrachtet und mit $\tilde{n}_{i,\mathrm{o}}$ bzw. $\tilde{n}_{i,\mathrm{u}}$ den entsprechenden Klassen zugewiesen. Die Klassen sind in 5 % – Schritten der maximalen Schubspannungsamplitude definiert und die Zuordnung der Zählungen aus Tabelle B.1 erfolgt immer zum nächst größeren Wert. Es ist zu beachten, dass die Zählungen $\tilde{n}_i$

für die Spitzenwerte ober- bzw. unterhalb des Mittelwerts nur Halbzyklen darstellen. Daher wird am Ende bei der Ermittlung der Gesamtschädigung D die Summe beider halbiert. Für die Funktion 1 bedeutet das:

$$D = 0,5 \cdot \left(\sum_i \frac{\tilde{n}_{i,\mathrm{o}}}{N_{i,\mathrm{Liq}}} + \sum_i \frac{\tilde{n}_{i,\mathrm{u}}}{N_{i,\mathrm{Liq}}} \right) = 0,5 \cdot (0,397 + 0,660) = 0,53 \; . \tag{7.3}$$

Da sich eine Gesamtschädigung kleiner als 1,0 ergibt, ist nicht von einer Verflüssigung auszugehen (Gleichung 3.3). Da aber der Verlauf der irregulären Funktion 1 bis zum Zeitpunkt der Verflüssigung in die Klassierung eingegangen ist, wäre eigentlich ein Wert nahe einer vollständigen Schädigung $D \approx 1,0$ zu erwarten.

Beispielhaft ist die Ermittlung der Verflüssigungswerte $N_{i,\mathrm{Liq}}$ in Bild 7.34 für beide Funktionen grafisch dargestellt. Die Vorgehensweise entspricht der aus dem Metallbau in Bild 3.7. Bei Funktion 1 in Bild 7.34 a) kann für die Schubspannungsamplitude $\tau_{zx,4} = 14{,}74\,\mathrm{kPa}$ mit einem zyklischen Spannungsverhältnis $\tau_{zx,4}/\sigma'_{zz,0} = 14,74/200 = 0,074$ eine Zyklenzahl bis der Verflüssigung von $N_{4,\mathrm{Liq}} = 8,8$ abgelesen werden. Analog ist bei allen anderen gruppierten Klassierungen für die Berechnung der Teilschädigungen vorzugehen (Tabelle 7.12).

Für die Umwandlung in eine äquivalente reguläre Beanspruchungsfunktion wird ein Spannungsniveau wie bei Seed u. a. [1975] von $0,65 \cdot \tau_{zx}^{\max}$ gewählt. Bei einer Mittelspannung $\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 17{,}5\,\mathrm{kPa}$ ergibt sich eine Schubspannungsamplitude $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}$ mit

$$\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 0,65 \cdot 17{,}34\,\mathrm{kPa} = 11{,}3\,\mathrm{kPa} \; . \tag{7.4}$$

Für das zugehörige zyklische Spannungsverhältnis $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}/\sigma'_{zz,0} = 11,3/200 = 0,056$ liefert die Verflüssigungskurve in Bild 7.34 a) eine Zyklenzahl bis zur Verflüssigung in Höhe von $N_{\mathrm{eq,Liq}} = 53,9$. Damit ergibt sich nach Gleichung 3.9 eine zugehörige äquivalente Zyklenzahl n_{eq} für die irreguläre Funktion 1:

$$n_{\mathrm{eq}} = N_{\mathrm{eq,Liq}} \cdot D = 53,9 \cdot 0,53 = 28,6 \; . \tag{7.5}$$

Für die irreguläre Funktion 2 erhält man bei gleicher Vorgehensweise folgende Schädigung (Berechnung der Teilschädigungen wie Funktion 1 in Tabelle 7.13):

$$D = 0,5 \cdot \left(\sum_i \frac{\tilde{n}_{i,\mathrm{o}}}{N_{i,\mathrm{Liq}}} + \sum_i \frac{\tilde{n}_{i,\mathrm{u}}}{N_{i,\mathrm{Liq}}} \right) = 0,5 \cdot (0,754 + 0,795) = 0,77 \; . \tag{7.6}$$

Auch hier ergibt sich ein Schädigungswert $D < 1,0$, obwohl der klassierte Funktionsverlauf bis zur Verflüssigung berücksichtigt wurde.

Für Funktion 2 ist die Ermittlung der Verflüssigungswerte $N_{i,\mathrm{Liq}}$ beispielhaft in Bild 7.34 b) für die Belastung $\tau_{zx,4}/\sigma'_{zz,0} = 0,084$ dargestellt. Die zugehörige Zyklenzahl $N_{4,\mathrm{Liq}}$ beträgt demnach 25,6 Zyklen (Tabelle 7.13).
Für die äquivalente Funktion bei einer Mittelspannung gleich der Nulllage ergibt sich dann folgende Schubspannungsamplitude auf dem Niveau $0,65 \cdot \tau_{zx}^{\max}$:

Tabelle 7.12: Klassierung und Schadensakkumulationsberechnung der irregulären Funktion 1, aus Anhang B.1.1.

				oberhalb Nullniveau		unterhalb Nullniveau	
$\tau_{zx,i}/\tau_{zx}^{\max}$	$\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}$ (kPa)	$\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}/\sigma'_{zz}$	$N_{i,\mathrm{Liq}}$	$\tilde{n}_{i,\mathrm{o}}$	$\tilde{n}_{i,\mathrm{o}}/N_{i,\mathrm{Liq}}$	$\tilde{n}_{i,\mathrm{u}}$	$\tilde{n}_{i,\mathrm{u}}/N_{i,\mathrm{Liq}}$
1,00	17,34	0,088	2,9	0	0	1	0,351
0,95	16,47	0,082	4,5	0	0	0	0
0,90	15,61	0,078	6,3	0	0	0	0
0,85	14,74	0,074	8,8	2	0,227	0	0
0,80	13,87	0,069	13,9	1	0,072	2	0,144
0,75	13,01	0,065	20,5	0	0	0	0
0,70	12,14	0,061	30,9	0	0	2	0,065
0,65	11,27	0,056	53,9	2	0,037	3	0,056
0,60	10,40	0,052	87,3	2	0,023	1	0,011
0,55	9,54	0,048	147,0	2	0,014	2	0,014
0,50	8,67	0,043	300,5	4	0,013	1	0,003
0,45	7,80	0,039	567,2	1	0,002	6	0,011
0,40	6,94	0,035	1146	9	0,008	4	0,003
0,35	6,07	0,030	3124	4	0,001	5	0,002
0,30	5,20	0,026	7925	0	0	0	0
				$\sum \frac{\tilde{n}_{i,\mathrm{o}}}{N_{i,\mathrm{Liq}}}$	0,397	$\sum \frac{\tilde{n}_{i,\mathrm{u}}}{N_{i,\mathrm{Liq}}}$	0,660

$$\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 0,65 \cdot 19,75\,\mathrm{kPa} = 12,8\,\mathrm{kPa}\ . \tag{7.7}$$

Auf diesem Beanspruchungsniveau ($\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}/\sigma'_{zz,0} = 0,064$) versagt der Boden nach einer Zyklenanzahl von $N_{\mathrm{eq,Liq}} = 151,6$. Die für die Darstellung einer regulären Funktion zugehörige Zyklenzahl n_{eq} wird dann nach Gleichung 3.9 wie folgt berechnet:

$$n_{\text{eq}} = N_{\text{eq,Liq}} \cdot D = 151,6 \cdot 0,77 = 116,7 \ . \tag{7.8}$$

Tabelle 7.13: Klassierung und Schadensakkumulationsberechnung der irregulären Funktion 2, aus Anhang B.1.2.

				oberhalb Nullniveau		unterhalb Nullniveau	
$\tau_{zx,i}/\tau_{zx}^{\max}$	$\tau_{zx,i}^{\text{ampl}}$ (kPa)	$\tau_{zx,i}^{\text{ampl}}/\sigma'_{zz}$	$N_{i,\text{Liq}}$	$\tilde{n}_{i,\text{o}}$	$\tilde{n}_{i,\text{o}}/N_{i,\text{Liq}}$	$\tilde{n}_{i,\text{u}}$	$\tilde{n}_{i,\text{u}}/N_{i,\text{Liq}}$
1,00	19,75	0,099	8,8	1	0,114	0	0
0,95	18,76	0,094	12,3	2	0,163	4	0,325
0,90	17,78	0,089	17,6	2	0,114	2	0,114
0,85	16,79	0,084	25,6	0	0	4	0,156
0,80	15,80	0,079	38,3	2	0,052	3	0,078
0,75	14,81	0,074	58,7	11	0,187	0	0
0,70	13,83	0,069	92,7	2	0,022	2	0,022
0,65	12,84	0,064	151,6	6	0,040	4	0,026
0,60	11,85	0,059	257,9	12	0,047	12	0,047
0,55	10,86	0,054	460,0	2	0,004	8	0,017
0,50	9,88	0,049	867,9	6	0,007	4	0,005
0,45	8,89	0,044	1754	6	0,003	4	0,002
0,40	7,90	0,040	3269	2	0,001	5	0,002
0,35	6,91	0,035	7821	2	≈ 0	8	0,001
0,30	5,93	0,030	21415	0	0	0	0
				$\sum \frac{\tilde{n}_{i,\text{o}}}{N_{i,\text{Liq}}}$	0,754	$\sum \frac{\tilde{n}_{i,\text{u}}}{N_{i,\text{Liq}}}$	0,795

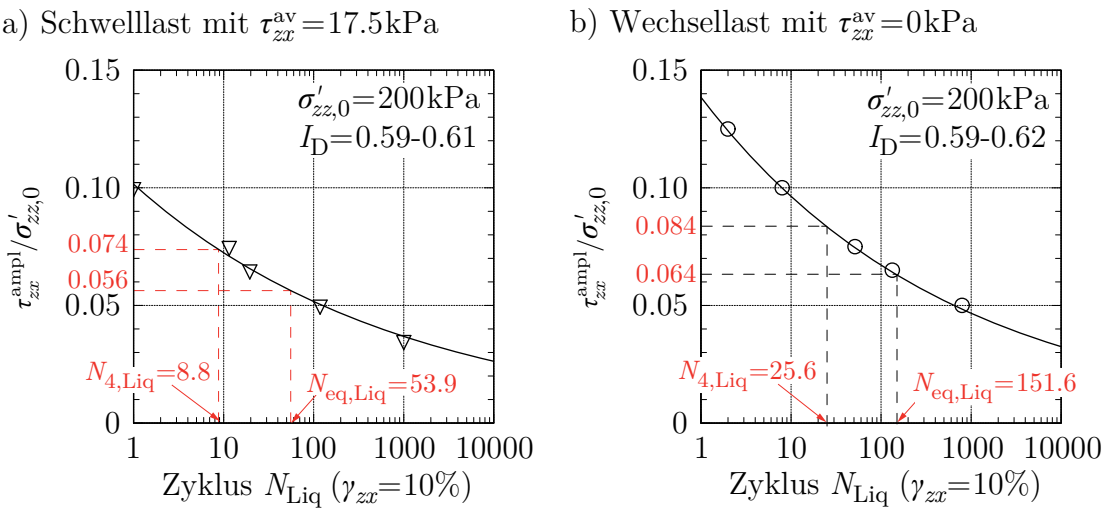


Bild 7.34: Exemplarische Darstellung der Ermittlung der Teilschädigungen nach der linearen Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren/Miner aus volumenkonstanten Einfachscherversuchen für a) Funktion 1 und b) Funktion 2; Verflüssigungskurven aus Bild 6.23.

Verfahren von Sherif u. a. [1978]

Die Autoren stellen mit Gleichung 3.27 einen sehr einfachen Ansatz für die Umwandlung einer irregulären Beanspruchungsfunktion in eine äquivalente Funktion vor. Da das Verfahren auf Ergebnissen aus Ringscherversuchen basiert, kann es auch auf die hier durchgeführten Einfachscherversuche angewendet werden. Die Methode von Annaki und Lee [1977] hingegen, die einen ähnlichen Ansatz verfolgt, nimmt das unterschiedliche Verhalten auf Extensions- und Kompressionsseite bei zyklischen Wechsellastversuchen im Triaxialgerät auf und ist somit für die Anwendung auf Ergebnisse aus dem Einfachschergerät nicht geeignet.

Die Anwendung von Gleichung 3.27 wird von den Autoren auf symmetrische Wechsellastversuche eingeschränkt. Für irreguläre Belastungsgeschichten mit unterschiedlichen Amplituden ober- und unterhalb des Nullniveaus sollen diese Bereiche nach Gleichung 3.29 getrennt betrachtet werden. Obwohl die hier untersuchten irregulären Funktionen 1 und 2 die genannte Anforderung der Symmetrie um die Nulllage nicht erfüllen, findet nachfolgend Gleichung 3.27 vereinfachend Anwendung.

Der Parameter α ist vom untersuchten Material abhängig. Nach Sherif u. a. [1980] kann der Wert abhängig vom Verdichtungspotential $e - e_{min}$ bestimmt werden. Bei dem in dieser Arbeit verwendeten Feinsand-Mittelsand mit einer relativen Lagerungsdichte $I_D \approx 0,60$ ($e \approx 0,606$) kann ein Verdichtungspotential von $0,606 - 0,468 = 0,138$ ermittelt und aus Bild 7.35 ein Wert $\alpha = 1,5$ abgelesen werden.

In den Tabellen 7.14 und 7.15 werden die mit der Rainflow-Klassierung (Anhang B.2.3) ermittelten Lastfolgen einerseits auf die größten Schubspannungsamplituden der Klassierungen, andererseits auf 65 % der maximalen Belastung der irregulären Funktionen mit dem von Sherif u. a. [1978] vorgestellten Verfahren umgerechnet. Für Funktion 1

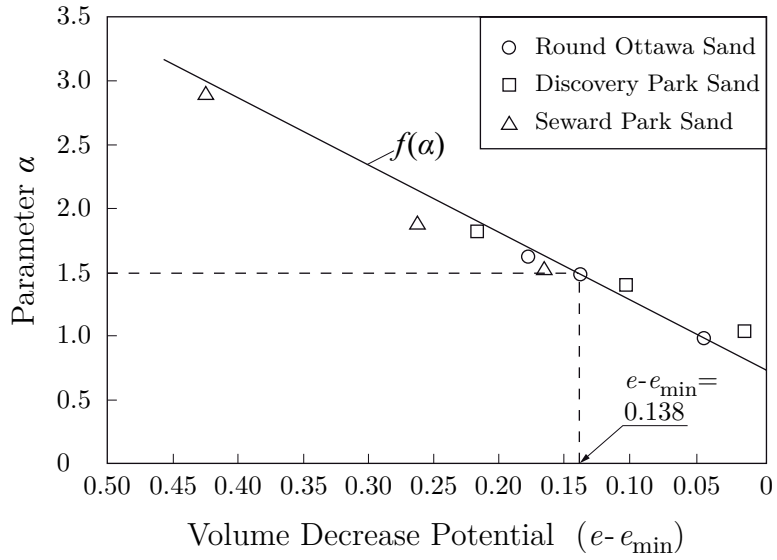


Bild 7.35: Zusammenhang zwischen dem Parameter α und dem Verdichtungspotential; aus [Sherif u. a., 1980].

ergibt sich bei $\tau_{zx}^{\text{ampl}} = 0,65 \cdot \tau_{zx}^{\max}$ eine äquivalente Zyklenzahl von 24. Für Funktion 2 beträgt sie 57 Zyklen.

Tabelle 7.14: Berechnung der äquivalenten Zyklenzahl für die 5×5 – Klassierung der irregulären Funktion 1 bei volumenkonstanten Randbedingungen; Klassierung aus Anhang B.2.3.

	$\tau_{zx,i}^{\text{ampl}}$		$\tau_{zx,N}^{\text{ampl}} = \tau_{zx,5}^{\text{ampl}} =$ 15,61 kPa	$\tau_{zx,N}^{\text{ampl}} = 0,65 \cdot \tau_{zx}^{\max} =$ 11,3 kPa
i	(kPa)	n_i	$n_i \cdot \left(\tau_{zx,i}^{\text{ampl}} / \tau_{zx,N}^{\text{ampl}}\right)^{\alpha=1,5}$	$n_i \cdot \left(\tau_{zx,i}^{\text{ampl}} / \tau_{zx,N}^{\text{ampl}}\right)^{\alpha=1,5}$
1	0,74	124	1,3	2,1
2	5,22	18	3,5	5,7
3	8,10	13	4,9	7,9
4	11,40	5	3,1	5,1
5	15,61	2	2,0	3,2
$\sum_i n_i \cdot \left(\tau_{zx,i}^{\text{ampl}} / \tau_{zx,N}^{\text{ampl}}\right)^{\alpha=1,5} =$			14,8	24,0

Bei einem Vergleich mit den Verflüssigungskurven in Bild 7.34 sind die beiden berechneten Werte größer als die Versuchsergebnisse. Der Boden versagt bei der Belastung mit der äquivalente Funktion 1 und der Amplitude $\tau_{zx}^{\text{ampl}} = 0,65 \cdot \tau_{zx}^{\max} = 11,3\,\text{kPa}$ erst

Tabelle 7.15: Berechnung der äquivalenten Zyklenzahl für die 5×5 – Klassierung der irregulären Funktion 2 bei volumenkonstanten Randbedingungen; Klassierung aus Anhang B.2.3.

	$\tau_{zx,i}^{\text{ampl}}$		$\tau_{zx,N}^{\text{ampl}} = \tau_{zx,5}^{\text{ampl}} =$ 17,27 kPa	$\tau_{zx,N}^{\text{ampl}} = 0,65 \cdot \tau_{zx}^{\max} =$ 12,8 kPa
i	(kPa)	n_i	$n_i \cdot \left(\tau_{zx,i}^{\text{ampl}} / \tau_{zx,N}^{\text{ampl}}\right)^{\alpha=1,5}$	$n_i \cdot \left(\tau_{zx,i}^{\text{ampl}} / \tau_{zx,N}^{\text{ampl}}\right)^{\alpha=1,5}$
1	1,44	41	1,0	1,5
2	5,92	22	4,4	6,9
3	10,17	23	10,4	16,3
4	12,89	18	11,6	18,2
5	17,27	9	9,0	14,1
$\sum_i n_i \cdot \left(\tau_{zx,i}^{\text{ampl}} / \tau_{zx,N}^{\text{ampl}}\right)^{\alpha=1,5} =$			36,4	57,0

nach $N_{\text{eq,Liq}} = 53,9$ Zyklen. Die Verflüssigung bei Funktion 2 sollte bei der Amplitude $\tau_{zx}^{\text{ampl}} = 0,65 \cdot \tau_{zx}^{\max} = 12,8\,\text{kPa}$ sogar erst nach 151,6 Zyklen erfolgen.

Verfahren von Green und Terry [2005]

Für die Anwendung des Umrechnungsverfahrens nach Green und Terry [2005] müssen ähnlich wie bei der Ermittlung der Dämpfung die dissipierten Energieanteile, d.h. die Flächeninhalte der Hysteresen berechnet werden (siehe auch Kapitel 3.5.2). Zum einen sind die Hysteresen der irregulären Funktion von Bedeutung, zum anderen müssen auch die resultierenden Flächen der Referenzamplitude über den Funktionsverlauf bis zur Verflüssigung ermittelt werden (Bild 3.16). Da sich während der Belastung die effektive Spannung in der Bodenprobe bei locker bis mitteldichter Lagerung stetig reduziert, ist auch mit einer zunehmenden Verformung zu rechnen. Dies hat zur Folge, dass die Hysteresen nicht geschlossen sind und für deren Berechnung der Flächeninhalte eine Annahme getroffen werden muss. Anfangs- und Endpunkt werden dafür vereinfachend linear miteinander verbunden (Bild 2.8).

Nachfolgend soll untersucht werden, ob sich die vorgeschlagene Vorgehensweise von Green und Terry [2005] anstelle von Berechnungen auf Basis von Stoffgesetzen mittels Laborversuchen nachvollziehen lässt. Hierfür werden die Ergebnisse der beiden irregulären Lastfolgen und die der zugehörigen äquivalenten regulären Funktionen aus den zyklischen Einfachscherversuchen ausgewertet.

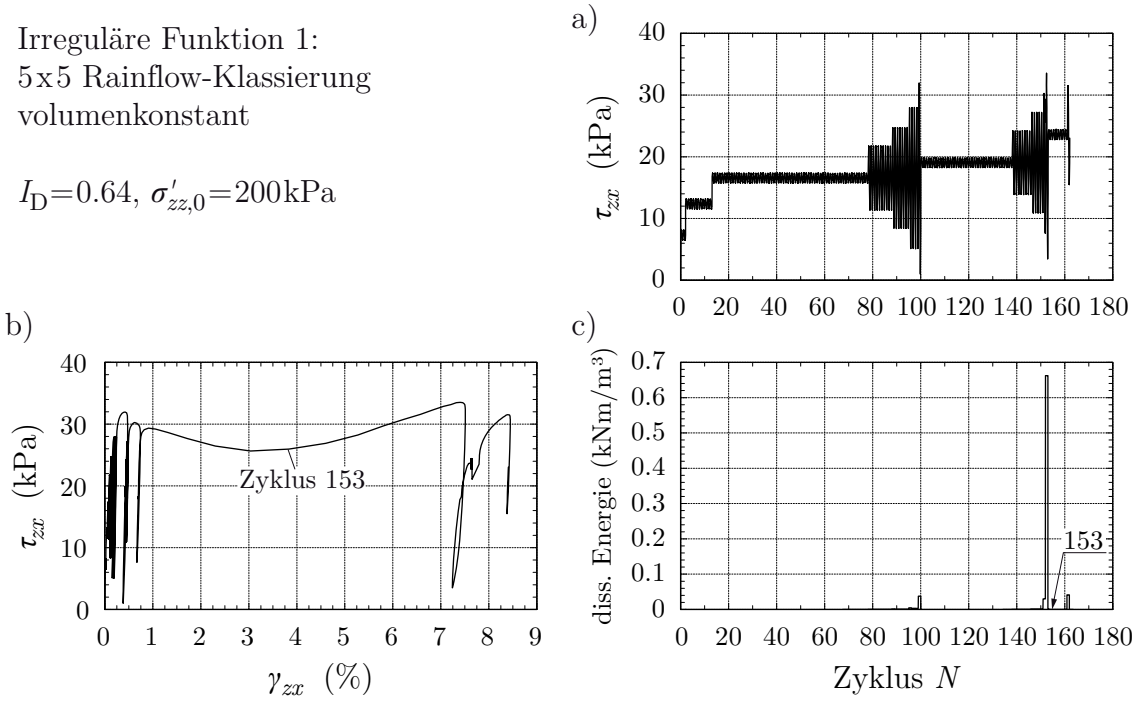


Bild 7.36: Ergebnisse des zyklischen Einfachscherversuchs (CV) mit der Klassierung der irregulären Funktion 1 mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand: a) klassierter Funktionsverlauf aus Bild B.6, b) Spannungs-Dehnungs-Verhalten und c) berechnete Hysteresenflächen.

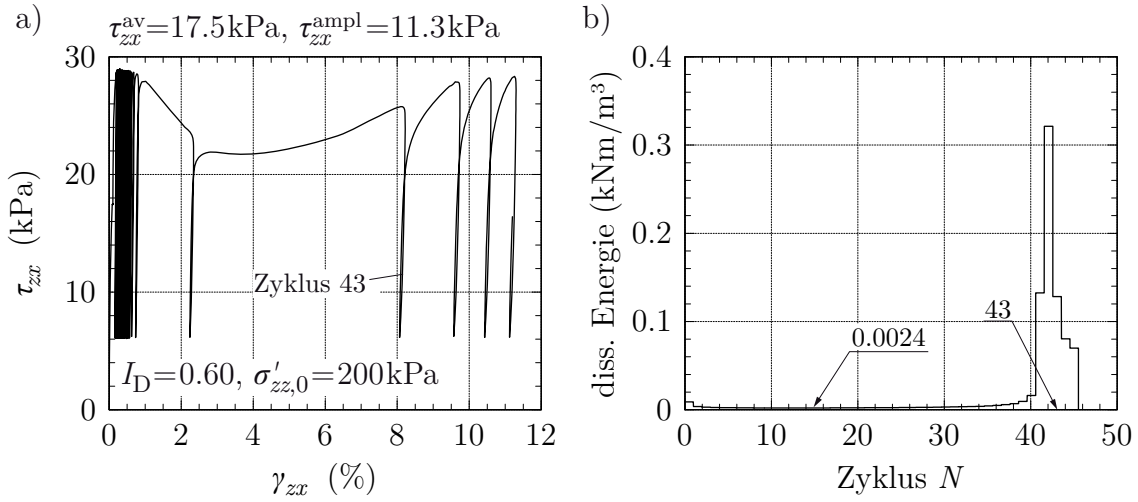


Bild 7.37: Ergebnisse des zyklischen Einfachscherversuchs (CV) mit der äquivalenten Funktion der Funktion 1 mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand.

Da die irregulären Funktionsverläufe für die Berechnung der Hysteresenflächen aufgrund vieler aufeinander folgenden Halbzyklen nicht gut geeignet sind, werden deren 5×5 – Rainflow-Klassierungen untersucht. Das Ergebnis des klassierten Verlaufs von Funktion 1 ist in Bild 7.36 aus einem Versuch mit dem mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand dargestellt. Die Summe der Teilflächen bis zur Verflüssigung bei Zyklus 153

beträgt 0,7247 kN m m^{-3}. Für die Berechnung der äquivalenten Zyklenzahl ist auch die Fläche der Hysterese der Referenzfunktion erforderlich (siehe Gleichung 3.36). Hierfür wird wie schon zuvor als Amplitude $0,65 \cdot \tau_{zx,\max}^{\text{ampl}} = 0,65 \cdot 17{,}34\,\text{kPa} = 11{,}3\,\text{kPa}$ gewählt. Das Ergebnis des Versuchs ist in Bild 7.37 dargestellt. Als Referenz-Hysteresenfläche wird der Durchschnittswert der ersten Zyklen zwischen 5 und 30 mit 0,0024 kN m m^{-3} berechnet. Nach Zyklus 30 nehmen die Verformungen langsam zu und führen schließlich in Zyklus 43 zu einem abrupten Verformungszuwachs. Nach Einsetzen dieser Werte in Gleichung 3.36 ergibt sich eine äquivalente Zyklenzahl n_{eq} von:

$$n_{\text{eq}} = \frac{\sum_{i=1}^{m} \omega_i}{\omega_{\text{ref(1 Zyklus)}}} = \frac{0,7247}{0,0024} = 301,9\ . \tag{7.9}$$

Das Ergebnis von $n_{\text{eq}} = 301,9$ ist nicht sinnvoll, denn die Probe versagt unter der äquivalenten Funktion bereits nach 43 Zyklen. Setzt man als Referenz-Hysteresenfläche den Mittelwert aller 43 Zyklen an (arithmetisches Mittel), erhält man mit 0,0138 kN m m^{-3} eine äquivalente Zyklenzahl von $n_{\text{eq}} = 52,4$, was immer noch nicht an den Wert aus dem Versuch herankommt.

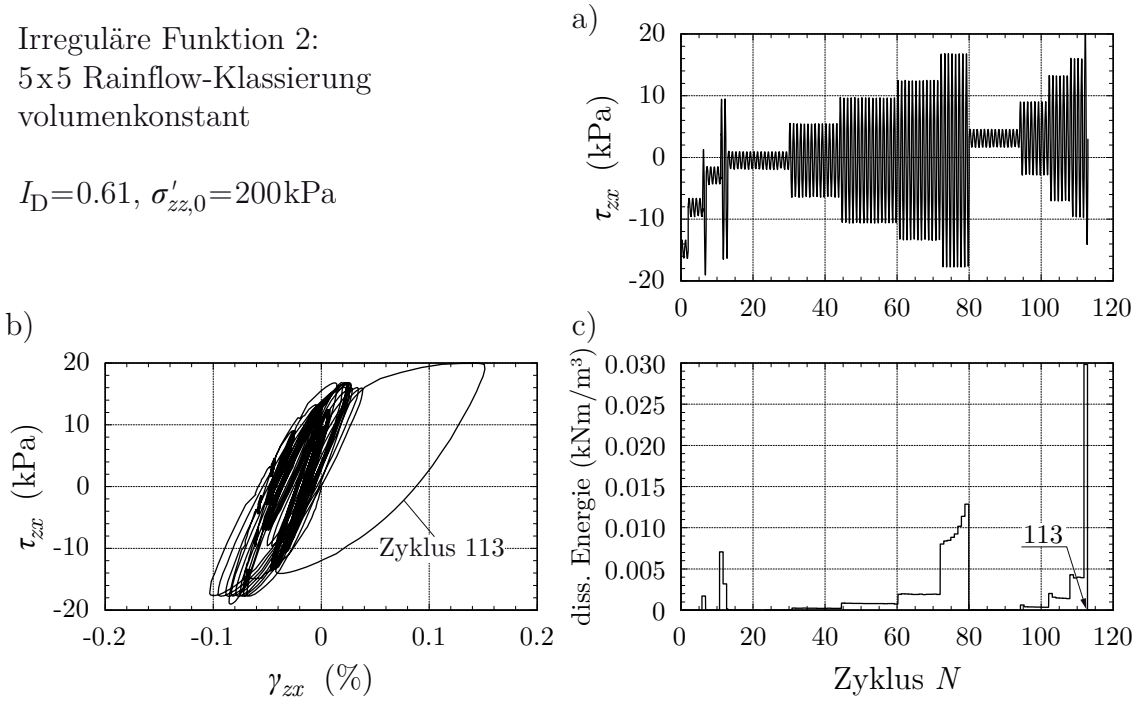


Bild 7.38: Ergebnisse des zyklischen Einfachscherversuchs (CV) mit der Klassierung der irregulären Funktion 2 mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand: a) klassierter Funktionsverlauf aus Bild B.7, b) Spannungs-Dehnungs-Verhalten und c) berechnete Hysteresenflächen.

Für die Klassierung der irregulären Funktion 2 ergibt sich eine Summe der der Hysteresenflächen von 0,188 kN m m^{-3} (Bild 7.38), wobei es während dieser Lastfolge zu keiner Verflüssigung kommt (siehe auch Variante 1 in Bild 7.26). Die Umwandlung erfolgt wie zuvor auf eine reguläre Referenzbelastung mit einer Amplitude von $0,65 \cdot \tau_{zx,\max}^{\text{ampl}} =$

$0,65 \cdot 19{,}76\,\mathrm{kPa} = 12{,}8\,\mathrm{kPa}$. Der resultierende Verlauf zeigt eine Verflüssigung nach 135 Zyklen. Die Referenz-Hysteresenfläche aus dem Durchschnitt der Zyklen 5 bis 100 beträgt $0{,}002\,\mathrm{kN\,m\,m^{-3}}$. Damit berechnet sich die zugehörige äquivalente Zyklenzahl für die Referenzamplitude zu:

$$n_{\mathrm{eq}} = \frac{\sum_{i=1}^{m} \omega_i}{\omega_{\mathrm{ref(1\,Zyklus)}}} = \frac{0,188}{0,002} = 94,0\ . \tag{7.10}$$

Nimmt man wiederum den Mittelwert der Hysteresenflächen aller 135 Zyklen mit $0{,}0079\,\mathrm{kN\,m\,m^{-3}}$ ansetzen, dann ist eine äquivalente Zyklenzahl von $n_{\mathrm{eq}} = 23,8$ das Ergebnis aus der Berechnung.

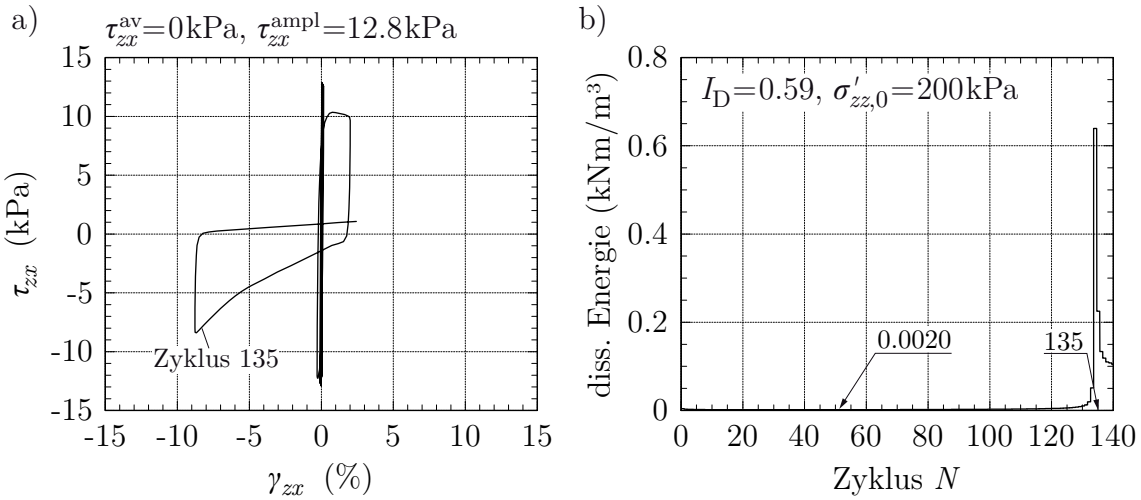


Bild 7.39: Ergebnisse des zyklischen Einfachscherversuchs (CV) mit der äquivalenten Funktion der Funktion 2 mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand.

Für die Bewertung des Ergebnisses sind beispielhaft die Verläufe der Änderung der vertikalen Spannung der 5×5 – Klassierung und der äquivalenten Beanspruchung von Funktion 2 in Bild 7.40 aufgetragen. Die Änderung der vertikalen Spannung bei der Zyklenzahl $n_{\mathrm{eq}} = 94$ erreicht fast den Endwert der klassierten Funktion, die als Grundlage für die Berechnung herangezogen wurde (und auch nicht versagte). Daher scheint die Prognose gar nicht so schlecht.

Abschließend kann festgehalten werden, dass die Prognose für die Funktion 1 weit über den Ergebnissen aus den Verflüssigungsversuchen liegt und damit nicht empfohlen werden kann. Das kann einerseits daran liegen, dass die Funktion eine reine Schwellastbeanspruchung darstellt, andererseits ist eventuell das Verfahren zur Berechnung der Hysteresenflächen als Grund zu nennen. Bei Funktion 2 war die Übereinstimmung im Rahmen der Genauigkeiten relativ gut (Bild 7.40). Prinzipiell ist die Vorgehensweise allerdings umständlich, insbesondere weil in der vorgeschlagenen Vorgehensweise von Green und Terry [2005] die Hysteresenflächen numerisch mit einem Stoffgesetz berechnet werden und hier noch mehr Unsicherheiten lauern.

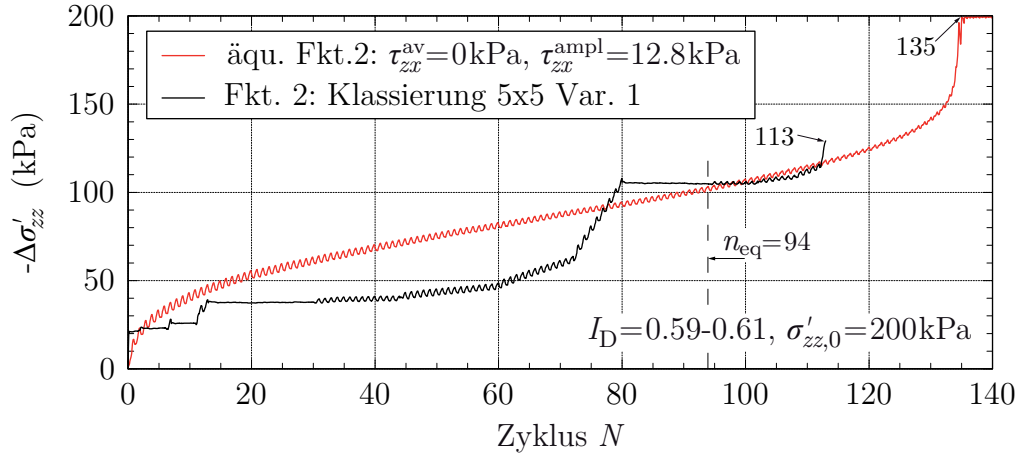


Bild 7.40: Verläufe der Änderung der vertikalen Spannung $-\Delta\sigma'_{zz}$ der zyklischen Einfachscherversuche (CV) der 5×5–Klassierung (Bild 7.26) und der äquivalenten Beanspruchung der Funktion 2 mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand.

Umwandlung über den Effektivwert

Die Ermittlung des Effektivwertes der beiden irregulären Funktionen erfolgt über das Stichproben-Verfahren (Kapitel 3.5.2). Hierzu werden bei einer harmonischen Funktion je Zyklus vier Werte im Abstand von $\pi/2$ gewählt (Bild 7.41). Anhand eines Zyklus soll die Berechnung zunächst beispielhaft gezeigt werden. Der Effektivwert für einen Zyklus nach Gleichung 3.41 ist dann:

$$\tau_{zx,\mathrm{eff}} = \sqrt{\frac{1}{4} \cdot 2 \cdot \left(\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}\right)^2} = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \left(\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}\right)^2} \,. \tag{7.11}$$

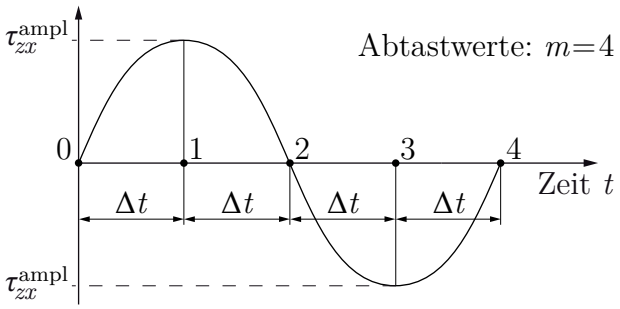


Bild 7.41: Stichproben-Verfahren bei der Ermittlung des Effektivwertes für einen Zyklus einer sinusförmigen Funktion.

Die Rückrechnung einer einheitlichen Amplitude $\tau_{zx,\mathrm{eq}}^{\mathrm{ampl}}$, die aus Gleichung 3.42 hervorgeht, muss dann für einen Zyklus wieder die ursprüngliche Amplitude ergeben:

$$\tau_{zx,\mathrm{eq}}^{\mathrm{ampl}} = \sqrt{2} \cdot \tau_{zx,\mathrm{eff}} = \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \left(\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}\right)^2} = \sqrt{\left(\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}\right)^2} = \tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} \,. \tag{7.12}$$

Für die Umwandlung der beiden Funktionen 1 und 2 werden wie beim Verfahren von Green und Terry [2005] die Rainflow-Klassierungen (5×5) verwendet. Die Mittelwerte können nicht berücksichtigt werden, daher ergeben sich jeweils 5 Zyklenpakete, von denen in den nachfolgenden Tabellen 7.16 und 7.17 die Aufsummierung der Quadrate der Stichprobenwerte für n_i Zyklen je Paket nach dem gleichen Schema wie für einen Zyklus erfolgt.

