

Herausgeber:
Professor Dr.-Ing. H.-G. Kempfert

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

Alexander Gotschol

Heft 12

April 2002

Diese Arbeit entstand am Fachgebiet Geotechnik als eine vom Fachbereich Bauingenieurwesen der Universität Kassel genehmigte Dissertation.

Erster Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert

Zweiter Gutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler

Tag der mündlichen Prüfung: 08. April 2002

Herausgegeben im Eigenverlag

Fachgebiet Geotechnik

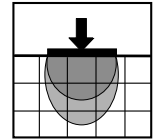
Universität Kassel

Mönchebergstraße 7 - 34125 Kassel

Telefon: (0561) 804 2630

Telefax: (0561) 804 2651

ISBN: 3-89792-081-6



Herausgeber:
Professor Dr.-Ing. H.-G. Kempfert

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

Alexander Gotschol

Heft 12

April 2002

Vorwort des Herausgebers

Im modernen Verkehrswegebau, hier insbesondere im Eisenbahnbau, ist die Fragestellung der Kornstabilität und des Langzeitverhaltens von Schotter und nichtbindigen Böden von großer Bedeutung. Dies gilt besonders auch im Hinblick auf die Grenzen konventioneller Schotteroberbausysteme bei zunehmenden Fahrgeschwindigkeitserhöhungen.

Die Phänomene der bleibenden Verformungen (Langzeitverhalten) von Schotter und nichtbindigen Böden sind ansatzweise bekannt und können pauschal mit Kornumlagerungen, Fragmentation, Abrasion sowie damit einhergehenden Verdichtungseffekten beschrieben werden. Dies kennzeichnet das Langzeitverhalten der Materialien, für das je nach zyklisch-dynamischer Beanspruchungshöhe in der vorliegenden Arbeit die Begriffe „zyklische Beruhigung“ oder „zyklisches Versagen“ eingeführt wurden.

Ausgehend von einer umfassenden Literaturlauswertung und Zusammenstellung von Versuchsergebnissen sowie von zur Verfügung stehenden Messungen unter Eisenbahnstrecken hat Herr Dr.-Ing. A. Gotschol aus den bekannten bodendynamischen Einzelversuchstechniken, wie zyklisches Triaxialgerät und Resonant-Column Gerät, einen neuen Versuchsstand entwickelt, der beide Testrichtungen in sich vereinigt. Dabei ist besonders die Untersuchungsmöglichkeit an Großproben mit Schotter hervorzuheben. Dieser neue Versuchsstand ermöglicht erstmalig eine Verbindung von Langzeituntersuchungen (triaxial) mit Kurzzeituntersuchungen (RC) bei unterschiedlicher Belastungsgeschichte. Hervorzuheben sind sorgfältigste Entwicklungsschritte mit innovativen Lösungen, z. B. reibungsfreie Lagerungen auf Luftpolster. Der neue Versuchsstand wurde durch umfangreiche Kalibrier- und Testphasen zur Einsatzreife gebracht.

Ein Schwerpunkt der Arbeit bestand in sehr umfassenden experimentellen Elementuntersuchungen an Schotter und nichtbindigen Materialien unter zyklischer und dynamischer Beanspruchung. Unter Ansatz von wirklichkeitsnahen Spannungsrandbedingungen wurden im Wesentlichen folgende Parameter variiert: Anzahl der Lastwechsel N , Seitendruckspannung σ_3 , dynamische und zyklische Spannung σ_c , Belastungsfrequenz f_B , Einbaudichte bzw. Porenzahl.

Die angeführten Parameter wurden sowohl für das plastische Langzeitverhalten wie für das elastische Kurzzeitverhalten berücksichtigt. Dabei konnten überraschende Phänomene insbesondere im Vergleich zum Materialverhalten unter statischer Beanspruchung festgestellt werden.

Ausgehend von den viskoplastischen Modellvorstellungen der Kontinuumsmechanik wurden die in den experimentellen Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse in einen erweiterten „zyklisch-viskoplastischen“ Stoffansatz umgesetzt, der gleichzeitig auch das veränderte zyklisch-elastische Verhalten mit berücksichtigt. Ein Vergleich zwischen den Versuchs- und Rechenwerten führt zu einer guten Übereinstimmung und belegt damit die Leistungsfähigkeit des entwickelten Stoffansatzes.

In ähnlicher Weise erfolgte die Ableitung eines „zyklisch-viskoelastischen“ Stoffansatzes.

Der zunächst nur aus den Versuchen abgeleitete und schwerpunktmäßig auf Basaltschotter ausgerichtete zyklisch-viskoplastische Stoffansatz wurde am Schluss der Arbeit allgemein auf nichtbindige Böden und andere Schotterarten erweitert. Die Ergebnisse wurden an ausgewählten Versuchsergebnissen und Ergebnissen aus der Literatur verifiziert. Dabei konnte eine gute Übereinstimmung festgestellt werden.

Insgesamt ist festzustellen, dass die abgeleiteten Stoffansätze die komplexe Thematik in einer Form bearbeitet, wie sie traditionell dem Wesen der Bodenmechanik entspricht. Es werden die mechanischen und physikalischen Zusammenhänge mit ingenieurmäßiger Vorgehensweise kombiniert. Damit bleiben die Phänomene überschaubar und können praktisch genutzt werden.

In einem Schlusskapitel wird ein großmaßstäblicher Modellversuch unter zyklisch-dynamischer Belastung beschrieben. Das dabei ermittelte Verformungsverhalten des mehrschichtigen Untergrundaufbaues und des Schotters wird in Relation zu den abgeleiteten zyklisch-viskoplastischen Stoffansätzen gesetzt. Dabei zeigt sich, dass die reine Stoffmodellierung auf der Grundlage nur von zyklischen Triaxialversuchen insgesamt zu etwas zu großen Verformungen führt, was bereits an anderer Stelle beobachtet wurde.

In einem Energiebilanzansatz konnte daraufhin die beim Erdbau eingeleitete Verdichtungsarbeit berücksichtigt und entsprechenden Anfangszyklen im Triaxialversuch zugeordnet werden. Damit lassen sich zunächst pragmatisch „Korrekturen“ vornehmen, die die Vorverdichtung einer Bodenschicht infolge Erdbaugeräte berücksichtigt.

Insgesamt ist damit ein vielversprechender Ansatz aufgezeigt, der in einer weiteren Forschungsarbeit intensiv verfolgt werden soll.

Die Arbeit ist im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogramms „Systemdynamik und Langzeitverhalten von Fahrwerk, Gleis und Untergrund“ (SPP 1015) entstanden. Der Deutschen Forschungsgemeinschaft danke ich für die finanzielle Unterstützung. Ebenso der Europäischen Union für die im Rahmen des Industrie- und Materialtechnologie Programm Brite EuRam III (Projekt: EUROBALT II - *EU*ropean Research for an *Optimised BALL*ast Track) gewährten Zuschüsse.

Das Heft 13 (T. Stöcker) dieser Schriftenreihe enthält die numerische Umsetzung der in der vorliegenden Arbeit entwickelten Stoffansätze sowie weiterführende Modellierungen.

Hans-Georg Kempfert

Vorwort des Autors

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Geotechnik der Universität Kassel.