Tabelle 7.16: Berechnung der äquivalenten Schubspannungsamplitude für die 5×5–Klassierung der irregulären Funktion 1 bei volumenkonstanten Randbedingungen über den Effektivwert; Klassierung aus Bild B.6.

i	$\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}$ (kPa)	n_i	$1/2 \cdot n_i \cdot \left(\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}\right)^2$ (kPa)^2
1	0,74	124	33,95
2	5,22	18	245,24
3	8,10	13	426,47
4	11,40	5	324,90
5	15,61	2	243,67
	Summe	162	1274,23

Aus den Umrechnungen erhält man folgende Ergebnisse:

Funktion 1: $\tau_{zx,\mathrm{eq}}^{\mathrm{ampl}} = 3{,}97\,\mathrm{kPa}$ und 162 Zyklen

$$\tau_{zx,\mathrm{eq}}^{\mathrm{ampl}} = \sqrt{2} \cdot \sqrt{\frac{1}{162} \cdot 1274{,}23} = 3{,}97\,\mathrm{kPa}\ . \tag{7.13}$$

Funktion 2: $\tau_{zx,\mathrm{eq}}^{\mathrm{ampl}} = 8{,}88\,\mathrm{kPa}$ und 113 Zyklen

$$\tau_{zx,\mathrm{eq}}^{\mathrm{ampl}} = \sqrt{\frac{1}{113} \cdot 4454{,}96} = 8{,}88\,\mathrm{kPa}\ . \tag{7.14}$$

Beide Ergebnisse repräsentieren die irregulären Funktionen sehr schlecht. Die äquivalente Funktion 1 müsste nach 162 Zyklen versagen, zeigt nach Bild 6.23 b) mit $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}/\sigma'_{zz,0} = 3{,}97/200 = 0{,}02$ aber erst nach über 10.000 Zyklen ein kritisches Verhalten.

Tabelle 7.17: Berechnung der äquivalenten Schubspannungsamplitude für die 5×5 – Klassierung der irregulären Funktion 2 bei volumenkonstanten Randbedingungen über den Effektivwert; Klassierung aus Bild B.7.

i	$\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}$ (kPa)	n_i	$1/2 \cdot n_i \cdot \left(\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}\right)^2$ $(\mathrm{kPa})^2$
1	1,44	41	42,51
2	5,92	22	385,51
3	10,17	23	1189,43
4	12,89	18	1495,37
5	17,27	9	1342,14
	Summe	113	4454,96

Bei Funktion 2 ist es ähnlich. 113 Zyklen wurden errechnet für die Anzahl der Lastwiederholungen bis zur Verflüssigung. Nach der Versagenskurve für $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}/\sigma'_{zz,0} = 8,88/200 = 0,044$ in Bild 6.23 b) ist das jedoch erst nach über 1000 Zyklen der Fall. Die Berechnung über den Effektivwert ist nicht sinnvoll, denn die Ergebnisse weichen sehr stark von den Versuchsergebnissen ab.

Time-Hardening-Methode nach Andersen [1976]

Aus den volumenkonstanten Einfachscherversuchen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand, die für die Ermittlung der Verflüssigungskurven in Bild 6.23 b) durchgeführt wurden, können die Verläufe der Änderung der vertikalen effektiven Spannung analysiert und abhängig von der jeweiligen Zyklenzahl in den Bildern 7.42 und 7.43 eingetragen werden. Diese Darstellung wurde von Andersen [1976] genutzt, um beispielsweise für eine Folge von Zyklenpaketen (z.B. Sturmereignis bei einem Offshore-Bauwerk) die effektive Spannung des Bodens im Gründungsbereich vorherzusagen. Eine ähnliche Herangehensweise wird auch für die Prognose der Verformungen vorgeschlagen. Da die Proben der eigenen Versuche bei der zyklischen Belastung zunächst aber kaum merkbare Formänderungen zeigen und erst bei sehr geringer effektiver Spannung meist sprunghaft große Schubverzerrungen auftreten, ist eine Darstellung wie bei der Änderung der vertikalen effektiven Spannung nicht sinnvoll. Der Fokus bei den folgenden Auswertungen eigener Versuche liegt daher auf der Ermittlung der Spannungen.

Die Vorgehensweise entspricht der der Time-Hardening-Methode (Kapitel 3.5) und wird wie von Andersen [1976] vorgeschlagen, durchgeführt. Die 5×5 – Rainflow-Klassierun-

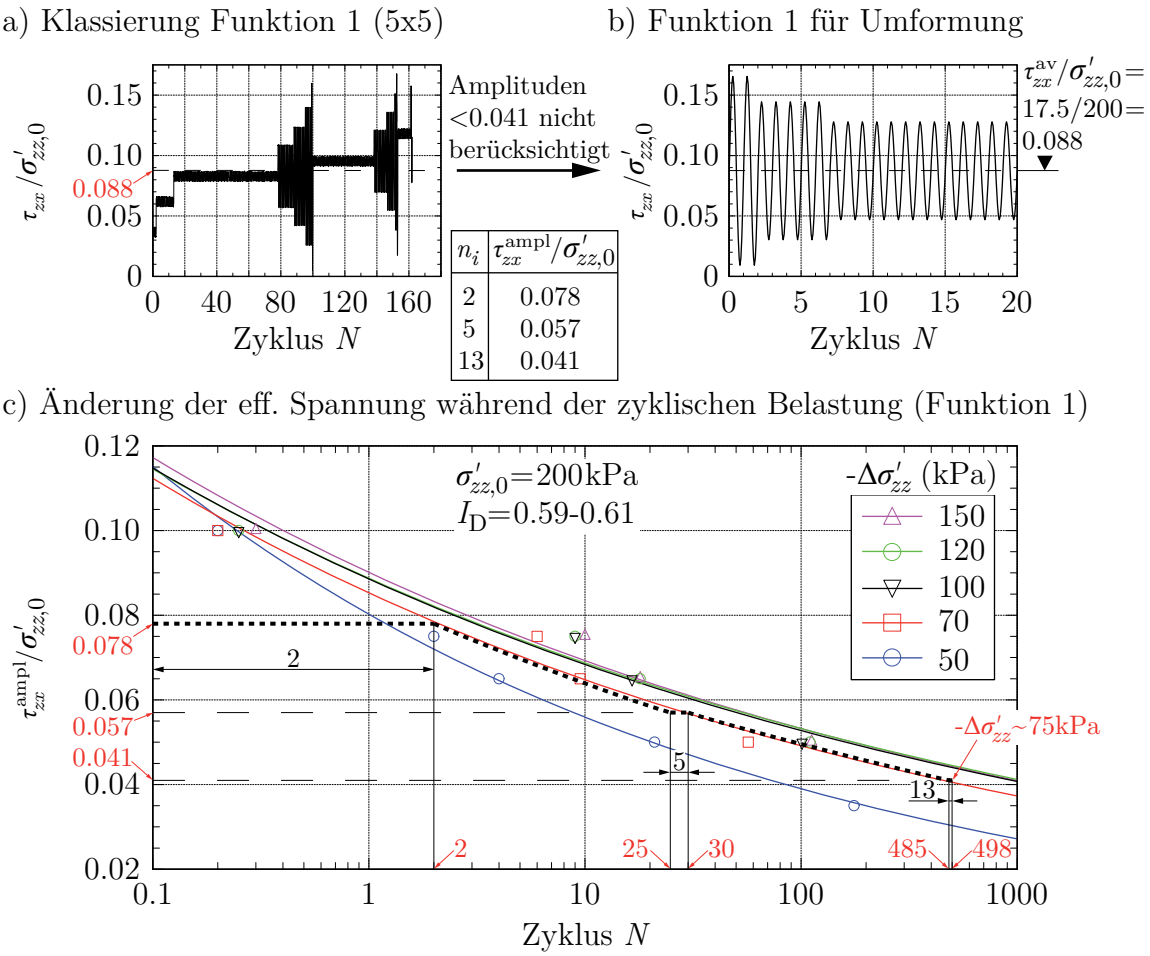


Bild 7.42: Ermittlung der effektiven vertikalen Spannungsänderung nach irregulärer Belastung (Funktionsverlauf 1) mit Hilfe der Vorgehensweise nach Andersen [1976] mit a) 5 × 5 – Rainflow-Klassierung (Funktion 1 aus Anhang B.2.3), b) vereinfachter Funktionsverlauf für die Ermittlung (ohne kleine Amplituden) und c) Linien gleicher vertikaler Spannungsänderungen aus volumenkonstanten Einfachscherversuchen (aus Bild 6.23) mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand.

gen repräsentieren wieder die irregulären Funktionen (siehe Bilder 7.42 a) und 7.43 a). Aufgrund der beschränkten Datenbasis kann der Einfluss der unterschiedlichen Mittelspannungen nicht übertragen werden. Vereinfachend werden daher als einheitliche mittlere Schubspannungen für Funktion 1 $\tau_{zx}^{av} = 17{,}5\,\text{kPa}$ und für Funktion 2 $\tau_{zx}^{av} = 0\,\text{kPa}$ angenommen. Die kleinen Amplituden liefern bei der Prognose der effektiven Spannung keinen wesentlichen Anteil und bleiben deshalb bei der Berechnung unberücksichtigt. Mit diesen beiden Annahmen ergeben sich schließlich die weiter behandelten Funktionsverläufe in den Bildern 7.42 b) und 7.43 b).

Für die Prognose der effektiven Spannungen werden die Zyklenpakete zur besseren Darstellung des Verfahrens mit größter Amplitude beginnend und folgender absteigender Reihenfolge auf die Kurven in den Bildern 7.42 c) und 7.43 c) angewendet. Da wegen der Übersichtlichkeit nicht für alle Spannungswerte $-\Delta\sigma'_{zz,i}$ eine Kurve ermittelt

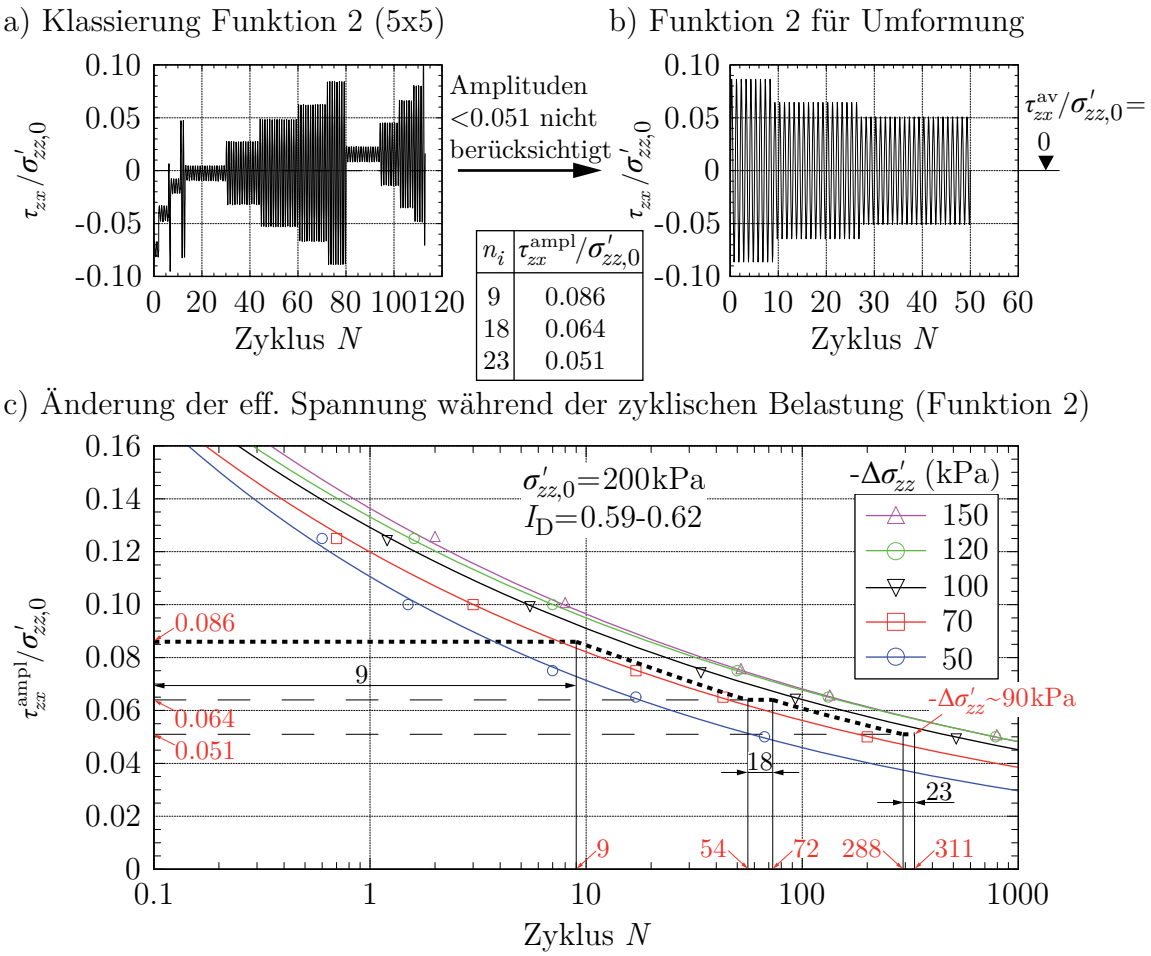


Bild 7.43: Ermittlung der Änderung der effektiven vertikalen Spannung nach irregulärer Belastung (Funktionsverlauf 2) mit Hilfe der Vorgehensweise nach Andersen [1976] mit a) 5×5 – Rainflow-Klassierung (Funktion 2 aus Anhang B.2.3), b) vereinfachter Funktionsverlauf für die Ermittlung (ohne kleine Amplituden) und c) Linien gleicher vertikaler Spannungsänderungen aus volumenkonstanten Einfachscherversuchen (aus Bild 6.23) mit mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand.

wurde, müssen Zwischenwerte bei der Übertragung in ein anderes Spannungsniveau interpoliert werden.

Zum Beispiel: In Bild 7.42 sind im ersten Paket 2 Zyklen auf dem Spannungsniveau $\tau_{zx}^{ampl}/\sigma'_{zz,0} = 0,078$ zu beachten. Nach Auftragen dieses Wertes ergibt sich eine Änderung der vertikalen Spannung von ca. $-\Delta\sigma'_{zz} = 68\,\text{kPa}$. Bei der Überführung auf das nächste Spannungsniveau von $\tau_{zx}^{ampl}/\sigma'_{zz,0} = 0,057$ erhält man eine äquivalente Zyklenzahl von 25. Hier werden wiederum die 5 Zyklen des zweiten Pakets aufaddiert, so dass sich die vertikale Spannungsänderung auf ca. $-\Delta\sigma'_{zz} = 73\,\text{kPa}$ verändert. Nach Umrechnung ins dritte Spannungsniveau von 0,041 ergeben sich 485 Zyklen. Bringt man nun die 13 Zyklen des zugehörigen letzten Pakets auf, kann eine Prognose von schließlich ca. $-\Delta\sigma'_{zz} = 75\,\text{kPa}$ abgegeben werden (nach 498 Zyklen bei einem Spannungsniveau von 0,041). Rechnet man in der umgekehrten, aufsteigenden Reihenfolge der Schubspan-

nungsamplituden, erhält man eine Spannungsänderung von ca. $-\Delta\sigma'_{zz} = 63\,\text{kPa}$ (nach 5 Zyklen bei einem Spannungsniveau von 0,078). Alle Ergebnisse, auch für Funktion 2, sind in Tabelle 7.18 zusammengestellt.

Tabelle 7.18: Ergebnisse der Anwendung der Time-Hardening-Methode für die Ermittlung einer regulären äquivalenten Funktion.

	klass. Funktion 1		klass. Funktion 2	
	absteigend	aufsteigend	absteigend	aufsteigend
$\tau_{zx}^{\text{ampl}}/\sigma'_{zz}$	0,041	0,078	0,051	0,086
n_{eq}	498	5	311	14
$-\Delta\sigma'_{zz}$ (kPa)	≈ 75	≈ 63	≈ 90	≈ 98

Bei einem Vergleich mit dem Verlauf der vertikalen effektiven Spannungsänderung der Originalfunktionen bzw. deren Klassierungen in den Bildern 7.25 und 7.26 zeigen sich enorme Unterschiede. Funktion 1 versagt mit ca. $-\Delta\sigma'_{zz} = 160\,\text{kPa}$. Nach der zuvor beschrieben Vorgehensweise erhält man allerdings, egal ob nach aufsteigender oder absteigender Reihenfolge, nur ca. $-\Delta\sigma'_{zz} = 75$ bzw. $63\,\text{kPa}$. Bei der Wechsellast-Funktion 2 ist es ähnlich. Während der irreguläre Originalverlauf bei $-\Delta\sigma'_{zz} = 200\,\text{kPa}$ verflüssigt und bei der zugehörigen $5 \times 5-$Klassierung ein Wert von ca. $-\Delta\sigma'_{zz} = 130\,\text{kPa}$ erreicht wird, bleibt die Prognose zwischen 90 und 98 kPa weit weg davon.

Die Prognosen der effektiven Spannung für beide irreguläre Funktionen zeigen zu geringe Änderungen an und weichen damit zu stark von den Versuchsergebnissen ab.

Zusammenfassung der Ergebnisse

Die in diesem Kapitel untersuchten Verfahren zur Umwandlung einer irregulären Lastfolge in eine reguläre Funktion mit äquivalentem Ergebnis (Zeitpunkt der Verflüssigung oder Wert für effektiven Spannung) für volumenkonstante Randbedingungen sind in Tabelle 7.19 zusammengetragen. Die Vorgehensweise nach Lee und Chan [1972], die aus der Betriebsfestigkeit übernommen wurde, ist einfach in der Handhabung, zeigt bei den beiden irregulären Funktionen allerdings geringere Zyklenzahlen bis zur Verflüssigung als die Laborversuche. Das muss nicht immer so sein. Aus der Betriebsfestigkeit ist bekannt, dass die Anwendung der linearen Schadensakkumulationshypothese auch zu Prognosen führen kann, die über den tatsächlichen Werten liegen. Das Verfahren kann auf Zustände in situ mit einem Sicherheitsfaktor erweitert werden [Seed u. a., 1975].

Noch einfacher ist die Anwendung des Verfahrens von Sherif u. a. [1978]. Allerdings sind die ermittelten Werte noch konservativer und weit entfernt von den Versuchsergebnissen in den zyklischen Einfachscherversuchen. Außerdem ist dieses Verfahren begrenzt auf

Laborversuche, wobei der erforderliche Exponent α aus Ringscherversuchen ermittelt wurde.

Die Ermittlung einer äquivalenten regulären Funktion über den Effektivwert scheint nicht sinnvoll, da die Ergebnisse den tatsächlichen Verlauf nicht darstellen und weit von den Versuchswerten abweichen.

Green und Terry [2005] berechnen bei ihrem Ansatz die dissipierte Energie einer irregulären Lastfolge und schlagen auf dieser Basis eine äquivalente Funktion vor. Allerdings ist die Berechnung der erforderlichen Hysteresen sehr komplex und scheint daher für die Praxis nicht sehr sinnvoll. Bei der reinen Schwellbelastung zeigten sich unrealistische Ergebnisse.

Für die Anwendung des von Andersen [1976] vorgeschlagenen Verfahrens müssen vorher viele Versuche durchgeführt werden. Mit ausreichender Kenntnis des Bodenverhaltens können die erforderlichen Kurvenscharen auch mit Hilfe eines Akkumulationsansatzes approximiert werden (siehe Time-Hardening Methode bei dränierten Zuständen). In den präsentierten Beispielberechnungen zeigen die Ergebnisse allerdings keine sehr gute Übereinstimmung. Es können zwar äquivalente Funktionen für beide Beispiele ermittelt werden, jedoch zeigen die berechneten Ergebnisse keine Verflüssigung.

Bei der vorgestellten Vorgehensweise werden irreguläre Funktionen äquivalent umgewandelt und mit Versuchsergebnissen zur Validierung der einzelnen Verfahren verglichen. Zur Bewertung der präsentierten Ergebnisse ist für die Anwendung in der Praxis folgendes zu beachten:
Üblicherweise werden bemessungsrelevante irreguläre Beanspruchungszeitfunktionen klassiert und mit einer der Methoden in eine reguläre Funktion umgeformt. Bei Verflüssigungsuntersuchungen wird dieses Ergebnis (äquivalente Zyklenzahl und Belastungsamplitude) nun mit einer Verflüssigungskurve verglichen, um den Nachweis der Tragfähigkeit zu erbringen. Somit wird also die die Einwirkung repräsentierende äquivalente Beanspruchung mit dem Verflüssigungswiderstand des entsprechenden Bodens verglichen. Der Nachweis gilt als erfüllt, sofern die ermittelte äquivalente Zyklenanzahl der Beanspruchung (Einwirkung) größer ist als die zugehörige Zyklenanzahl aus der Verflüssigungskurve (Widerstand). Umgekehrt liegen geringere Zyklenanzahlen auf der unsicheren Seite. Bei diesem Vergleich sollte natürlich noch ein Sicherheitsbeiwert berücksichtigt werden.

Nach dieser Betrachtung sind die Ergebnisse in Tabelle 7.19 folgendermaßen zu beurteilen:
Die ermittelten Werte für Funktion 1 aus den Verfahren von Lee und Chan [1972] und Sherif u. a. [1978] sind zwar sehr nah am Versuchsergebnis, liegen allerdings auf der unsicheren Seite. Dabei muss aber berücksichtigt werden, dass bisher noch kein Sicherheitsbeiwert eingeführt worden ist. Die Amplitude aus der Umformung mit dem Effektivwert ist sehr gering und befindet sich in einem Bereich, wo nicht mit einer Verflüssigung zu rechnen ist. Die berechnete äquivalente Zyklenanzahl für die Einwirkung ist viel zu klein, das Verfahren liegt also auch auf der unsicheren Seite.
Das Ergebnis aus der Umformung nach [Green und Terry, 2005] ist unrealistisch hoch und sehr konservativ.

Tabelle 7.19: Zusammenfassung der Ergebnisse der Umwandlungen der irregulären Funktionen 1 und 2 für volumenkonstante Einfachscherversuche.

	Funktion 1 ($\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 17{,}5\,\mathrm{kPa}$)		Funktion 2 ($\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 0\,\mathrm{kPa}$)	
Umformung	n_{eq}	$\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}$ (kPa)	n_{eq}	$\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}$ (kPa)
Lee und Chan [1972]	28,6	11,3	116,7	12,8
Sherif u. a. [1978]	24,0	11,3	57,0	12,8
	14,8	15,61	36,4	17,27
Green und Terry [2005]	301,9	11,3	94,0	12,8
Effektivwert	162,0	3,97	113,0	8,88
Andersen [1976] (keine Verflüssigung)	498,0	8,2	311,0	10,2
zyklischer Einfachscherversuch $I_{\mathrm{D}} \approx 0,60$	43,0	11,3	135,0	12,8
Verflüssigungskurve (Bild 6.23)	∞	3,97	≈ 2000	8,88

Ein Vergleich mit der Umformung nach [Andersen, 1976] ist nicht möglich, da hier keine Reduktion der effektiven Spannungen auf Verflüssigungsniveau bzw. den Zustand der zyklischen Mobilität ermittelt wurde.

Kapitel 8

Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

Das Verhalten von Strukturen und Materialen bei einer Beanspruchung irregulärer Natur ist sehr komplex und lässt sich meist nicht ohne Weiteres durch einfache Modelle beschreiben. Bei der Einleitung solcher Belastungen in den Baugrund spielen zusätzlich die Randbedingungen eine wesentliche Rolle. Neben der Bodenart und den Dränagebedingungen haben auch die Lagerungsdichte bzw. Konsistenz und der Spannungszustand einen großen Einfluss auf die Reaktion des Bodens.

Für die Anfertigung von Prognosen zur Lebensdauer von Gründungsstrukturen sehen die meisten bekannten Konzepte vor, die wesentlichen regellosen Lastfolgen zu erfassen und möglichst in einfache reguläre Beanspruchungszeitfunktionen umzuformen. Wichtig dabei ist allerdings, dass diese in ihrer Form die gleiche Wirkung wie beispielsweise eine bestimmte Verformung hervorrufen. Eine Lebensdauer-Prognose mit Hilfe dieser schadensäquivalenten Funktionen ist aufgrund der umfangreichen Kenntnisse mit regulären zyklischen Belastungen verlässlich möglich. Die wahrscheinlich einfachste Umformung über die Bildung eines Mittelwertes aller Belastungsspitzen einer Lastfolge ist meist nicht sinnvoll, da durch das nichtlineare Bodenverhalten höhere Beanspruchungen überproportional große Verformungen oder Porenwasserüberdrücke erzeugen und damit das Ziel der äquivalenten Reaktion nicht erfüllt wäre.
Ziel dieser Arbeit ist es, die Vorgehensweise zur Behandlung irregulärer Belastungen zu untersuchen und anhand von Beispielen mit Hilfe von Laborversuchen an einem Sand zu überprüfen.

Zur besseren Handhabung werden die irregulären Beanspruchungszeitfunktion im Allgemeinen zunächst klassiert, wobei gleiche Amplituden, ggf. sortiert nach ihren Mittelwerten, zu Zyklenpaketen zusammengefasst werden. Mit dieser übersichtlicheren Form der Belastung gilt es, eine reguläre, harmonische Funktion zu finden. In der vorliegenden Arbeit wird kurz auf die Klassierung eingegangen und für die Anwendung ein Spitzenwert-Zählverfahren und das Rainflow-Verfahren detailliert vorgestellt. Weiterhin wird die lineare Schadensakkumulationshypothese (Miner-Regel) auf ihre Anwendung in der Bodenmechanik untersucht. Es zeigt sich, dass sich in der Bodenmecha-

nik ähnliche Kurven für definierte Schadenskriterien bei zyklischer Belastung finden lassen wie die bekannten Wöhlerlinien aus den Werkstoffwissenschaften. Das gilt sowohl für dränierte als auch für undränierte Bedingungen. Zum Stand der Forschung werden außerdem die Methoden zur Umwandlung in äquivalente, harmonische Belastungsfunktionen aus der Bodenmechanik und verschiedenen Fachdisziplinen vorgestellt und diskutiert.

Die für die Laboruntersuchungen eingesetzten Triaxial- und Einfachschergeräte, die Einbauprozeduren und die Versuchsdurchführungen werden detailliert erläutert, denn verschiedene Randbedingungen können einen Einfluss auf die Ergebnisse haben. Der untersuchte Boden in dieser Arbeit ist ein Feinsand-Mittelsand aus der Nordsee.

Das mechanische Verhalten des verwendeten Sandes wird unter monotoner und zyklischer regulärer Belastung analysiert. Es können folgende wesentliche Erkenntnisse aus den monotonen Versuchen zusammengefasst werden:

- Bei den monotonen Einfachscherversuchen unter konstanter Auflast zeigt sich für den dicht gelagerten Sand kein typischer Verlauf der Spannungsdehnungskurve. Aufgrund der Versuchsrandbedingungen ist kein ausgeprägtes Maximum mit anschließendem Abfall auf die Restscherfestigkeit zu erkennen.
- Da der Spannungszustand im eingesetzten Einfachschergerät durch Messungen nicht eindeutig ermittelt werden kann, wird die in Cambridge entwickelte Methode von [Cole, 1967] angewendet. Der so festgestellte kritische Reibungswinkel ist mit 32,5° größer als der in Triaxialversuchen bestimmte Winkel in Höhe von 29,3°.
- Die Phasentransformation bei undränierten Triaxialversuchen ist sowohl vom Spannungszustand als auch von der Lagerungsdichte eines Sandes abhängig. Definiert man hingegen den Zustand des maximalen Porenwasserüberdrucks als Kriterium für die Phasentransformation, dann lässt sich unabhängig von Spannungszustand und Lagerungsdichte eine einheitliche Phasentransformationslinie feststellen.

Die zyklischen Versuche in dieser Arbeit beschränken sich auf unidirektionale Beanspruchungen ohne Polarisationswechsel. Aus den Versuchen mit zyklischer regulärer Belastung sind folgende wichtige Ergebnisse zu nennen:

- Die Versuchsgeschwindigkeiten werden an die Geräterandbedingungen angepasst. Eine Serie von Einfachscherversuchen zeigt, dass mit höherer Frequenz die Materialdämpfung und auch die Verdichtung des Sandes abnehmen. In den Triaxialversuchen muss aufgrund der trägen Porenwasserdruckregelung mit einer sehr geringen Versuchsfrequenz gearbeitet werden, um Porenwasserdruckschwankungen bei dränierten Randbedingungen zu vermeiden.
- In dränierten und undränierten bzw. volumenkonstanten Mehrstufenversuchen kann gezeigt werden, dass die Akkumulationsrichtung stark vom Spannungszustand abhängt. Oberhalb des kritischen Spannungszustands lockern sich dichte Sandproben infolge zyklischer Belastung wie bei monotonen Versuchen auf.

- Die Verformungsintensität ist neben dem mittleren Spannungszustand abhängig von der Lagerungsdichte des Sandes und der Belastungsamplitude. Weiterhin kann eine Abhängigkeit von der Probenherstellungsmethode und damit der Kornstruktur festgestellt werden.
- In den zyklischen kraftgesteuerten Einfachscherversuchen unter konstanter Normalspannung zeigt sich, dass die Verformungsakkumulation unabhängig ist von der mittleren Schubspannung τ^{av}.
- Zyklische weggesteuerte Einfachscherversuche unter konstanter Normalspannung mit verschiedenen Sanden haben ergeben, dass die Normalspannung einen Einfluss auf die Akkumulation der Verdichtung hat. Damit müssen die oft zitierten Ergebnisse in [Silver und Seed, 1971a,b] kritisch hinterfragt werden.
- Für die zyklischen Einfachscherversuche mit konstanter Normalspannung wird ein Potenzansatz für die Vorhersage der akkumulierten volumetrischen Verformungen des mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsands entwickelt. Für die Prognose der Verformungen bei den dränierten zyklischen Triaxialversuchen werden die Parameter des HCA-Modells ermittelt.

Nach Kenntnis der Eigenschaften des Untersuchungssandes werden zwei irreguläre Beanspruchungsfunktionen gewählt, um die beschriebenen Verfahren zur äquivalenten Umwandlung zu validieren. Es handelt sich um eine irreguläre Schwelllast- und eine Wechsellastbeanspruchung, die in einer intensiven Analyse anhand der Erkenntnisse aus der Literatur eingeordnet werden. Um die Phänomene einer irregulären Funktion in der Bodenmechanik besser darzustellen, werden bewusst Irregularität, Mittelspannung und Funktionstyp variiert. Aufgrund dieser unterschiedlichen Parameter ist ein direkter Vergleich der Ergebnisse bei der Untersuchung beider Funktionen nur begrenzt möglich.

In den dränierten und volumenkonstanten Laborversuchen mit den irregulären Beanspruchungen zeigen sich folgende Erkenntnisse:

- Erwartungsgemäß zeigen die Ergebnisse der Schwelllast vom Typ *shock type* bei den wenigen großen Belastungsspitzen Verformungs- bzw. Porenwasserdrucksprünge. Die Wechsellast vom Typ *vibration type* mit einem gleichmäßigen Amplitudenspektrum nähert sich hingegen stetig dem maximalen Verformungs- bzw. Porenwasserdruckwert.
- Kleine Belastungsamplituden, die großen folgen, haben nur geringen Einfluss auf die Verformungs- und Porenwasserdruckakkumulation.
- Nach Wiederholung der irregulären Belastungssequenzen bei den dränierten Versuchen zeigt sich ein wesentlich steiferes Materialverhalten, was sich in einer geringeren Akkumulation der Verformung niederschlägt.

Voraussetzung für die Anwendung der Klassiermethoden und einiger Verfahren zur äquivalenten Umformung ist die Gültigkeit der Miner-Regel. Bereits bei der Klassierung der Funktionen geht die Information über die Reihenfolge einzelner Beanspruchungen verloren. Zur Validierung dieser Annahme in der Bodenmechanik wird eine umfangrei-

che Serie mit dränierten Versuchen im zyklischen Einfachscher- und Triaxialgerät zum Reihenfolgeeinfluss durchgeführt. Hierzu wird die Anordnung von mehreren Zyklenpaketen, die sich durch verschiedene Mittelspannungen und Amplituden unterscheiden, variiert. Die wesentlichen Erkenntnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Zyklenpakete mit großen Belastungsamplituden erzeugen eine große Verformungsakkumulation. Folgen darauf geringere Beanspruchungen, resultieren kaum noch zusätzliche Verformungen.
- Werden die Zyklenpakete nach der ansteigenden Belastungsamplitude angeordnet, ist der Einfluss der zyklischen Vorbelastung deutlich. Beim Vergleich eines Zyklenpakets mit großer Beanspruchung, das zu Beginn und zum Ende einer Sequenz steht, zeigt sich bei der Vorbelastung eine wesentlich geringere Verformungsakkumulation.
- Die bei konstantem mittleren Spannungsniveau der Zyklenpakete resultierenden Verformungsergebnisse zeigen nur geringe Abweichungen. Die Reihenfolge kann vernachlässigt werden.
- Bei großen Änderungen des mittleren Spannungsniveaus der Zyklenpakete weichen die resultierenden Verformungen nach Ablauf der Sequenzen stärker voneinander ab. Die Miner-Regel ist nicht mehr anwendbar. Bei kleinen Abweichungen im mittleren Spannungsniveau fallen die Unterschiede der Verformungsresultate hingegen moderat aus.
- Nachrechnungen der Versuchssequenzen mit dem HCA-Modell zeigen eine relativ gute Übereinstimmung in der resultierenden Verformung, sofern das Mittelspannungsniveau der einzelnen Zyklenpakete konstant ist. Bei Variation der Mittelspannung hingegen ergeben sich größere Unterschiede.

Eine zyklische Belastung bei behinderter Entwässerung ist wesentlich komplexer, da sich mit der Erhöhung des Porenwasserdrucks auch innerhalb der einzelnen Zyklenpakete die effektive Spannung und damit auch die Reaktion des Bodens ändern. Dieses Verhalten wird in einigen undränierten bzw. volumenkonstanten Versuchen herausgestellt. Der Einfluss der Reihenfolge unter diesen Bedingungen ist wesentlich größer, da beispielsweise nach einer größeren Spannungsamplitude gleich zu Beginn einer Lastfolge ein viel geringeres effektives Spannungsniveau vorherrscht. Nachfolgende Spannungsamplituden führen daher zu größeren Verformungen als wenn eine Lastfolge mit großen Beanspruchungen am Ende untersucht wird. Außerdem besteht bei Belastungsspitzen immer die Gefahr des plötzlichen Versagens, was einen Vergleich schwierig macht.

Schließlich werden die beiden festgelegten irregulären Lastfolgen mit einigen der zu Beginn vorgestellten Verfahren in reguläre zyklische Beanspruchungen umgewandelt und miteinander verglichen. Für die Dehnungs-Superposition unter dränierten Bedingungen eignen sich einige Verfahren recht gut. Ein Vergleich der Verformungsergebnisse der Original-Funktionen, der Klassierungen und der umgewandelten äquivalenten Funktionen zeigt gute Übereinstimmungen, insbesondere bei der Wechselbeanspruchung. Die Time-Hardening-Methode liefert gute Ergebnisse, da hier das Materialverhalten und die zyklische Vorbelastung berücksichtigt werden. Die Strain-Hardening-Methode eig-

net sich nicht zur Umformung, denn die Vorbelastung wird nicht berücksichtigt und die so ermittelte reguläre Funktion ist nicht äquivalent. Das in der EA-Pfähle vorgestellte Verfahren liefert bei Umrechnung auf die größte Belastung gute Ergebnisse. Eine Umrechnung auf geringere Belastungen führt zu größeren Abweichungen.

Die Anwendung einiger Verfahren auf volumenkonstante Bedingungen zeigt hingegen ein größeres Spektrum an Resultaten. Durch das stetig ändernde effektive Spannungsniveau ist eine erfolgreiche äquivalente Umwandlung wesentlich schwieriger. Die umgeformten äquivalenten regulären Funktionen nach dem Verfahren von [Green und Terry, 2005], über den Effektivwert und der Time-Hardening-Methode nach [Andersen, 1976] zeigen sehr große Unterschiede. Die Anwendung der linearen Schadensakkumulationshypothese im Verfahren von [Lee und Chan, 1972] und das Verfahren von [Sherif u. a., 1978] liefert hingegen realistische Ergebnisse, die nah an den Versuchsergebnissen liegen. Mit Berücksichtigung eines Sicherheitsbeiwertes können diese Verfahren für die Anwendung empfohlen werden. Allerdings erfordert die Umwandlung von irregulären Funktionen im Rahmen von Verflüssigungsuntersuchungen Erfahrung auf diesem Gebiet, da sowohl eine sehr konservative Lösung, als auch eine Bewertung auf der unsicheren Seite möglich sind.

Abschließend wird darauf hingewiesen, dass für die Anwendung der Verfahren zur Umformung in äquivalente Funktionen das Materialverhalten hinreichend bekannt sein muss. Dies erfordert umfangreiche Untersuchungen des Bodens, z.B. durch Versuchsreihen zur Ermittlung des Verflüssigungs- oder Verformungsverhaltens.

8.2 Ausblick

Die Untersuchungen zu irregulären Belastungen in dieser Arbeit wurden ausschließlich an einem mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand durchgeführt. Eine Überprüfung für andere Lagerungsdichten und auch andere Böden gibt mehr Aufschluss über das allgemeine Verhalten und erweitert die hier gewonnenen Erfahrungen.

Die Ergebnisse aus den beiden untersuchten irregulären Funktionen sind aufgrund der verschiedenen Parameter nicht direkt vergleichbar. Aufbauend auf der in dieser Arbeit vorgestellten Phänomenologie werden weitere Untersuchungen im Rahmen einer Parameterstudie empfohlen, in der nur einzelne Variationen im Funktionsverlauf vorgenommen werden. So lassen sich der Einfluss der Irregularität, der Mittelspannung und des Versuchstyps vergleichen und Abhängigkeiten ermitteln.

Aufbauend auf den gewonnenen Erfahrungen dieser Arbeit ist die Verbesserung eines vorhandenen oder die Entwicklung eines eigenständigen Verfahrens zur Umformung in äquivalente Funktionen möglich. Ein ganzheitlicher Akkumulationsansatz zur Erfassung irregulärer Lastfolgen wie das HCA-Modell ist ideal. Hierfür sind allerdings noch weitere Anstrengungen erforderlich, da in den vorgestellten Simulationen zu große Abweichungen resultieren.

Weiterhin wurden alle irregulären Belastungsfunktionen in dieser Studie unidirektional ohne Polarisationswechsel aufgebracht. Da viele praktische Problemstellungen oft

durch eine Beanspruchung aus veränderlichen Richtungen gekennzeichnet sind, ist eine Erweiterung dieser Studie auf mehrdirektionale Versuche bzw. unidirektionale Tests mit Polarisationswechsel sinnvoll.

Wie sich in den Untersuchungen dieser Arbeit gezeigt hat, ist der Reihenfolgeeinfluss verschiedener Lastamplituden unter bestimmten Bedingungen nicht vernachlässigbar. Insbesondere bei bedingter Entwässerung von wassergesättigten Böden ist die Anordnung der maximalen Beanspruchungen in einer Lastfolge entscheidend. Eine Ausweitung der hier unter dränierten Bedingungen geführten Versuchsserie auf undränierte Zustände ist wünschenswert und lässt eine bessere Bewertung der vorgestellten Verfahren zur Umwandlung irregulärer Funktionen unter diesen Gegebenheiten zu.