Zyklisch-dynamische Beanspruchungen, wie sie beispielsweise in Verkehrswegen auftreten, rufen akkumulierende plastische Dehnungen hervor und können im Wesentlichen die Gebrauchstauglichkeit aber auch die Standsicherheit beeinträchtigen. Kostenintensive Unterhaltungsmaßnahmen sind die Folge. Aus diesem Grund wurden im Bereich des Verkehrswegebbaus, insbesondere des Eisenbahnbaus, seit mehreren Jahrzehnten auf nationaler und internationaler Ebene Forschungsschwerpunkte zu dieser Thematik installiert.

Die vorliegende Arbeit wurde von der Europäischen Kommission im Rahmen des europäischen Forschungsprojekts EUROBALT II und von der Deutschen Forschungsgemeinschaft im Rahmen eines Schwerpunktprogrammes gefördert. Beiden Institutionen sei an dieser Stelle recht herzlich für die finanzielle Unterstützung gedankt.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert, der mir die Möglichkeit gegeben hat, dieses Thema zu bearbeiten sowie für seine Anregungen, Unterstützung und die Übernahme des Referats in meinem Promotionsverfahren. Für die Erstellung des Zweitgutachtens danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. A. Hettler. Für Ihre Mitwirkung in der Promotionskommission danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. F. Tönsmann sowie Herrn Dr.-Ing. habil. Y. Hu, der mir darüber hinaus mit Anregungen und Hinweisen zur Seite stand.

Besonderer Dank gebührt Herrn Dr.-Ing. T. Stöcker für seine anregenden und konstruktiven Diskussionen, die maßgeblich zu dieser Arbeit beigetragen haben. Für Ihre Unterstützung bei der Entwicklung und dem Bau des CTRC-Versuchsstandes danke ich Herrn Dipl.-Ing. R. Meyer und Herrn G. Luleich sowie allen Mitarbeitern und beteiligten studentischen Hilfskräfte für die angenehme Zusammenarbeit.

Abschließend bedanke ich mich bei meiner Familie für das stets entgegengebrachte Verständnis und die Unterstützung auf meinem beruflichen Werdegang.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung und Aufgabenstellung	1
2	Stoffgesetze und Stoffansätze zur Berechnung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens nichtbindiger Böden unter statischer und zyklisch-dynamischer Beanspruchung.....	6
2.1	Allgemeines	6
2.2	Quasi-statische Stoffmodelle zur Berechnung plastischer Dehnungen unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung	8
2.3	Zyklisch-dynamische Stoffansätze und empirische Setzungsgesetze	11
2.4	Elastische Stoffansätze	16
2.4.1	E-u-Modelle	17
2.4.2	K- Θ -Modelle	18
2.4.3	G-K-Modelle	19
3	Literaturübersicht zum Materialverhalten unter dynamischer und zyklisch-dynamischer Belastung.....	21
3.1	Allgemeines	21
3.2	Begriffsbestimmung und Grundlagen.....	21
3.2.1	Beanspruchungsarten und Modellvorstellung	21
3.2.2	Bodendynamische Versuchsarten / Versuchsgeräte	25
3.2.3	Begriffe und Definitionen zum elastischen Verhalten unter zyklischer und dynamischer Beanspruchung	28
3.2.4	Begriffe und Definitionen zum plastischen Verhalten unter zyklischer Beanspruchung.....	32
3.2.5	Begriff der „Dynamischen Stabilität“	32
3.3	Wesentliche Einflussgrößen	35
3.4	Kenntnisstand zum plastischen Dehnungsverhalten.....	37
3.4.1	Lastwechselzahl N	37
3.4.2	Spannungszustand σ_3 oder σ_μ	38
3.4.3	Dynamische bzw. zyklische Spannung σ_{dyn} bzw. σ_c	38
3.4.4	Kapillarkohäsion	41
3.4.5	Frequenzabhängigkeit.....	42
3.4.6	Porenzahl e	44
3.5	Kenntnisstand zum elastischen Verhalten	47
3.5.1	Einfluss der Lastwechselzahl N	47
3.5.2	Einfluss des Spannungszustandes σ_3 oder σ_m	50
3.5.3	Einfluss der dynamischen Spannung σ_{dyn}	52
3.5.4	Frequenzabhängigkeit.....	53
3.5.5	Einfluss der Porenzahl e	56

3.5.6	Kornverteilung, Größe, Gestalt und Rauigkeit	56
3.6	Zusammenfassung	60
4	Ableitung der Beanspruchungsgrößen im Schienenverkehrsweg aus in situ Messungen.....	62
4.1	Allgemeines	62
4.2	Zyklisch-dynamische Druckspannungen.....	63
4.2.1	Zielgröße	63
4.2.2	Zeitlicher Verlauf.....	64
4.2.3	Einflusstiefe und Verteilung	65
4.2.4	Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit des Zuges.....	66
4.2.5	Einfluss der Oberbauform auf die zyklisch-dynamische Druckspannung.....	70
4.3	Erschütterungsausbreitung bei Zugüberfahrt.....	71
4.3.1	Einordnung.....	71
4.3.2	Zeitlicher Verlauf der Schwinggeschwindigkeit	72
4.3.3	Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit des Zuges.....	73
4.3.4	Abbau der Schwinggeschwindigkeit über der Tiefe.....	75
4.3.5	Einfluss der Oberbauart	76
4.4	Maßgeblicher Frequenzbereich bei Zugüberfahrt	77
4.4.1	Allgemeines	77
4.4.2	Bewertung von Frequenzspektren der Hochtastphase an der NBS Hannover-Berlin.....	78
4.4.3	Zusammenfassung der Frequenzbewertung.....	81
4.5	Belastungsschema für Element- und Modellversuche.....	82
4.5.1	Schotteroberbau	82
4.5.2	Feste Fahrbahn	84
5	Entwicklung einer Versuchseinrichtung zur kombinierten Bestimmung zyklisch-dynamischer Materialparameter.....	86
5.1	Allgemeines	86
5.2	Dimensionierung der zyklischen und dynamischen Belastungseinrichtung	86
5.2.1	Grundlagen und Probengröße	86
5.2.2	Zyklische Belastungseinrichtung.....	87
5.2.3	Dynamische Belastungseinrichtung.....	88
5.3	Konstruktion und Aufbau des zyklisch - dynamischen Versuchsgerätes.....	89
5.3.1	Triaxialer Versuchsaufbau	89
5.3.2	Resonant - Column Versuchsaufbau.....	91
5.4	Messtechnische Ausrüstung	92
5.5	Kalibrier- und Testphase der Resonant-Column Versuchseinrichtung	93
6	Versuchsprogramm und Ergebnisse	97