In der Literatur sind bereits einige Anwendungsbeispiele zur Behandlung irregulärer Beanspruchungsfunktionen beschrieben. Ein Vergleich der hier gewonnenen Erkenntnisse aus Laborversuchen mit der Anwendung an einem praktischen Beispiel wie beispielsweise einem zyklisch belasteten Pfahl oder einer Flachgründung einer Offshore-Windkraftenergieanlage sind die nächsten Schritte zur Überprüfung der vorgestellten Vorgehensweisen. Da die Problemstellungen in situ meist mit einer Teilentwässerung des Bodens im Betrachtungsbereich verbunden sind, sollten die bestehenden Methoden auf diese Bedingungen untersucht werden. Dies kann auch zusammen mit Laborversuchen erfolgen.

Der Vergleich der eigenen Ergebnisse zyklischer regulärer Belastung mit denen aus ausgewählten Veröffentlichungen zeigt teilweise eine Diskrepanz, insbesondere bei den Einfachscherversuchen. Es wird empfohlen, diesem Unterschied in einer weiteren Parameterstudie durch intensive Analyse des Versuchsgeräts und des Materials nachzugehen.

ANHANG

Anhang A

Versuchsauswertung

A.1 Allgemeines

Die Auswertung der zyklischen Triaxial- und Einfachscherversuche ist aufgrund der anfallenden Datenmengen sehr aufwendig. Um die zeitintensive Analyse der vielen Versuche effektiver zu gestalten und auch mögliche Fehler zu minimieren, wurden im Vorfeld zwei rechnergestützte Routinen entworfen, die es ermöglichen, die Versuche ganzheitlich zu bearbeiten. Im Folgenden wird das Programm für Triaxialversuche vorgestellt, das im Rahmen einer Studienarbeit von Bergmann [2012] entwickelt wurde. Für die Einfachscherversuche hat Westphal [2012] eine Software mit ähnlichem Ablauf erarbeitet. Beide Programme wurden mit dem Programmsystem MATLAB erstellt.

A.2 Auswertprogramm für Triaxialversuche

Die Funktionsweise des Programms ist in Bild A.1 durch ein Flussdiagramm dargestellt. Im Wesentlichen wird für die Bearbeitung und Berechnung der Werte in drei Bereiche unterschieden.

Bereich I umfasst die Einleseprozedur, die Bearbeitung der Daten und Eingabe der versuchsspezifischen Kennwerte. In den Versuchen werden die Werte aller Zyklen aufgezeichnet, was bei teilweise bis zu 100 Datenpunkten je Zyklus und 100.000 Zyklen eine große Menge ausmacht. Hier können bereits beim Einlesen die interessanten Abschnitte der Versuche gefiltert werden. Die Laborgeräte der verschiedenen Hersteller liefern unterschiedliche Datenstrukturen, was bei der Erstellung des Programms auch berücksichtigt wurde. Teilweise müssen Rohdaten in Form von elektrischen Spannungswerten durch einzugebende Kalibrierfaktoren und Offsets der Aufnehmer erst in physikalische Einheiten umgerechnet werden.
Weiterhin ist es möglich, Diskontinuitäten, wie beispielsweise einen Sprung in der Volumenmessung durch Veränderung des Bürettenstandes während des Tests, aufzuspüren. Der Sprung kann im Programm ausgeschnitten und bei den nachfolgenden Daten durch eine Korrektur berücksichtigt werden. Ein Wechsel vom lokalen auf das globale axia-

le Wegmesssystem aufgrund Erreichens des maximalen Messbereiches ist auch ohne weiteres möglich. Müssen mehrere Dateien aus einem Versuch zusammengefügt oder Bereiche ausgeschnitten werden, kann auch dies in diesem Bereich des Programms durchgeführt werden. Versuchsspezifische Daten wie z.B. Trockenmasse, minimale und maximale Porenzahlen, Korndichte und Abmessungen nach der Konsolidierung werden eingegeben und in einer separaten Datei abgespeichert (in Bild A.1: *Konstanten*). Schließlich sollen die Rohdaten am Ende der Bearbeitung so bereinigt bzw. bekannt sein, dass eine direkte Auswertung in Bereich II erfolgen kann. Eine Sicherung dieser korrigierten *Rohdaten* ist selbstverständlich möglich.

In Bereich II erfolgt im Wesentlichen die Berechnung der resultierenden Zustandsgrößen wie z.B. Porenzahl, Spannungen und Dehnungen über einen gesamten Versuch. Hierzu können für die Ermittlung der vertikalen Spannung verschiedene Einflüsse berücksichtigt werden. Die Masse des Probenkopfes, der Einfluss der Membran sowie verschiedene Ansätze für die Flächenkorrektur während des Versuchs (zylindrisch, parabolisch, experimentell) nach [Germaine und Ladd, 1988] finden bei Bedarf Berücksichtigung. Die berechneten Werte werden unter *lokale Daten* zusammengefasst. Durch eine automatische Zyklenanalyse ist es möglich, diese auch einem entsprechenden Zyklus zuzuordnen. Diese Prozedur kann entweder voll automatisch oder manuell durch Eingabe bestimmter Zeitabschnitte erfolgen. Der Kontrollparameter für die Analyse kann frei gewählt werden (bei kraftgesteuerten Versuchen: vertikale Kraft bzw. Spannung).

Nachdem die Zustandsgrößen bekannt sind und die Zyklenanalyse durchgeführt wurde, können auch die zyklischen Steifigkeiten und die hysteretische Dämpfung in Bereich III ermittelt werden. Diese sind mit den minimalen, maximalen und mittleren Dehnungs- und Spannungswerten je Zyklus in *globale Daten* zusammengefasst (Bild A.1). Insbesondere für die Berechnung der hysteretischen Dämpfung wurde ein spezieller Algorithmus entwickelt, der die Flächen nach Gleichung 2.17 je Zyklus verlässlich erfasst [Bergmann, 2012]. Für alle Berechnungen wurden sehr effiziente Algorithmen und spezielle flexible Datenspeicherstrukturen verwendet, so dass selbst bei großen Datenmengen kaum spürbare Rechenzeiten erforderlich sind. Dafür sollte ein Computer mit einer guten Rechenkapazität und einem größeren Arbeitsspeicher eingesetzt werden.

Die Daten (*Rohdaten*, *lokale Daten* oder *globale Daten*) können in einem separaten Programmfenster jederzeit vollständig oder in bestimmten frei wählbaren Ausschnitten visuell in Form eines Diagramms dargestellt werden. Die Zuordnung der Achsen ist frei und kann mit allen verfügbaren Werten erfolgen. Zum Vergleich ist auch die Darstellung mehrerer Kurven in einem Bild möglich. Die Erstellung eines Bildes kann außerdem direkt aus dem Programm erfolgen und wird in den Formaten *.eps und *.pdf abgespeichert. Zur Veranschaulichung ist ein Bildschirmdruck mit dem Programmfenster in Bild A.2 zu sehen.

Schließlich müssen die Daten für die weitere Verwendung exportiert werden. Hierfür steht eine Funktion zur Verfügung, die es ermöglicht, frei wählbare Daten in Abschnitten beispielsweise nur für bestimmte Zyklen abzuspeichern (Bild A.3). Somit lässt sich die Datenmenge je nach Bedarf auf einen bestimmten Auszug reduzieren und kann variabel gestaltet werden. D.h. benötigt man nur die minimalen, maximalen und mittleren axialen Dehnungen der Zyklen 1 bis 100, können diese in einer separaten Datei

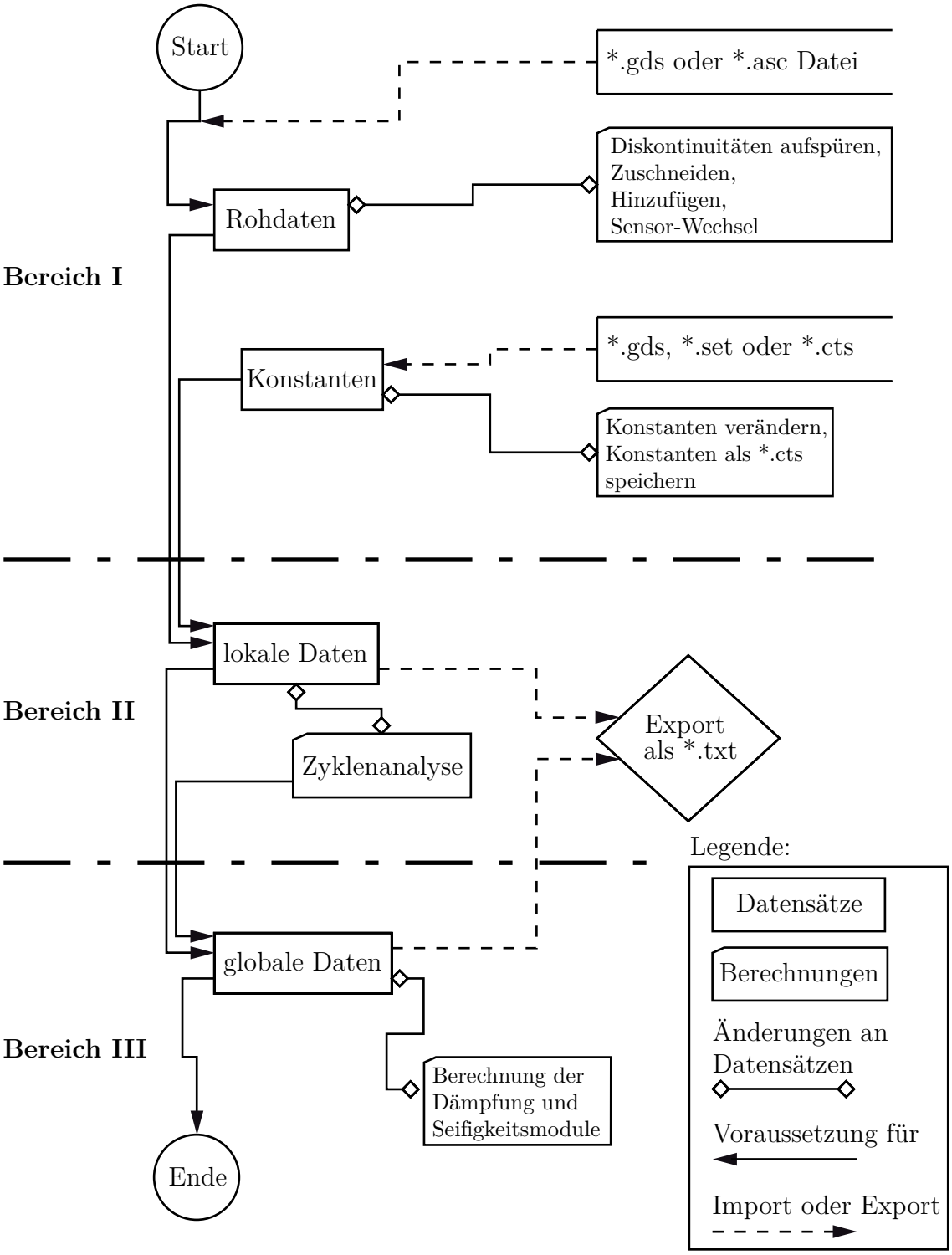


Bild A.1: Programmflussdiagramm für ein Auswertprogramm von monotonen und zyklischen Triaxialversuchen; nach [Bergmann, 2012].

im Format *.txt gesichert werden. Diese Verfahrensweise hat sich als sehr wertvoll und praktisch bei der Auswertung zahlreicher Versuche herausgestellt.

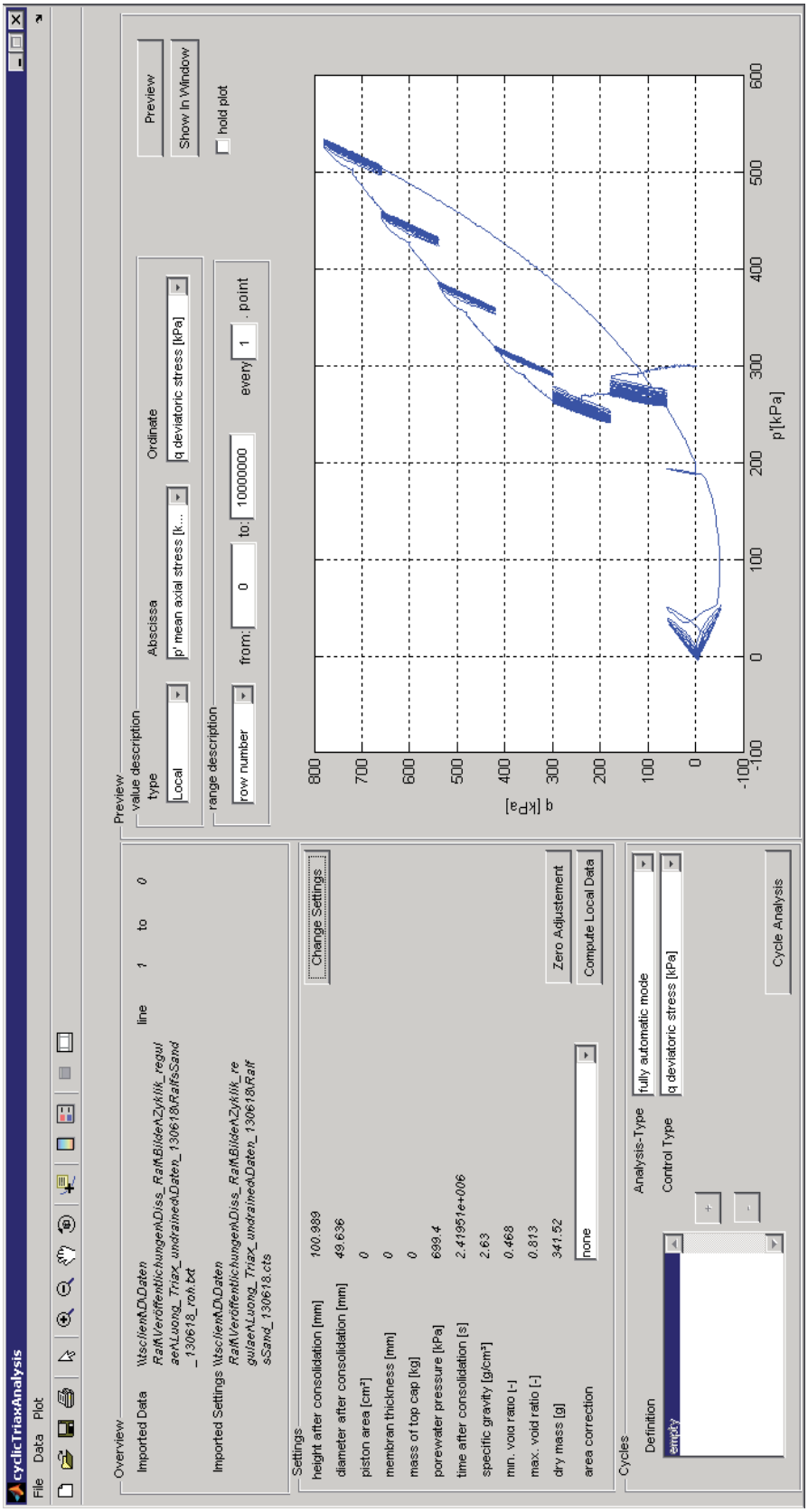


Bild A.2: Bildschirmdruck vom Auswertprogramm für Triaxialversuche mit Beispiel des Mehrstufenversuchs in Bild 6.16.

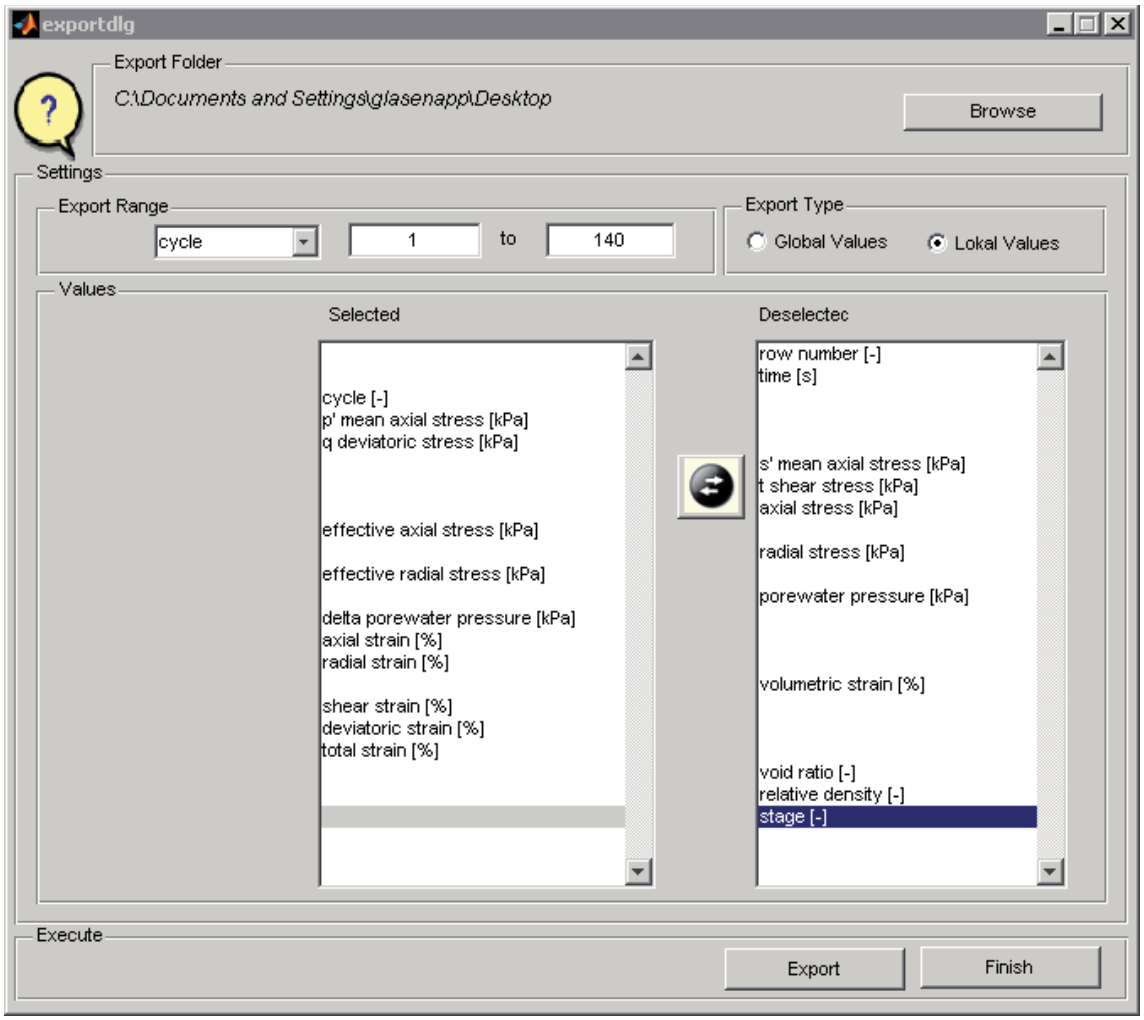


Bild A.3: Bildschirmdruck der Exportfunktion vom Auswertprogramm für Triaxialversuche.

Anhang B

Klassierung der untersuchten Funktionen

Im Folgenden werden die Klassierungen der beiden Funktionen nach den in Kapitel 3.3 vorgestellten Zählverfahren beschrieben. Es werden die normierten Funktionen 1 und 2 aus Kapitel 7.1 verwendet.

B.1 Mean-crossing peak counting

Das Zählverfahren *Mean-crossing-peak-counting* (Spitzenwertzähl-Verfahren siehe Kapitel 3.3.1) wird für die Verflüssigungsuntersuchungen im Einfachschergerät eingesetzt. Seed u. a. [1975] schlagen dieses Verfahren für die Klassierung von Erdbeben-Lastfolgen vor, um diese dann in harmonische Belastungszeitfunktionen mit gleicher Wirkung umzuwandeln. Die Autoren gehen dabei davon aus, dass die Ausschläge ober- und unterhalb des festgelegten Bezugsniveaus in einem Bereich von 30 % der maximalen Amplitude keinen Einfluss auf das Verflüssigungsverhalten haben und lassen diese Ereignisse bei der Zählung unbeachtet.

B.1.1 Funktion 1 - Schwelllast

Um einen sinnvollen Wert für die Verflüssigungsuntersuchung zu erhalten, wird die normierte Funktion 1 mit dem Faktor 32,5 kPa multipliziert. Die untersuchte Probe verflüssigt erst nach mehr als einem Durchlauf der Funktion bei 733 s im Einfachschergerät (Bild 7.3). Dabei wurde der Feinsand-Mittelsand mit einer relativen Lagerungsdichte von ca. $I_\mathrm{D} = 0,60$ eingebaut und mit einer Spannung $\sigma'_{zz,0} = 200\,\mathrm{kPa}$ konsolidiert. Für die Zählung wird der Funktionsverlauf bis zu diesem Zeitpunkt der Verflüssigung verwendet (Bild B.1).

Das Bezugsniveau wird vereinfachend aus dem arithmetischen Mittel aller Spitzenwerte der Funktion zu $\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 17{,}5\,\mathrm{kPa}$ ermittelt. Der größte Ausschlag bezogen auf diesen Wert beträgt $\tau_{zx}^{\mathrm{max}} = 17{,}34\,\mathrm{kPa}$. Damit kann der Bereich, der bei der Zählung nicht

berücksichtigt wird, auf $30\,\% \cdot 17{,}34\,\mathrm{kPa} = 5{,}2\,\mathrm{kPa}$ festgelegt werden. In Bild B.1 sind die gezählten Spitzenwerte nach dem beschriebenen Verfahren in Kapitel 3.3.1 markiert und in Tabelle B.1 zusammengefasst. Hierbei werden die Bereiche ober- und unterhalb des Bezugsniveaus separat gezählt.

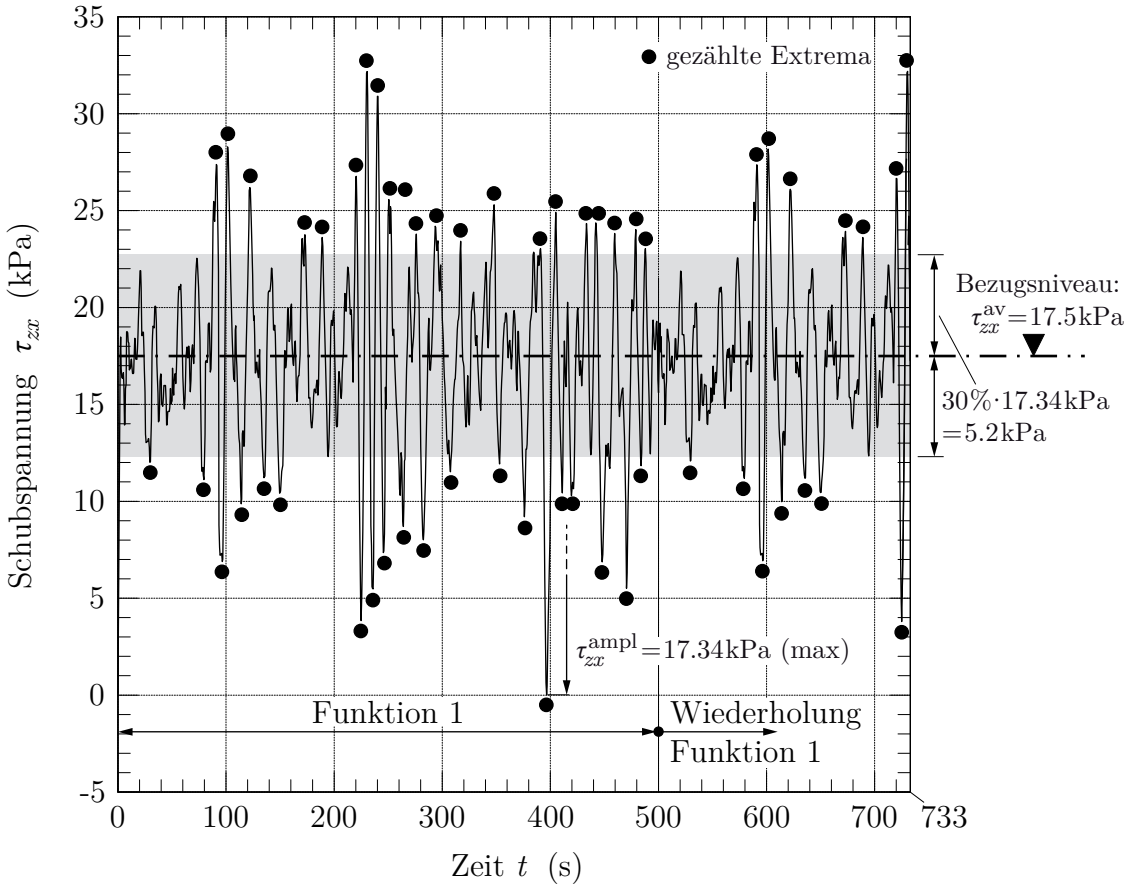


Bild B.1: Anwendung der Zählmethode *mean-crossing peak counting* bei Funktion 1 bis zur Verflüssigung nach Bild 7.3 auf Basis der Ergebnisse eines volumenkonstanten Einfachscherversuchs mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand, einer Konsolidierungsspannung von $\sigma'_{zz,0} = 200\,\mathrm{kPa}$ und dem Faktor $\tau_{zx} = 32{,}5\,\mathrm{kPa}$. Werte unter $30\,\% \cdot \tau_{zx}^{\max}$ nach Seed u. a. [1975] nicht berücksichtigt.

B.1.2 Funktion 2 - Wechsellast

Die normierte Funktion 2 wird mit dem Faktor 20 kPa beaufschlagt und unter volumenkonstanten Bedingungen im Einfachschergerät getestet. Wie bei Funktion 1 wird der Feinsand-Mittelsand in der Lagerungsdichte $I_\mathrm{D} \approx 0,60$ eingebaut und auf $\sigma'_{zz,0} = 200\,\mathrm{kPa}$ konsolidiert. Die Verflüssigung setzte am Ende des 2. Durchlaufs nach 981 s ein (Bild 7.4).

Als Bezugsniveau wird der Nulldurchgang $\tau_{zx}^{\mathrm{av}} = 0$ festgelegt. Damit ergibt sich der größte Ausschlag bezogen auf diesen Wert in Höhe von $\tau_{zx}^{\max} = 19{,}75\,\mathrm{kPa}$ (Bild B.2).

Tabelle B.1: Zusammenfassung der Zählung von Funktion 1 aus Bild B.1 nach der Methode *mean-crossing peak counting* (alle Werte in kPa); aus [Nycz und Rempel, 2014].

oberhalb Bezugsniveau				unterhalb Bezugsniveau			
Anz.	τ_{zx}	$\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = \tau_{zx} - \tau_{zx}^{\mathrm{av}}$	$\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}/\tau_{zx}^{\mathrm{max}}$	Anz.	τ_{zx}	$\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = \tau_{zx} - \tau_{zx}^{\mathrm{av}}$	$\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}/\tau_{zx}^{\mathrm{max}}$
2	32,17	14,67	0,846	1	0,16	-17,34	1,0
1	30,89	13,39	0,772	2	3,84	-13,66	0,788
2	28,29	10,79	0,622	1	5,48	-12,02	0,693
2	27,38	9,88	0,570	1	5,51	-11,99	0,691
2	26,77	9,27	0,535	2	6,87	-10,63	0,613
2	26,19	8,69	0,501	1	6,93	-10,57	0,609
1	25,57	8,07	0,465	1	7,36	-10,14	0,585
1	25,30	7,80	0,450	1	8,01	-9,49	0,547
1	24,91	7,41	0,427	1	8,70	-8,80	0,508
1	24,36	6,86	0,396	1	9,20	-8,30	0,479
1	24,33	6,83	0,394	2	9,87	-7,63	0,440
1	24,19	6,69	0,386	1	10,29	-7,21	0,416
1	24,02	6,52	0,376	2	10,42	-7,08	0,408
1	23,93	6,43	0,371	1	10,45	-7,05	0,407
1	23,82	6,32	0,364	2	11,12	-6,38	0,368
1	23,79	6,29	0,363	2	11,18	-6,32	0,364
2	23,62	6,12	0,353	1	11,53	-5,97	0,345
2	23,55	6,05	0,349	1	11,84	-5,66	0,326
2	23,04	5,54	0,320	2	11,93	-5,57	0,321
				1	12,07	-5,43	0,313

Die nicht berücksichtigten Amplituden im Bereich $30\,\% \cdot 19{,}75\,\mathrm{kPa} = 5{,}9\,\mathrm{kPa}$ sind in der Darstellung grau markiert. Die sich ergebenden Spitzenwerte werden wie bei der Funktion 1 in Tabelle B.2 zusammengefasst, wobei die Wiederholungen des 2. Durchlaufs entsprechend wieder doppelt berücksichtigt werden.

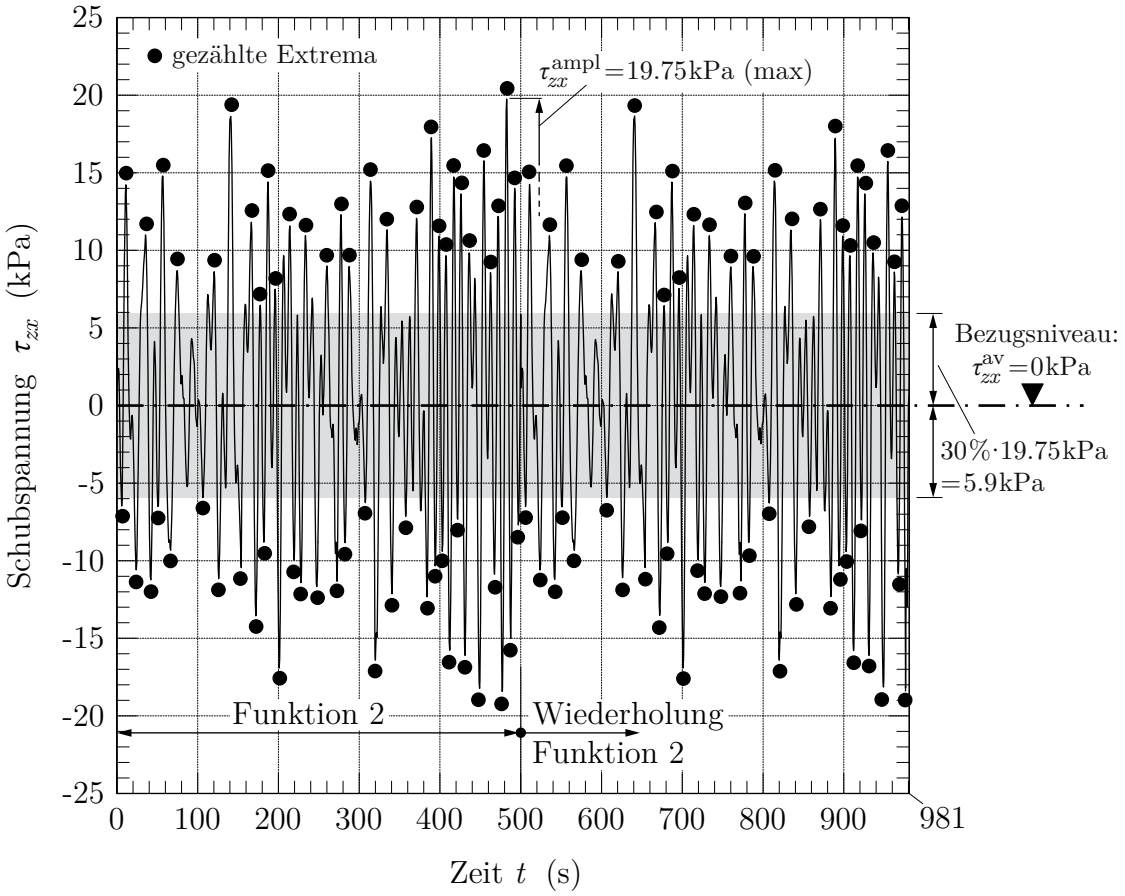


Bild B.2: Anwendung der Zählmethode *mean-crossing peak counting* bei Funktion 2 bis zur Verflüssigung nach Bild 7.4 auf Basis der Ergebnisse eines volumenkonstanten Einfachscherversuchs mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand, einer Konsolidierungsspannung von $\sigma'_{zz,0} = 200\,\mathrm{kPa}$ und dem Faktor $\tau_{zx} = 20\,\mathrm{kPa}$. Werte unter $30\,\% \cdot \tau_{zx}^{\max}$ nach Seed u. a. [1975] nicht berücksichtigt.

Tabelle B.2: Zusammenfassung der Zählung von Funktion 2 aus Bild B.2 nach der Methode *mean-crossing peak counting* (alle Werte in kPa); aus [Nycz und Rempel, 2014].

oberhalb Bezugsniveau			unterhalb Bezugsniveau		
Anz.	τ_{zx}	$\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}/\tau_{zx}^{\mathrm{max}}$	Anz.	τ_{zx}	$\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}}/\tau_{zx}^{\mathrm{max}}$
1	19,75	1,0	2	-18,43	0,933
2	18,66	0,945	2	-18,22	0,922
2	17,25	0,873	2	-16,91	0,856
2	15,77	0,798	2	-16,41	0,831
2	14,79	0,749	2	-16,10	0,815
2	14,73	0,745	2	-15,79	0,799
2	14,46	0,732	1	-15,01	0,760
2	14,41	0,730	2	-13,55	0,686
2	14,26	0,722	2	-12,32	0,624
1	13,99	0,708	2	-12,13	0,614
2	13,63	0,690	2	-11,66	0,590
2	12,35	0,625	2	-11,41	0,578
2	12,20	0,617	2	-11,32	0,573
2	12,07	0,611	2	-11,23	0,568
2	11,81	0,598	2	-11,15	0,564
2	11,60	0,587	2	-10,87	0,550
2	11,32	0,573	2	-10,60	0,537
2	10,99	0,557	2	-10,45	0,529
2	10,95	0,554	2	-10,34	0,523
2	10,92	0,553	2	-9,96	0,504
2	9,84	0,498	2	-9,42	0,477
2	9,65	0,489	2	-9,34	0,473
2	8,99	0,455	2	-8,82	0,447
2	8,95	0,453	2	-8,81	0,446
2	8,70	0,440	1	-7,70	0,390
2	8,62	0,436	2	-7,37	0,373
2	8,60	0,436	2	-7,15	0,362
2	7,54	0,382	2	-6,53	0,330
2	6,46	0,327	2	-6,51	0,330
			2	-6,28	0,318
			2	-5,93	0,300

B.2 Rainflow-Verfahren

Die Klassierung einer irregulären Funktion mit dem Rainflow-Verfahren kann bei großer Ungleichförmigkeit der Beanspruchungsfolge in einer relativ großen Ergebnismatrix resultieren, in der die Ereignisse nach ihrer Amplitude und Mittelspannung einsortiert sind. Für die Untersuchungen in dieser Arbeit werden die Ergebnisse jeweils in drei verschiedenen Matrizen mit den Dimensionen 2×2, 3×3 und 5×5 abgespeichert, so dass die weitere Bearbeitung noch übersichtlich bleibt.

Für die Berechnung wird der Algorithmus von [Nieslony, 2003] im Programmcode von MATLAB verwendet. Dieses Verfahren setzt die Anforderungen im [ASTM E1049–85] um, was vor der Anwendung intensiv getestet und überprüft wurde, z.B. in [Heene, 2011].

Nachdem die Anzahl der Halb- und Vollzyklen mit den zugehörigen Amplituden und Mittelwerten der beiden Funktionen durch das Programm ermittelt wurden und in der Ergebnismatrix abgelegt sind, werden die Felder nach dem gewünschten Detaillierungsgrad zugeteilt und jeweils zu einem Wert zusammengefasst. Diese Vorgehensweise ist zur besseren Veranschaulichung in Bild B.3 illustriert. Hierbei werden die Mittelwerte und Amplituden der neuen Matrix mit dem gewichteten arithmetischen Mittel der betroffenen Felder der Rainflow-Matrix berechnet und die neuen Felder mit der Summe der jeweiligen Halb- und Vollzyklen belegt. Sicher ist, dass, nachdem die Zählung bereits Ungenauigkeiten gegenüber der ursprünglichen irregulären Lastfolge hat, diese Information durch die beschriebene Umformung noch weiter verwischt wird. Allerdings muss wegen der großen Ergebnismatrizen aus der Rainflow-Zählung eine Vereinfachung durchgeführt werden, die eine handhabbare Weiterbearbeitung möglich macht und das Ergebnis trotzdem noch angemessen darstellt. Durch die Gewichtung der Zyklenanzahlen bezogen auf die Mittelwerte und Amplituden ist dies nach eigener Meinung hinreichend erfüllt.

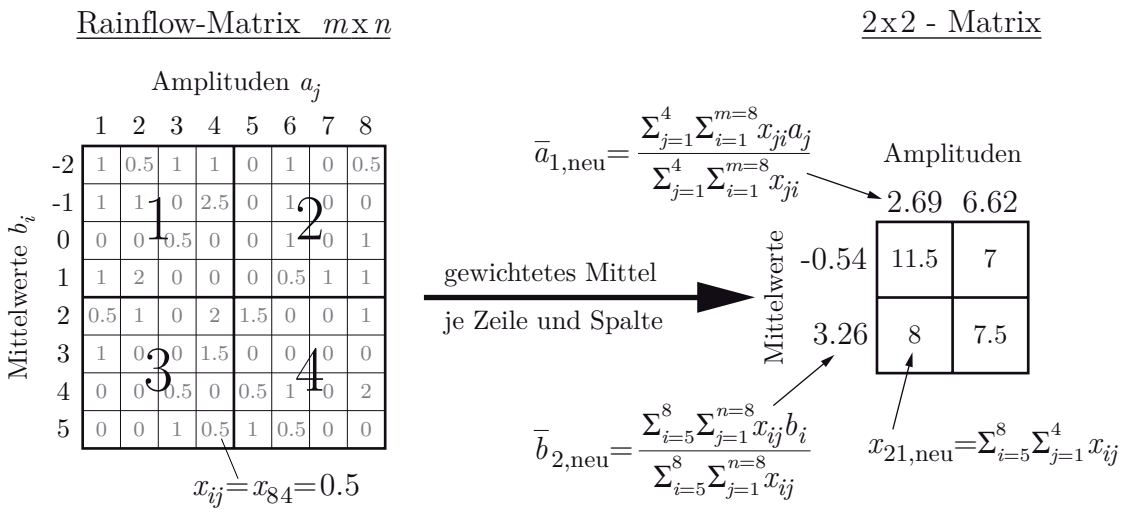


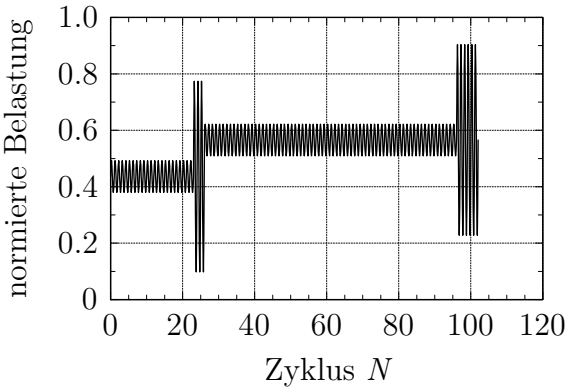
Bild B.3: Prinzip der Umwandlung am Beispiel einer Rainflow-Matrix 8×8 in eine $2 \times 2-$Matrix.

B.2.1 Funktion 1 - Schwelllast

Die Rainflow-Zählung der Funktion 1 ergibt 112 Felder. Wie beschrieben wird dies auf drei verschiedene Matrizen zur weiteren Untersuchung umgeformt. Die Ergebnisse sind in Bild B.4 zusammengefasst. Die Felder mit halben Zyklen werden für die weiteren Anwendungen auf volle aufgerundet.