6.1	Allgemeines	97
6.2	Versuchsmaterialien	97
6.3	Bodenmechanische Versuche und Ergebnisse.....	98
6.4	Randbedingungen der zyklisch-dynamischen Elementversuche.....	102
6.5	Versuchsprogramm und Durchführung der zyklischen und dynamischen Elementversuche.....	106
6.6	Grundlagen für die Auswertung und Zielsetzung der Versuche	108
6.7	Plastisches Langzeitverhalten.....	112
6.7.1	Allgemeines	112
6.7.2	Seitenspannung	113
6.7.3	Kornrauigkeit	113
6.7.4	Kornverteilung	114
6.7.5	Dynamische Spannung.....	114
6.7.6	Überkonsolidierungsverhältnis	116
6.7.7	Einfluss der Einbaudichte	119
6.7.8	Frequenzabhängigkeit.....	121
6.8	Entwicklung der Porenzahl unter zyklischer Beanspruchung und Definition der pseudokritischen Porenzahl	122
6.9	Elastisches Verhalten unter zyklischer Axialbeanspruchung.....	124
6.9.1	Allgemeines	124
6.9.2	Entwicklung der Steifigkeit versus Lastwechselzahl.....	125
6.9.3	Einfluss der Seitenspannung σ_3	127
6.9.4	Frequenzabhängigkeit f_B	128
6.9.5	Auswirkung des zyklisch-dynamischen Spannungsverhältnisses X auf das elastische Verhalten	129
6.9.6	Einfluss der Einbaudichte bzw. der Porenzahl	131
6.10	Vergleich des elastischen Verhaltens aus zyklischen Triaxial- und Resonant- Column Versuchen	132
7	Ableitung von Stoffansätzen zur Beschreibung des plastischen und elastisch Deh- nungsverhaltens unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung	136
7.1	Modellvorstellung zum zyklisch-viskoplastischen Stoffansatz.....	136
7.2	Zyklisch-viskoplastischer Stoffansatz	140
7.2.1	Allgemeines	140
7.2.2	Ableitung des Dehnungsanteils $\varepsilon_{cp,N=1}$	141
7.2.3	Ableitung des Kurvenanstieges α_{cp}	142
7.2.4	Vergleich von Versuchs- und Berechnungsergebnissen.....	144
7.3	Zyklisch-viskoelastischer Stoffansatz	147
7.3.1	Allgemeines	147
7.3.2	Ableitung der Anfangssteifigkeit $E_{S,dyn,N=1}$	148

7.3.3	Ableitung des Kurvenanstiegsparameter α_{ce}	149
7.3.4	Vergleich zwischen berechneten und gemessenen zyklischen Sekantenmoduln $E_{S,dyn,N}$	151
8	Gegenüberstellung und Vergleich des plastischen Dehnungsverhaltens der untersuchten nichtbindigen Böden und des Granitschotters	152
8.1	Gegenüberstellung des plastischen Dehnungsverhaltens	152
8.2	Vergleich der berechneten plastischen Dehnungen mit Versuchsdaten	154
8.3	Vergleich mit publizierten Ergebnissen zum plastischen Dehnungsverhalten unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung	156
8.4	Zusammenfassende Darstellung der zyklisch-viskoplastischen Stoffgleichungen	159
9	Approximation des plastischen Dehnungsverhaltens aus den Laborversuchen an reale Bedingungen von Verkehrsbauwerken.....	161
9.1	Zweck und Zielstellung der Approximation.....	161
9.2	Theoretischer Hintergrund.....	163
9.3	Versuchskonzept und -aufbau eines Modellversuches zur Überprüfung der Energiebilanz	167
9.4	Ergebnisse des Modellversuches	171
9.4.1	Verformungsverhalten	171
9.4.2	Spannungsverteilung im Modellversuch	173
9.4.3	Visuelle Beobachtungen während und nach der zyklisch-dynamischen Versuchsdurchführung.....	176
9.5	Energiebilanz und Approximation von Berechnung und Messung.....	177
10	Zusammenfassung.....	181
11	Summary	184
12	Literaturverzeichnis.....	187

Anhänge

Liste häufig verwendeter Bezeichnungen und Symbole.....	A
Zusammenfassung der ausgewerteten Meßprojekte	B

1 Einleitung und Aufgabenstellung

Bei einer Vielzahl von Bauwerken, wie Brücken, Maschinenfundamenten, Verkehrs- und Off-shore Bauwerken treten neben statischen auch zyklische teilweise auch dynamische Belastungen auf, die über Gründungselemente in den Baugrund eingeleitet werden. Die zyklisch-dynamische Belastungsform führt zu einer mit jedem Belastungszyklus sich fortsetzenden bleibenden Dehnung, die in der Regel immer kleiner wird und über die Beanspruchungszeit nahezu abklingt. Dabei muß zwischen bindige und nichtbindige Böden unterschieden werden. Für bindige wassergesättigte Böden wurden besonders die vom Porenwasserüberdruck geprägten Zusammenhänge unter zyklischer Belastung von *Hu (2000)* umfassend dargestellt. Das Verhalten nichtbindiger Böden wird ansatzweise, z. B. von *Shenton (1978)*, *Lentz/Baladi (1980)*, *Dijaljee/Raymond (1982)* und *Hettler (1987)* beschrieben.

Nichtruhende Belastungen beeinflussen im Wesentlichen die Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken. Das sich über die Belastungszeit verändernde Stoffverhalten des Bodens kann sogar zu Einschränkungen der Tragfähigkeit führen bzw. lokal an Bauwerksteilen oder Untergrundbereichen einen Tragfähigkeitsverlust herbeiführen.

Der Schwerpunkt dieser Arbeit lag auf der Untersuchung des Stoffverhaltens von nichtbindigen Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Belastung. Die Untersuchungen sollten den Kenntnisstand erweitern und zielgerichtet als Grundlage für numerische Berechnungen von Gründungen unter nichtruhenden Lasteinwirkungen dienen. Entsprechende rechnerische Untersuchungen an Gründungssystemen konnten bisher nur ansatzweise mit Erfolg vorgenommen werden.

Das nichtlineare Verhalten von Böden unter zyklisch-dynamischer Belastung stellt gegenwärtig einen Forschungsschwerpunkt verschiedener Institutionen dar. Die vorliegende Arbeit, deren Schwerpunkt auf dem bodenmechanischen Verhalten nichtbindiger Böden im Verkehrswegebau, insbesondere dem Eisenbahnbau zuzuordnen ist, leistet hierzu einen Beitrag. Dabei wird vor allem das Verhalten von Gleisschotter 22,4/63 mm behandelt.

Die dargestellten Ergebnisse dieser Arbeit sind teilweise Bestandteil von zwei interdisziplinären Forschungsaktivitäten, die nachfolgend aufgelistet sind:

- EUROBALT II (*EU*ropean Research for an *Optimised BAL*last Track); gefördert durch die Europäische Kommission im Rahmen des Forschungsprogramms „Industrial and Materials Technologies Programm (Brite-EuRam III)“;

- DFG Schwerpunktprogramm: Systemdynamik und Langzeitverhalten von Fahrwerk, Gleis und Untergrund; gefördert durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft.

Mit zunehmender Erhöhung der Fahrgeschwindigkeiten im Eisenbahnverkehr, stellt sich insbesondere für herkömmliche Schotteroberbauformen, oftmals bereits nach kurzen Betriebszeiten eine Gleislageverschlechterung ein. Eine wesentliche Ursache für die Gleislageveränderung ist die zyklische und dynamische Belastung des Oberbaus und des Bahnkörpers infolge von Zugüberfahrten. Daraus folgt, dass Unterhaltungs- und Sanierungsmaßnahmen in wesentlich kürzeren Intervallen mit entsprechend höherem Kostenaufwand notwendig werden. Aus geotechnischer Sicht sind hier nur die Komponenten Unterbau/Untergrund sowie der Schotter aus dem Bereich des Oberbaus relevant.