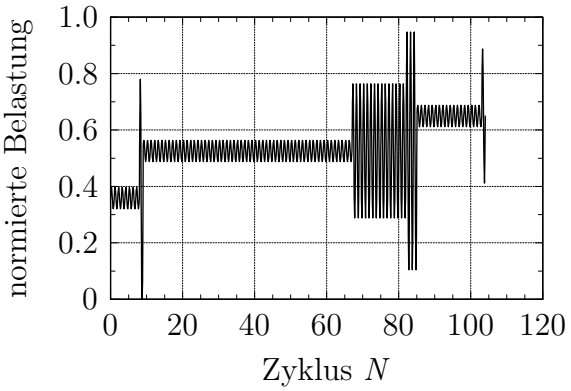
a) 2x2 Ergebnis-Matrix

Mittelwert \ Amplitude	0.056	0.338
0.436	22.5	3
0.566	70	6



b) 3x3 Ergebnis-Matrix

Mittelwert \ Amplitude	0.038	0.238	0.421
0.358	8	0	0.5
0.526	57.5	14.5	2.5
0.649	18	0.5	0



c) 5x5 Ergebnis-Matrix

Mittelwert \ Amplitude	0.024	0.157	0.254	0.359	0.475
0.224	1	0	0	0	0
0.379	8	0	0	0.5	0
0.511	36.5	6	7	1.5	0.5
0.585	24.5	6	2.5	1	0.5
0.716	6	0	0	0	0

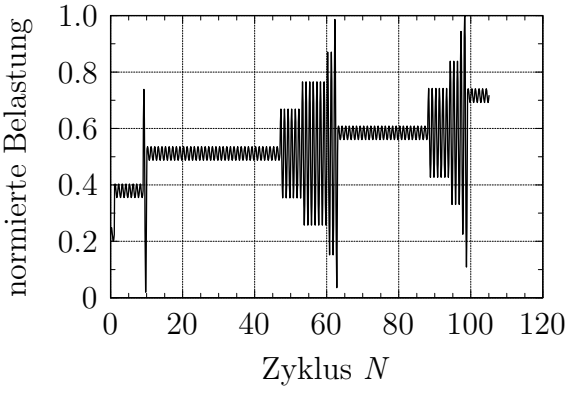


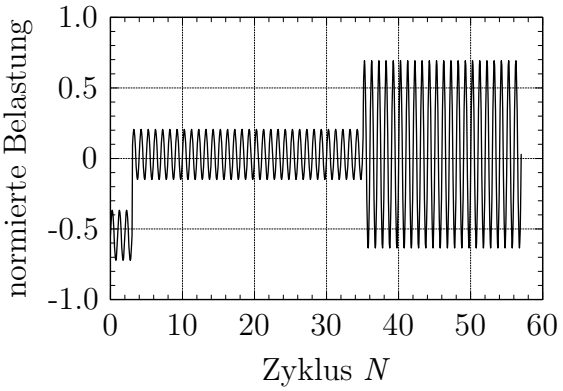
Bild B.4: Ergebnisse der Umformung der Rainflow-Zählung von Funktion 1 in a) $2\times2-$ Matrix, b) $3\times3-$Matrix und c) $5\times5-$Matrix; aus [Wunder, 2012].

B.2.2 Funktion 2 - Wechsellast

Die Rainflow-Zählung der Funktion 2 ergibt 62 Felder. Wie auch bei Funktion 1 erfolgt eine Umformung zu drei verschiedenen Matrizen. Die Ergebnisse sind in Bild B.5 zusammengefasst. Auch hier werden die halben Zyklen zu vollen aufgerundet.

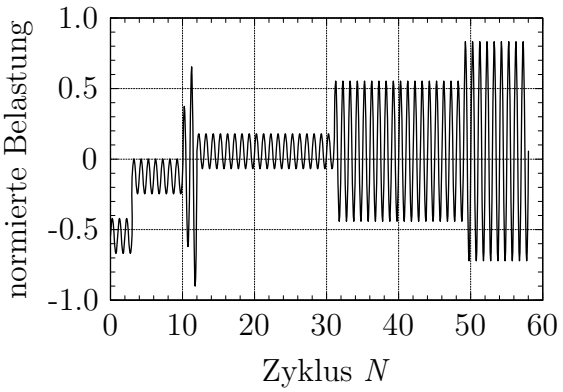
a) 2x2 Ergebnis-Matrix

Mittelwert \ Amplitude	0.178	0.664
-0.544	3	0
0.029	31.5	22



b) 3x3 Ergebnis-Matrix

Mittelwert \ Amplitude	0.124	0.497	0.777
-0.544	3	0	0
-0.123	6.5	1	1
0.056	18.5	17.5	9



c) 5x5 Ergebnis-Matrix

Mittelwert \ Amplitude	0.070	0.300	0.511	0.656	0.871
-0.738	1	0	0	0	0
-0.447	2	0	0	0	0
-0.184	2	0	0	1	0
-0.022	8	7	8	6.5	4
0.152	7.5	4	3	2	0.5

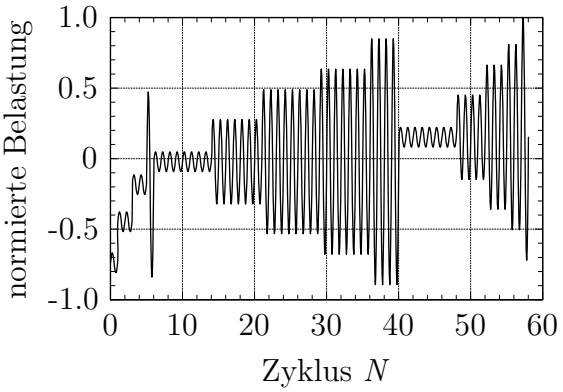


Bild B.5: Ergebnisse der Umformung der Rainflow-Zählung von Funktion 2 in a) 2×2 – Matrix, b) 3×3 – Matrix und c) 5×5 – Matrix; aus [Wunder, 2012].

B.2.3 Rainflow-Klassierung für volumenkonstante Versuche

Die Rainflow-Klassierung erfolgt wie bei der Zählmethode *mean-crossing peak counting* in Anhang B.1, wo beide irregulären Funktionen bis zum Zeitpunkt der Verflüssigung im Einfachschergerät Berücksichtigung finden. Die normierten Funktionen aus Kapitel 7.1 sollen unter den gleichen Bedingungen wie im Anhang B.1 umgeformt werden (Feinsand-Mittelsand, $I_D \approx 0,60$, $\sigma'_{zz,0} = 200\,\text{kPa}$, Faktor $\tau_{zx} = 32{,}5\,\text{kPa}$ für Schwellast und $\tau_{zx} = 20\,\text{kPa}$ für Wechsellast).

Die folgenden Rainflow-Klassierungen werden für die 5×5 – Aufteilung vorgenommen.

Funktion 1
2. Durchgang bis t=733s
Rainflow-Klassierung
5x5 Ergebnis-Matrix

Amplitude τ_{zx}^{ampl} (kPa)

Mittelwert τ_{zx}^{av} (kPa)	0.74	5.22	8.10	11.40	15.61
7.28	2	0	0	0	0
12.42	11	0	0	0	0
16.66	64.5	9.5	7	3.5	1
19.05	38	7.5	4.5	1	0.5
23.62	8	0	0.5	0	0

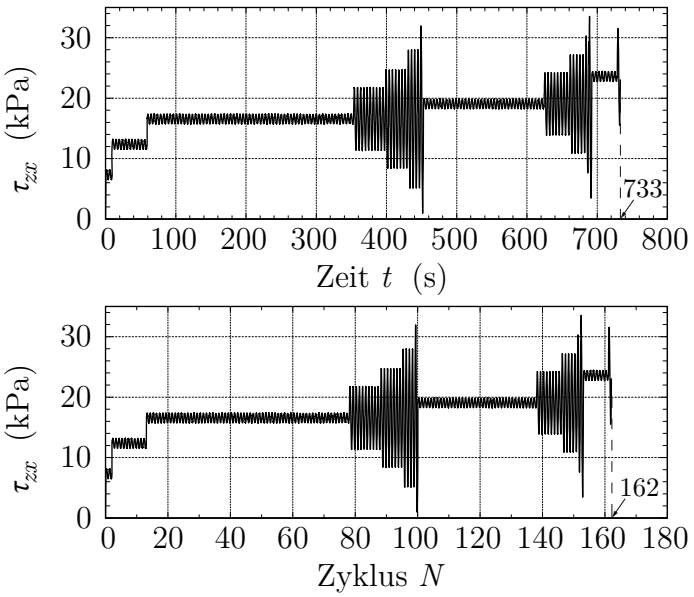


Bild B.6: Rainflow-Zählung (5×5 – Aufteilung) von Funktion 1 bis zur Verflüssigung nach Bild 7.3 auf Basis der Ergebnisse eines volumenkonstanten Einfachscherversuchs mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand, einer Konsolidierungsspannung von $\sigma'_{zz,0} = 200\,\text{kPa}$ und dem Faktor $\tau_{zx} = 32{,}5\,\text{kPa}$.

Funktion 2
2. Durchgang bis t=981s
Rainflow-Klassierung
5x5 Ergebnis-Matrix

Mittelwert τ_{zx}^{av} (kPa) \ Amplitude τ_{zx}^{ampl} (kPa)	1.44	5.92	10.17	12.89	17.27
-14.77	2	0	0	0	0
-8.85	4	0	0.5	0	0
-3.69	4	0	0	2	0
-0.41	16.5	13.5	16	12	7.5
3.06	14	8	5.5	4	1

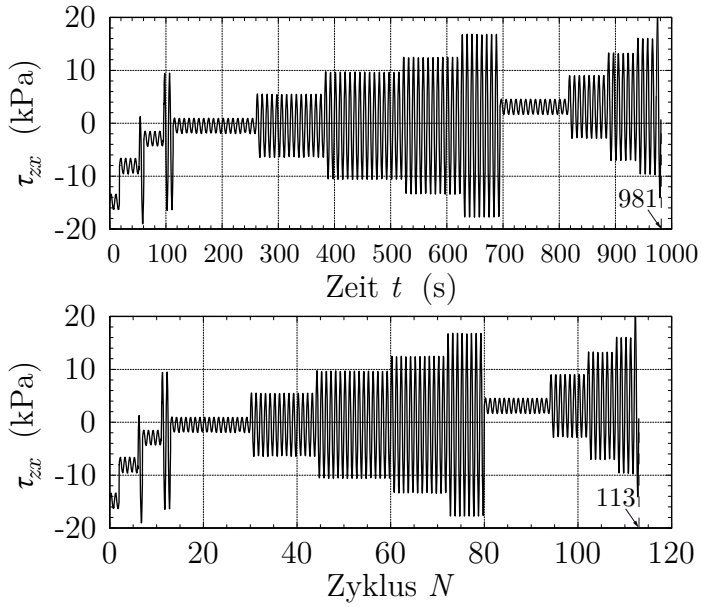


Bild B.7: Rainflow-Zählung (5×5 – Aufteilung) von Funktion 2 bis zur Verflüssigung nach Bild 7.4 auf Basis der Ergebnisse eines volumenkonstanten Einfachscherversuchs mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand, einer Konsolidierungsspannung von $\sigma'_{zz,0} = 200\,\text{kPa}$ und dem Faktor $\tau_{zx} = 20\,\text{kPa}$.

Anhang C

Dilatanz

C.1 Definition

Der Begriff der Dilatanz von granularen Stoffen wurde von Reynolds [1885] geprägt und beschreibt die Kornumlagerung infolge einer Scherbeanspruchung, die im vollständig dränierten Fall zu einer Volumenänderung eines porösen Mediums (Porenraumänderung) führen würde.

Allgemein wird die Dilatanz d durch das Verhältnis der Änderung der volumetrischen Dehnung infolge Kornumlagerung $d\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{Korn}}$ zur Änderung der deviatorischen Dehnung $d\varepsilon_{\mathrm{q}}^{\mathrm{Korn}}$ wie folgt definiert (siehe auch [Li und Dafalias, 2000] angeben):

$$d = \frac{d\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{Korn}}}{d\varepsilon_{\mathrm{q}}^{\mathrm{Korn}}} \ . \tag{C.1}$$

Im Allgemeinen wird der Begriff der Dilatanz sowohl für die Volumenreduktion (Kontraktanz), dann ist $d > 0$, als auch für die Volumenzunahme (Dilatanz) mit $d < 0$ als einheitlicher Begriff verwendet.

Luong [1980] beschreibt die zwei wesentlichen Anteile, die während einer Scherung für die Änderung des Volumens eines Bodenelements verantwortlich sind. Zum Einen wird bei Änderung des Spannungszustands das Korngerüst komprimiert oder vergrößert, ohne dass dessen Struktur verändert wird, was in einem volumetrischen Dehnungsanteil $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{Last}}$ resultiert. Außerdem kommt es bei Scherbeanspruchungen meist zu einer Volumenänderung infolge Umstrukturierung des Korngefüges, die hier mit $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{Korn}}$ bezeichnet wird. Somit ergibt sich für die volumetrische Dehnung

$$\varepsilon_{\mathrm{v}} = \varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{Last}} + \varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{Korn}} \ . \tag{C.2}$$

Deviatorische Dehnungen ε_{q} werden während der Scherung teilweise durch die Gleitreibung einzelner Körner untereinander bestimmt [Luong, 1980]. Dafür ist die Rauigkeit der Kornoberflächen entscheidend. Durch diesen Effekt werden jedoch kaum Volumenänderungen hervorgerufen (z.B. kritischer Zustand). Weiterhin können Scherdehnungen

durch die Verzahnung des Korngerüstes behindert werden, wodurch bei fortschreitender Scherung eine Volumenänderung durch das Ausweichen der Körner resultiert.

C.2 Phasentransformation / Charakteristischer Zustand

Während der Scherung von Böden kann es zu Änderungen im Dilatanzverhalten kommen. Dies ist insbesondere bei mindestens mitteldichten nichtbindigen Böden sowohl unter dränierten als auch unter undränierten Bedingungen zu beobachten.

C.2.1 Dränierte Scherung

Exemplarisch ist in Bild C.1 das Materialverhalten eines mitteldichten Sandes während der monotonen Scherung unter vollständiger Dränage abgebildet. Es zeigt sich, dass sich nach anfänglicher Volumenreduktion (Kontraktanz, $d > 0$) bei weiterer Scherung der Trend umdreht und eine Auflockerung (Dilatanz, $d < 0$) stattfindet. Die Intensität der folgenden Auflockerung ist abhängig vom Spannungszustand und der relativen Lagerungsdichte des Bodens (Kapitel 5.2).

Der Punkt, an dem das Verhalten des Bodens von kontraktant auf dilatant wechselt und die Änderung der volumetrischen Dehnung $d\varepsilon_v = 0$ beträgt, wird auch als sog. charakteristischer Zustand (engl. *characteristic state*) in dränierten Versuchen bezeichnet [Luong, 1980]. Dabei wird davon ausgegangen, dass die Körner sehr steif sind und daher die Kompression des Korngerüstes infolge Spannungsänderungen vernachlässigbar ist ($\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{Last}} = 0$) und somit $\varepsilon_{\mathrm{v}} = \varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{Korn}}$ bzw. $d\varepsilon_{\mathrm{v}} = d\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{Korn}}$ gilt. Nach Gleichung C.1 beträgt die Dilatanz an diesem Punkt demnach $d = 0$. Wären die Körner aus einem weichen Material, z.B. aus Gummi, spielt deren Kompression eine Rolle und der Anteil der volumetrischen Dehnung infolge Kornumlagerung müsste ermittelt werden, um die Dilatanz d zu bestimmen.

Im Gegensatz zum kritischen Zustand, wo die Änderung der effektiven mittleren Spannung $dp' = 0$ beträgt, kann im charakteristischen Zustand bei mindestens mitteldichten Böden eine weitere Zunahme $dp' > 0$ festgestellt werden (Bild C.1).

Charakteristische Linie

Der kritische Zustand für einen nichtbindigen Boden wird beschrieben mit der konstanten Scherfestigkeit $\eta_{\mathrm{c}}(\varphi'_{\mathrm{c}})$, was aufgrund der gleichen Lage im $p' - q$ – Diagramm auch für den charakteristischen Zustand gilt (Bild C.1). Wenn die Definition des charakteristischen Zustands nach Bild C.1 allgemein gültig ist, dann ist die charakteristische Linie (engl. *characteristic line*) gleich der kritischen Grenzgeraden (CSL) und somit unabhängig vom Spannungszustand und Lagerungsdichte der getesteten Probe. Hierbei soll

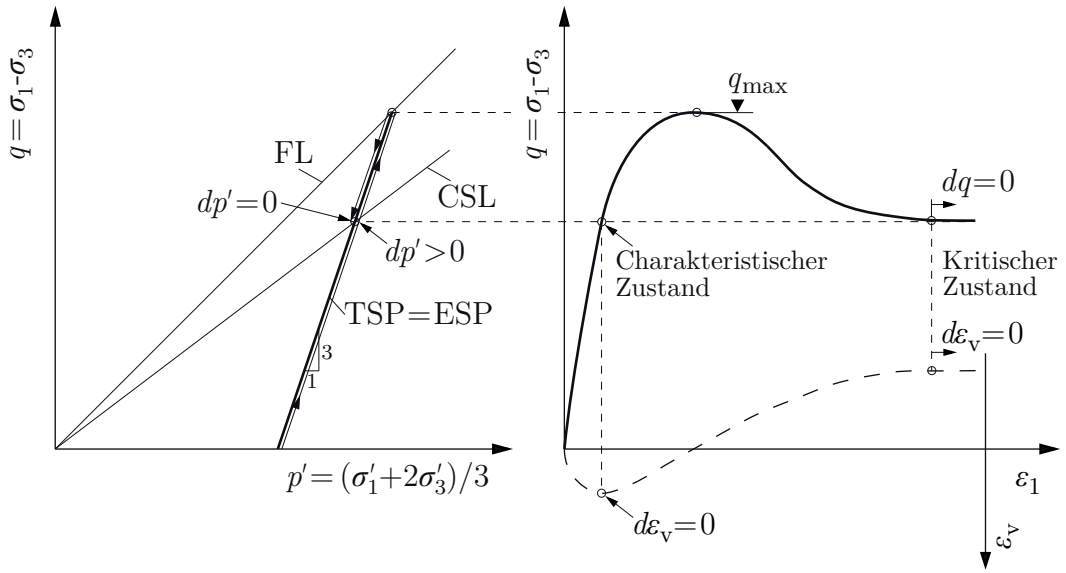


Bild C.1: Prinzipieller Verlauf eines Spannungspfades bei monotoner dränierter Scherung eines mitteldicht gelagerten nichtbindigen Bodens; nach [Luong, 1982].

angemerkt werden, dass bei locker bis mitteldicht gelagerten Proben aufgrund fehlenden „Peak-Verhaltens“ kein charakteristischer Zustand nach dieser Definition existiert.

C.2.2 Undränierte Scherung

Für undränierte Versuche zeigt sich ein ähnliches Dilatanzverhalten für mindestens mitteldichte nichtbindige Böden. Durch die Behinderung der Dränage verbleibt die Bodenprobe bei vollständiger Sättigung während der Scherung in einem volumenkonstanten Zustand. Zu Beginn der Scherung tendiert die Probe wieder zur Verdichtung (Bild C.2), was jedoch durch die erzwungene Volumenkonstanz nicht möglich ist und somit in einem Porenwasserüberdruck u resultiert.

Bei weiterer Scherung ändert sich der Trend zur Verdichtung ($d > 0$) wie auch bei den dränierten Versuchen zu einem Trend zur Auflockerung ($d < 0$). Der effektive Spannungspfad (ESP) hat durch diesen Effekt die Figur eines Knies, an dessen Scheitelpunkt die mittlere effektive Spannung p' minimal ist. Dieser Punkt, an dem sich das Vorzeichen der Dilatanz bei weiterer Scherung ändert, wird in undränierten Versuchen als sog. Phasentransformation (engl. *phase transformation* – PT) nach [Ishihara u. a., 1975] bezeichnet (Bild C.2).

Zur Veranschaulichung ist ein detaillierter Ausschnitt des undränierten Verhaltens in Bild C.3 dargestellt. Folgt man dem effektiven Spannungspfad von Zustand A nach weiterer Scherung bis zu B, kann der resultierende zusätzliche Porenwasserüberdruck du mit einer Abnahme der mittleren effektiven Spannung dp' und einem zusätzlichen Anteil dp beschrieben werden:

$$du = dp - dp' \ . \tag{C.3}$$

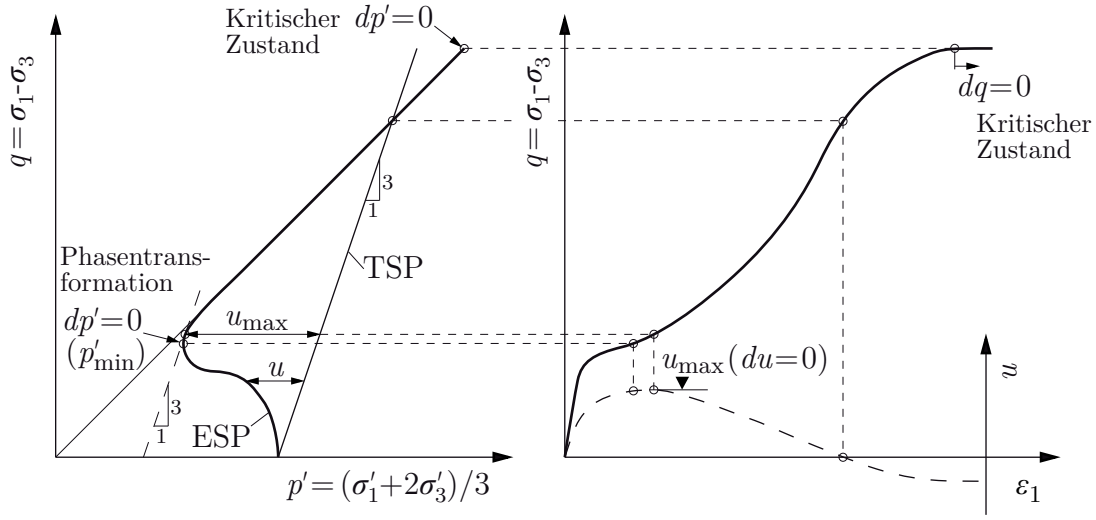


Bild C.2: Prinzipieller Verlauf eines Spannungspfades bei monotoner undränierter Scherung eines mitteldicht gelagerten nichtbindigen Bodens; nach [Li und Dafalias, 2000].

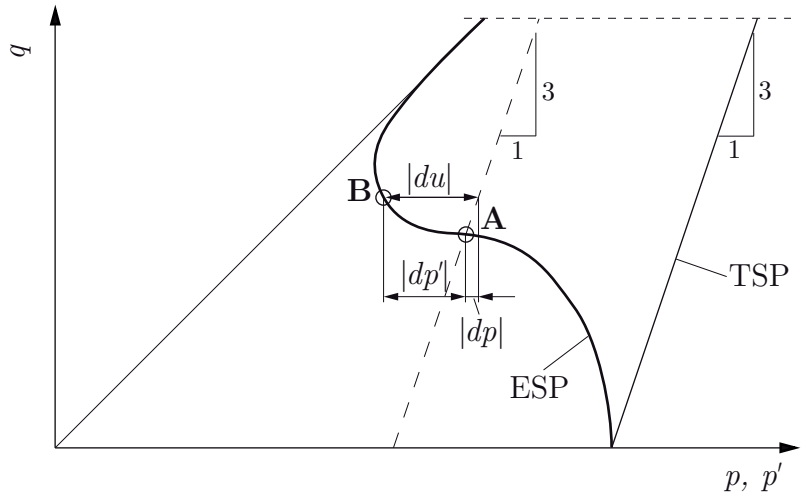


Bild C.3: Schematische Darstellung der Anteile des resultierenden Porenwasserüberdrucks bei einem undränierten monotonen Triaxialversuchs mit einem mindestens mitteldicht gelagerten Sand.

Die Änderung der totalen Spannung dp lässt sich durch einen Anteil des Porenwasserüberdrucks du^{Last} ausdrücken, welcher aufgrund der viel geringeren Kompressibilität des Wassers gegenüber dem Korngerüst bei undränierten Bedingungen vollständig vom Porenwasser aufgenommen wird. Das Korngerüst wird in seiner Struktur durch diesen Anteil nicht beeinflusst. Weiterhin geht die Änderung der mittleren effektiven Spannung bzw. der Korn-zu-Kornspannung dp' mit einer Kornumlagerung einher und kann auch mit einem Anteil des Porenwasserüberdrucks du^{Korn} gleichgesetzt werden. Damit ergibt sich analog zu den dränierten Versuchen nach Gleichung C.2 folgende Beziehung:

$$du = du^{\text{Last}} + du^{\text{Korn}} \ . \tag{C.4}$$

Am Punkt der Phasentransformation ist $dp' = 0$ und der effektive Spannungspfad erreicht hier das Minimum $p'_{\min}$. Die zusätzliche Belastung dp nach Gleichung C.3 in diesem Zustand wird vollständig vom Porenwasserdruck du aufgenommen ($dp = du = du^{\text{Last}}$), da das Porenwasser wie bereits beschrieben eine wesentlich geringere Kompressibilität besitzt als das Korngerüst. Demnach finden am Punkt $p'_{\min}$ keine Kornumlagerungen infolge Scherbeanspruchung statt und die Dilatanz ist hier per Definition $d = 0$.

Die vorangegangene Diskussion zeigt, dass der Punkt der Phasentransformation nicht mit dem Punkt des maximalen Porenwasserüberdrucks $u_{\max}$ bzw. $du = 0$ zusammenfällt. Aus Bild C.2 ist zu erkennen, dass sich beide Punkte (Phasentransformation bei $dp' = 0$ und $u_{\max}$) leicht versetzt auf dem effektiven Spannungspfad befinden. Während die Phasentransformation durch den Schnittpunkt einer vertikalen Tangente am effektiven Spannungspfad ($p'_{\min}$) definiert ist, wird der Zustand mit dem maximalen Porenwasserüberdruck durch die Berührung einer parallelen Tangente zum totalen Spannungspfad (TSP mit der Steigung $p'/q = 1/3$) gefunden.

Phasentransformations-Linie

Anhand der Ergebnisse aus einer Serie von Triaxialversuchen an einem Feinsand zeigen Wichtmann u. a. [2010c], dass sich bei gleicher Lagerungsdichte und unterschiedlicher isotroper Ausgangsspannung zwischen 100 kPa und 400 kPa die Phasentransformations-Punkte der verschiedenen effektiven Spannungspfade auf einer Linie mit dem Koordinatenursprung befinden, der sog. Phasentransformations-Linie (engl. *phase transformation line* – PT-Linie). Das passt auch gut zusammen mit der Definition des charakteristischen Zustands und der zugehörigen materialspezifischen Linie (Kapitel C.2.1). Bei Variation der Lagerungsdichte und konstanter Konsolidierungsspannung ergibt sich allerdings keine einheitliche Gerade (Bild C.4), d.h. die PT-Linie ist dichteabhängig. Dabei können Wichtmann u. a. [2010c] an diesen Ergebnissen herausstellen, dass mit abnehmender Lagerungsdichte des Sandes die Neigung der PT-Linie zunimmt.

Entgegen den Untersuchungen von Wichtmann u. a. [2010c] zeigen Li und Dafalias [2000] anhand von Triaxialversuchsdaten mit gleicher Lagerungsdichte und variabler Ausgangsspannung, dass die PT-Linie auch spannungsabhängig ist (Bild C.5). Diese Beobachtung wird offenbar erst bei größeren Spannungsunterschieden sichtbar, welche in den dargestellten Versuchsergebnissen in [Li und Dafalias, 2000] das 10-fache betragen.

In früheren Veröffentlichungen wurde angenommen, dass die PT-Linie wie die kritische Zustandsgerade (CSL) unabhängig von Spannung und Lagerungsdichte des Bodens ist und somit eine Bodenkonstante darstellt, z.B. in [Lade und Ibsen, 1997; Vaid und Chern, 1983]. Hier wurden auch unterschiedliche Lagerungsdichten und Spannungszustände untersucht, jedoch die beschriebene Abhängigkeit nicht erkannt. Der Grund dafür könnten der niedrige Spannungsbereich und ggf. die ungenaue Darstellung der Ergebnisse sein. Abschließend kann festgehalten werden, dass die Annahme einer materialspezifischen PT-Linie nicht korrekt ist.

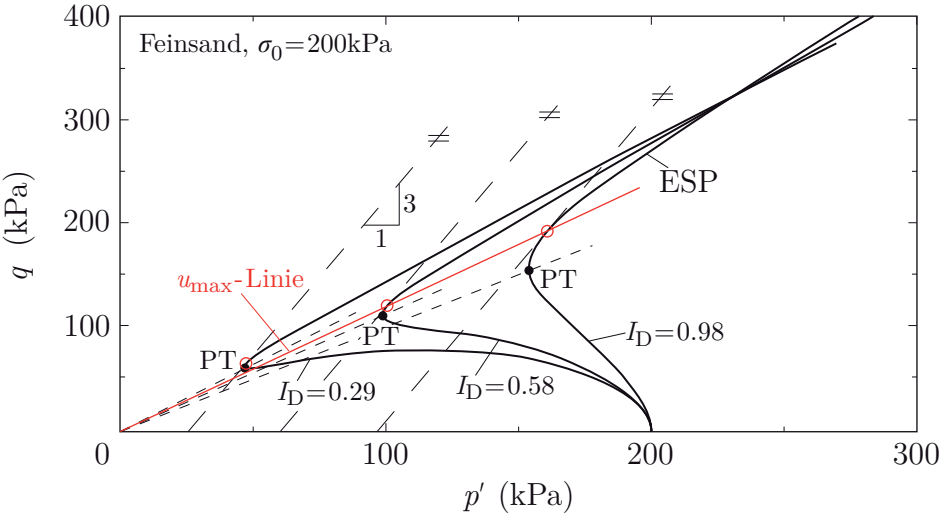


Bild C.4: Ergebnisse von undränierten monotonen Triaxialversuchen mit einem Feinsand mit verschiedenen Lagerungsdichten und einer isotropen Konsolidierungsspannung von $p'_0 = 200\,\text{kPa}$; nach [Wichtmann u. a., 2010c].

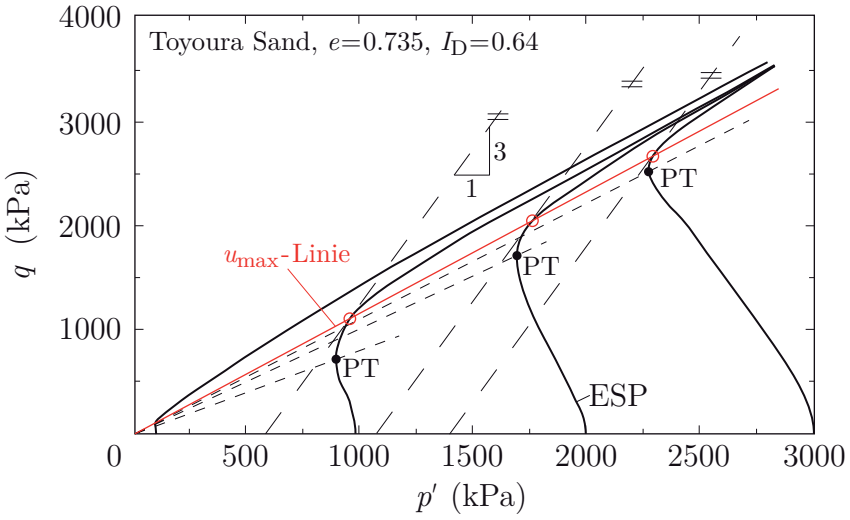


Bild C.5: Ergebnisse von undränierten monotonen Triaxialversuchen mit Toyoura Sand mit einer relativen Lagerungsdichte von $I_D = 0,64$ und verschiedenen isotropen Konsolidierungsspannungen; nach [Li und Dafalias, 2000].

Nach Betrachtung der Ergebnisse in den Bildern C.4 und C.5 wurden die Punkte, an denen der maximale Porenwasserdruck u_{max} während der Scherversuche herrscht, an den effektiven Spannungspfaden markiert. Verbindet man diese Punkte, erhält man nahezu einheitliche Linien, unabhängig von den verschiedenen Versuchsbedingungen. Eine Ausnahme bildet das Ergebnis des lockeren Feinsands in Bild C.4. Hier weicht der Punkt relativ weit von der Linie ab. Für die Bestätigung dieses Zusammenhangs sind also weitere Untersuchungen erforderlich.

C.3 Kritischer Zustand

Der kritische Zustand eines Bodens bei einer Scherbelastung ist definiert durch folgende Bedingungen: $dp' = 0$, $d\varepsilon_v = 0$, $dq = 0$ und $d\varepsilon_q \neq 0$. Nach Erreichen dieses Zustands werden trotz weiterer Scherverformungen keine Spannungs- und Volumenänderungen festgestellt (Bilder C.1 und C.2).

Obwohl auch im kritischen Zustand die Dilatanz $d = 0$ ist, gibt es zur Phasentransformation einige wichtige Unterschiede. Der kritische Zustand ist entgegen dem Punkt der Phasentransformation ein einzigartiger materialspezifischer Zustand, der durch die kritische Zustandsgerade (CSL) beschrieben werden kann.

Anhang D

Einfluss der Einbaumethode auf das Verhalten nichtbindiger Böden

D.1 Allgemeines

Nichtbindige Proben können nur unter sehr aufwendigen Bedingungen ungestört im Baugrund entnommen und in die Laborgeräte für die bodenmechanischen Tests eingebaut werden. Aus diesem Grund wird das rollige Versuchsmaterial im Labor in einer bestimmten Lagerungsdichte aufbereitet. Für die Aufbereitung können verschiedene Verfahren wie z.B. Stampfen, Vibrieren und Rieseln angewendet werden, wobei diese unter trockenen, feuchten oder wassergesättigten Bedingungen möglich sind. Dabei können die Proben in einer oder in mehreren Lagen aufgebaut werden. Von der Einbaumethode und deren Ausführung hängt nicht nur die Homogenität der Probe ab, was eine wesentliche Voraussetzung darstellt, sondern auch deren Eigenschaften im eigentlichen Test.

D.2 Undränierte Versuche

Triaxialversuche

Der Einfluss der Einbaumethode von Sand auf sein mechanisches Verhalten wurde bereits mehrfach untersucht. Insbesondere bei der Erforschung der Verflüssigung von nichtbindigen Böden sind in einigen Veröffentlichungen Ergebnisse über die Bedeutung der Einbauprozedur vorgestellt (z.B. [Mulilis u. a., 1977; Ladd, 1977; DeGregorio, 1990]). Bei diesen Versuchen zeigt sich sehr deutlich, wie groß der Unterschied sein kann trotz gleicher Lagerungsdichte, Kornverteilung und Spannungszustand der aufbereiteten Proben. Während in [Ladd, 1977] kein wesentlicher Unterschied in den Ergebnissen bei Einbau durch Vibration und Stampfen bei gleichem Wassergehalt zu erkennen ist, kann man bei [Mulilis u. a., 1977] klar erkennen, dass mit zunehmend eingebrachter Verdichtungsenergie der Boden bei gleichen Versuchsbedingungen einen

höheren Verflüssigungswiderstand hat (siehe Bild D.1). Der Wassergehalt beim Einbau hat außerdem wesentlichen Einfluss auf das Verhalten der Probe während des Versuchs. Proben, die trocken eingebaut wurden, sind demnach stärker gefährdet gegenüber Versagen durch Verflüssigung.

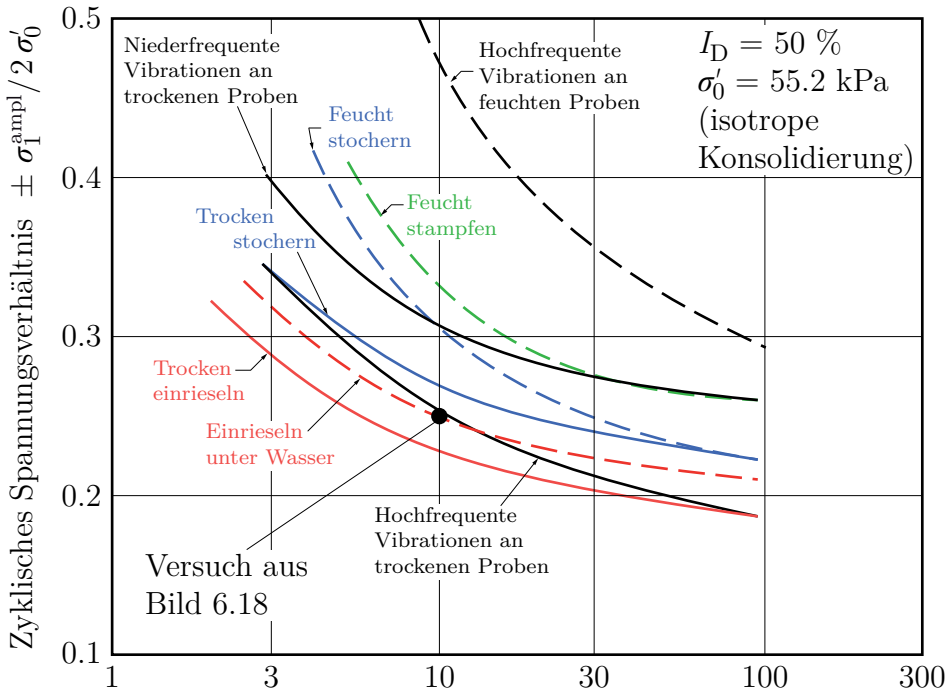


Bild D.1: Einfluss der Einbaumethode auf das Verflüssigungsverhalten für Sand Monterey No. 0 im zyklischen Triaxialgerät; nach Mulilis u. a. [1977].

Der Beginn der Verflüssigung oder der zyklischen Mobilität (siehe auch Kapitel 6.3.2) wird hauptsächlich durch den Porenwasserdruckanstieg während der zyklischen Belastung beeinflusst, d.h. je schneller sich der Porenwasserdruck erhöht, desto schneller tritt ein Versagen ein. Dies gilt auch für monotone Belastungen unter undränierten bzw. volumenkonstanten Bedingungen. Denn bei locker bis mitteldicht gelagerten Proben kann es zu einer statischen Verflüssigung (engl. *static liquefaction*) kommen. Unter anderem haben Miura und Toki [1982], DeGregorio [1990], Vaid u. a. [1999], Ghionna und Porcino [2006] und Sze und Yang [2014] untersucht, welchen Einfluss die Anwendung verschiedener Einbaumethoden bei gleichen Versuchsbedingungen (Lagerungsdichte, Spannungszustand nach der Konsolidierung und Vorbelastung) auf die Entwicklung des Porenwasserdrucks und der resultierenden Verformungen hat. Im Wesentlichen zeigt sich hier ein Widerspruch zwischen den monotonen und den zyklischen Versuchen. Während bei den zyklischen Versuchen, wie bereits oben erwähnt, bei den eingerieselten Proben (trocken: engl. *Dry Pluviation/Dry Deposition*, nass: engl. *Wet Pluviation*) der schnellste Porenwasserdruckanstieg zu verzeichnen ist, zeigt sich bei den monotonen Versuchen meist ein umgekehrtes Bild. In den Studien von Vaid u. a. [1999], Zlatovic und Ishihara [1997] und Sze und Yang [2014] hat sich ergeben, dass eingerieselte locker bis mitteldichte Proben im Triaxialgerät bei undränierter mono-

toner Scherung zunächst durch das kontraktante Verhalten auch einen Porenwasserdruckanstieg erfahren, jedoch dann umschwenken in ein stark dilatantes Verhalten. Feucht eingestampfte (engl. *Moist Tamping*), feucht vibrierte (engl. *Moist vibration*) oder feucht gestocherte (engl. *Moist Rodding*) verbleiben allerdings im kontraktanten Modus, was oft in einem Versagen durch statische Verflüssigung endet (Bild D.2). Das wird prinzipiell durch die Versuche von DeGregorio [1990] untermauert, nur dass die Ergebnisse für die eingerieselten Proben (auch locker gelagert) im Widerspruch zu den anderen Veröffentlichungen stehen. Die Gründe dafür können an dieser Stelle nicht geklärt werden.