Vereinfachend kann zwischen zwei, sich gegenseitig beeinflussende und überlagernde Verhaltensweisen unterschieden werden:

- Kurzzeitverhalten:* Während der Zugüberfahrt beträgt der Zeitraum der Beanspruchung nur wenige Sekunden bzw. Bruchteile von Sekunden. In diesem Beanspruchungszeitraum treten überwiegend elastische Dehnungen auf. Die plastischen Dehnungszuwächse sind dabei vernachlässigbar klein. Dem Kurzzeitverhalten (dynamisch) werden demnach alle zeitabhängigen Vorgänge zugeordnet, bei denen linear elastische Dehnungen der Lockergesteinsschichten auftreten und Massekräfte wirksam sind.
- Langzeitverhalten:* Aus der zyklisch-dynamischen Beanspruchung über einen langen Zeitraum (z. B. Jahre oder Jahrzehnte) resultieren akkumulierende bleibende Dehnungen im Boden und Schotter, die mit Langzeitverhalten bezeichnet werden. Trägheits- und Dämpfungskräfte werden bei dieser Betrachtungsweise näherungsweise nicht berücksichtigt bzw. sind nicht vorhanden.

Im Laufe der Betriebsphase eines Schienenweges erfahren Schotter- sowie Unterbau-/Untergrundschichten besonders unter der Wirkungsweise zu b) eine nachträgliche Verdichtung bzw. Verfestigung, welche im Normalfall einen maximalen Wert anstrebt. Die plastischen Dehnungen konvergieren gegen eine Asymptote. Dieses Stoffverhalten wird in der Literatur als „shake down“ definiert. Im Folgenden wird dieser Zustand mit „**zyklischer Beruhigung**“ (cyclic calming) bezeichnet und soll charakterisieren, dass die Dehnungszuwächse mit jedem Belastungszyklus abnehmen, in der Regel aber nie ganz zur Ruhe kommen (Bild 1.1). Dieser Zustand entspricht einerseits einer stabilen Gleislage, kann jedoch andererseits wegen der starren Auflagerung des Verkehrsweges im Hinblick auf das Systemverhalten als nicht ideal angesehen werden. Verformt sich der Boden hingegen ohne Beruhigung unter der zy-

klisch-dynamischen Belastung, wird nachfolgend der Begriff „*zyklisches Versagen*“ (cyclic failure) verwendet.

In Bild 1.1 ist beispielhaft das Verformungsverhalten bei zyklischer Beruhigung einer Festen Fahrbahn unter Eisenbahnverkehrslast abgebildet und die elastischen (s_{ce}) und plastischen (s_{cp}) Verformungsanteile über die Belastungsdauer qualitativ angegeben.

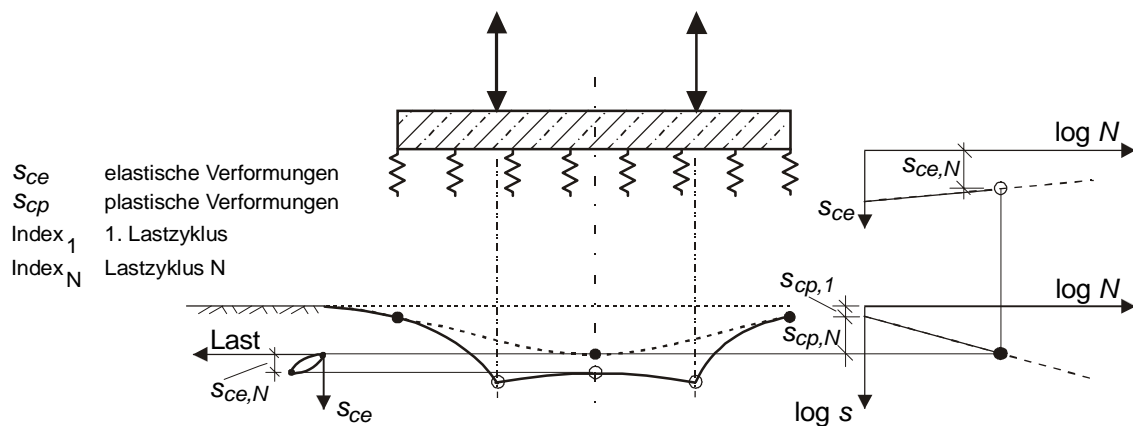


Bild 1.1: Schematische Darstellung des Setzungsverhaltens von Schienenverkehrswegen, nach Kempfert/Vogel (1992)

Die an den Verkehrsweg gestellten Ansprüche - elastisches Verhalten und stabile Gleislage - gehen beim Schotteroberbau nicht konform. Hierfür liegen folgende Gründe vor:

- Die bleibenden Verformungen nehmen aus dem zuvor beschriebenen Langzeitverhalten infolge einer zyklisch-dynamischen Beanspruchung im Schotter, Unterbau und Untergrund zu (Bild 1.1).
- Nichtbindige Böden und Schotter reagieren auf eine zyklisch-dynamische Beanspruchung durch Kornumlagerungen mit kontraktantem Verhalten. Aufgrund der Kontraktanz nimmt das elastische Dehnungsverhalten im Zuge der Belastungsgeschichte ab und führt zu einer Verfestigung (Bild 1.1).
- Kornabbrüche (Fragmentation) können bei hohen Beanspruchungen durch große Kontaktkräfte auftreten, die das Verfüllen des freien Porenraumes nach sich ziehen. Das elastische Dehnungsverhalten der Schotterschicht wird minimiert. Die bleibenden Verformungen nehmen dagegen zu.
- In ähnlicher Form kann sich Kornabrieb (Abrasion) einstellen, der aufgrund des Reibens einzelner Körner aneinander entsteht und z. B. in Form von weißen Stellen beim Schotteroberbau sichtbar werden. Durch Abrasion werden hauptsächlich die Kornkanten allmählich abgerundet, wodurch sich zusätzlich das Materialverhalten verändert.

Das für die Gleislage bedeutsame Langzeitverhalten des Untergrundes ist von der Bodenart, der Lagerungsdichte, der Zustandsform und der zyklisch-dynamischen Beanspruchung abhängig. Die Belastungsfrequenz ist als Einflussparameter bisher nur wenig in der Literatur quantifiziert.

Die große Anzahl der Einflussparameter zum elastischen und plastischen Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklischer und dynamischer Belastung kann in die nachfolgenden Gruppen unterteilt werden:

- *Bodenmechanische Parameter:* Porenanteil n bzw. Porenzahl e , Lagerungsdichte I_D bzw. D , Kornverteilung U ;
- *Bodendynamische Parameter:* Schubmodul G , Dämpfung D , Wellengeschwindigkeit der Kompressions- und Scherwelle (V_S , und V_P) und Wellenlänge λ ;
- *Petrografische Parameter:* Oberflächenrauigkeit, Kornform, Kornfestigkeit;
- *Spannungsgrößen:* Primärspannungszustand σ_0 , dynamische Spannungsamplitude σ_{dyn} und Anzahl der Belastungszyklen N ;
- *Dynamische Kenn- und Einflussgrößen:* Zuggeschwindigkeit V_z , Frequenz f_B , Schwingbeschleunigung a , Schwinggeschwindigkeit v und Schwingweg w .

Jeder der einzelnen Parameter steht direkt oder indirekt mit den anderen Parametern und Kenngrößen in Korrelation. Hieraus wird die Komplexität des elastischen und plastischen Verhaltens granularer Medien aufgrund der Vielfältigkeit der Einflussgrößen sowie deren gegenseitigen nichtlinearen Beeinflussungen deutlich.

Die Zielstellung der vorliegenden Arbeit wurde bereits vorstehend formuliert, wobei die Untersuchungsergebnisse einer weitgehenden praktischen Nutzung, z. B. in der bei *Stöcker (2002)* beschriebenen Form, zugänglich gemacht werden sollen. Dies setzt entsprechende Vereinfachungen und Näherungsansätze voraus. Dazu wurde die Arbeit in vier Abschnitte gliedert.

a) Darstellung des Kenntnisstandes zur Thematik

- vorhandene Stoffansätze für nichtbindige Böden und deren praktische Anwendbarkeit;
- Versuchstechnik für bodendynamische Untersuchungen und deren Anwendbarkeit hinsichtlich der Fragestellung;

- Zusammenfassende Darstellung und Bewertung von in der Literatur aufgeführten Versuchsergebnissen bodendynamischer Untersuchungen an nichtbindigen Böden und Schotter;
 - Beanspruchungsformen und -größen an Verkehrswegen in Bezug auf deren Einwirkungen auf Unterbau und Untergrund.
- b) Entwicklung und Bau eines großmaßstäblichen Versuchsgertes zur Ermittlung von kurz- und langzeitdynamischen Parametern wie G , D , E_{dyn} , $E_{S,dyn,N}$, ϵ_{ce} , ϵ_{cp} an nichtbindigen Boden- und Schotterproben. Eine neue Zielrichtung sollte dabei die Möglichkeit der Bestimmung von Kurzzeitparametern in Abhängigkeit von der zyklischen Langzeitbeanspruchung sein.
- c) Durchführung von großmaßstäblichen Elementversuchen zur Ableitung des Materialverhaltens von Gleisschotter und nichtbindiger Böden unter den Randbedingungen des Hochgeschwindigkeitsverkehrs im Eisenbahnwesen.
- d) Formulierung der Veränderlichkeit der Kurzzeitparameter in Abhängigkeit der Belastungszeit und Ableitung eines Stoffansatzes zur Beschreibung des plastischen Langzeitverhaltens.

Für die Bestimmung des Kurz- und Langzeitverhaltens nichtbindiger Böden und Schotter erscheint die Abbildung mit Hilfe kontaktmechanischer Modellvorstellungen als sinnvoll. Eine mögliche numerische Umsetzung der Modellierung von Schotterkörnern stellt z. B. die Distinkte Element Methode dar, *Cundall/Martin (1979)* und *Konietzky et al. (1994)*. Aufgrund der heterogenen Kornstruktur nichtbindiger Böden und vor allem des Schotters stößt die Distinkte Element Methode an die Grenzen derzeitiger Rechnerkapazitäten und ist daher für praktische Berechnungsaufgaben zur Fragestellung nur bedingt geeignet.

Zur Beschreibung des Materialverhaltens nichtbindiger und bindiger Böden haben sich vor allem die kontinuumsmechanischen Modelltheorien, z. B. FEM, trotz ihrer physikalischen Einschränkungen für die Anwendung auf Böden durchgesetzt.

In der Arbeit von *Stöcker (2002)* sind die hier dargestellten Stoffansätze in ein numerisches Rechenprogramm (ABAQUS) nach der Methode der Finiten Elemente (FEM) implementiert. Mit den abgeleiteten Stoffparametern wurden praktische Berechnungsbeispiele aus dem Verkehrswegebau sowie weiterer zyklisch-dynamisch angeregter Gründungskörper vorgenommen.

2 Stoffgesetze und Stoffansätze zur Berechnung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens nichtbindiger Böden unter statischer und zyklisch-dynamischer Beanspruchung

2.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt soll der Kenntnisstand zur theoretischen Beschreibung des elastischen und plastischen Dehnungsverhaltens nichtbindiger Böden unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung, im Hinblick auf die eigenen Zielsetzungen dargestellt werden. Dabei werden auch statische Spannungs-Dehnungs-Beziehungen angesprochen, soweit sie für die Thematik relevant sind.

Intention dieses Abschnittes ist nicht, einen vollständigen Überblick der existierenden Stoffgesetze bzw. Stoffansätze sowie deren Grundlagen zu geben. Vielmehr sollen die grundlegenden Überlegungen aufgezeigt werden, die zur Ableitung der eigenen Stoffansätze in Abschnitt 7 geführt haben. Umfangreiche Zusammenstellungen der in der Bodenmechanik verwendeten Stoffgesetze sind beispielhaft in *Arslan (1980)*, *Gudehus (1990)*, *Schanz (1998)* oder *Zienkiewicz/Taylor (1999)* zu finden.

Die Bezeichnung Stoffansatz wurde hier bewusst als Abgrenzung zu den Stoffgesetzen gewählt. Stoffansätze besitzen im Gegensatz zu den Stoffgesetzen nicht in allen Punkten eine eindeutige physikalische Grundlage mit entsprechenden unvollständigen mathematisch-mechanischen Formulierungen und sind soweit erforderlich, z. B. ingenieurmäßig empirisch ergänzt.

Die Beschreibung des Stoffverhaltens nimmt in der Geotechnik einen wesentlichen Stellenwert ein. Dies ist in der Vielzahl der unterschiedlichen Böden mit ihren sehr komplexen Eigenschaften und Abhängigkeiten begründet. Die nachfolgend wiedergegebene Einschätzung von *Wanninger (1980)* gilt weitgehend auch heute noch, siehe auch Abschnitt 3.3 (*Gudehus (1990)*).

„Die Grenzen der Anwendbarkeit numerischer Verfahren bei Grundbauproblemen liegt in unserer unvollkommenen Fähigkeit, das beobachtete Verhalten des Bodens zu formulieren und nicht in einer Unfähigkeit, einmal formuliertes Verhalten in Rechnerprogramme umzusetzen. [...] Die oft gestellte Frage: - Was kann die FEM leisten? - ist vom gedanklichen Ansatz her unzureichend. Sie muss stets im Zusammenhang stehen mit der Frage: - Was können unsere Stoffgesetze leisten? -“

Aus diesem Grund wurden umfangreiche Modelltheorien abhängig von der Bodenart und deren Eigenschaften sowie dem Spannungs-Dehnungs-Verhalten entwickelt. Hierbei handelt es sich vorwiegend um kontinuumsmechanische Modellvorstellungen, die das Materialverhalten makroskopisch beschreiben. Zu nennen sind die klassischen Spannungs-Dehnungs-Betrachtung der linearen Elastizitäts- und Pltizitätstheorie, die im Laufe der Entwicklung um das nichtlineare Materialverhalten sowie Ver- und Entfestigung erweitert wurden. Parallel dazu entstanden viskoelastische und viskoplastische Formulierungen, die zeitabhängige Vorgänge berücksichtigen, siehe auch *Wittke (1984)* und *Stöcker (2002)*.

Darüber hinaus existiert insbesondere für granulare Böden und geklüfteten Fels eine mikroskopische Betrachtungsweise auf der Grundlage der Teilchenphysik, *Cundall et al. (1996)*. Diese Diskontinuumsmethode wird in der Literatur als Methode der Distinkten Elemente bezeichnet. Dabei wird jedes Einzelkorn diskretisiert bzw. kann aus diskretisierten Teilchen zusammengesetzt werden. Der wesentliche Nachteil dieser Methode für praktische Anwendungen ist die große Teilchenzahl und der damit verbundenen erheblichen Rechenleistungen.