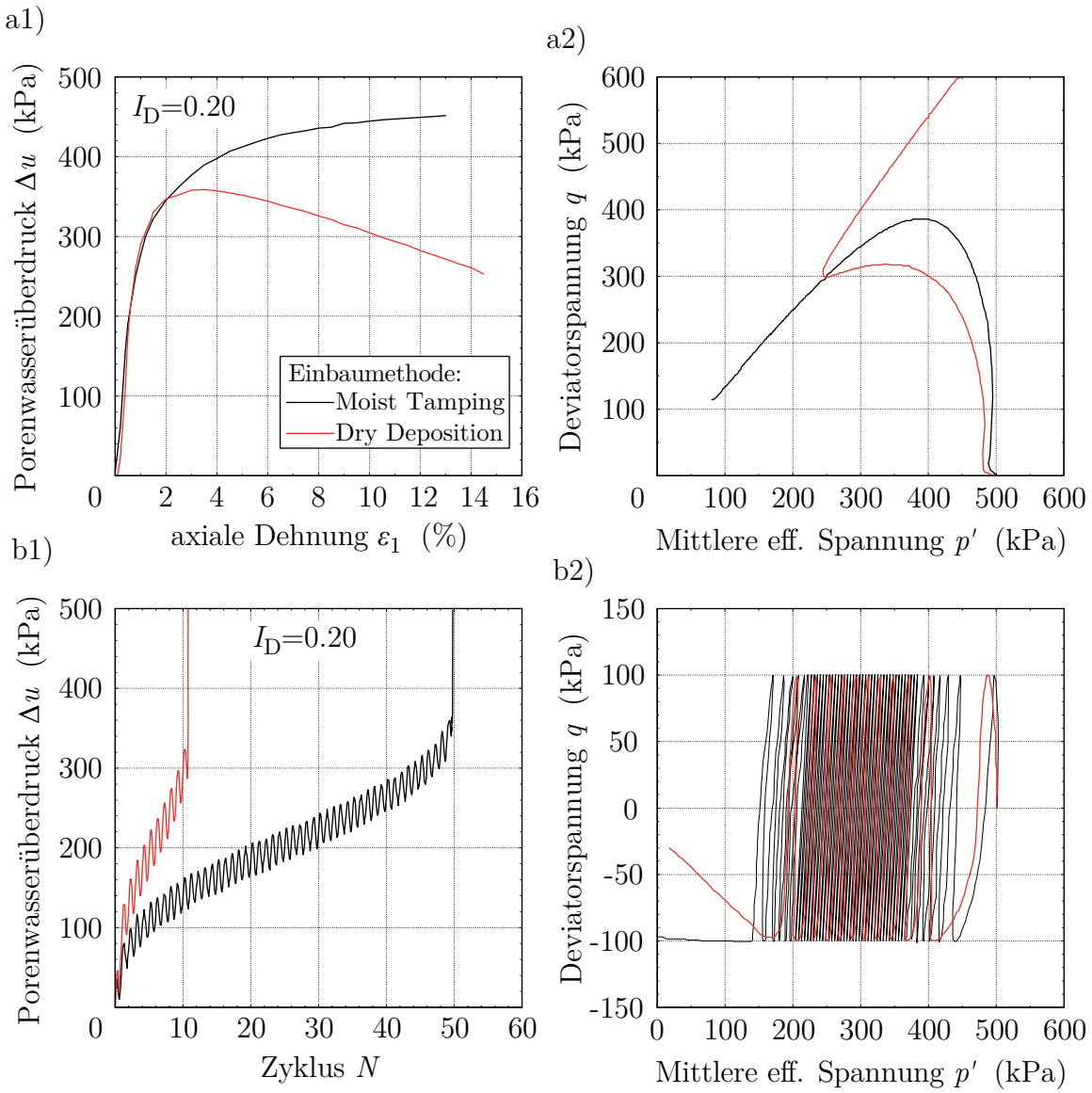


Bild D.2: Einfluss der Einbaumethode auf das mechanische Verhalten für locker gelagerten Toyoura Sand ($I_D = 20\,\%$, isotrope Konsolidierung $p'_0 = 500\,\text{kPa}$) bei monotonen (a1 und a2) und zyklischen (b1 und b2) undränierten Triaxialversuchen; nach Sze und Yang [2014].

Zu dem in Bild D.2 erkennbaren umgekehrten Trend bezüglich der Porenwasserdruckentwicklung zwischen monotonen und zyklischen Triaxialversuchen muss allerdings erwähnt werden, dass die zyklischen Versuche mit einer symmetrischen Wechsellast um die isotrope Spannungslage beansprucht werden und die monotonen Versuche ausschließlich im Kompressionsbereich stattfinden. Weiteres dazu kann den Ausführungen von Sze und Yang [2014] entnommen werden. Weiterhin soll angemerkt werden, dass der horizontale Verlauf des Spannungspfads der feucht eingestampften Probe in Bild D.2 b2) beim Versagen nicht nachvollziehbar ist. Anhand der Ergebnisse in Kapitel 6.3 und in zahlreichen Literaturquellen muss der Spannungspfad auch im Extensionsbereich bei Verflüssigung der Bruchgeraden bis zum vollständigen Verlust der effektiven Spannungen folgen. Vermutlich handelt es sich hier um ein Darstellungsfehler.

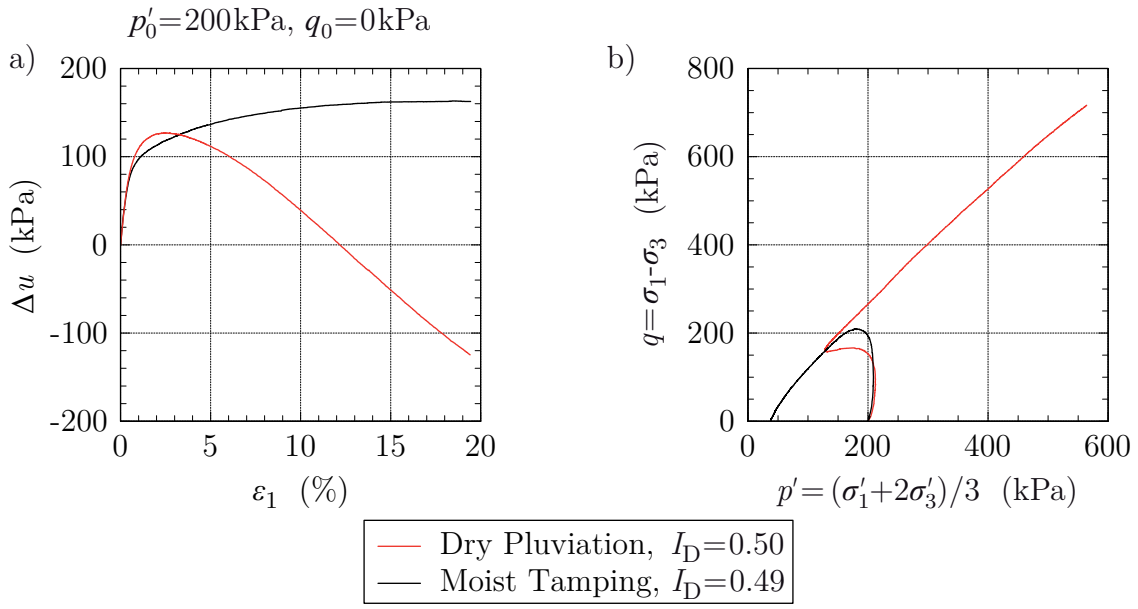


Bild D.3: Monotone undränierte Triaxialversuche zur Untersuchung des Einflusses der Einbaumethode für locker bis mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand nach isotroper Konsolidierung $p'_0 = 200\,\text{kPa}$.

Zahlreiche eigens im Labor durchgeführte monotone Triaxialversuche an verschiedenen Sanden zeigen ähnliche Ergebnisse und werden exemplarisch anhand von zwei Versuchen mit locker bis mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand vorgestellt. In Bild D.3 verflüssigt der feucht eingestampfte Sand nach monotoner Scherung, während sich der trocken eingerieselte bei gleicher Lagerungsdichte nach einer Phasentransformation verfestigt. Wie auch bei den Untersuchungen von Sze und Yang [2014] ist kein großer Unterschied für den resultierenden Reibungswinkel bei beiden Einbaumethoden zu erkennen.
Außerdem sind zwei zyklische Triaxialversuche unter gleichen Bedingungen durchgeführt worden. Und auch hier bestätigt sich das beschriebene Phänomen. Der Porenwasserüberdruck baut sich bei den trocken eingerieselten Proben sehr viel schneller gegenüber den feucht eingestampften auf, was sich in einem wesentlichen Unterschied bei der Anzahl der Zyklen bis zum Versagen ausdrückt (Bild D.4).

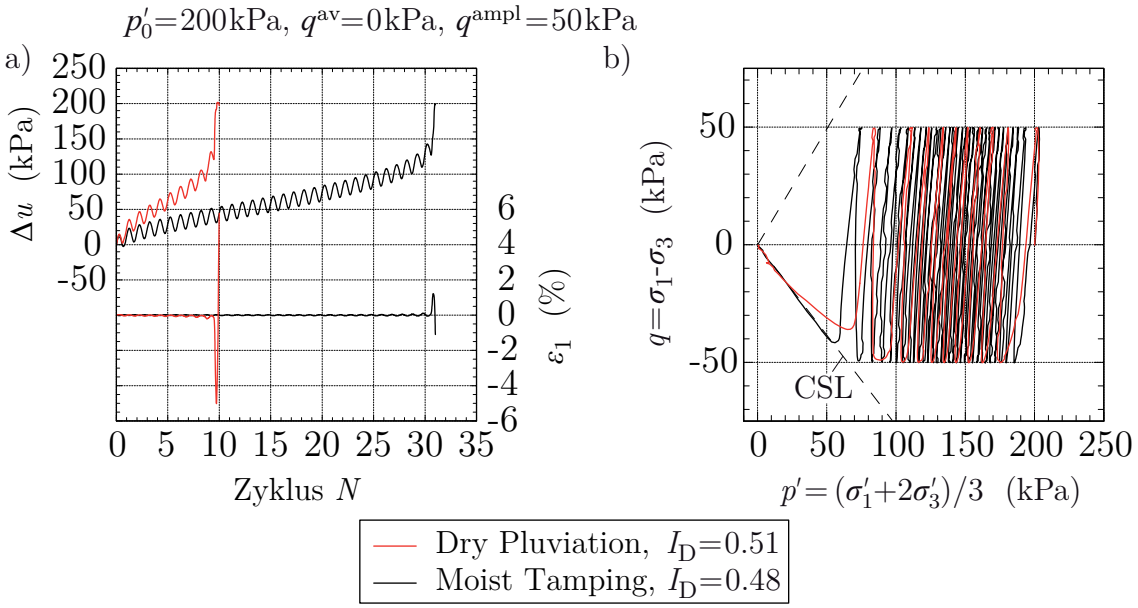


Bild D.4: Zyklische undränierte Triaxialversuche zur Untersuchung des Einflusses der Einbaumethode für locker bis mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand nach isotroper Konsolidierung $p'_0 = 200\,\text{kPa}$ und einer zyklischen Amplitude $q^{ampl} = 50\,\text{kPa}$ (Frequenz: 0,05 Hz).

Einfachscherversuche

Die Ergebnisse von monotonen undränierten Einfachscherversuchen zeigen eine ähnliche Tendenz wie die triaxial belasteten Proben. Die Festigkeit der feucht eingestampften Proben sinkt nach Erreichen eines Maximalwerts stetig ab, während unter Wasser eingerieselte Proben eine steigende Festigkeit mit zunehmender Scherung erfahren [Vaid u. a., 1999]. Das Verhalten von trocken eingerieseltem Sand ordnet sich zwischen diesen Ergebnissen ein. Bei zyklischen undränierten Einfachscherversuchen haben Silver u. a. [1980] herausgefunden, dass die Einbaumethode keine wesentliche Bedeutung auf die Ergebnisse hat. Sowohl die feucht gestampften als auch die trocken eingerieselten Proben benötigten hier annähernd die gleiche Zyklenanzahl bis zur Verflüssigung bei relativen Lagerungsdichten zwischen 45 % und 80 %. Damit ist davon auszugehen, dass auch die Entwicklung des Porenwasserdrucks während der Belastung bei verschiedenen Einbauprozeduren ähnlich verläuft.

Der eigene Einfachscherversuchsstand (Bild 4.4) lässt keine Sättigung mit Porenwasserdruckaufbau in der Probenzelle zu. Da Feuchtigkeit die mechanischen Eigenschaften nichtbindiger Böden beeinflussen kann, wird der Sand für den Vergleich trocken anstelle feucht eingestampft. Dabei wird der Sand in drei Lagen nacheinander jeweils eingerieselt, gut verteilt und durch eine vorab bestimmte Anzahl von Schlägen verdichtet.
Bild D.5 zeigt die Ergebnisse der beiden Einbaumethoden des trockenen Einrieselns und Einstampfens bei einer zyklischen Belastung des mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsandes. Auch hier verflüssigen die eingerieselten Proben schneller, jedoch ist der Unterschied nicht sehr groß. Das kann einerseits daran liegen, dass kein Wasser beim

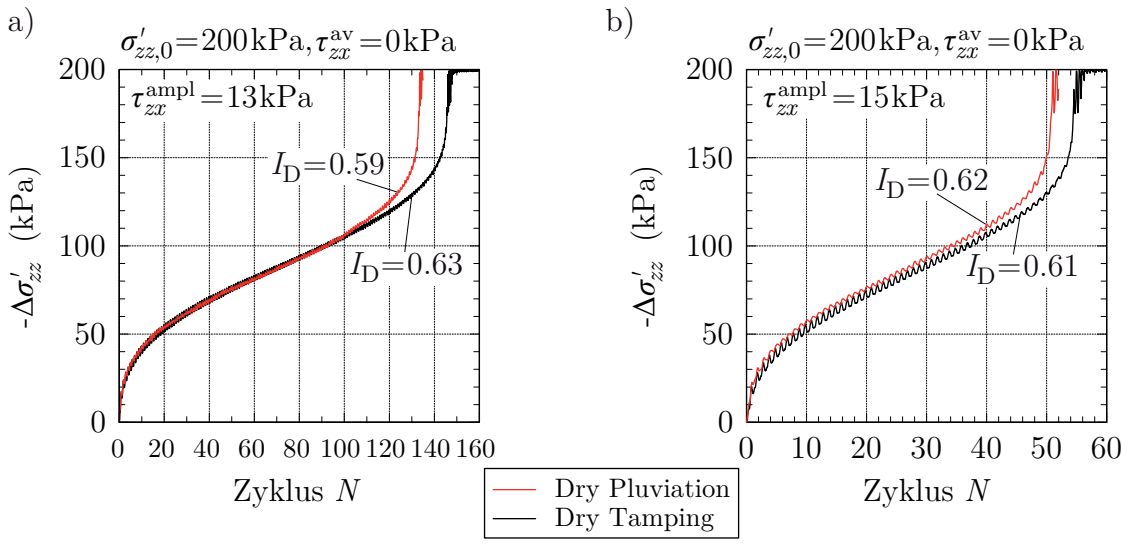


Bild D.5: Zyklische volumenkonstante Einfachscherversuche zur Untersuchung des Einflusses der Einbaumethode für mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand nach Konsolidierung $\sigma'_{zz,0} = 200\,\text{kPa}$ und einer zyklischen Amplitude $\tau_{zx}^{ampl} = 13/15\,\text{kPa}$ (Frequenz: 0,10 Hz).

Stampfen verwendet wurde, andererseits kann es auch an der unterschiedlichen Belastung beim Einfachscherversuch im Gegensatz zu Tests im Triaxialgerät liegen. Der relativ geringe Unterschied in Bild D.5 würde die Feststellungen von Silver u. a. [1980] bestätigen.

D.3 Dränierte Versuche

Triaxialversuche

Bei allen vorgenannten Studien zum Einfluss der Einbaumethode wurden verschiedene Sande im Labor unter undränierten Bedingungen getestet. Bisher sind dem Autor nur monotone Versuche von Miura und Toki [1982] im Triaxialgerät mit Entwässerung der Proben bekannt, wo die Bedeutung der Kornstruktur betrachtet wird. Hiernach spielt die Einbaumethode bei der Volumenänderung im Kompressionsbereich nur eine untergeordnete Rolle, ist im Extensionsbereich hingegen nicht zu vernachlässigen.

Bei eigenen monotonen Triaxialversuchen ist aufgefallen, dass beim Vergleich zwischen trockenem Einrieseln und feuchtem Stampfen sowohl ein geringer Unterschied in der Festigkeit als auch in der Entwicklung des Volumens während der Scherung besteht. In Bild D.6 ist dargestellt, wie sich die eingerieselte Sandprobe stärker wieder auflockert als die eingestampfte Probe. Im Rahmen der Genauigkeit der Volumenmessung ist das nicht viel, aber erkennbar. Es bestätigt den Trend der undränierten Versuche, wo es bei eingerieselten Proben durch dilatantes Verhalten nach der Phasentransformation zu Porenwasserunterdrücken und somit zu einer Verfestigung kommt (Bild D.3).

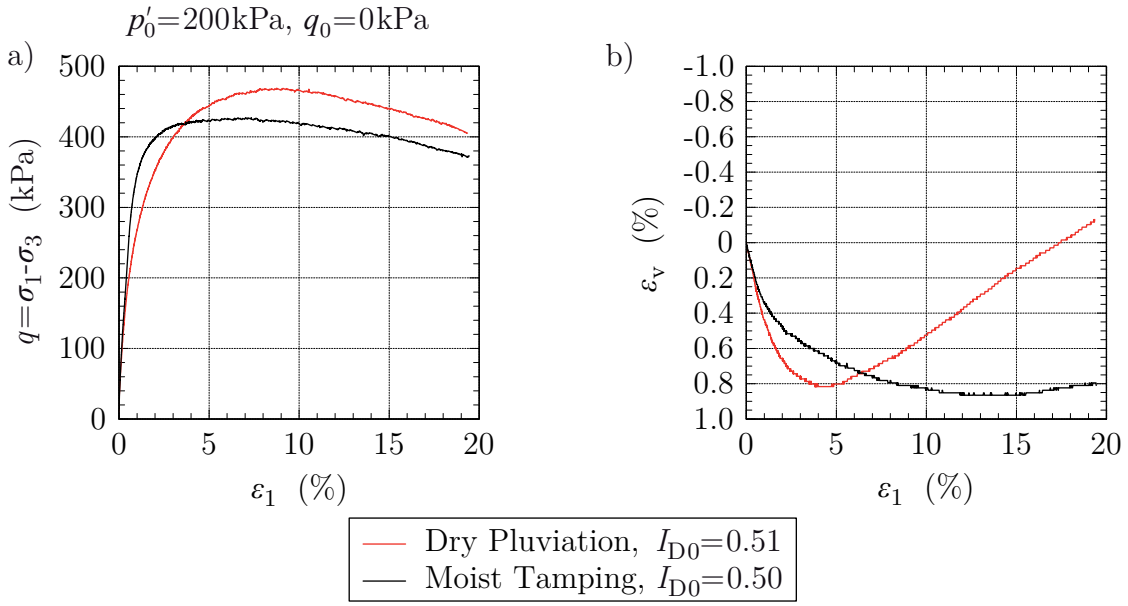


Bild D.6: Monotone dränierte Triaxialversuche zur Untersuchung des Einflusses der Einbaumethode für locker bis mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand nach isotroper Konsolidierung $p'_0 = 200\,\text{kPa}$.

Weiterhin wurden Tests im zyklischen Triaxialgerät mit dem locker bis mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand im Kompressionsbereich als Schwelllastversuche durchgeführt. Wie zuvor wurden die Proben trocken eingerieselt und feucht eingestampft. Obwohl die zyklische Beanspruchung bei beiden Versuchen identisch ist, zeigt sich auch hier ein unterschiedliches Verformungsverhalten. In Bild D.7 ist zu erkennen, dass zunächst wie erwartet die trocken eingerieselte Probe eine größere Verdichtung erfährt, was sich allerdings nach weiterer zyklischer Belastung umdreht. Die Akkumulationsrate, sowohl für die axiale als auch für die volumetrische Dehnung, nimmt ab, was schließlich zu einer größeren Verformung der feucht eingestampften Probe führt. Ergebnisse ähnlicher Versuche konnten im Rahmen dieser Arbeit bis auf Tests mit einem Kies-Sand-Gemisch in [Wichtmann u. a., 2010d] in der Literatur nicht gefunden werden. Wichtmann u. a. [2010d] berichten, dass die Akkumulationsrichtung bei trocken eingerieselten Proben unter zyklischer dränierter Belastung annähernd der MCC-Fließregel (Abkürzung für engl. *Modified Cam Clay*) gleicht, allerdings folgt das feucht eingestampfte Material nicht dieser Annahme. Die Autoren schlagen daher anhand einiger Versuchsergebnisse mit dieser Einbaumethode eine anisotrope Fließregel vor.

Bei Analyse der eigenen Ergebnisse nach Abzug der Verformungen des ersten Zyklus (Bild D.8) zeigt sich eine annähernd gleiche Akkumulationsrichtung. Allerdings ist ein Vergleich mit den Ergebnissen von Wichtmann u. a. [2010d] nicht aussagekräftig, da die Proben mit 600 Zyklen mit zu wenig Lastwechseln beansprucht wurden. Hierzu sind weitere Versuche erforderlich, um den Einfluss der Anfangsstruktur des Korngerüstes bei dränierter zyklischer Belastung genau zu beschreiben.

Betrachtet man nur die Phasen zu Beginn der Tests ($N < 100$), lässt sich die höhere Verformungsrate bei der eingerieselten Probe sehr gut mit den Ergebnissen aus den

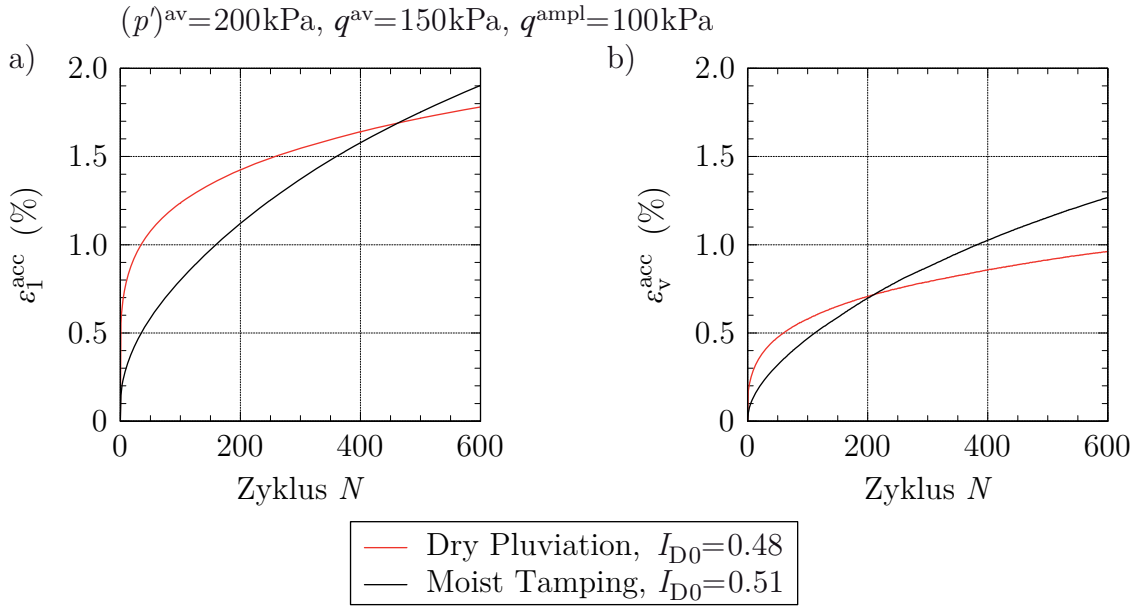


Bild D.7: Zyklische dränierte Triaxialversuche zur Untersuchung des Einflusses der Einbaumethode für locker bis mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand nach anisotroper Konsolidierung $(p')^{av} = 200\,kPa$, $q^{av} = 150\,kPa$ (Frequenz: 0,01 Hz).

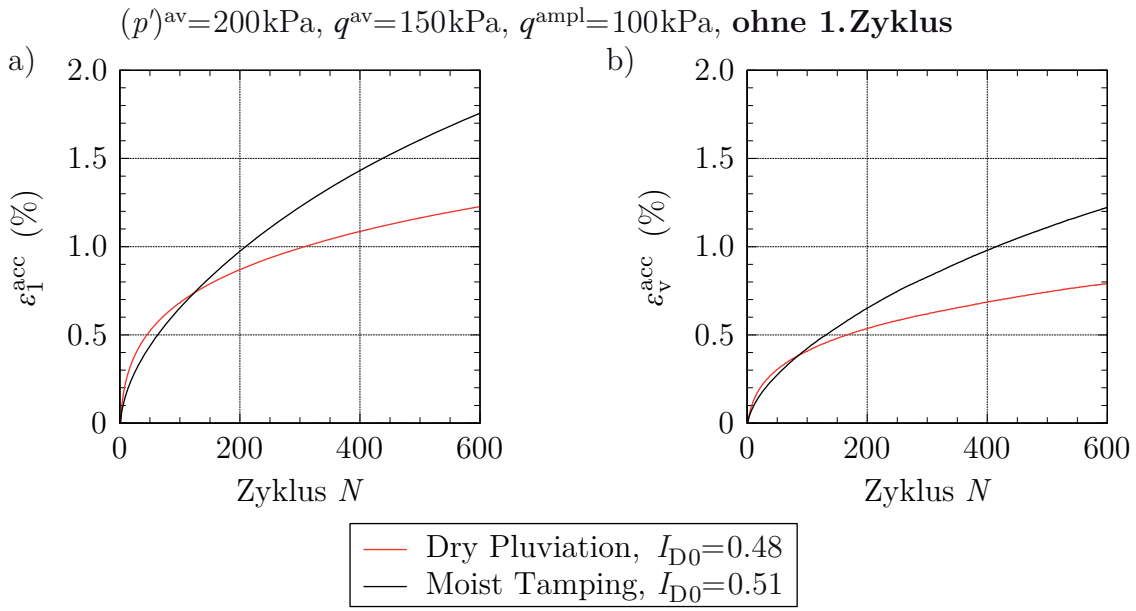


Bild D.8: Zyklische dränierte Triaxialversuche zur Untersuchung des Einflusses der Einbaumethode für locker bis mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand nach anisotroper Konsolidierung $(p')^{av} = 200\,kPa$, $q^{av} = 150\,kPa$ (Frequenz: 0,01 Hz); Darstellung ohne 1. Zyklus.

undränierten Versuchen erklären. Denn hier erhöht sich der Porenwasserdruck bei den

eingerieselten Proben auch schneller und es kommt zu einer früheren Verflüssigung als bei dem feucht eingestampften Material (Bild D.4).

Einfachscherversuche

Weiterhin wurden zyklische Einfachscherversuche an trockenen Proben unter konstanter Auflast durchgeführt, welche mit Scherversuchen unter dränierten Bedingungen verglichen werden können. Der Einbau erfolgte wie bei den volumenkonstanten Versuchen (Kapitel D.2). Es zeigt sich eine etwas größere Verdichtungswilligkeit der eingerieselten Proben. Dies stimmt gut mit dem Trend der undränierten Versuche, wo sich dieser Drang aufgrund der erzwungenen Volumenkonstanz durch eine Porenwasserdruckakkumulation ausdrückt, überein.

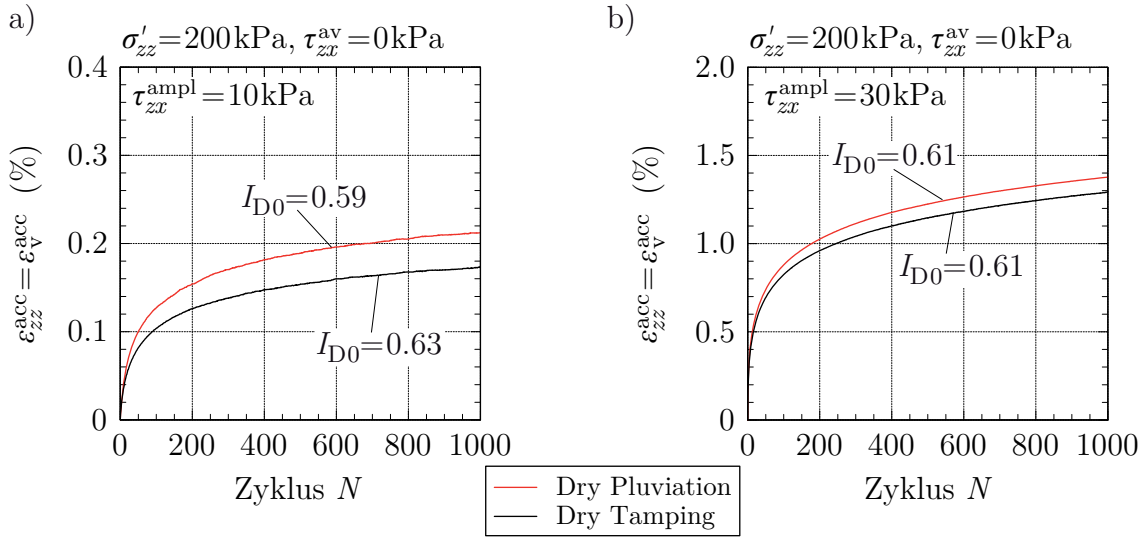


Bild D.9: Zyklische Einfachscherversuche unter konstanter Auflast zur Untersuchung des Einflusses der Einbaumethode für mitteldicht gelagerten Feinsand-Mittelsand nach Konsolidierung σ'_{zz} = 200 kPa und einer zyklischen Amplitude τ^{ampl}_{zx} = 10/30 kPa (Frequenz: 0,50 Hz).

D.4 Resümee

Allgemein kann zusammengefasst werden, dass die Kornstruktur neben der Konsolidierungsspannung, der Lagerungsdichte, der Kornverteilung und der statischen Vorbeanspruchung ein weiterer Parameter ist, der die Eigenschaften bei der Scherbelastung unter undränierten Bedingungen stark beeinflussen kann. Feucht eingestampfte Proben haben demnach eine mehr isotrope Struktur (Wabenstruktur siehe Bild D.10), während sich die Körner der eingerieselten beim Fallen so orientieren, dass sie flach liegen und somit dem in der Natur ähnlichen anisotropen Aufbau entsprechen [Miura und Toki, 1982; Sze und Yang, 2014]. Damit scheint das wabenförmig strukturierte Korngerüst des feucht eingebauten Sandes anfälliger gegenüber einer Verdichtung, was sich auch

in den eigenen monotonen Versuchen zeigt. Bei den Versuchen mit zyklischer Wechselbelastung hingegen ist dieses Verhalten umgekehrt. Wie auch in zahlreichen Veröffentlichungen beschrieben sind Proben, die mit geringer bzw. keiner Verdichtungsenergie eingebaut wurden, wesentlich gefährdeter hinsichtlich einer Verflüssigung. Grund für diesen Unterschied zu den monotonen Versuchen kann die Wechselbelastung mit wiederholtem Durchfahren des Extensions- und Kompressionsbereiches sein, was bei den monotonen Versuchen nicht vorliegt.
Schließlich kann dieses komplexe Verhalten aufgrund der geringen Versuchsanzahl nicht vollständig geklärt werden. Weitere Untersuchungen sind erforderlich, um diese Eigenschaft und die Auswirkungen auf das Verhalten von nichtbindigen Böden näher zu beleuchten.

Bei den Einfachscherversuchen können nur geringe Unterschiede im Verhalten aufgrund der Einbaumethode festgestellt werden. Da die eingestampften Proben allerdings auch trocken eingebaut wurden, ist davon auszugehen, dass sich hier keine Wabenstruktur wie beim feucht eingestampften Sand bildet und somit die genannten Effekte nicht eintreten.

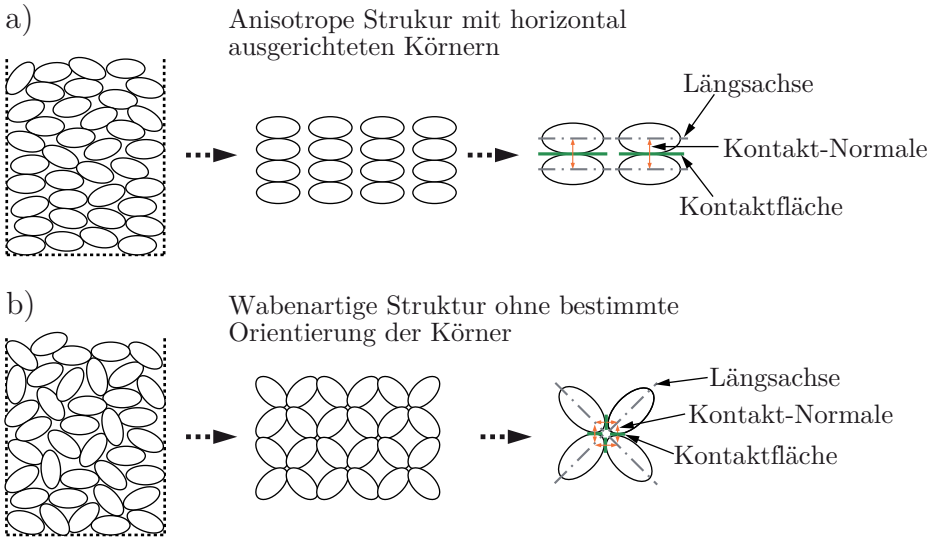


Bild D.10: Schematische Darstellung der Kornstruktur durch die verschiedenen Einbaumethoden a) Trocken Einrieseln und b) Feucht Einstampfen; nach Sze und Yang [2014].

Nun stellt sich jedoch die Frage, durch welche Kornstruktur das Korngerüst in der Natur am besten abgebildet wird. Dafür wurde eine vergleichende Untersuchung von aufbereiteten mit ungestörten Proben beispielsweise von Vaid u. a. [1999] und Ghionna und Porcino [2006] geführt. Hierzu wurden Sandproben in situ durch Einfrieren in ihrer natürlichen Struktur gebunden und ins Labor gebracht. Die aufbereiteten Proben eines Materials wurden unter gleichen Bedingungen wie die ungestörten untersucht. Die Methode des Einrieselns unter Wasser (engl. *Wet Pluviation*) kommt demnach der natürlichen Lagerung am nächsten. Während es hier eine relativ gute Übereinstimmung in den Ergebnissen gibt, verflüssigen trocken eingerieselte Proben nach etwas weniger Belastungswiederholungen [Ghionna und Porcino, 2006]. Wichtig für den Vergleich

mit der natürlichen Lagerung ist allerdings die Entstehungsgeschichte der betreffenden Sandschicht. Alluviale, äölische Sedimentation oder andere Entstehungsursachen haben eine unterschiedliche Struktur des Korngerüstes zur Folge, was bei den Untersuchungen berücksichtigt werden sollte.

Anhang E

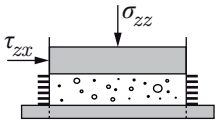
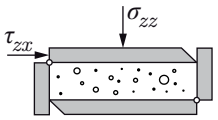
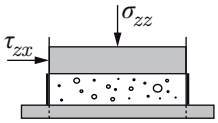
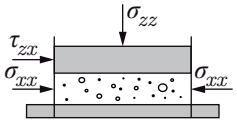
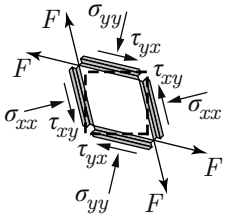
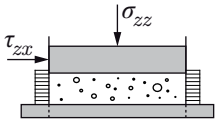
Der Einfachscherversuch

Die folgenden Ausführungen wurden zusammen mit dem Kollegen Viet Hung Le erarbeitet und sind teilweise im Wortlaut auch in [Le, 2014] veröffentlicht.

E.1 Konstruktionsvarianten

In Tabelle E.1 werden die wesentlichen Typen von Einfachschergeräten mit zugehörigen Erläuterungen zusammengefasst.

Tabelle E.1: Zusammenfassung der Konstruktionsvarianten für Einfachschergeräte

Aufbau, Referenz	Beschreibung	Vorteile	Nachteile
SGI  [Kjellmann, 1951]	Die Probe wird von einer Membran umgeben, die durch Ringe in gleichem Abstand zueinander gestützt ist. Zylindrische Probe.	Einfacher Geräteaufbau. Aufgrund des Ringabstands ist eine freie vertikale Verformung der Probe möglich.	Die Probe kann zwischen den Ringen ausbauchen. Das Ebenbleiben des Randes ist nicht gewährleistet.
Cambridge  [Roscoe, 1953; Cole, 1967]	Die Probe wird begrenzt von starren Seitenwänden aus Stahl oder Plexiglas. Diverse Kraftmessdosen können an den Rändern eingesetzt werden. Quaderförmige Probe.	K_0–Bedingung und das Ebenbleiben des Randes werden gewährleistet. Der Spannungszustand der Probe ist durch lokale Kraftmessung darstellbar.	Komplizierter Geräteaufbau, schwierige Probenpräparation, aufwendige Auswertung der Ergebnisse.
NGI  [Bjerrum und Landva, 1966]	Die Probe wird von einer Membran, die mit eingearbeiteter Drahtspirale armiert ist, umgeben. Zylindrische Probe.	Einfacher Geräteaufbau, einfache Einbauprozedur.	Seitliche Dehnung der armierten Membran und Ebenbleiben des Probenrandes sind nicht kontrollierbar.
BAW  [Franke u. a., 1979; Tatsuoka und Silver, 1981]	Die Probe wird seitlich durch einen Zelldruck σ_{xx} gestützt (Druckzelle wie beim Triaxialversuch). Zylindrische Probe.	Einfache Einbauprozedur, horizontale Normalspannung ist messbar, kontrollierbare K_0–Bedingung.	Seitliche Dehnung ist nur bei undränierten Versuchen kontrollierbar. Das Ebenbleiben des Randes ist nicht gewährleistet.
DSC  [Arthur u. a., 1977, 1981]	Die Probe ist von vier Druckkissen umgeben. Durch Ziehen der zwei diagonalen Punkte wird die Probe zu einem Parallelogramm deformiert. Quaderförmige Probe.	Die Rotation der Hauptspannungen ist steuerbar. Die Übertragung vertikaler Schubspannungen am Probenrand ist möglich.	Sehr komplizierter Geräteaufbau, nur für niedriges Spannungsniveau geeignet, nur dränierte spannungsgesteuerte Versuche möglich.
SGI modifiziert  [Kovacs und Leo, 1981]	Die Probe wird von einer Membran umgeben, die durch aufeinander gestapelte Ringe gestützt wird. Quaderförmige und zylindrische Proben.	Einfacher Aufbau, K_0–Bedingung wird eingehalten, einfacher Probeneinbau.	Das Ebenbleiben des Randes ist nicht gewährleistet.