Für zyklische bzw. zyklisch-dynamische Belastungsvorgänge und den daraus resultierenden Dehnungen wurden neben physikalisch begründeten Stoffgesetzen auch empirische Setzungsgesetze (settlement law) entwickelt. Mit diesen wird das elastische und plastische Dehnungsverhalten der Böden hauptsächlich in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel beschrieben. Nur vereinzelt werden Spannungszustände oder Materialkenngrößen berücksichtigt. Bei entsprechender Problemstellung werden bei diesen Ansätzen die Parameter aus Laborversuchen unter den gegebenen Randbedingungen ermittelt und als feste Größen in die Setzungsgesetze eingefügt.

Das hypoplastische Stoffgesetz, welches durch die Erweiterung der intergranularen Dehnung auch zyklisch-dynamische Beanspruchungen erfassen kann, bildet eine Ausnahme. Es wurde zur Berechnung elastischer und plastischer Dehnungen granularer Böden entwickelt, Zusammenfassung siehe z. B. *Kolymbas (1991)*. Dabei handelt es sich um ein Ratengesetz, welches die Spannungsänderung mit der Änderung der Dehnung beschreibt, *Fellin (2000)*. Die Hypoplastizität ist als kontinuumstheoretische Modellvorstellung anzusehen, die das Materialverhalten makroskopisch beschreibt. *Herle (1997)* gelang es, die hypoplastischen Gleichungsparameter in Abhängigkeit von granulometrischen Eigenschaften zu definieren, wodurch die Stoffparameter der Hypoplastizität physikalisch erklärbar wurden.

Nachteilig ist dabei für zyklisch-dynamische Berechnungen die implizite Betrachtungsweise, bei welcher jeder einzelne Belastungszyklus inkrementell berechnet wird, *Niemunis (2000)*. Implizit ist hier nicht mit dem in der Numerik bekannten Intergrationsschema „Euler-

Rückwärts“ zu verwechseln. Bei der impliziten Betrachtungsweise sind selbst bei wenigen Lastzyklen große Rechenkapazitäten erforderlich sowie eine starke Fehlerfortpflanzung nicht auszuschließen. Aus diesem Grund wird der hypoplastische Stoffansatz in dieser Arbeit nicht weiter verfolgt.

Ziel dieser Arbeit ist es, das plastische Dehnungsverhalten unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung in einer einfachen und anwendungsorientierten Form abzuleiten, so dass kurzfristig größere praktische Strukturen berechenbar sind, siehe auch *Stöcker (2002)*. Dabei sollen die wichtigsten Einflussgrößen nach Abschnitt 3 Eingang finden.

In den Abschnitten 2.2 bis 2.4 wird unterschieden in:

- quasi-statische Stoffmodelle,
- zyklisch-dynamische Stoffansätze und empirische Setzungsgesetze und
- elastische Stoffansätze.

2.2 Quasi-statische Stoffmodelle zur Berechnung plastischer Dehnungen unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung

Unter quasi-statischen Stoffmodellen sind Berechnungsansätze zu verstehen, bei denen die nicht ruhende Belastung im Berechnungsalgorithmus als statische Belastung angesetzt wird. Die plastischen Dehnungen werden in Abhängigkeit der Anzahl der Lastwechsel berechnet. Man unterscheidet in implizite und explizite Ansätze. Die implizite Berechnung betrachtet den tatsächlichen Verlauf der Dehnungen während eines jeden Lastzykluses über der Zeit. Nachteilig ist hier die Fehlerfortpflanzung und die erforderliche große Rechenkapazität. Bei der expliziten Betrachtungsweise steht die akkumulierende plastische Dehnung unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung im Vordergrund. Elastische Dehnungen während eines Lastwechsels sowie Masseträgheitskräfte oder andere dynamische Phänomene wie Liquefaktion finden keine Berücksichtigung.

Explizite Stoffansätze unterscheiden sich grundsätzlich nicht von den bekannten Stoffgesetzen unter monotoner Belastung und werden häufig auf der Grundlage der Plastizität bzw. Viskoplastizität formuliert. Entgegen den viskoplastischen Stoffgesetzen wird in den expliziten Stoffansätzen die Zeit t durch die Lastwechselzahl N ersetzt. Näheres hierzu siehe *Niemunis (2000)* und *Stöcker (2002)*.

Nachfolgend sollen zwei explizite Stoffansätze näher beschrieben werden. Der Stoffansatz von *Sawicki (1991)* mit der Abbildung rein volumetrischer Dehnungen und der Ansatz von *Suiker/de Borst (1997)*, der bleibende deviatorische und volumetrische Dehnungen erfasst.

Basierend auf den Ergebnissen einfacher Scherversuche mit konstanter Auflast schlägt *Sawicki (1991)* zur Berechnung der Akkumulation der Volumendehnungen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl folgenden Ansatz vor:

$$\varepsilon_{cp,ij} = -\phi \cdot \delta_{ij} \quad (2.1)$$

$$\phi = C_1 \cdot \ln \left(1 + C_2 \cdot J_2 \cdot N \right) \quad (2.2)$$

mit:

ϕ	Verdichtungsfunktion,
C_1, C_2	Stoffkonstanten
N	Lastwechselzahl
J_2	2. Invariante des Deviators der Dehnungsamplitude
δ_{ij}	Kronecka Delta Symbol

Die Stoffkonstanten C_1, C_2 werden empirisch ermittelt und hängen von der Anfangsporenzahl ab. Die akkumulierende bleibende Dehnung wird aufgrund der Spannungsumlagerung inkrementell berechnet. *Sawicki (1991)* stellt hierzu eine Entwicklungsgleichung der Form:

$$\frac{\partial \phi}{\partial N} = C_1 \cdot C_2 \cdot J_2 \cdot \exp(\phi/C_1) \quad (2.3)$$

auf. Darin beschreibt die Verdichtungsfunktion ϕ die Verformungsgeschichte und $\frac{\partial \phi}{\partial N}$ die Verdichtungsrate.

Problematisch bei diesem Ansatz ist die ausschließliche Berechnung der volumetrischen Dehnungen. Untersuchungen von *Suiker/de Borst (1997)* haben ergeben, dass im zyklischen Triaxialversuch die deviatorischen Dehnungen größer als die volumetrischen sein können.