E.2 Darstellung des Spannungszustands

Neben der komplexen Spannungsdarstellung von Cole [1967] in Kapitel 5.1.1 werden in der Geotechnik weitere verschiedene Methoden verwendet. Diese sind im Folgenden kurz erläutert.

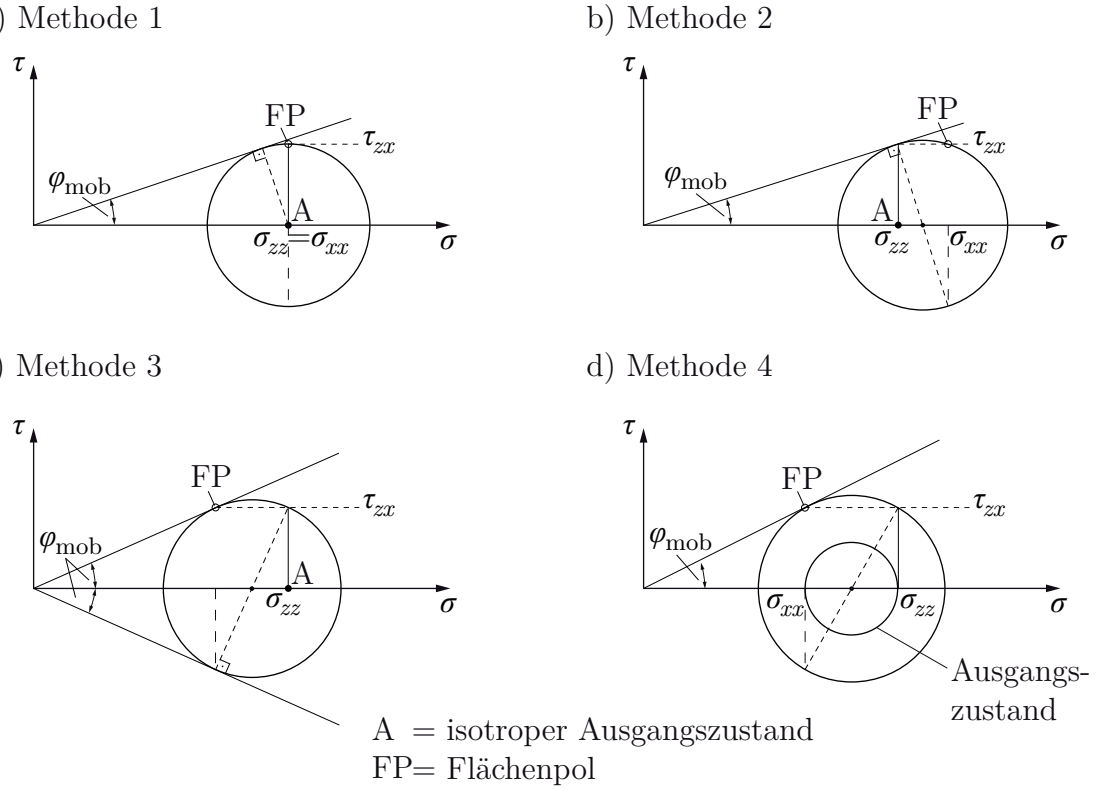


Bild E.1: Varianten der Spannungsberechnung einer abgescherten Probe im Einfachschergerät für Versuche unter konstanter Auflast; nach [DeGroot, 1989, Anhang A].

- Methode 1 (Bild E.1 a): Die horizontale Fläche wird als Fläche mit der maximalen Schubspannung angenommen [Airey u. a., 1985], [Cole, 1967, Seite 5-19]. Damit sind die Spannungen σ_{zz} und σ_{xx} während des Versuchs immer gleich groß und $K = K_0 = 1$. Der mobilisierte Reibungswinkel φ_{mob} lässt sich wie folgt berechnen:

$$\sin \varphi_{\mathrm{mob}} = \frac{\tau_{zx}}{\sigma_{zz}} \; . \tag{E.1}$$

- Methode 2 (Bild E.1 b): Die horizontale Fläche wird als Fläche mit dem maximal mobilisierten Reibungswinkel angenommen (im Bruch ist die Bruchfläche horizontal) [Airey u. a., 1985; Cole, 1967; Atkinson u. a., 1991; Randolph und Wroth, 1981], wobei für das Spannungsverhältnis nach der Konsolidierung $K_0 = 1$ gilt und während des Versuchs $K > K_0$. Der mobilisierte Reibungswinkel φ_{mob} ist dann:

$$\tan \varphi_{\mathrm{mob}} = \frac{\tau_{zx}}{\sigma_{zz}} \; . \tag{E.2}$$

- Methode 3 (Bild E.1 c): Die vertikale Fläche wird als Fläche mit dem maximal mobilisierten Reibungswinkel angenommen (im Bruch ist die Bruchfläche vertikal) [de Josselin de Jong, 1971; Airey u. a., 1985; Randolph und Wroth, 1981]. Im Gegensatz zu den anderen Methoden wird hier der mobilisierte Reibungswinkel φ_{mob} iterativ abhängig vom Spannungsverhältnis τ_{zx}/σ_{zz} wie folgt ermittelt:

$$\frac{\tau_{zx}}{\sigma_{zz}} = \frac{\sin\varphi_{\mathrm{mob}} \cdot \cos\varphi_{\mathrm{mob}}}{1 + \sin^2\varphi_{\mathrm{mob}}} \; . \tag{E.3}$$

  Dabei ist das Spannungsverhältnis nach der Konsolidierung $K_0 = 1$ und während des Versuchs $K < K_0$.

- Methode 4 (Bild E.1 d): Der Spannungszustand kann mit der Annahme, dass die Probe eine ideale einfache Scherung erfährt, dargestellt werden [Duncan und Dunlop, 1969; Seed und Peacock, 1971]. Die Spannungen σ_{zz} und σ_{xx} bleiben dabei während des Versuchs konstant ($K = K_0 = \text{konstant}$), während sich die Schubspannung erhöht. Nach dieser Methode lässt sich der mobilisierte Reibungswinkel φ_{mob} wie folgt berechnen:

$$\sin\varphi_{\mathrm{mob}} = \frac{1}{1 + K_0}\sqrt{(1 - K_0)^2 + 4\left(\frac{\tau_{zx}}{\sigma_{zz}}\right)^2} \; . \tag{E.4}$$

Das Verfahren von Cole [1967] (Kapitel 5.1.1) und die hier aufgezählten vier Methoden zur Darstellung des Spannungszustands führen zu unterschiedlichen Ergebnissen. Zur besseren Veranschaulichung ist in Bild E.2 der Reibungswinkel φ_{mob} über das Spannungsverhältnis τ_{zx}/σ_{zz} für die verschiedenen Methoden dargestellt.

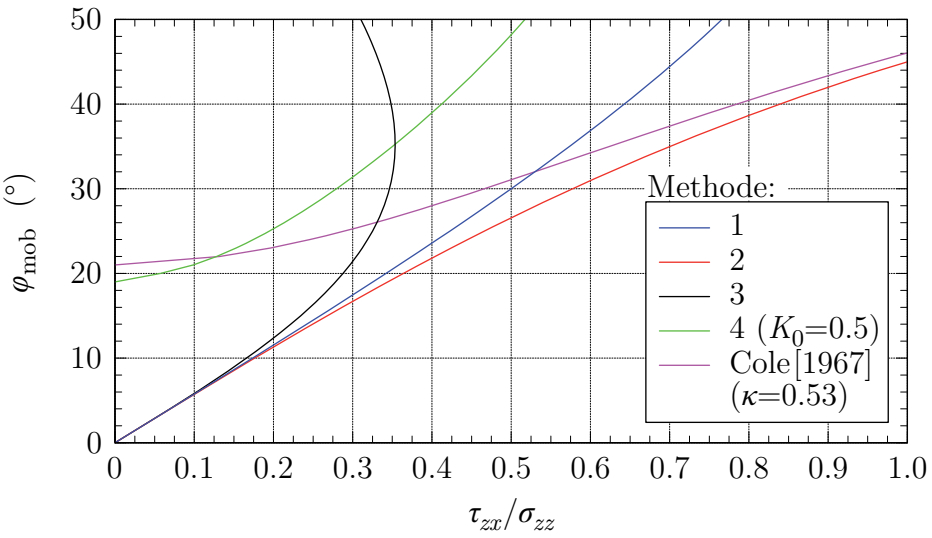


Bild E.2: Anwendung der verschiedenen Methoden für die Ermittlung des Spannungszustands und des Reibungswinkels im Einfachscherversuch; nach Airey u. a. [1985] erweitert um die Methoden 4 (mit $K_0 = 0,5$) und Verfahren nach Cole [1967] (mit $\kappa = 0,53$).

Beim Vergleich der ersten beiden Ansätze wird bereits aus den Mohr'schen Spannungskreisen deutlich, dass sich bei Anwendung der 1. Methode immer der größere Reibungswinkel bei gleichem Spannungsverhältnis τ_{zx}/σ_{zz} ergibt. Der Ansatz der vertikalen

Bruchflächen (Methode 3) ist im Gegensatz zur Annahme der horizontalen Bruchflächen für normalkonsolidierte Böden wahrscheinlicher, da hier $\sigma_{xx} < \sigma_{zz}$ und $K_0 < 1$. Allerdings muss bei Annahme vertikaler Gleitflächen, wo sich die Bodenelemente vertikal gegeneinander verschieben, auch eine Rotation der ganzen Probe einhergehen, da sonst die aufgezwungene Parallelverformung des Einfachscherversuchs nicht verträglich ist [de Josselin de Jong, 1971]. Diese Bewegung kann mit einer seitlich kippenden Buchreihe in einem Regal verglichen werden. Bei Auswertung dieses Ansatzes über die gesamte Scherung ergibt sich immer ein größerer Reibungswinkel als bei den ersten beiden Methoden. Für ein maximales Spannungsverhältnis τ_{zx}/σ_{zz}=0,35 wird schließlich ein Reibungswinkel von $\varphi_{\mathrm{mob}} = 35°$ erreicht. D.h. selbst von einem dichteren Sand mit größerem Reibungswiderstand kann keine größere Schubspannung aufgenommen werden.

Generell sollten alle drei Methoden nur für größere Verformungen angewendet werden, da von einer isotropen Konsolidierung der Probe ausgegangen wird, was in den meisten Geräten nicht realisiert werden kann.

Methode 4 setzt eine ideale einfache Scherung voraus, was mit den meisten Versuchsgeräten nicht umgesetzt werden kann. Außerdem wird angenommen, dass Vertikal- und Horizontalspannungen (σ_{zz} und σ_{xx}) und somit auch K_0 während des Abscherens konstant bleiben, was bereits in einigen Versuchsreihen mit detaillierter Messinstrumentation widerlegt wurde. Für ein Ausgangsspannungsverhältnis $K_0 = 1{,}0$ ist Methode 4 identisch mit Methode 1, bei noch größeren Werten nähern sich die Ergebnisse sogar denen der Methode 2 an. Ist der Wert für K_0 allerdings kleiner als 0,5, dann verschiebt sich die Ergebniskurve sehr weit nach oben, d.h. bereits bei relativ kleinen Spannungsverhältnissen τ_{zx}/σ_{zz} werden sehr große Reibungswinkel ermittelt.

Für den Bereich $0,40 \leq \tau_{zx}/\sigma_{zz} \leq 0,80$ liefert das Verfahren von Cole [1967] sinnvolle Werte, die er auch durch eine umfangreiche Versuchsserie bestätigen konnte. Außerdem wird bei diesem Ansatz das Material in Form des Parameters κ berücksichtigt.

Anhang F

Vergleich der Ergebnisse aus zyklischen Versuchen

Nachfolgend werden die eigenen Ergebnisse aus zyklischen Einfachscherversuchen mit denen aus anderen Studien verglichen. Hierzu sind sowohl Versuche unter konstanter Auflast, als auch volumenkonstante bzw. undränierte Tests zusammengefasst.

F.1 Einfachscherversuche unter konstanter Auflast

In Tabelle F.1 sind einige Studien zur Verdichtung von Sand in zyklischen Einfachscherversuchen mit den Parametern der dort untersuchten Materialien zusammengestellt. Teilweise mussten die Werte umgerechnet werden, da die nötigen Angaben nicht direkt in den Quellen angegeben sind.

Als Referenz werden in den Diagrammen in den Bildern F.1 bis F.3 die Ergebnisse aus der umfangreichen Studie von Silver und Seed [1969] dargestellt, die zusammengefasst auch in den [Silver und Seed, 1971a,b] beschrieben werden. Der dort verwendete Sand ist ein enggestufter, stark mittelsandiger Grobsand, dessen Verdichtung nach 10 Zyklen im Vergleich zu den eigenen Versuchen wesentlich geringer ausfällt. Andere Studien wie beispielsweise [Hsu und Vucetic, 2004], wo Daten nach 8 Zyklen in Bild F.3 aufgetragen sind, bestätigen für den dicht gelagerten Nevada Sand tendenziell das Verhalten der eigenen Versuche. Auch die Untersuchungen von Youd [1972] für einen ebenfalls dicht gelagerten Mittelsand zeigen ein wesentlich größeres Verdichtungsverhalten als die Versuche von Silver und Seed [1969]. Die zugehörigen Ergebnisse aus [Youd, 1972] in Bild F.3 werden nach Gleichung F.1 in der Tabelle F.2 umgerechnet, wobei vorausgesetzt wird, dass es keine horizontalen Probendehnungen während der zyklischen Belastung gibt ($\varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} = 0$) und das Kornvolumen konstant bleibt ($V_{\text{korn}} = \text{konst.}$):

$$\varepsilon_{\text{v},N=10} = (e_0 - e_{N=10}) \left(1 - \frac{e_0}{1 + e_0}\right) \ . \tag{F.1}$$

Tabelle F.1: Bodenkennwerte aus verschiedenen Studien mit Untersuchung des Verdichtungsverhaltens mit Hilfe von zyklischen Einfachscherversuchen unter konstanter Auflast (CNL).

Referenz	Material (Bodenart)	d_{50} (mm)	C_U	e_{min}	e_{max}	I_{D0}
Silver und Seed [1969, Bild 3.6]	Crystal Silica No. 20 (gS,ms*)	0,65	1,9	0,636	0,973	0,45/0,60/0,80
Youd [1972, Bild 3]	Ottawa C-109 (mS)	0,36 [3]	1,8	0,484	0,752	$0,76 \div 0,78$ ($e_0 = 0,543 \div 0,548$)
Hsu und Vucetic [2004, Bild 5]	Nevada Sand (mS,fs*)	0,17	2,0	0,511 [1]	0,887 [1]	0,78 ($e_0 = 0,593$)
Duku u. a. [2008, Bild 3]	Silica Sand No. 2 (gS)	1,60 [2]	1,29	0,646 ($\rho_{d,max} = 1{,}61\,g\,cm^{-3}$)	0,964 ($\rho_{d,min} = 1{,}349\,g\,cm^{-3}$)	0,60
diese Arbeit	Feinsand (fS,u')	0,095	1,4	0,569	0,980	0,45/0,60/0,80
	Feinsand-Mittelsand (fS+mS)	0,22	2,6	0,468	0,813	0,45/0,60/0,80
	Berliner Sand (mS,gs*)	0,54	3,3	0,391	0,688	0,45/0,60/0,80

[1] aus Arulmoli [1994], [2] aus Duku u. a. [2008, Tabelle 2], [3] aus Youd [1971, Bild 2]

Ein Vergleichswert für die Zyklenzahl $N = 10$ aus der sehr umfangreichen Studie von Duku u. a. [2008] für einen mitteldicht bis dicht gelagerten Grobsand wurde in Bild F.2 dargestellt. Dieses Ergebnis wiederum bestätigt die Untersuchungen von Silver und Seed [1969]. Eine Umrechnung der sonst in dieser Studie dargestellten Verformungsergebnisse für eine Zyklenzahl $N = 15$ in die hier vorgegebene Darstellung war nicht ohne weiteres möglich. In dieser Veröffentlichung sind außerdem einige Defizite aufgefallen, die abschließend nicht geklärt werden konnten.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass sich die volumetrischen Verformungsergebnisse selbst bei ähnlichen Sanden mit annähernd gleicher Lagerungsdichte teilweise um ein Vielfaches unterscheiden. Einige Gründe dafür könnten neben der Kornverteilung aber auch die Einbaumethode oder das Versuchsgerät sowie die -durchführung sein (siehe Kapitel 6.2). Wie auch schon in Bild 6.12 gezeigt werden konnte, sind die eigenen Verdichtungsergebnisse stark abhängig von der vertikalen Spannung σ'_{zz}. Bei der Zyklenzahl $N = 10$ sind die Unterschiede allerdings noch nicht so groß, so dass der Eindruck der Unabhängigkeit entsteht.

Tabelle F.2: Umrechnung der Verformungsergebnisse aus Youd [1972, Bild 3] für dicht gelagerten Ottawa-Sand C-109 aus zyklischen Einfachscherversuchen.

$\gamma_{zx}^{\text{ampl}}$ (%)	e_0	σ'_{zz} (kPa)	$e_{N=10}$	$\varepsilon_{\text{v},N=10}$ (%)
$0,10 \div 0,13$	0,545	48	0,536	0,58
$0,18 \div 0,26$	0,542	48	0,527	0,97
$0,90 \div 1,10$	0,542	48	0,522	1,30
$2,29 \div 2,36$	0,543	48	0,502	2,65
$8,21 \div 8,45$	0,543	48	0,480	4,08

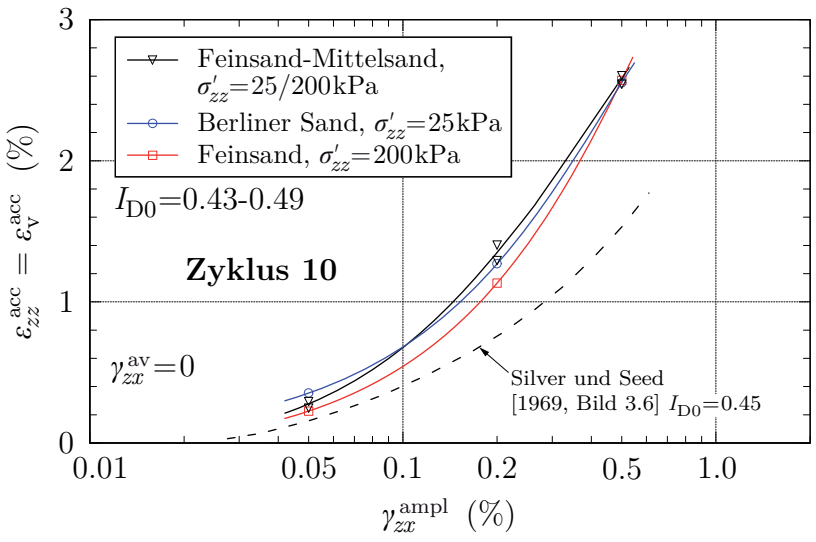


Bild F.1: Vergleich der Verdichtungskurven von zyklischen Einfachscherversuchen (CNL) für locker gelagerte Sande nach dem 10. Zyklus.

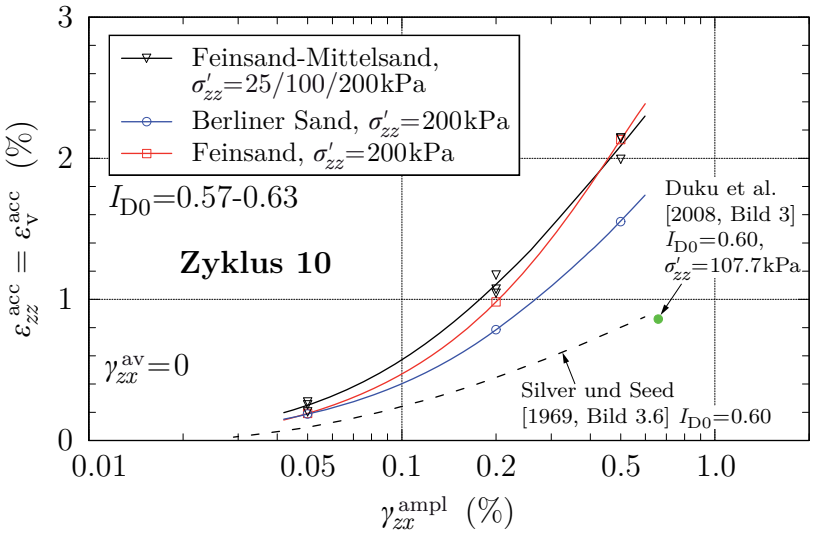


Bild F.2: Vergleich der Verdichtungskurven von zyklischen Einfachscherversuchen (CNL) für mitteldicht gelagerte Sande nach dem 10. Zyklus.

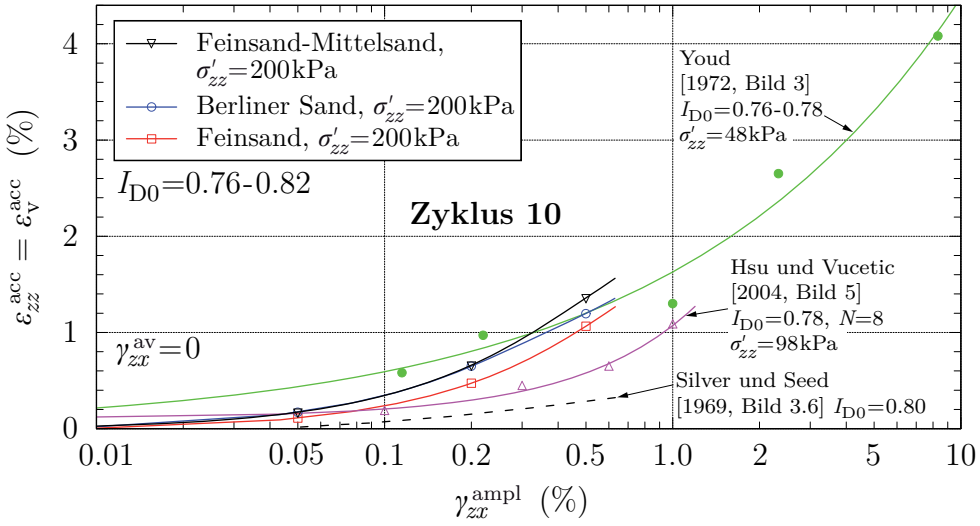


Bild F.3: Vergleich der Verdichtungskurven von zyklischen Einfachscherversuchen (CNL) für dicht gelagerte Sande nach dem 10. Zyklus.

F.2 Verflüssigungsuntersuchungen

Im Gegensatz zur Untersuchung des Verdichtungsverhaltens gibt es zahlreiche Veröffentlichungen zum Thema Verflüssigung. Motiviert durch die Gefahr in Erdbebengebieten wurden hier intensive Forschungen angestrengt. Oft werden hierzu zyklische Einfachscherversuche unter undränierten bzw. volumenkonstanten Bedingungen herangezogen, um das Verflüssigungsverhalten eines Bodens zu untersuchen und damit die Bedingungen im Feld zu bewerten. Für den Vergleich der eigenen Versuchsergebnisse wird eine Auswahl aus bekannten Referenzen herangezogen (Tabelle F.3).

Tabelle F.3: Ausgewählte Referenzen zu Verflüssigungsuntersuchungen aus kraftgesteuerten Wechsellastversuchen im Einfachschergerät.

Referenz	Material (Bodenart)	Versuchsart	Einbau	$\sigma'_{zz,0}$ (kPa)	I_D
Finn und Vaid [1977, Bild 2]	Ottawa C-109 enggestuft (mS)	vol.konst.	trockener Einbau und Vibration	196,1	0,35/0,50/ 0,65/0,72
Seed und Peacock [1971, Bild 4]	Mittelsand enggestuft (mS)	undräniert	[1] Einregnen unter Wasser und Vibration	k.A.	0,50 [2]
Seed u. a. [1976, Bild 5]	Mittelsand enggestuft (mS)	undräniert	k.A.	k.A.	0,50/0,60/0,70/ 0,75/0,85/0,90
Alba u. a. [1976, Bild 7]	Monterey Sand No.0 enggestuft (mS)	undräniert	trocken Einregnen	55	0,54/0,68/ 0,82/0,90
diese Arbeit	Feinsand-Mittelsand (fS+mS)	vol.konst.	trocken Einregnen	200	$0,42 \div 0,45$ $0,59 \div 0,62$ $0,77 \div 0,81$

[1] Hinweis aus Alba u. a. [1976, Bild 9] [2] mit Variation der Endflächenrauheit

Der Einbau der Sande in die Probenform des Einfachschergeräts erfolgt auf unterschiedliche Weise. Während Seed und Peacock [1971], Finn und Vaid [1977] und wahrscheinlich auch Seed u. a. [1976] den Boden locker einbauen und dann durch Vibration in die gewünschte Lagerungsdichte bringen, werden die eigenen Versuche und auch die großmaßstäblichen Modellversuche von Alba u. a. [1976] trocken eingerieselt. Es ist mittlerweile bekannt, dass die Einbaumethode einen wesentlichen Einfluss auf das Verflüssigungsverhalten hat (siehe auch Anhang D). Deshalb ist davon auszugehen, dass die Ergebnisse aus diesen Studien generell einen größeren Verflüssigungswiderstand zeigen, was sich auch in den nachfolgenden Bildern F.4 bis F.6 bestätigt. Grundsätzlich setzt bei den eigenen Versuchen mit Feinsand-Mittelsand im Vergleich zu den anderen Studien die Verflüssigung immer viel früher ein. Bei den locker bis mitteldicht gelagerten Proben in Bild F.4 sind bei Berücksichtigung der Diskrepanz in der Einbaulagerungsdichte nur geringe Unterschiede festzustellen. Jedoch bei den mitteldicht bis dicht gelagerten Sanden in den Bildern F.5 und F.6 wird der Abstand immer größer.

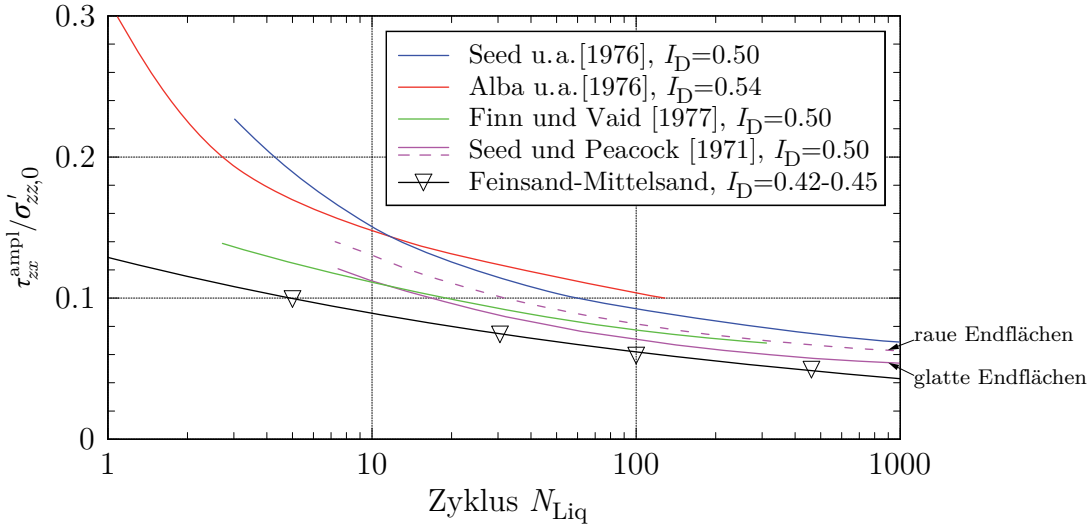


Bild F.4: Vergleich der Verflüssigungskurven von zyklischen Einfachscherversuchen für locker bis mitteldicht gelagerte Sande.

Eine mögliche Ursache für die Differenzen könnten die verschiedenen Versuchsbedingungen für die Gewährleistung der Volumenkonstanz der Probe während der zyklischen Belastung sein. Finn und Vaid [1977] zeigen, dass wassergesättigte, undränierte Proben einen etwas größeren Verflüssigungswiderstand haben und erklären das mit der Nachgiebigkeit des Porenwasserdrucksystems (engl. *system compliance*). Weiterhin sind die Ergebnisse von Seed und Peacock [1971] aus der Untersuchung der Rauigkeit der Endflächen sehr interessant. Je rauer die Endflächen, desto größer ist der Verflüssigungswiderstand (Bild F.4). Genaue Angaben über den Grad der Rauigkeit wurden allerdings nicht gemacht, so dass ein Vergleich mit den eigenen Versuchsrandbedingungen nicht möglich ist.

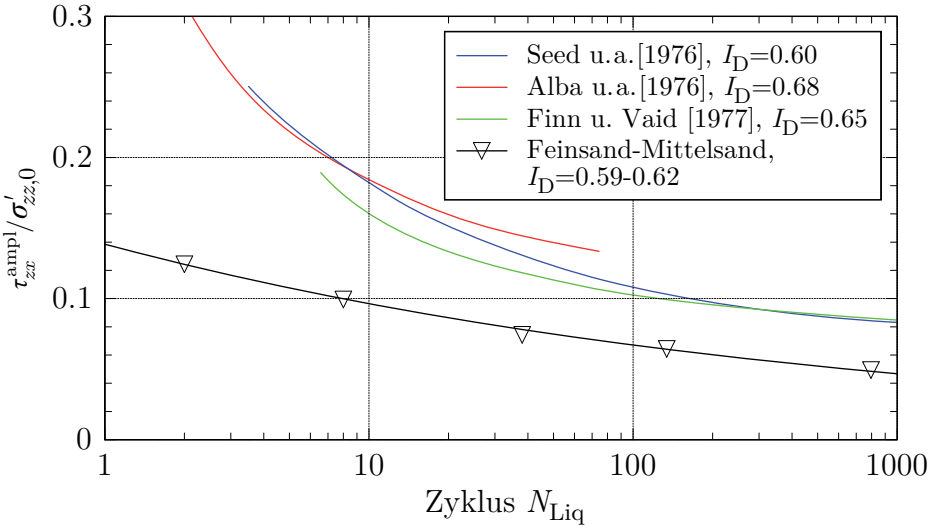


Bild F.5: Vergleich der Verflüssigungskurven von zyklischen Einfachscherversuchen für mitteldicht bis dicht gelagerte Sande.

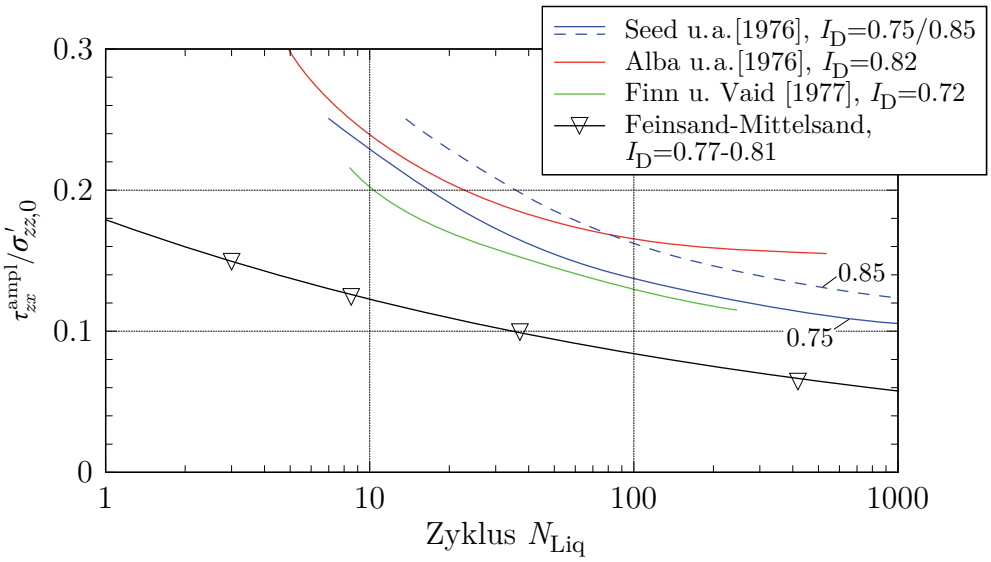


Bild F.6: Vergleich der Verflüssigungskurven von zyklischen Einfachscherversuchen für dicht gelagerte Sande.

Ob die großen Unterschiede bei der mitteldichten und dichten Lagerung von der Einbaumethode, dem Material oder von anderen Versuchsbedingungen wie beispielsweise der Rauigkeit der Endflächen abhängen, muss noch untersucht werden. Zwar besteht der Feinsand-Mittelsand aus feineren Korngrößen, jedoch scheint dies als alleiniger Grund für die großen Differenzen bei der Zyklenzahl bis zur Verflüssigung nicht vorstellbar. Der Trend ist außerdem sehr ähnlich wie bei den Verdichtungskurven. Während sich dort bei den eigenen Untersuchungen wesentlich größere Verdichtungswerte ergeben als in der Studie von Silver und Seed [1969], zeigt sich bei der Porenwasserdruckentwicklung der volumenkonstanten Versuche ein ähnlich verstärktes kontraktantes Verhalten. D.h. der Porenwasserdruck steigt bei den eigenen Tests wesentlich schneller an, was zu einer geringeren Zyklenanzahl bis zur Verflüssigung führt.

Anhang G

Das HCA-Modell nach [Niemunis u. a., 2005]

In diesem Abschnitt werden die Ermittlung der Materialparameter zum HCA-Modell und die Nachrechnungen einiger Versuche präsentiert. Der erste Zyklus bliebt bei allen folgenden Ausführungen entsprechend den Angaben der Entwickler [Niemunis u. a., 2005] unberücksichtigt. Außerdem werden nachfolgend ausschließlich die totalen Dehnungen (entspricht Intensität nach Gleichung 2.11) dargestellt. Alle Versuche wurden mit dem Feinsand-Mittelsand durchgeführt. Die nachfolgenden Ausführungen wurden unterstützt durch die Arbeiten von Yang [2014] und Wenzel [2011].

G.1 Ermittlung der Parameter

Die Prozedur zur Ermittlung der Materialparameter für das HCA-Modell wurde im Wesentlichen durchgeführt nach [Wichtmann u. a., 2008; Wichtmann und Triantafyllidis, 2011]. Die dafür durchgeführten Versuche sind in Tabelle G.1 aufgeführt.

Zyklische Triaxialversuche mit Wechselbelastung wurden nicht in die folgende Prozedur mit aufgenommen. Die resultierenden Ergebnisse weichen sehr stark von denen der Schwelllastversuche ab, so dass kein einheitlicher Parametersatz gefunden werden konnte. Deshalb werden diese Versuche auch bei den Nachrechnungen nicht berücksichtigt. Ein Grund dafür konnte in dieser Arbeit nicht gefunden worden.

Eine Zusammenstellung aller Parameter befindet sich in Tabelle 6.1.

G.1.1 Materialparameter aus Standard-Laborversuchen

Aus Standard-Laborversuchen wurden folgende Werte ermittelt (Tabelle 4.1):

$e_{\min} = 0,468$,
$e_{\max} = 0,813$ und
$\varphi_c = 29{,}3°$.

Tabelle G.1: Zusammenstellung der zyklischen Triaxialversuche für die Bestimmung der HCA-Parameter mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand ($I_{D0} = 0,59 \div 0,64$).

Nr.	$(p')^{av}$ (kPa)	q^{av} (kPa)	$\eta^{av} = \frac{q^{av}}{(p')^{av}}$	q^{ampl} (kPa)	$\zeta = \frac{q^{ampl}}{(p')^{av}}$
1	200	150	0,75	50	0,25
2				75	0,375
3				100	0,50
4	100	50	0,50	50	0,50
5	200	100		100	
6	300	150		150	
7	200	100	0,50	50	0,25
8		125	0,625		

G.1.2 Einfluss der Lagerungsdichte - Parameter C_e

Da alle zyklischen Triaxialversuche mit annähernd der gleichen relativen Lagerungsdichte von $I_{D0} = 0,60$ durchgeführt wurden, kann der Einfluss der Porenzahl nicht direkt aus den Ergebnissen bestimmt werden. Hierzu wären mindestens drei Tests mit unterschiedlicher Ausgangslagerungsdichte erforderlich. Daher wird der Parameter C_e nach der vereinfachten Prozedur aus [Wichtmann u. a., 2011, Gleichung 8] wie folgt abgeschätzt:

$$C_e = 0,95 \cdot e_{min} = 0,95 \cdot 0,468 = 0,4446 \; . \tag{G.1}$$

G.1.3 Einfluss der Belastungsamplitude - C_{ampl}

Für die Ermittlung des Materialparameters C_{ampl} und damit der Einflussfunktion f_{ampl} werden drei zyklische kraftgesteuerte Triaxialversuche mit gleicher mittlerer Spannung $(p')^{av} = 200\,kPa$ und $q^{av} = 150\,kPa$, jedoch unterschiedlicher Belastungsamplitude q^{ampl} ausgewertet (Nr. 1, 2 und 3 aus Tabelle G.1). In Bild G.1 b) sind die akkumulierten totalen Dehnungen über die zugehörigen Dehnungsamplituden für verschiedene Zeitpunkte des Versuchs dargestellt. Die Approximationen der einzelnen Werte erfolgt wie von den Entwicklern vorgeschlagen nach der Potenzfunktion:

$$f = k \cdot (\bar{\varepsilon}_{tot}^{ampl})^{C_{ampl}} \; . \tag{G.2}$$

Als Mittelwert der Exponenten $C_{ampl,i}$ aller approximierten Kurven ergibt sich schließlich der weiter verwendete Materialparameter $C_{ampl} = 1,5578$. Hierbei wurde der Exponent für die Approximation der Werte nach dem 10. Zyklus nicht berücksichtigt, da dieser zu sehr von den anderen abweicht.

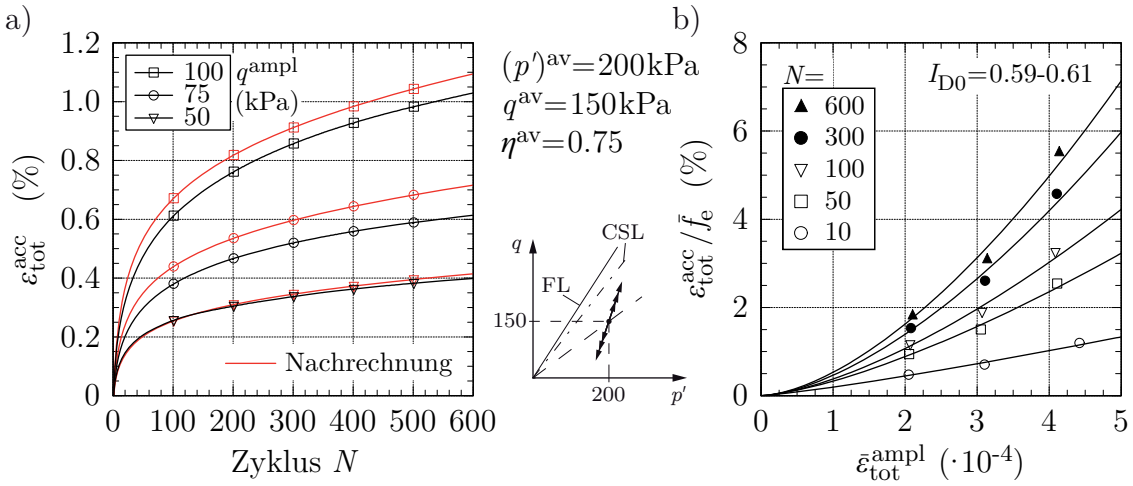


Bild G.1: Ergebnisse aus zyklischen Triaxialversuchen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand für die Ermittlung des Parameters C_{ampl} für das HCA-Modell: a) akkumulierte totale Dehnungen und Nachrechnungen mit dem HCA-Modell (Parametersatz aus Tabelle 6.1) und b) Einfluss der Dehnungsamplitude.