Suiker/de Borst (1997) stellte einen expliziten Ansatz auf, der auf dem modifizierten Drucker-Prager Plastizitätskriterium mit isotroper Verfestigung und nicht-assoziiierter Fließregel aufbaut. Die plastische Dehnung setzt sich aus den deviatorischen und den volumetrischen Anteilen zusammen, siehe Gleichung (2.4) bis (2.6).

$$\frac{\partial \varepsilon_{cp}}{\partial N} = C \langle \phi(f_d) \rangle m_d \quad (2.4)$$

mit:

C Ausdruck für die Dehnungsamplitude pro Zyklus

$\langle \phi(f_d) \rangle$ Schaltfunktion, siehe Gleichung (2.5)

m_d Richtungsvektor der plastisch deviatorischen Dehnungen

Die Schaltfunktion $\langle \phi(f_d) \rangle$ ist für den Bereich innerhalb bzw. auf der Fließfläche ($f_d \leq 0$) und außerhalb der Fließfläche ($f_d > 0$) definiert.

$$\langle \phi(f_d) \rangle = \begin{cases} 0 & \text{für } f_d \leq 0 \\ \phi(f_d) = \left(-\frac{f_d}{p+p_0} \right)^n & \text{für } f_d > 0 \end{cases} \quad (2.5)$$

mit:

f_d Plastizitätskriterium

p Hydrostatische Spannungsinvariante (I_1)

p_0 Invariante des initialen hydrostatischen Spannungszustandes im Ausgangszustand

n Konstante

Im Gegensatz zu *Sawicki (1991)* berechneten *Suiker/de Borst (1997)* die plastischen Dehnungen aus den deviatorischen und den volumetrischen Anteilen.

$$\frac{d\varepsilon_{cp}}{dN} + \frac{1}{3} \cdot \frac{d\varepsilon_{vol,cp}}{dN} \cdot I = C \langle \phi(f_d) \rangle \left(\frac{\partial g_d}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial \sigma} + \frac{\partial g_d}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \sigma} \right) \quad (2.6)$$

mit:

$\varepsilon_{vol,cp}$ Plastisch volumetrische Dehnung unter zyklischer Beanspruchung

q Zweite deviatorische Spannungsinvariante (J_2)

Ein wesentlicher Bestandteil dieses Stoffansatzes ist die Möglichkeit, sowohl dilatantes als auch kontraktantes Materialverhalten durch das eingeführte Verfestigungsgesetz $h^*(\kappa_{cp})$ beschreiben zu können.

$$h^*(\kappa_{cp}) = \frac{\frac{d\varepsilon_{cp,vol}}{dN}}{\frac{d\kappa_{cp}}{dN}} \quad (2.7)$$

mit:

κ_{cp} Äquivalent plastische, deviatorische Dehnung

Mit diesem Stoffansatz konnten *Suiker/de Borst (1997)* zuverlässige numerische Parameterstudien an ein- und dreiaxialen Elementproben unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung durchführen.

Die dargestellten expliziten Stoffansätze verdeutlichen, dass aufbauend auf den bekannten Stoffgesetzen bei monotoner Belastung, wie sie die Theorie der Plastizität bzw. der Viskoplastizität darstellen, mit der quasi-statischen Betrachtungsweise realistische plastische Dehnungen unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung berechnet werden können.

Problematisch erweist sich bei diesen Ansätzen neben der Ermittlung der empirischen Konstanten die Abbildung des Primärspannungszustandes realer Strukturen (z. B. statische Fundamentbelastung) mit den einher gehenden plastischen Verformungen. Dem entgegenzuwirken hat *Niemunis (2000)* den Ansatz von *Sawicki (1991)* modifiziert und modelliert den ersten Lastzyklus mit Hilfe der Hypoplastizität mit intergranularer Dehnung.

2.3 Zyklisch-dynamische Stoffansätze und empirische Setzungsgesetze

Die Prognose der Verformungen aus zyklisch-dynamischen Verkehrslasten sind insbesondere für Untersuchungen zur Gebrauchstauglichkeit von großer Relevanz. Aus diesem Grund wurden seit mehreren Jahrzehnten Untersuchungen zum elastischen und plastischen Verhalten von Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung durchgeführt. Neben der Untersuchung von Elementproben im Labor wurde in Modellversuchen und in situ Messkampagnen das Verformungsverhalten von Verkehrswegen unter der nicht ruhenden Belastung analysiert. Daraus wurden hauptsächlich empirische Setzungsgleichungen bzw. zyklisch-dynamische Stoffansätze abgeleitet. Sie beschreiben phänomenologisch das plastische Dehnungsverhalten der Böden unter einer zyklisch-dynamischen Belastung. Mit diesen können Setzungsprognosen von Verkehrsbauwerken aber auch zyklisch beanspruchter Gründungskörper aufgestellt werden, *Hettler (1984)*.

Hodjera (1979) untersuchte in einer zyklischen Triaxialanlage mit konstantem Seitendruck einen tonigen Schluff und variierte verschiedene bodenmechanische Kenngrößen und Belastungsparameter. Aus den Versuchsergebnissen leitete *Hodjera (1979)* eine doppellogarithmische Dehnungsgleichung ab.

$$\log \frac{\varepsilon}{N} = \alpha - \lambda \cdot \log N \quad \text{für } (\lambda > 0) \quad (2.8)$$

mit:

- $\frac{\varepsilon}{N}$ Normierter Dehnungsquotient
- α Gleichungskonstante zur Beschreibung der Dehnungen nach dem ersten Lastwechsel
- λ Gleichungskonstante zur Beschreibung des Geradenanstieges

Mit dieser Dehnungsgleichung (2.8) werden sowohl die bodenmechanischen Eigenschaften sowie die Spannungsrandbedingungen innerhalb der Konstanten α erfasst. Diese werden im Vorfeld einer Setzungsprognose aus zyklischen Triaxialversuchen experimentell ermittelt.

Darüber hinaus definierte *Hodjera (1979)* eine Bruchbedingung zur Begrenzung der zyklisch-dynamischen Spannung σ_c , Gleichung (2.9). Der zyklische Versagenszustand K beschreibt die maximal zulässige Spannung $\max. \sigma_c$ in Bezug zur statisch deviatorischen Bruchspannung $(\sigma_1 - \sigma_3)_{s,f}$.

$$K = \frac{\max \sigma_c}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{s,f} - \sigma_{Vorlast}} \quad (2.9)$$

Für den zyklisch stabilen Zustand gibt *Hodjera (1979)* für bindige Böden einen Grenzwert von $K = 0,6$ an, bei welchem die Proben selbst nach 10^6 Lastwechseln stabil bleiben. Als Stabilitätskriterium wurde neben dem Bruchversagen auch die Dehnungsbegrenzung von maximal $\varepsilon_{cp} = 5 \%$ definiert. Dieses Dehnungskriterium ist insbesondere bei bindigen Böden notwendig. Bei Wassergehalten größer des optimalen Wassergehaltes w_{opt} ist, aufgrund der plastischen Eigenschaften des bindigen Bodens, ein klassisches Bruchverhalten nicht zu erwarten.

Das bleibende Dehnungsverhalten nichtbindiger Böden kann in ähnlicher Weise beschrieben werden. *Shenton (1978)* stellte auf der Grundlage zyklisch-dynamischer Triaxialversuche an einem Schottermaterial 13/38 einen empirischen Zusammenhang zur Ermittlung der plastischen Dehnungen in Abhängigkeit der Lastwechselzahl auf.

$$\varepsilon_{cp,N} = \varepsilon_{cp,N=1} \cdot (1 + 0,2 \cdot \log N) \quad (2.10)$$

mit:

$\varepsilon_{cp,N}$ bleibende Dehnung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel

$\varepsilon_{cp,N=1}$ bleibende Dehnung nach dem 1. Lastwechsel

N Lastwechselzahl

Die Gültigkeit dieser empirischen Gleichung erweiterte *Shenton (1978)* generell auf nichtbindige Böden mit gebrochener Kornform. *Hettler (1984)* verallgemeinerte diesen Ansatz und führte die Variable C_N als Kurvenanstiegsparameter ein.

$$\varepsilon_{cp,N} = \varepsilon_{cp,N=1} \cdot (1 + C_N \cdot \log N) \quad (2.11)$$

Auf der Grundlage von Modellversuchen am Gleisrost wurde der Kurvenanstieg mit $C_N = 0,43$ ermittelt. Die von *Hettler (1987)* durchgeführten Triaxialversuche ergaben einen C_N -Wert von $C_N = 0,2$ und bestätigen somit die Untersuchungsergebnisse von *Shenton (1978)*.