G.1.4 Einfluss der mittleren effektiven Spannung - C_p

Der Einfluss der mittleren effektiven Spannung wird wieder aus drei zyklischen kraftgesteuerten Triaxialversuchen ermittelt (Nr. 4, 5 und 6 aus Tabelle G.1). Hierfür bleiben sowohl das mittlere Spannungsverhältnis mit $\eta^{av} = 0,50$ als auch das Verhältnis der Belastungsamplitude zur mittleren effektiven Spannung mit $\zeta = 0,50$ konstant. In Bild G.2 b) sind die akkumulierten Dehnungen jeweils über die mittleren effektiven Spannungen für verschiedene Zeitpunkte des Versuchs dargestellt. Die Entwickler schlagen eine Exponentialfunktion für die Approximation der einzelnen Werte vor, die wie folgt aussieht:

$$f = k \cdot \exp[-C_p((p')^{av}/100\,\text{kPa} - 1)] \; . \tag{G.3}$$

Die Werte des Versuchs Nr. 5 mit einer mittleren effektiven Spannung von $(p')^{av} = 200\,\text{kPa}$ passen nicht in den Trend und werden für die Erstellung der Exponentialfunktionen vereinfachend nicht berücksichtigt (in Bild G.2 b) grau dargestellt). Der Mittelwert der Exponenten aller Funktionen ergibt den Materialparameter $C_p = 0,1254$.

Damit wird der Einfluss der mittleren effektiven Spannung leider nur durch die Ergebnisse von zwei Versuchen berechnet, was in Bezug auf das HCA-Modell keine optimale Basis darstellt. Die Berücksichtigung des Versuchs Nr. 5 führt allerdings zu keiner sinnvollen Auswertung.

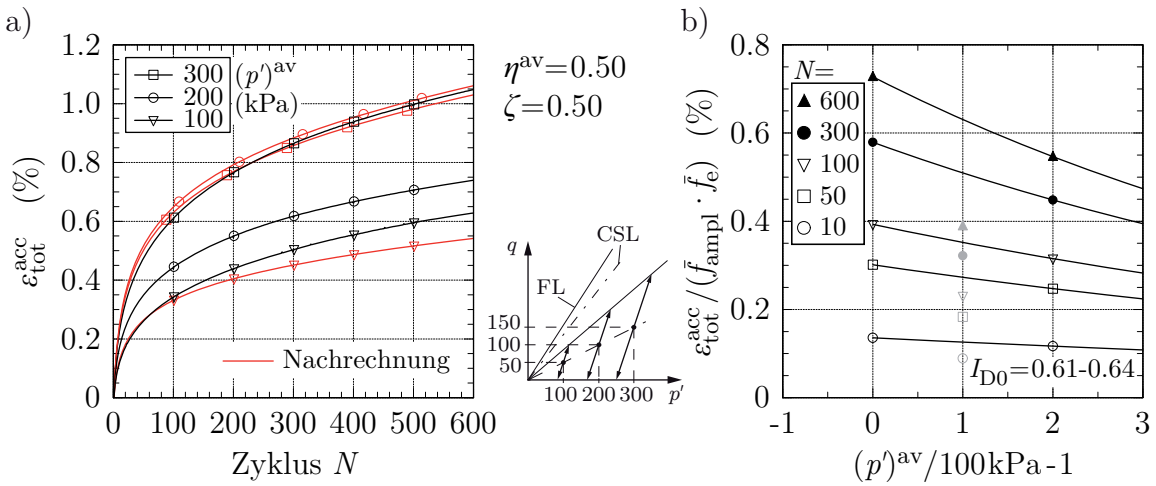


Bild G.2: Ergebnisse aus zyklischen Triaxialversuchen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand für die Ermittlung des Parameters C_p für das HCA-Modell: a) akkumulierte totale Dehnungen und Nachrechnungen mit dem HCA-Modell (Parametersatz aus Tabelle 6.1) und b) Einfluss der mittleren effektiven Spannung.

G.1.5 Einfluss des mittleren Spannungsverhältnisses - C_Y

Das Spannungsverhältnis η^av und sein Einfluss auf die Verformungsakkumulation findet durch den Materialparameter C_Y Berücksichtigung. Hierfür werden wiederum drei zyklische kraftgesteuerte Triaxialversuche herangezogen, wo bei konstanter mittlerer effektiver Spannung $(p')^\mathrm{av} = 200\,\mathrm{kPa}$ und Belastungsamplitude $q^\mathrm{ampl} = 50\,\mathrm{kPa}$ die mittlere Deviatorspannung q^av variiert wird (Nr. 1, 7 und 8 aus Tabelle G.1). In Bild G.3 sind die akkumulierten Dehnungen über die Spannungsverhältnisse $\bar{Y}^\mathrm{av}$ aufgetragen. Dieses Spannungsverhältnis wird nach den Entwicklern wie folgt berechnet:

$$\bar{Y}^\mathrm{av} = \frac{Y^\mathrm{av} - 9}{Y_\mathrm{c} - 9} \tag{G.4}$$

mit

$$Y^\mathrm{av} = \frac{27(3+\eta^\mathrm{av})}{(3+2\eta^\mathrm{av})(3-\eta^\mathrm{av})} \tag{G.5}$$

und mit $\varphi_\mathrm{c} = 29{,}3°$:

$$Y_\mathrm{c} = \frac{9-\sin^2\varphi_\mathrm{c}}{1-\sin^2\varphi_\mathrm{c}} = 11{,}519\ . \tag{G.6}$$

Nach Einsetzen in die Gleichungen ergeben sich die in Tabelle G.2 angegebenen Werte für $\bar{Y}^\mathrm{av}$.

Tabelle G.2: Ermittlung des mittleren Spannungsverhältnisses $\bar{Y}^{\mathrm{av}}$.

Nr.	η^{av}	Y^{av}	$\bar{Y}^{\mathrm{av}}$
7	0,50	9,45	0,179
8	0,625	9,70	0,277
1	0,75	10	0,397

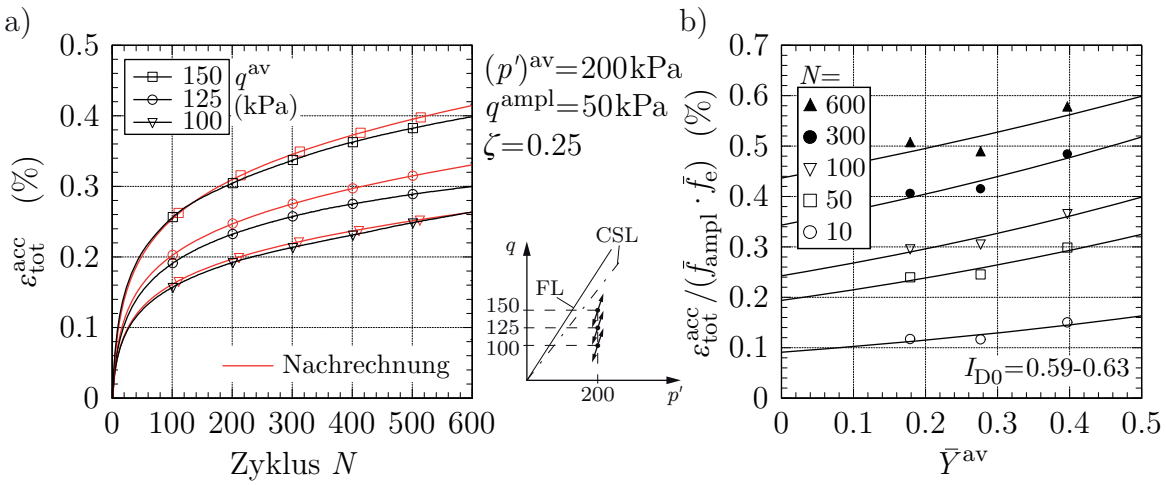


Bild G.3: Ergebnisse aus zyklischen Triaxialversuchen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand für die Ermittlung des Parameters C_{Y} für das HCA-Modell: a) akkumulierte totale Dehnungen und Nachrechnungen mit dem HCA-Modell (Parametersatz aus Tabelle 6.1) und b) Einfluss des mittleren Spannungsverhältnisses.

Die akkumulierten totalen Dehnungen sind in Bild G.3 b) über das jeweils ermittelte Spannungsverhältnis $\bar{Y}^{\mathrm{av}}$ für verschiedene Versuchszeitpunkte aufgetragen. Wiederum Exponentialfunktionen mit der Form

$$f = k \cdot \exp(C_{\mathrm{Y}} \bar{Y}^{\mathrm{av}}) \tag{G.7}$$

werden herangezogen, um einen Mittelwert aus allen Kurven mit $C_{\mathrm{Y}} = 0,8767$ zu erhalten.

G.1.6 Einfluss der zyklischen Vorbelastung - $C_{\mathrm{N}i}$

Für die Ermittlung der noch fehlenden Parameter C_{N1}, C_{N2} und C_{N3} werden die Verläufe der totalen akkumulierten Dehnungen aller Versuche, normiert auf die Einflussfunktionen $\bar{f}_{\mathrm{e}}$, $\bar{f}_{\mathrm{ampl}}$, f_{p} und f_{Y} in Bild G.4 über die Zyklenzahl aufgetragen. Die Einflussfunktion f_{N}, die die beste Approximation der Werte liefern soll, wird von den Entwicklern wie folgt festgelegt:

$$f_{\mathrm{N}} = C_{\mathrm{N1}}[\ln(1 + C_{\mathrm{N2}}N) + C_{\mathrm{N3}}N] \ . \tag{G.8}$$

Die beste Übereinstimmung, insbesondere bei den Nachrechnungen der Versuche, konnte gefunden werden, wenn die Ergebnisse der Tests zur Erfassung des Einflusses der mittleren effektiven Spannung nicht berücksichtigt werden (Versuche Nr. 4, 5 und 6 grau markiert in Bild G.4). Dann ergeben sich die Werte $C_{\mathrm{N1}} = 0,000821$, $C_{\mathrm{N2}} = 0,27313$ und $C_{\mathrm{N3}} = 0,00084$.

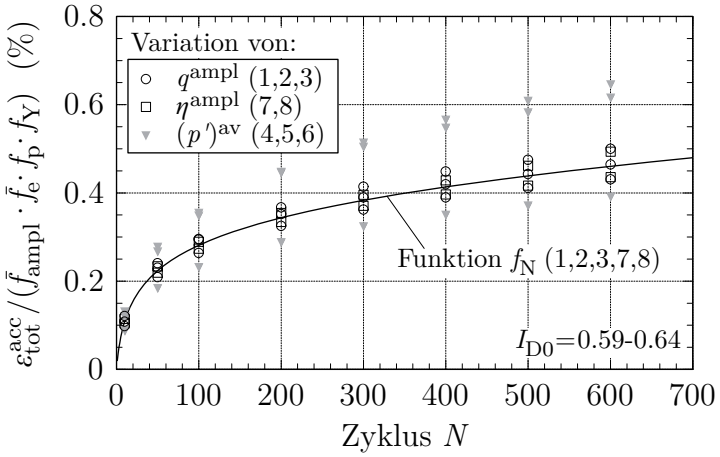


Bild G.4: Ergebnisse aus zyklischen Triaxialversuchen mit mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand für die Ermittlung der Parameter $C_{\mathrm{N}i}$ für das HCA-Modell.

G.2 Nachrechnungen

G.2.1 Einstufen-Versuche

Zur Überprüfung der ermittelten Parameter (Tabelle 6.1) werden die zyklischen Triaxialversuche, die zu deren Ermittlung herangezogen wurden, nachgerechnet. Somit können zumindest Fehler in der Berechnung ausgeschlossen werden.

Die Nachrechnungen sind bereits in den Bildern G.1 a) bis G.3 a) eingetragen. Die Ergebniskurven können bis auf die von Versuch Nr. 5, der bei der Parameter-Bestimmung ausgenommen werden musste, relativ gut approximiert werden.

G.2.2 Mehrstufen-Versuche

Die Ergebnisse der zyklischen Triaxialversuche mit verschiedenen Lastpaketen aus Kapitel 7.2.2 sollen hier mit dem HCA-Modell nachgerechnet werden, um dessen Tauglichkeit für Tests mit variierenden Lastprogrammen zu überprüfen.

Bis auf die Wechsellastversuche wurden die zyklischen Triaxialversuche aus Kapitel 7.2.2, deren Lastprogramm jeweils aus drei Laststufen á 200 Zyklen besteht, im Folgenden mit dem HCA-Modell nachgerechnet. Die zuvor ermittelten Materialparameter (Zusammenfassung in Tabelle 6.1) und die aus den Versuchen gemittelten Dehnungsamplituden $\bar{\varepsilon}_{\mathrm{tot}}^{\mathrm{ampl}}$ der einzelnen Zyklenpakete waren die Voraussetzung für die Berechnungen. Die Resultate sind in den folgenden Bildern G.5 bis G.8 dargestellt. Neben den Ergebnissen der Nachrechnungen sind zum Vergleich auch die Original-Versuchsdaten (mit Anfangszyklen) und die angepassten Versuchsdaten ohne jeweils die Anfangszyklen aufgetragen. D.h. bei Beginn jedes neuen Zyklenpakets wurde bei den Daten der akkumulierten Dehnungen jeweils der erste „irreguläre“ Zyklus abgezogen (siehe auch Konzept HCA-Modell in [Wichtmann, 2005]). Eine ähnliche Darstellung ist in Wichtmann u. a. [2006, Bild 7] zu finden.

Bei einem konstantem mittleren Spannungszustand $(p')^{\mathrm{av}}$, q^{av} stimmen die Nachrechnungen relativ gut mit den Versuchsergebnissen nach Abzug der Anfangszyklen überein (Bild G.5). Nur bei beim Versuch mit der größten Amplitude zu Beginn in Bild G.5 b) wird die akkumulierte Dehnung bereits im ersten Paket in der Nachrechnung überschätzt. In den nachfolgenden Paketen ergibt sich wie auch im Versuch kaum einen Zuwachs an bleibender Verformung. Ein ähnlicher Trend zeigt sich in [Wichtmann u. a., 2006, Bild 15].

In den weiteren Untersuchungen wird das mittlere Spannungsniveau unter den einzelnen Zyklenpaketen verändert. In Bild G.6 bleibt die mittlere effektive Spannung $(p')^{\mathrm{av}}$ konstant, während die mittlere Deviatorspannung q^{av} und damit das mittlere Spannungsverhältnis η^{av} in den einzelnen Paketen unterschiedlich ist. Hier lässt sich keine gute Übereinstimmung finden, die Ergebnisse der Nachrechnungen weichen teilweise stark von den Versuchsergebnissen ab (Bilder G.6 a) und b).

Ähnlich schlecht sind die Übereinstimmungen der Nachrechnungen bei veränderlicher mittlerer effektiver Spannung $(p')^{\mathrm{av}}$ und konstanten mittleren Spannungsverhältnis η^{av}. In Bild G.7 sind die Ergebnisse der drei Zyklenpakete in unterschiedlicher Reihenfolge dargestellt. Dabei wurde auch das Verhältnis der vertikalen Belastungsamplitude zu den mittleren effektiven Spannungen $(p')^{\mathrm{av}} = 100$, 200 und 300 kPa mit $\zeta = 0,50$ konstant gehalten. Die mittleren Dehnungsamplituden $\bar{\varepsilon}_{\mathrm{tot}}^{\mathrm{ampl}}$ nehmen mit größer werdender effektiver Spannung $(p')^{\mathrm{av}}$ zu, bleiben aber im Bereich zwischen $3,5 \cdot 10^{-4}$ und $5,5 \cdot 10^{-4}$ relativ eng beieinander. Die akkumulierte Verformung wird in allen vier Varianten im Vergleich zu den angepassten Versuchswerten ohne Anfangszyklen durch die Nachrechnung überschätzt. Außerdem schwanken die Berechnungsergebnisse der verschiedenen Reihenfolgen nach 600 Zyklen moderat zwischen $1,0 \leq \varepsilon_{\mathrm{tot}}^{\mathrm{acc}} \leq 1{,}2\,\%$, wobei angemerkt werden muss, dass die eingesetzten Dehnungsamplituden aus den Versuchswerten zwar ähnlich, aber nicht identisch sind. In [Triantafyllidis, 2013, Bild 6 a)] wird ein ähnlicher Vergleich von drei Zyklenpaketen mit unterschiedlichen mittleren Spannungsniveaus gezeigt, allerdings alle mit einer mittleren Dehnungsamplitude von $\bar{\varepsilon}_{\mathrm{tot}}^{\mathrm{ampl}} = 4 \cdot 10^{-4}$. Auch hier konnte weder eine gute Übereinstimmung zu den Versuchsergebnissen, noch eine gleiche akkumulierte Dehnung am Ende der Belastung erreicht werden.
Es muss angemerkt werden, dass bei den eigenen Nachrechnungen der Parameter

$C_\mathrm{p} = 0,1254$ angewendet wurde, der nicht eindeutig aus drei Versuchen bestimmt werden konnte (Kapitel G.1.4). Das gilt auch für die Parameter $C_{\mathrm{n}i}$.

Gleiches gilt für die Untersuchungen bei konstanter radialer Spannung σ'_3. Wie auch in [Triantafyllidis, 2013, Bilder 6 b) und c)] sind die Unterschiede der Berechnungen zu den angepassten Versuchsergebnissen moderat (Bild G.8). Hier ändert sich nicht nur die mittlere effektive Spannung $(p')^\mathrm{av}$ zwischen den Zyklenpaketen, sondern auch das mittlere Spannungsverhältnis η^av. Allerdings sind die Unterschiede, insbesondere bei $(p')^\mathrm{av}$, zwischen den Zyklenpaketen nicht sehr groß ($167\,\mathrm{kPa} \leq (p')^\mathrm{av} \leq 200\,\mathrm{kPa}$).

Abschließend kann festgehalten werden, dass die Nachrechnungen mit dem HCA-Modell nur die Mehrstufenversuche mit einem konstanten mittleren Spannungsniveau gut approximieren. Sobald sich das mittlere Spannungsniveau ändert, weichen die Ergebnisse aus den Berechnungen teilweise erheblich von den Versuchsergebnissen ab. [Wichtmann und Triantafyllidis, 2012, Bild 9] zeigen, dass sich bei der Anwendung des HCA-Modells bei Mehrstufenversuchen mit Zyklenpaketen unterschiedlicher mittlerer Spannung Unterschiede ergeben und somit die Miner-Regel nicht erfüllt wird. Hier sind sicher noch Verbesserungen beim HCA-Modell erforderlich, um auch die zyklische Vorbelastung bei unterschiedlichen Spannungsverhältnissen besser zu erfassen.

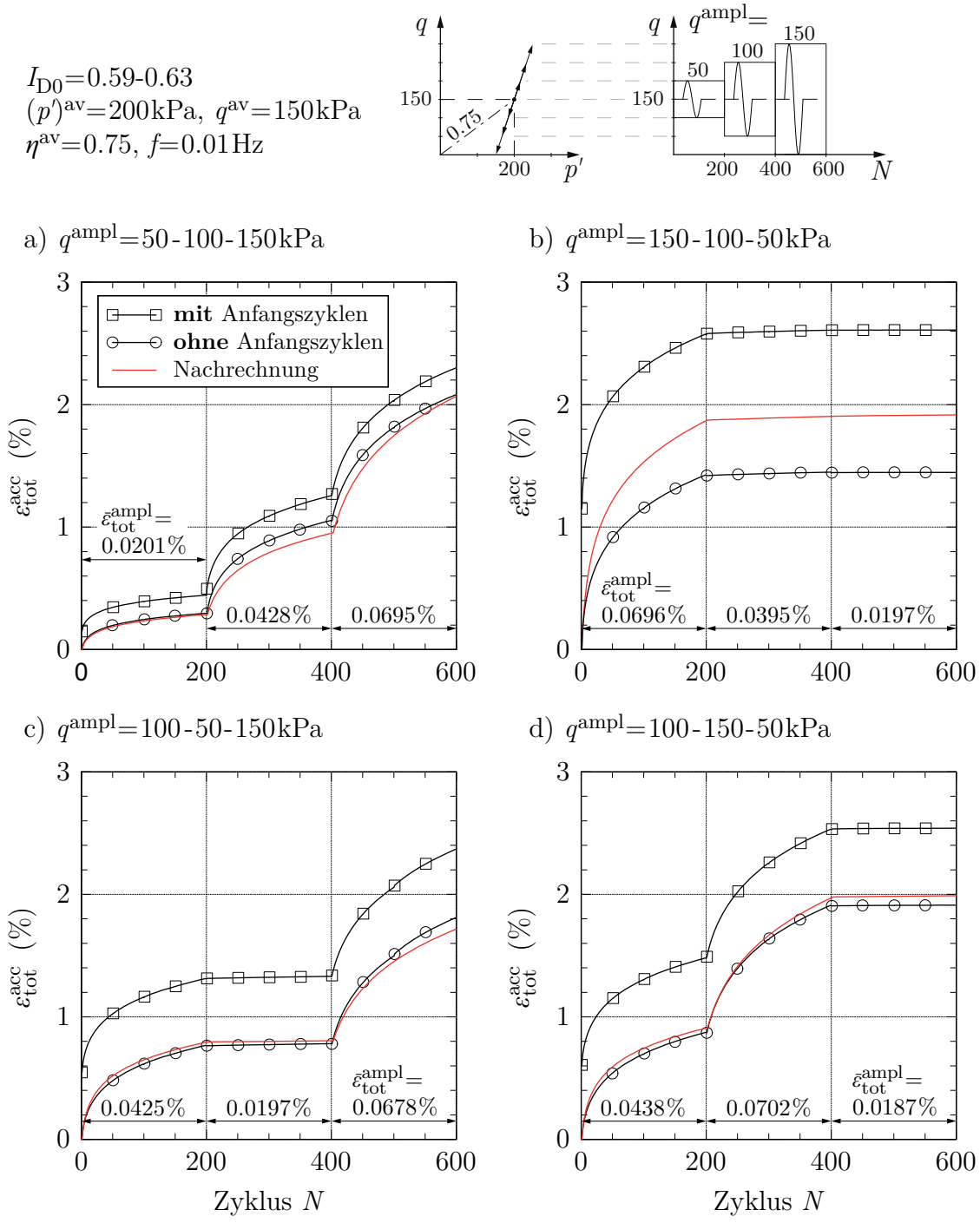


Bild G.5: Dehnungsakkumulation bei zyklischen Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei konstantem mittleren Spannungszustand inkl. Nachrechnungen mit dem HCA-Modell (siehe auch Bild 7.12).

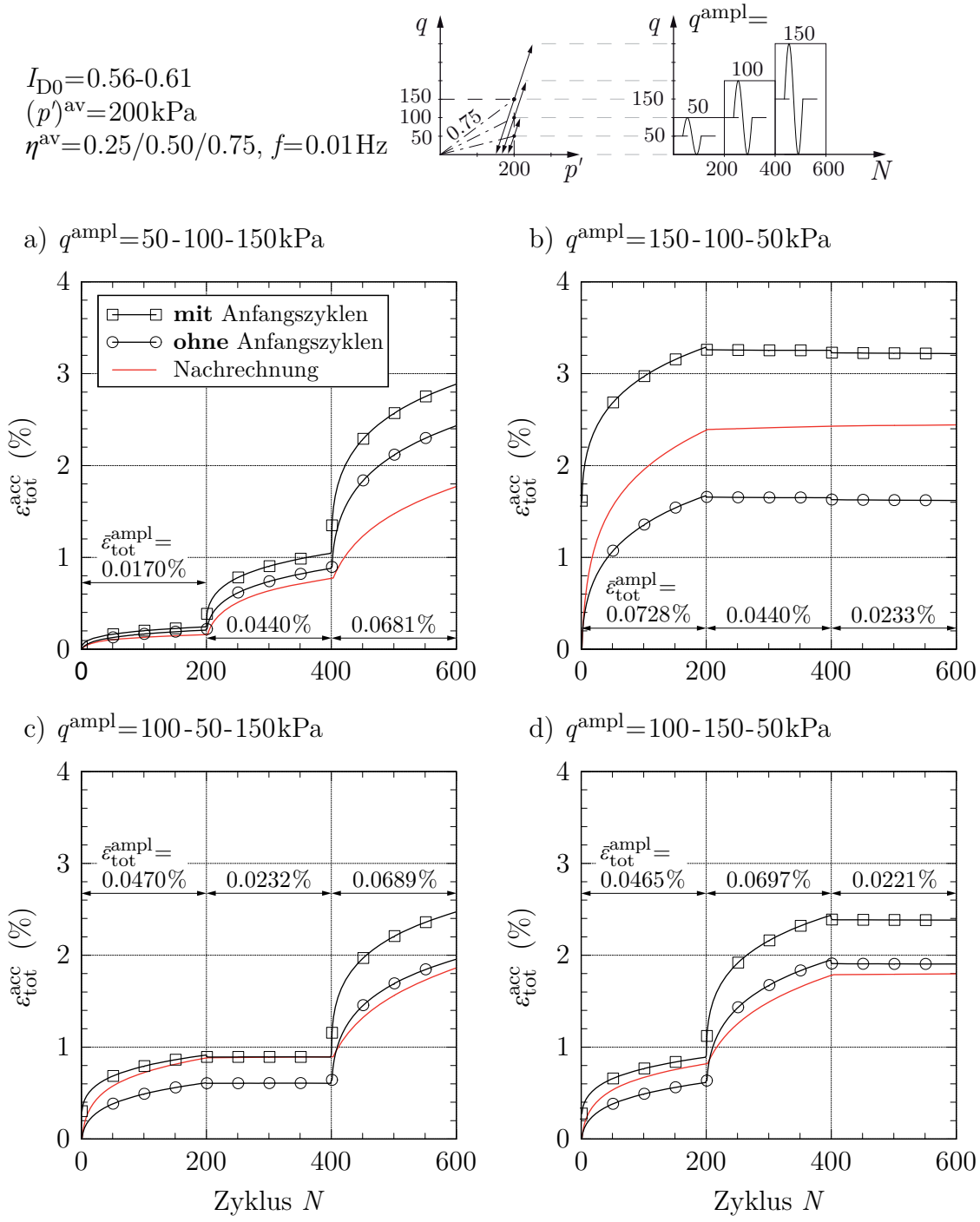
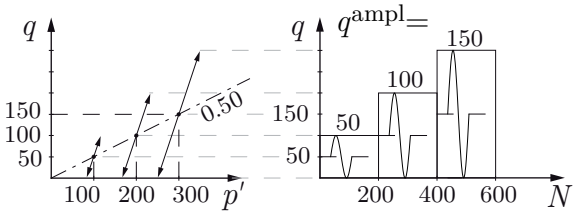


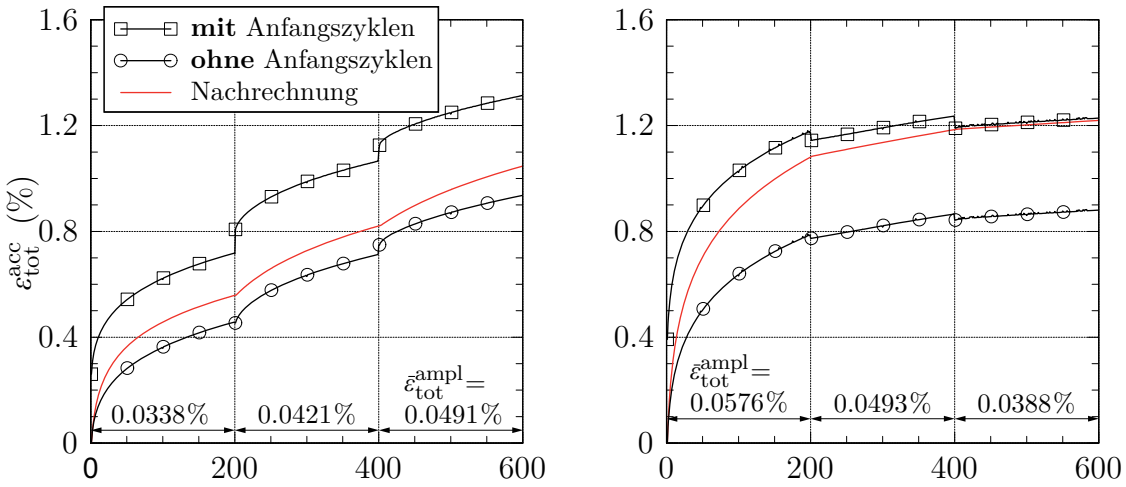
Bild G.6: Dehnungsakkumulation bei zyklischen Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei konstanter mittlerer effektiver Spannung $(p')^{av}$ unter Variation der mittleren Deviatorspannung q^{av} inkl. Nachrechnungen mit dem HCA-Modell (siehe auch Bild 7.14).

I_{D0}=0.59-0.61
$(p')^{av}$=100/200/300kPa
$\eta^{av}=\zeta$=0.50, f=0.01Hz



a) q^{ampl}=50-100-150kPa

b) q^{ampl}=150-100-50kPa



c) q^{ampl}=100-50-150kPa

d) q^{ampl}=100-150-50kPa

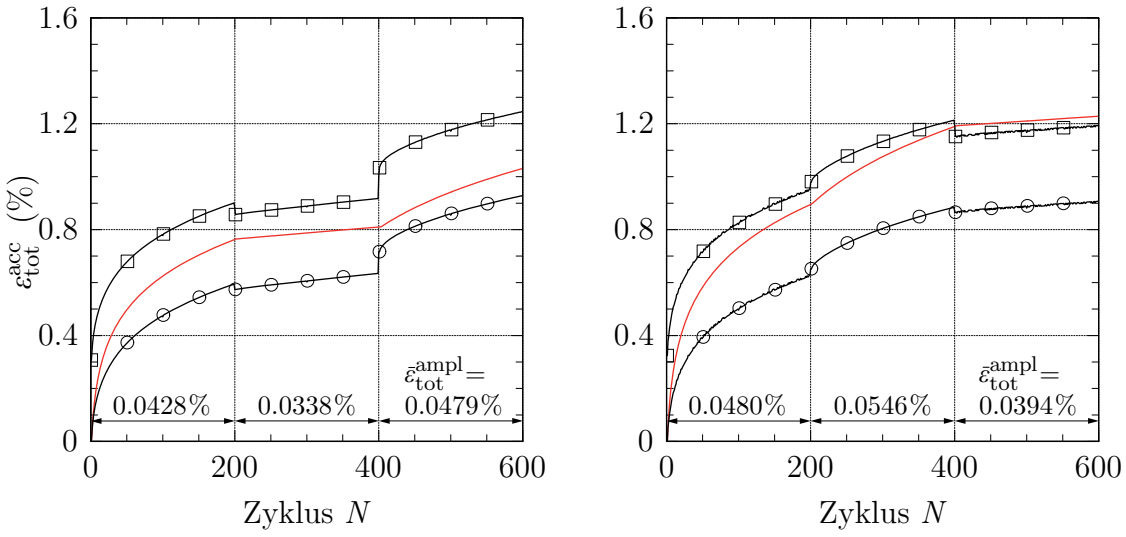


Bild G.7: Dehnungsakkumulation bei zyklischen Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei variierender mittlerer effektiver Spannung $(p')^{av}$ und konstantem mittleren Spannungsverhältnis η^{av} inkl. Nachrechnungen mit dem HCA-Modell (siehe auch Bild 7.16).

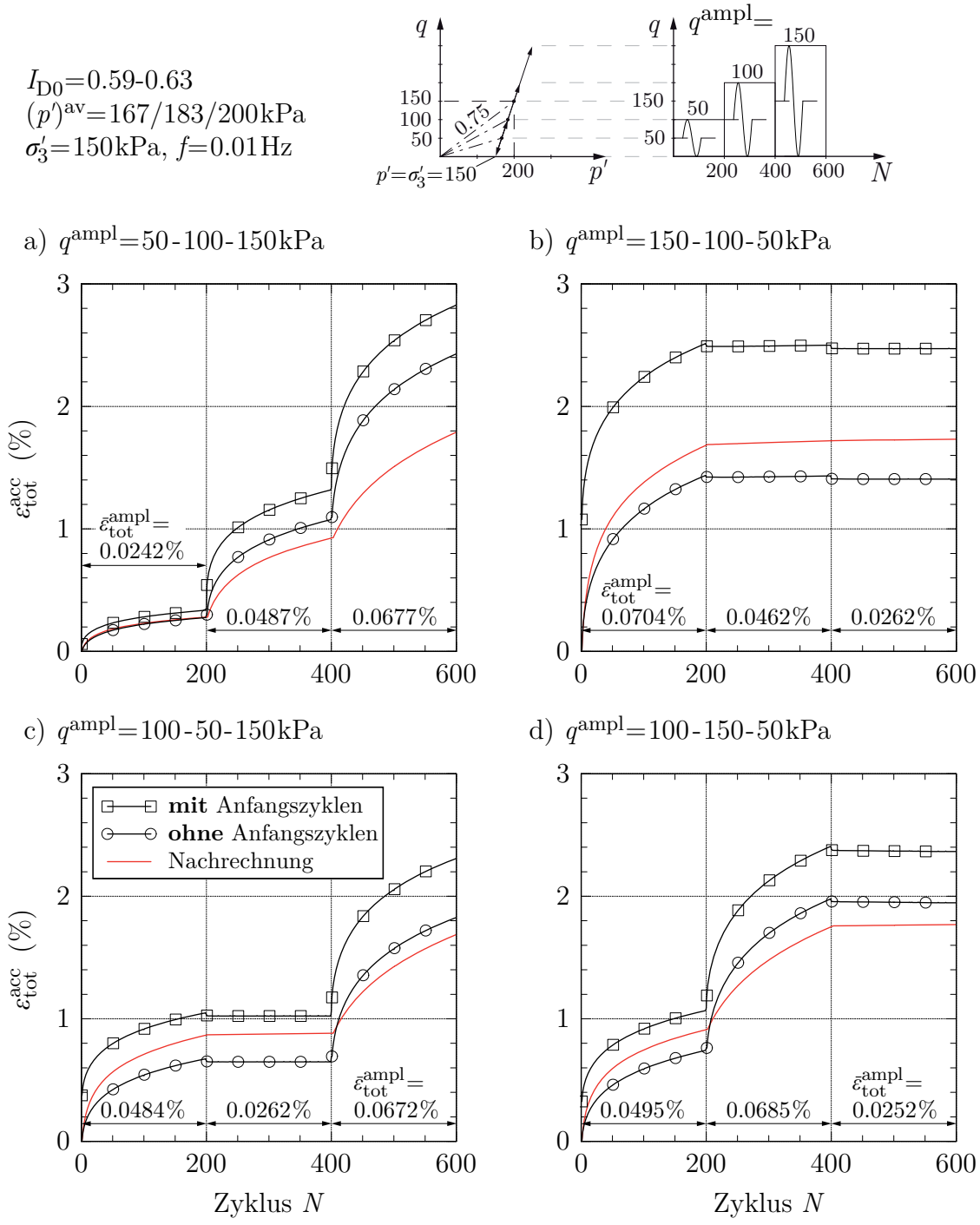


Bild G.8: Dehnungsakkumulation bei zyklischen Triaxialversuchen in drei Lastpaketen á 200 Zyklen an mitteldicht gelagertem Feinsand-Mittelsand bei konstanter radialer effektiver Spannung σ_3' inkl. Nachrechnungen mit dem HCA-Modell (siehe auch Bild 7.17).

Anhang H

Dehnungs-Superposition: Berechnungen

In Kapitel 7.4.1 werden die beiden irregulären Funktionen umgewandelt. Als Ergänzung zu den dort vorgenommenen Superpositions-Berechnungen ist nachfolgend die Ermittlung für die Umwandlung auf die jeweils mittlere Belastungsamplitude der Klassierungen dargestellt.

Tabelle H.1: Dehnungs-Superposition für die 5×5 – Klassierung der irregulären Funktion 1 bei aufsteigender Amplitude; bezogen auf die mittlere Amplitude $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 20{,}3\,\mathrm{kPa}$.

					Time-Hardening			S-H [1]	EA-Pfähle (ref: $i = 5$)		
i	$\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}$ (kPa)	n_i	A_i	B_i	$N_{i-1,i}^{*}$	$n_{i,\mathrm{eq}}$	$\varepsilon_{\mathrm{v},i}^{\mathrm{acc}}$ [2]	$\varepsilon_{\mathrm{v},i}^{\mathrm{acc}}$ [2]	$n_{i,\mathrm{ref}}^{*}$	$n_{\mathrm{ref,eq}}$	$\varepsilon_{\mathrm{v,ref}}^{\mathrm{acc}}$ [2]
1	1,94	77	0,0013	0,1099	-	77	0,002	0,002	≈ 0	≈ 0	≈ 0
2	12,58	12	0,1639	0,1197	≈ 0	12	0,221	0,007	0,05	0,05	0,115
3	28,75	4	0,5280	0,1346	≈ 0	4	0,636	0,013	225,3	225,4	1,095
4	38,03	2	0,8008	0,1431	0,20	2,2	0,896	0,017	3021,3	3246,7	2,547
5	20,30	10	0,3202	0,1268	3365	3375,5	0,897	0,025	10,0	3256,7	0,893

[1] S-H: Strain-Hardening, [2] Dehnungen $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}}$ in %

Tabelle H.2: Dehnungs-Superposition für die 5×5 – Klassierung der irregulären Funktion 2 bei aufsteigender Amplitude; bezogen auf die mittlere Amplitude $\tau_{zx}^{\mathrm{ampl}} = 40{,}9\,\mathrm{kPa}$.

					Time-Hardening			S-H [1]	EA-Pfähle (ref: $i = 5$)		
i	$\tau_{zx,i}^{\mathrm{ampl}}$ (kPa)	n_i	A_i	B_i	$N_{i-1,i}^{*}$	$n_{i,\mathrm{eq}}$	$\varepsilon_{\mathrm{v},i}^{\mathrm{acc}}$ [2]	$\varepsilon_{\mathrm{v},i}^{\mathrm{acc}}$ [2]	$n_{i,\mathrm{ref}}^{*}$	$n_{\mathrm{ref,eq}}$	$\varepsilon_{\mathrm{v,ref}}^{\mathrm{acc}}$ [2]
1	5,62	21	0,0506	0,1133	-	21	0,071	0,071	≈ 0	≈ 0	0,007
2	23,96	11	0,4054	0,1301	≈ 0	11	0,554	0,105	≈ 0	≈ 0	0,265
3	52,50	10	1,3189	0,1564	≈ 0	10,0	1,891	0,349	171,8	171,9	2,950
4	69,71	5	2,0823	0,1722	0,57	5,57	2,799	0,872	2233,7	2405,6	7,960
5	40,86	11	0,8933	0,1457	2538,5	2549,5	2,801	1,094	11,0	2416,6	2,779

[1] S-H: Strain-Hardening, [2] Dehnungen $\varepsilon_{\mathrm{v}}^{\mathrm{acc}}$ in %

Literaturverzeichnis

M. Achmus, K. Abdel-Rahman, P. Peralta und Y. Kuo. Untersuchungen zum Tragverhalten von Monopilegründungen unter zyklischer Belastung. In *Vorträge zum Pfahl-Symposium 2007*, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 84, Seiten 95–114, 2007.

M. Achmus, Y. S. Kuo und K. Abdel-Rahman. Zur Bemessung von Monopiles für zyklische Lasten. *Bauingenieur*, 83(7):303–311, 2008.

D. W. Airey und D. M. Wood. Pore Pressures in Simple Shear – Technichal Note. *Soils and Foundations*, 26(2):91–96, 1986.

D. W. Airey, M. Budhu und D. M. Wood. Some Aspects of the Behaviour of Soils in Simple Shear. In P. K. Banerjee und R. Butterfield (Hrsg.), *Developments in Soil Mechanics and Foundation Engineering*, volume 2, Kapitel 6, Seiten 185–213. Elsevier, 1985.

P. De Alba, H. B. Seed und C. K. Chan. Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 102(GT9):909–927, 1976.

N. Allotey und M. H. El Naggar. A Consistent Soil Fatigue Framework Based on the Number of Equivalent Cycles. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(1):65–77, 2008.

M. I. Amer, W. D. Kovacs und M. S. Aggour. Cyclic Simple Shear Size Effects. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(7):693–707, 1987.

K. H. Andersen. Behaviour of Clay Subjected to Undrained Cyclic Loading. In *Proceedings of the First International Conference on the Behaviour of Offshore Structures, Trondheim, Norwegen*, Band 1, Seiten 392–403, 1976.

K. H. Andersen, R. Dyvik, Y. Kikuchi und E. Skomedal. Clay Behaviour Under Irregular Cyclic Loading. In *Proceedings of the Sixth International Conference on the Behaviour of Offshore Structures, London, England*, Band 2, Seiten 937–950, 1992.

M. Annaki und K. L. Lee. Equivalent Uniform Cycle Concept for Soil Dynamics. *Journal of the Geotechnical Engineering Divsion*, 103(GT6):549–564, 1977.

J. R. F. Arthur, K. S. Chua und T. Dunstan. Induced Anisotropy in a Sand. *Géotechnique*, 27(1):13–30, 1977.

J. R. F. Arthur, S. Bekenstein, J. T. Germaine und C. C. Ladd. Stress Path Tests with Controlled Rotation of Principal Stress Directions. In R. N. Yong und F. C. Townsend (Hrsg.), *Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM STP 740*, Seiten 516–540. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1981.

K. Arulmoli. VELACS: Selection, Distribution and Laboratory Testing. In K. Arulanandan und R. F. Scott (Hrsg.), *Proceedings of the International Conference of Verifications and Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Davis, Kalifornien, USA*, volume 2, Seiten 1281–1292. A.A. Balkema, Rotterdam, 1994.

ASTM E1049–85. Standard Practices for Cycle Counting in Fatigue Analysis, Januar 1985. (Reapproved 2005).

J. H. Atkinson, W. H. W. Lau und J. J. M. Powell. Measurement of Soil Strength in Simple Shear Tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(2):255–262, 1991.

O. H. Basquin. The Exponential Law of Endurance Tests. *Proceedings of the Thirteenth Annual Meeting, American Society for Testing Materials (ASTM)*, 10:625–630, 1910.

R. H. Bassett. *The Behaviour of Granular Materials in the Simple Shear Apparatus*. Dissertation, University of Cambridge, Cambridge, 1967.

T. Becker. Triaxialversuche mit reduzierter Endflächenreibung zur Untersuchung des Materialverhaltens von Berliner Sand. Diplomarbeit, TU Berlin, Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, 2002. unveröffentlicht.

M. Bergmann. Entwicklung einer rechnergestützten Routine zur Datenreduktion monotoner und zyklischer Triaxialversuche. Studienarbeit, TU Berlin, Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik - Degebo, 2012. unveröffentlicht.

G. Biondi, E. Cascone und M. Maugeri. Number of Uniform Stress Cycles Equivalent to Seismic Loading. In *Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Berkeley, California*, Seiten 705–712, 2004.

A. W. Bishop und G. E. Green. The Influence of End Restraint on the Compression Strength of a Cohesionless Soil. *Géotechnique*, 15(3):243–266, 1965.

A. W. Bishop und L. D. Wesley. A Hydraulic Triaxial Apparatus for Controlled Stress Path Testing. *Géotechnique*, 25(4):657–670, 1975.

L. Bjerrum und A. Landva. Direct Simple-Shear Tests on a Norwegian Quick Clay. *Géotechnique*, 16(1):1–20, 1966.

D. K. Black und K. L. Lee. Saturating Laboratory Samples by Back Pressure. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(SM1):75–93, 1973.

M. Budhu. Nonuniformities Imposed by Simple Shear Apparatus. *Canadian Geotechnical Journal*, 21(1):125–137, 1984.

O. Buxbaum. *Betriebsfestigkeit – Sichere und wirtschaftliche Bemessung schwingbeanspruchter Bauteile*. Verlag Stahleisen, Düsseldorf, 2. Auflage, 1992.

A. Casagrande. On Liquefaction Phenomena. *Géotechnique*, 21(3):197–202, 1971. Vorlesung von Prof. Casagrande am 16.11.1970 wiedergegeben von P. A. Green und P. A. S. Ferguson.

A. Casagrande und F. Rendon. Gyratory Shear Apparatus Design, Testing Procedures, and Test Results on Undrained Sand. Technical Report S-78-15, Harvard Soil Mechanics Series No. 89, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, 1978.

G. Castro. Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(6):551–569, 1975.

C. S. Chang. Residual Pore Pressure and Deformation Behavior of Soil Samples Under Variable Cyclic Loading. In *International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Rolla, Missouri*, Band 1, Seiten 107–110, 1981.

C. S. Chang und R. V. Whitman. Drained Permanent Deformation of Sand due to Cyclic Loading. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(10):1164–1180, 1988.

U. H. Clormann und T. Seeger. Rainflow - HCM – Ein Zählverfahren für Betriebsfestigkeitsnachweise auf werkstoffmechanischer Grundlage. *Stahlbau*, 55(3):65–71, 1986.

E. R. L. Cole. *The Behaviour of Soils in the Simple Shear Apparatus*. Dissertation, University of Cambridge, Cambridge, 1967.

G. de Josselin de Jong. Diskussion in Session 2: Stress-Strain Behaviour of Soils. In R. H. G. Parry (Hrsg.), *Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium*, Seiten 258–261, Cambridge University, UK, 1971.

V. B. DeGregorio. Loading Systems, Sample Preparation, and Liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(5):805–821, 1990.

D. J. DeGroot. *The Multidirectional Direct Simple Shear Apparatus with Application to Design of Offshore Arctic Structures*. Dissertation, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Boston, USA, 1989.

DGGT (Hrsg.). *Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“–EA Pfähle*. Ernst und Sohn, Berlin, 2. Auflage, 2012.

DIN 1311-1. Schwingungen und schwingungsfähige Systeme, Februar 2000. Beuth-Verlag, Berlin.

DIN 18123. Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korngrößenverteilung, April 2011. Beuth-Verlag, Berlin.

DIN 18124. Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korndichte, Kapillarpyknometer, Weithalspyknometer, Gaspyknometer, April 2011. Beuth-Verlag, Berlin.

DIN 18126. Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung, November 1996. Beuth-Verlag, Berlin.

DIN 18129. Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Kalkgehaltsbestimmung, Juli 2011. Beuth-Verlag, Berlin.

DIN 18137-2. Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 2: Triaxialversuch, April 2011. Beuth-Verlag, Berlin.

DIN 18196. Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke , Mai 2011. Beuth-Verlag, Berlin.

DIN 4023. Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse von Bohrungen und sonstigen direkten Aufschlüssen, Februar 2006. Beuth-Verlag, Berlin.

DIN 45667. Klassierverfahren für das Erfassen regelloser Schwingungen, Oktober 1969. Beuth-Verlag, Berlin.

DIN 50100. Dauerschwingversuch, Februar 1978. Beuth-Verlag, Berlin.

DIN EN ISO 14688-1. Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden – Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14688-1:2002), April 2011. Beuth-Verlag, Berlin.

N. C. Donovan. A Stochastic Approach to the Seismic Liquefaction Problem. In P. Lumb (Hrsg.), *Proceeding of the First International Conference on Applications of Statistics and Probability to Soil and Structural Engineering, Hongkong*, Seiten 514–535, 1972.

G. T. Dounias und D. M. Potts. Numerical Analysis of Drained Direct and Simple Shear Tests. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(12):1870–1891, 1993.

N. E. Dowling. Fatigue Failure Predictions for Complicated Stress-Strain Histories. *Journal of Materials*, 7(1):71–87, 1972.

P. M. Duku, J. P. Stewart, D. H. Whang und E. Yee. Volumetric Strains of Clean Sands Subject to Cyclic Loads. *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(8):1073–1085, 2008.

J. M. Duncan und P. Dunlop. Behavior of Soils in Simple Shear Tests. In *Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexiko-Stadt*, Band 1, Seiten 101–109, 1969.

R. Dyvik, T. Berre, S. Lacasse und B. Raadim. Comparison of Truly Undrained and Constant Volume Direct Simple Shear Tests. *Géotechnique*, 37(1):3–10, 1987.

K. Fakharian und E. Evgin. Cyclic Simple-Shear Behavior of Sand-Steel Interfaces under Constant Normal Stiffness Condition. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(12):1096–1105, 1997.

W. D. L. Finn und Y. P. Vaid. Liquefaction Potential from Drained Constant Volume Cyclic Simple Shear Tests. In *Proceedings of the Sixth World Conference on Earthquake Engineering, Neu Delhi*, Band 3, Seiten 2157–2162. Indian Society of Earthquake Technology, 1977.

W. D. L. Finn, K. W. Lee und G. R. Martin. An Effective Stress Model for Liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(GT6):517–533, 1977.

E. Franke, M. Kiekbusch und B. Schuppener. A New Direct Simple Shear Device. *Geotechnical Testing Journal*, 2(4):190–199, 1979.

E. Gaßner. Betriebsfestigkeit, eine Bemessungsgrundlage für Konstruktionsteile mit statistisch wechselnden Betriebsbeanspruchungen. *Konstruktion*, 6(3):97–104, 1954.

P. Geißler. Irreguläre zyklische Belastungsversuche mit Sand im Triaxialgerät. Diplomarbeit, TU Berlin, Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik - Degebo, 2012. unveröffentlicht.

S. Georgi, M. Baeßler und P. Cuéllar. Verformungsakkumulation von Offshore-Pfahlgründungen unter zyklischer Belastung. In *Beiträge der Spezialsitzung der 32. Baugrundtagung, Mainz*, Seiten 97–104. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), 2012.

J. T. Germaine und C. C. Ladd. Triaxial Testing of Saturated Cohesive Soils. In R. C. Chaney R. T. Donaghe und M. L. Silver (Hrsg.), *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977*, Seiten 421–459. American Society for Testing and Materials, 1988.

V. N. Ghionna und D. Porcino. Liquefaction Resistance of Undisturbed and Reconstituted Samples of a Natural Coarse Sand from Undrained Cyclic Triaxial Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(2):194–202, 2006.

M. Goldscheider. Dilatanzverhalten von Sand bei geknickten Verformungswegen. *Mechanics Research Communications*, 2(3):143–148, 1975.

M. Goldscheider und G. Gudehus. Einige bodenmechanische Probleme bei Küsten- und Offshore-Bauwerken. In *Vortragsband der Baugrundtagung 1976 in Nürnberg*, Seiten 507–522. DGGT Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 1976.

S. Goto und F. Tatsuoka. Effects of End Conditions on Triaxial Compressive Strength for Cohesionless Soil. In R. C. Chaney R. T. Donaghe und M. L. Silver (Hrsg.), *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977*, Seiten 692–705. American Society for Testing and Materials, 1988.

R. A. Green und G. A. Terry. Number of Equivalent Cycles Concept for Liquefaction Evaluations – Revisited. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(4):477–488, 2005.

E. Haibach. *Betriebsfestigkeit - Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung*. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, 3. Auflage, 2006.

B. O. Hardin. The Nature of Damping in Sands. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 91(SM1):63–97, 1965.

B. O. Hardin und V. P. Drnevich. Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98 (SM6):603–624, 1972.

L. Heene. Schadensakkumulationstheorien und deren Anwendung in der Geotechnik. Bachelorarbeit, TU Berlin, 2011. unveröffentlicht.

P. Hinz. *Beurteilung des Langzeitverhaltens zyklisch horizontal belasteter Monopile-Gründungen*. Dissertation, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Universität Duisburg-Essen, Heft 37, 2009.

C.-C. Hsu und M. Vucetic. Volumetric Threshold Shear Strain for Cyclic Settlement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(1):58–70, 2004.

L. B. Ibsen. The Stable State in Cyclic Triaxial Testing on Sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 13(1):63–72, 1994.

I. M. Idriss, R. Dobry und R. D. Singh. Nonlinear Behavior of Soft Clays During Cyclic Loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(GT12):1427–1447, 1978.

I. Ishibashi, M. A. Sherif und C. Tsuchiya. Pore-Pressure Rise Mechanism and Soil Liquefaction. *Soils and Foundations*, 17(2):17–27, 1977.

K. Ishihara. Simple Method of Analysis for Liquefaction of Sand Deposits During Earthquakes. *Soils and Foundations*, 17(3):1–17, 1977.

K. Ishihara und H. Nagase. Multi-Directional Irregular Loading Tests on Sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 7(4):201–212, 1988.

K. Ishihara und S. Yasuda. Sand Liquefaction Due to Irregular Excitation. *Soils and Foundations*, 12(4):65–77, 1972.

K. Ishihara und S. Yasuda. Sand Liquefaction Under Random Earthquake Loading Condition. In *Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rom*, Seiten 329–338, 1973.

K. Ishihara und S. Yasuda. Sand Liquefaction in Hollow Cylinder Torsion Under Irregular Excitation. *Soils and Foundations*, 15(1):45–59, 1975.

K. Ishihara, F. Tatsuoka und S. Yasuda. Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses. *Soils and Foundations*, 15(1):29–44, 1975.

W. S. Kaggwa, J. R. Booker und J. P. Carter. Residual Strains in Calcareous Sand due to Irregular Cyclic Loading. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(2):201–218, 1991.

M. Köhler, S. Jenne, K. Pötter und H. Zenner. *Zählverfahren und Lastannahme in der Betriebsfestigkeit*. Springer-Verlag, 2012.

M. Kiekbusch und B. Schuppener. Membrane Penetration and Its Effect on Pore Pressures. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(GT11):1267–1279, 1977.

W. M. Kirkpatrick. Diskussion zu: Soil Properties and their Measurement (Section 1). In *Proceedings of the Fifth Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Paris*, Band 3, Seiten 131–133, 1961.

W. Kjellmann. Testing the Shear Strength of Clay in Sweden. *Géotechnique*, 2(3): 225–235, 1951.

J. Klementev. Use of Reciprocating Pumps in Soil Experiments. *Géotechnique*, 27(4): 597–599, 1977.

D. Kolymbas. *Ein nichtlineares viskoplastisches Stoffgesetz für Böden*. Dissertation, Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 77, 1978.

W. D. Kovacs und E. Leo. Cyclic Simple Shear of Large Scale Sand Samples: Effects of Diameter to Height Ratio. In *International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Rolla, Missouri*, Band 3, Seiten 897–904, 1981.

R. S. Ladd. Specimen Preparation and Cyclic Stability of Sands. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 103(GT6):535–547, 1977.

P. V. Lade und L. B. Ibsen. A Study of the Phase Transformation and the Characteristic Lines of Sand Behavior. In *Proceedings of the International Symposium on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics, Nagoya, Japan*, Seiten 353–359, 1997.

B. F. Langer. Fatigue Failure From Stress Cycles of Varying Amplitude. *Journal of Applied Mechanics*, 4(3):A160–A162, 1937.

H. G. Larew und G. A. Leonards. A Strength Criterion for Repeated Loads. *Highway Research Borad Proceedings*, 41:529–556, 1962.

V. H. Le. *Zum Verhalten von Sand unter zyklischer multidirektionaler Beanspruchung im Einfachscherversuch*. Dissertation, Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Technischen Universität Berlin, 2014. eingereicht.

C. LeBlanc, B. W. Byrne und G. T. Houlsby. Response of Stiff Piles to Random Two–Way Lateral Loading. *Géotechnique*, 60(9):715–721, 2010.

P. Lechner und M. Fuchsberger. Einbaumethode zur Erzielung eines reproduzierbaren Modellbodens aus Sand. *Geotechnik*, 14:82–85, 1991.

K. L. Lee und K. Chan. Number of Equivalent Significant Cycles in Strong Motion Earthquakes. In *Proceedings of the International Conference of Microzonation for Safer Construction, Research and Application, Seattle*, Band 2, Seiten 610–627. National Science Foundation, 1972.

K. L. Lee und J. A. Focht. Cyclic Testing of Soil for Ocean Wave Loading Problems. *Marine Geotechnology*, 1(4):305–325, 1976.

K. L. Lee und H. B. Seed. Cyclic Stress Conditions and Causing Liquefaction of Sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93(SM1):47–70, 1967.

X. S. Li und Y. F. Dafalias. Dilatancy of cohesionless soils. *Géotechnique*, 50(4): 449–460, 2000.

S.-S. Lin und J. C. Liao. Permanent Strains of Piles in Sand due to Cyclic Lateral Loads. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9):798–802, 1999.

A. H. Liu, J. P. Stewart, N. A. Abrahamson und Y. Moriwaki. Equivalent Number of Uniform Stress Cycles for Soil Liquefaction Analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(12):1017–1026, 2001.

S. López-Querol und M. R. Coop. Drained Cyclic Behaviour of Loose Dogs Bay Sand. *Géotechnique*, 62(4):281–289, 2012.

A. S. Lucks, J. T. Christian, G. E. Brandow und K. Høeg. Stress Conditions in NGI Simple Shear Test. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98 (SM1):155–160, 1972.

M. P. Luong. Stress-Strain Aspects of Cohesionless Soils under Cyclic and Transient Loading. In *Proceedings of the International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea*, Seiten 315–324, Januar 1980.

M. P. Luong. Mechanical Aspects and Thermal Effects of Cohesionless Soils under Cyclic Transient Loading. In *Proceedings of the IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Materials, Delft*, Seiten 239–246, September 1982.

M. P. Luong und J. F. Sidaner. Undrained Behaviour of Cohesionless Soils Under Cyclic and Transient Loading. In *Proceedings of the International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis*, Seiten 215–220, April 1981.

W. A. Marr und J. T. Christian. Permanent Displacements due to Cyclic Wave Loadings. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(GT8):1129–1149, 1981.

G. R. Martin, W. D. L. Finn und H. B. Seed. Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(GT5):423–438, 1975.

M. Matsuishi und T. Endo. Fatigue of metals subjected to varying stress. Japan Society of Mechanical Engineering, Fukuoka (Japan), März 1968. in japanischer Sprache.

M. A. Miner. Culmulative Damage in Fatigue. *Journal of Applied Mechanics*, 12(3): A159–A164, 1945.

S. Miura und S. Toki. A Sample Preparation Method and its Effect on Static and Cyclic Deformation-Strength Properties of Sand. *Soils and Foundations*, 22(1):61–77, 1982.

C. L. Monismith, N. Ogawa und C. R. Freeme. Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils due to Repeated Loading. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 537:1–17, 1975.

A. R. Mortezaie und M. Vucetic. Small-Strain Cyclic Testing With Standard NGI Simple Shear Device. *Geotechnical Testing Journal*, 35(6):935–948, 2012.

J. P. Mulilis, H. B. Seed, C. K. Chan, J. K. Mitchell und K. Arulanandan. Effects of Sample Preparation on Sand Liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 103(GT2):91–107, 1977.

H. Nagase und K. Ishihara. Effects of Load Irregularity on the Cyclic Behaviour of Sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 6(4):239–249, 1987.

P. L. Newland und B. H. Allely. Volume Changes in Drained Triaxial Tests on Granular Materials. *Géotechnique*, 7(1):17–34, 1957.

P. G. Nicholson, R. B. Seed und H. A. Anwar. Elimination of Membrane Compliance in Undrained Triaxial Testing. I. Measurement and Evaluation. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(5):727–738, 1993.

A. Niemunis, T. Wichtmann und T. Triantafyllidis. A High-Cycle Accumulation Model for Sand. *Computers and Geotechnics*, 32(4):245–263, 2005.

A. Nieslony. Rainflow Counting Algorithm. MATLAB Central, URL: www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/3026, 2003. Letztes Update: 04.04.2010, Abruf am 05.08.2012.

K. Nycz. Zur Umwandlung irregulärer Belastungen in schadensäquivalente Funktionen bei nichtbindigen Böden. Bachelorarbeit, TU Berlin, Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik - Degebo, 2013. unveröffentlicht.

K. Nycz und A. Rempel. Das Verhalten von Sand unter volumenkonstanten Bedingungen im Einfachscherversuch. Studienarbeit, TU Berlin, Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik - Degebo, 2014. unveröffentlicht.

M. Oda. On Stress-Dilatancy Relation of Sand in Simple Shear Test. *Soils and Foundations*, 15(2):17–29, 1975a.

M. Oda. On the Relation $\tau/\sigma_N = \kappa \cdot \tan\psi$ in the Simple Shear Test. *Soils and Foundations*, 15(4):35–41, 1975b.

A. Palmgren. Die Lebensdauer von Kugellagern. *ZVDI–Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure*, 68(14):339–341, 1924.

W. H. Peacock und H. B. Seed. Sand Liquefaction Under Cyclic Loading Simple Shear Conditions. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94(SM3):689–708, 1968.

D. J. Pickering. Drained Liquefaction Testing in Simple Shear – Technical Note. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(SM12):1179–1184, 1973.

W. Plaßmann und D. Schulz. *Handbuch Elektrotechnik - Grundlagen und Anwendungen für Elektrotechniker*. Verlag Springer Vieweg, 6. Auflage, 2013.

W. S. Pollard, D. A. Sangrey und S. J. Poulos. Air Diffusion through Membranes in Triaxial Tests. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(GT10): 1169–1173, 1977.

D. Porcino, G. Caridi und V. N. Ghionna. Undrained Monotonic and Cyclic Simple Shear Behaviour of Carbonate Sand. *Géotechnique*, 58(8):635–644, 2008.

J. Poulsen und R. N. Stubstad. Laboratory Testing of Cohesive Subgrades: Results and Implications Relative to Structural Pavement Design and Distress Models. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 671:84–91, 1978.

J.-H. Prevost und K. Høeg. Reanalysis of Simple Shear Soil Testing. *Canadian Geotechnical Journal*, 13(4):418–429, 1976.

D. C. Proctor und J. H. Khaffaf. Cyclic Triaxial Tests on Remoulded Clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(10):1431–1445, 1984.

R. Pyke, H. B. Seed und C. K. Chan. Settlement of Sand Under Multidirectional Shaking. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(GT4):379–398, 1975.

F. Rackwitz. Bestimmung von dynamischen Bodenparametern im RC-Versuch. In D. Aubram (Hrsg.), *Vorträge zum 2. Hans Lorenz Symposium*, Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Technischen Universität Berlin Heft 40, Seiten 185–197, 2006.

N. S. Rad und M. T. Tumay. Factors Affecting Sand Specimen Preparation by Raining. *Geotechnical Testing Journal*, 10(1):31–37, 1987.

D. Radaj und M. Vormwald. *Ermüdungsfestigkeit – Grundlagen für Ingenieure*. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, 3. Auflage, 2007.

V. S. Raju, S. K. Sadasivan und M. Venkataraman. Use of Lubricated and Conventional End Platens in Triaxial Tests on Sand. *Soils and Foundations*, 12(4):35–43, 1972.

M. F. Randolph und C. P. Wroth. Application of the Failure State in Undrained Simple Shear Tests to the Shaft Capacity of Driven Piles. *Géotechnique*, 31(1):143–157, 1981.

O. Reynolds. On the Dilatancy of Media Composed of Rigid Particles in Contact. With Experimental Illustrations. *Philosophical Magazine and Journal of Science*, 20(127): 469–481, 1885.

K. M. Rollins und H. B. Seed. Influence of Buildings on Potential Liquefaction Damage. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(2):165–185, 1990.

K. H. Roscoe. An Apparatus for the Application of Simple Shear to Soil Samples. In *Proceeding of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich*, Band 1, Session 2/24, Seiten 186–191, London, 1953. Institution of Civil Engineers.

K. H. Roscoe. Diskussion zu: Shear Strength of Soil Other Than Clay. In *Proceeding of the Geotechnical Conference, Oslo*, Band 2, Session 3, Seiten 188–192, London, 1967.

K. H. Roscoe, R. H. Basset und E. R. L. Cole. Principal Axes Observed During Simple Shear of a Sand. In *Proceeding of the Geotechnical Conference, Oslo*, Band 1, Seiten 231–237, London, 1967.

P. W. Rowe und L. Barden. Importance of Free Ends in Triaxial Testing. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 90(SM1):1–27, 1964.

W. Ruske. August Wöhler (1819-1914) – Zur 150. Wiederkehr seines Geburtstages. *Materialprüfung*, 11(6):181–188, 1969.

I. Rychlik. A New Definition of the Rainflow Cycle Counting Method. *International Journal of Fatigue*, 9(2):119–121, 1987.

A. S. Saada, G. Fries und C.-C. Ker. An Evaluation of Laboratory Testing Techniques in Soil Mechanics. *Soils and Foundations*, 23(2):98–112, 1983.

A. Schofield und P. Wroth. *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill Book Company, Berkshire, 1968.

W. Schütz. Über eine Beziehung zwischen der Lebensdauer bei konstanter und veränderlicher Beanspruchungsamplitude und ihre Anwendbarkeit auf die Bemessung von Flugzeugbauteilen. *Zeitschrift für Flugwissenschaften*, 15(11):407–419, 1967.

W. Schütz und H. Zenner. Schadensakkumulationshypothesen zur Lebensdauervorhersage bei schwingender Beanspruchung – Ein kritischer Überblick. *Zeitschrift für Werkstofftechnik*, 4(2):97–102, 1973. (Teil 2).

B. Schuppener. *Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastungen auf Offshore-Bauwerke*. Dissertation, Mitteilung des Lehrstuhls für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig, Heft 81-1, 1981.

H. B. Seed. Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105(GT2):201–255, 1979.

H. B. Seed. Earthquake-Resistant Design of Earth Dams. In Terry R. Howard (Hrsg.), *Proceeding of a Symposium on Seismic Design of Embankments and Caverns, Philadelphia, 16.-20.Mai*, volume 2, Seiten 41–64. ASCE Geotechnical Engineering Division, 1983.

H. B. Seed und I. M. Idriss. Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(SM9):1249–1273, 1971.

H. B. Seed und W. H. Peacock. Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(SM8): 1099–1119, 1971.

H. B. Seed, I. M. Idriss, F. Makdisi und N. Banerjee. Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analysis. Technical Report EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, College of Engineering, Berkeley, October 1975.

H. B. Seed, P. P. Martin und J. Lysmer. Pore-Water Pressure Changes during Soil Liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 102(GT4):323–346, 1976.

R. B. Seed und L. F. Harder. SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength. In J. M. Duncan (Hrsg.), *Proceedings of H. Bolton Seed Memorial Symposium, University of California, Berkeley*, volume 2, Seiten 351–376. BiTech Publichers, Vancouver, 1990.

C. K. Shen, L. F. Harder, J. L. Vrymoed und W. J. Bennett. Dynamic Response of a Sand under Random Loadings. In *Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Div. Specialty Conference, June 19-21, 1978, Pasadena, California*, Seiten 852–863, 1978a.

C. K. Shen, K. Sadigh und L. R. Herrmann. An Analysis of NGI Simple Shear Apparatus for Cyclic Soil Testing. In M. L. Silver (Hrsg.), *Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654*, Seiten 148–162. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1978b.

M. A. Sherif, I. Ishibashi und C. Tsuchiya. Pore-Pressure Prediction During Earthquake Loadings. *Soils and Foundations*, 18(4):19–30, 1978.

M. A. Sherif, I. Ishibashi und W.-L. Cheng. Soil Parameters Affecting Pore–Pressure Buildup During Earthquakes. In *Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul*, Band 3, Seiten 17–24, 1980.

T. Shibata, H. Yukitomo und M. Miyoshi. Liquefaction Process of Sand During Cyclic Loading. *Soils and Foundations*, 12(1):2–16, 1972.

A. Siemon. *Qualitative und quantitative Analysen der linearen und nichtlinearen Schadensakkumulationshypothesen unter Einbeziehung der statistischen Versuchsplanung.* Dissertation, Universität Kassel, Fachbereich Maschinenbau, 2006.

M. L. Silver und H. B. Seed. The Behavior of Sands under Seismic Loading Conditions. Technical Report EERC 69-16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, College of Engineering, Berkeley, Dezember 1969.

M. L. Silver und H. B. Seed. Deformation Characteristics of Sand Under Cyclic Loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(SM8):1081–1098, 1971a.

M. L. Silver und H. B. Seed. Volume Changes in Sands During Cyclic Loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(SM9):1171–1182, 1971b.

M. L. Silver, F. Tatsuoka, A. Phukunhaphan und A. S. Avramidis. Cyclic Undrained Strength of Sand by Triaxial Test and Simple Shear Test. In *Proceedings of the Seventh World Conference Earthquake Engineering, Istanbul, Türkei*, volume 3, Seiten 281–288, 1980.

S. Sivathayalan und D. Ha. Effect of Initial Stress State on the Cyclic Simple Shear Behaviour of Sands. In Th. Triantafyllidis (Hrsg.), *Proceedings of the International Conference on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum, 31.März-02.April*, Seiten 207–214. A.A. Balkema Publishers, 2004.

A. W. Skempton. The Pore-Pressure Coefficients A and B. *Géotechnique*, 4(4):143–147, 1954.

H. E. Stewart. Permanent Strains from Cyclic Variable–Amplitude Loadings. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(6):646–660, 1986.

M. A. Stroud. *The Behaviour of Sand at Low Stress Levels in the Simple Shear Apparatus*. Dissertation, University of Cambridge, Cambridge, 1971.

H. Y. Sze und J. Yang. Failure Modes of Sand in Undrained Cyclic Loading: Impact of Sample Preparation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(1):152–169, 2014.

H. E. Taşan. *Zur Dimensionierung der Monopile-Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen*. Dissertation, Technische Universität Berlin, Fakultät VI, Institut Bauingenieurwesen, Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, 2011.

F. Tatsuoka und M. L. Silver. Undrained Stress-Strain Behavior of Sand Under Irregular Loading. *Soils and Foundations*, 21(1):51–66, 1981.

F. Tatsuoka, S. Maeda, K. Ochi und S. Fujii. Prediction of Cyclic Undrained Strength of Sand Subjected to Irregular Loadings. *Soils and Foundations*, 26(2):73–90, 1986a.

F. Tatsuoka, S. Toki, S. Miura, H. Kato, M. Okamoto, S.-I. Yamada, S. Yasuda und F. Tanizawa. Some Factors Affecting Cyclic Undrained Triaxial Strength of Sand. *Soils and Foundations*, 26(3):99–116, 1986b.

D. W. Taylor. A Direct Shear Test with Drainage Control. In G. Tschebotarioff (Hrsg.), *Symposium on Direct Shear Testing of Soils, ASTM STP 131*, Seiten 63–74. American Society for Testing and Materials, 1953.

T. Triantafyllidis. Zur Verformungsprognose von Monopile-Gründungen infolge zyklischer Belastung mit veränderlicher Amplitude. *Bautechnik*, 90(2):120–130, 2013.

T. Triantafyllidis, T. Wichtmann und W. Fuentes. Zustände der Grenztragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Böden unter zyklischer Belastung. In A. Hettler T. Schanz (Hrsg.), *Aktuelle Forschung in der Bodenmechanik 2013, Tagungsband zur 1. Deutschen Bodenmechanik Tagung, Bochum*, Seiten 147–176. Springer-Verlag, 2014.

T.-S. Ueng, Y. M. Tzou und C.-J. Lee. The Effect of End Restraint on Volume Change and Particle Breakage of Sands in Triaxial Tests. In R. C. Chaney R. T. Donaghe und M. L. Silver (Hrsg.), *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977*, Seiten 679–691. American Society for Testing and Materials, 1988.

Y. P. Vaid und J. C. Chern. Mechanism of Deformation During Cyclic Undrained Loading of Saturated Sands. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2(3):171–177, 1983.

Y. P. Vaid, P. M. Byrne und J. M. O. Hughes. Dilation Angle and Liquefaction Potential. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(GT7):1003–1008, 1981.

Y. P. Vaid, S. Sivathayalan und D. Stedman. Influence of Specimen-Reconstituting Method on the Undrained Response of Sand. *Geotechnical Testing Journal*, 22(3): 187–195, 1999.

Y. P. Vaid, D. Stedman und S. Sivathayalan. Confining Stress and Static Shear Effects in Cyclic Liquefaction. *Canadian Geotechnical Journal*, 38:580–591, 2001.

J. E. Valera und N. C. Donovan. Soil Liquefaction Procedures - A Review. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(GT6):607–625, 1977.

H. A. M. van Eekelen. Single-Parameter Models for Progressive Weakening of Soils by Cyclic Loading. *Géotechnique*, 27(3):357–368, 1977.

H. A. M. van Eekelen. Fatigue Models for Cyclic Degradation of Soils. In *Proceedings of the International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea*, Seiten 447–450, Januar 1980.

C. Vrettos. Baugrunddynamik. In *Grundbau-Taschenbuch*, Band 1, Kapitel 1.8. Ernst und Sohn, Berlin, 7. Auflage, 2008.

M. Vucetic. Normalized Behavior of Offshore Clay Under Uniform Cyclic Loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(1):33–41, 1988.

M. Vucetic. Cyclic Threshold Shear Strains in Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(12):2208–2228, 1994.

M. Vucetic und S. Lacasse. Specimen Size Effect In Simple Shear Test. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 108(GT12):1567–1584, 1982.

K. Wenzel. Implementierung des hochzyklischen Bochumer Akkumulationsmodells für rollige Böden. Bachelorarbeit, TU Berlin, Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik - Degebo, 2011. unveröffentlicht.

M. Westphal. Entwicklung einer rechnergestützten Routine zur Datenreduktion monotoner und zyklischer Einfachscherversuche. Studienarbeit, TU Berlin, Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik - Degebo, 2012. unveröffentlicht.

A. Wöhler. Ueber die Festigkeits-Versuche mit Eisen und Stahl. *Zeitschrift für das Bauwesen*, 20(I–III):73–106, 1870.

T. Wichtmann. *Explizites Akkumulationsmodell für nichtbindige Böden unter zyklischer Belastung*. Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 38, 2005.

T. Wichtmann und T. Triantafyllidis. Prognose der Langzeitverformungen für Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen mit einem Akkumulationsmodell. *Bautechnik*, 88(11):765–781, 2011.

T. Wichtmann und T. Triantafyllidis. Prognose bleibender Verformungen infolge zyklischer Belastung mit veränderlicher Amplitude: Eine Diskussion unterschiedlicher Ansätze. In F. Rackwitz (Hrsg.), *Vorträge zum Workshop "Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen", Berlin, 22.-23. März 2011*, Veröffentlichungen des Grundbau-

instituts der Technischen Universität Berlin, Heft 56, Seiten 123–145. Shaker Verlag, Aachen, 2012.

T. Wichtmann, A. Niemunis und T. Triantafyllidis. Gilt die Minersche Regel für Sand? *Bautechnik*, 83(5):341–350, 2006.

T. Wichtmann, A. Niemunis und T. Triantafyllidis. On the Determination of the Constants for a High-Cycle Model for Sand. In *Proceedings of the International Conference on Numerical Computation in Geotechnical Engineering, NUCGE 2008, Skikda, Algerien, 27.-29. Oktober 2008*, 2008.

T. Wichtmann, A. Niemunis und T. Triantafyllidis. Validation and Calibration of a High-Cycle Accumulation Model Based on Cyclic Triaxial Tests on Eight Sands. *Soils and Foundations*, 49(5):711–728, 2009.

T. Wichtmann, A. Niemunis und T. Triantafyllidis. On the „Elastic“Stiffness in a High-Cycle Accumulation Model for Sand: A Comparison of Drained and Undrained Cyclic Triaxial Tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(7):791–805, 2010a.

T. Wichtmann, A. Niemunis und T. Triantafyllidis. Srain Accumulation in Sand Due to Drained Cyclic Loading: On the Effect of Monotonic and Cyclic Preloading (Miner's Rule). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(8):736–745, 2010b.

T. Wichtmann, B. Rojas, A. Niemunis und T. Triantafyllidis. Stress- and Strain-Controlled Undrained Cyclic Triaxial Tests on a Fine Sand for a High-Cycle Accumulation Model. In *Proceedings of the Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics in Honor of Prof. I. M. Idriss, San Diego, USA, 24-29 May 2010*, 2010c.

T. Wichtmann, H. A. Rondón, A. Niemunis, T. Triantafyllidis und A. Lizcano. Prediction of Permanent Deformations in Pavements Using a High-Cycle Accumulation Model. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(5):728–740, 2010d.

T. Wichtmann, A. Niemunis und T. Triantafyllidis. Simplified Calibration Procedure for a High-Cycle Accumulation Model Based on Cyclic Triaxial Tests on 22 Sands. In S. Gourvenec und D. J. White (Hrsg.), *Proceedings of the Second International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Perth, Australien, 8.-10. November 2010*, Frontiers in Offshore Geotechnics II, Seiten 383–388. CRC Press Balkema, 2011.

H. Winter und M. Goldscheider. Discussion on Air Diffusion through Membranes in Triaxial Tests. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(GT9):1209–1211, 1978.

K. Wunder. Klassierung und Untersuchung irregulärer Belastungsverläufe bei nichtbindigen Böden im Einfachschergerät. Bachelorarbeit, TU Berlin, Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik - Degebo, 2012. unveröffentlicht.

Y. Yang. Zur Dehnungsakkumulation von zyklisch belasteten Böden unter dränierten Bedingungen. Studienarbeit, TU Berlin, Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik - Degebo, 2014. unveröffentlicht.

Y. Yoshimi. Diskussion zu: Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests, von: W. D. L. Finn et al. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98 (SM1):122–124, 1972.

T. L. Youd. Maximum Density of Sand by Repeated Straining in Simple Shear. *Highway Research Record: Journal of the Highway Research Board*, 374:1–6, 1971.

T. L. Youd. Compaction of Sands by Repeated Shear Straining. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98(SM7):709–725, 1972.

T. L. Youd, I. M. Idriss, R. D. Andrus, I. Arango, G. Castro, J. T. Christian, R. Dobry, W. D. L. Finn, L. F. Harder, M. E. Hynes, K. Ishihara, J. P. Koester, S. S. C. Liao, G. R. Martin W. F. Marcuson III, J. K. Mitchell, Y. Moriwaki, M. S. Power, P. K. Robertson, R. B. Seed und K. H. Stokoe II. Liquefaction Resistance of Soil: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(10):817–833, 2001.

D. Zastrow. *Elektrotechnik: Ein Grundlagenbuch.* Friedr. Vieweg & Sohn Verlag, Wiesbaden, 16. Auflage, 2006.

S. Zlatovic und K. Ishihara. Normalized Behavior of Very Loose Non-Plastic Soils: Effects of Fabric. *Soils and Foundations*, 37(4):47–56, 1997.