In den Gleichungen (2.10) und (2.11) müssen, wie auch bei *Hodjera (1979)*, die bleibenden Dehnungen des 1. Lastwechsels experimentell ermittelt werden. Einen erweiterten Ansatz stellte *Diyaljee/Raymond (1982)* auf. Ausgehend von einem Potenzansatz der Form:

$$\varepsilon_{cp,N} = \varepsilon_{cp,N=1} \cdot N^m \quad (2.12)$$

wurde die Abhängigkeit des plastischen Dehnungsanteils $\varepsilon_{cp,N=1}$ von der Größe der zyklisch-dynamischen Spannung untersucht. Dazu wählten *Diyaljee/Raymond (1982)* die doppellogarithmische Schreibweise.

$$\ln \varepsilon_{cp,N} = \ln \varepsilon_{cp,N=1}(X) + m \cdot \ln N \quad (2.13)$$

X ist hier das aktuelle zyklisch-dynamische Spannungsverhältnis normiert zur statischen Bruchspannung, siehe auch Abschnitt 3.4.3.

$$X = \frac{\sigma_c}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{s,f}} \quad (2.14)$$

Die weitere Analyse von $\varepsilon_{cp,N=1}$ im Zusammenhang mit der Einführung der Randbedingung $X = 0$, die den hydrostatischen Spannungszustand ($\sigma_c = 0$) berücksichtigt, führt zu folgender Vereinfachung:

$$\ln \varepsilon_{cp,N} = \ln \varepsilon_{cp,X=0} + n \cdot X + m \cdot \ln N \quad (2.15)$$

mit:

$\varepsilon_{cp,X=0}$ plastische Dehnung des hydrostatischen Zustands, $\sigma_c = 0$

m Kurvenanstiegsparameter

n Materialkonstante

Mit dieser Dehnungsgleichung ergeben sich gegenüber den Gleichungen (2.8) und (2.11) zwei wesentlich Vorteile:

1. Der Einfluss der zyklisch-dynamischen Spannungsamplitude auf das plastische Dehnungsverhalten wird erfasst.
2. Der experimentelle Untersuchungsaufwand reduziert sich durch die Beschreibung des hydrostatischen Dehnungszustandes erheblich.

Sind die Materialkennwerte n und m nach Gleichung (2.15) bekannt, entfällt die Notwendigkeit der Durchführung zyklisch-dynamischer Triaxialversuche. Die Ermittlung von $\varepsilon_{cp,X=0}$ kann in herkömmlichen statischen Triaxialgeräten erfolgen.

Kempfert/Hu (1999a) leiteten ausgehend von dem Ansatz nach Gleichung (2.12) aus zyklisch-dynamischen Triaxialversuchen eine Dehnungsbeziehung für drainierte Sande ab. Die plastische Dehnung des ersten Lastwechsels wird dabei in Abhängigkeit der zyklisch-dynamischen Spannungsamplitude sowie der Seitenspannung σ_3 beschrieben.

$$\varepsilon_{cp,N=1} = \begin{cases} \beta \cdot \left(p_a / \sigma_3 \right)^{1/3} \cdot X^\kappa & \text{für } \sigma_3 < 35 \text{ kN/m}^2 \\ \beta \cdot \left(\sigma_3 / p_a \right)^\kappa \cdot X^2 & \text{für } \sigma_3 > 35 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \quad (2.16)$$

mit:

p_a Atmosphärendruck

β, κ Gleichungskonstanten

Auch in diesem Ansatz sind die Gleichungskonstanten β und κ aus wenigen zyklischen Triaxialversuchen zu bestimmen.

Fröhling (1998) hat aus in situ Messungen einen Setzungsalgorithmus bzw. ein Setzungsge-
setz zur Berechnung der räumlich unterschiedlichen Fahrwegsetzung im Zusammenhang mit

der räumlich differierenden Fahrwegsteifigkeit aufgestellt. Dabei handelt es sich um eine interaktive Berechnung der Fahrwegsetzung und der daraus resultierenden Änderung der Fahrwegsteifigkeit, die einen Einfluss auf die dynamische Radkraft hat, und somit die Fahrwegsetzung beeinflusst. Die dynamische Radlast stellt die Interaktionskraft zwischen Erregung und Antwort des Fahrzeug/Fahrwegmodells dar.

Fröhling (1998) fand eine empirische Beziehung zwischen Fahrzeug- und Fahrwegparametern, der dynamischen Antwort des Fahrzeuges in Abhängigkeit der Fahrwegsteifigkeit und der gemessenen Setzungsunterschiede des Fahrweges. Auf der Erkenntnis des Eintretens von Setzungsunterschieden des Fahrweges aus dessen räumlich veränderlicher Steifigkeit, entwickelte *Fröhling (1998)* die folgende räumlich veränderliche Dehnungsgleichung.

$$\varepsilon_{Ni} = \left\{ \left[K_1 + K_2 \cdot \left(\frac{k_{2mi}}{K_3} \right) \right] \cdot \frac{P_{dyn}}{P_{ref}} \right\}^{\omega} \cdot \log N \quad (2.17)$$

mit:

k_{2mi} durchschnittliche Fahrwegsteifigkeit einer Schwelle

K_1, K_2 lineare Approximation der numerisch berechneten Steifigkeit in Bezug zur Deviatorspannung

K_3 konstanter Faktor zur Berücksichtigung der Abweichung gemessener und numerisch berechneter Steifigkeit

P_{dyn} dynamische Radkraft

P_{ref} Referenzkraft

ω experimentell zu bestimmender Exponent

Mit diesem Berechnungsansatz hat *Fröhling (1998)* den Setzungsverlauf einer in situ Messstrecke mit 150 Schwellen in guter Übereinstimmung berechnet. Nachteilig ist hier der sehr hohe Untersuchungsaufwand zur Ableitung der Gleichungsparameter. Die von *Fröhling (1998)* abgeleiteten Gleichungsparameter gelten strenggenommen nur für den von ihm untersuchten Streckenabschnitt und Achslasten. Für abweichende Fahrwegkonstruktionen, Achsenlasten oder Untergrund-/Unterbausteifigkeiten sind die Gleichungsparameter zu verifizieren.

In Tabelle 2.1 sind die aufgeführten empirischen Setzungsgleichungen nochmals zusammengefasst.

Tabelle 2.1: Übersicht zu plastischen Langzeit-Dehnungsgesetzen

	Autor	Stoffansatz
1	<i>Shenton (1978)</i>	$\varepsilon_{cp,N} = \varepsilon_{cp,N=1} \cdot (1 + 0,2 \cdot \log N)$
2	<i>Hodjera (1979)</i>	$\log \frac{\varepsilon}{N} = \alpha - \lambda \cdot \log N \quad \text{für } (\lambda > 0)$
3	<i>Diyaljee/Raymond (1982)</i>	$\ln \varepsilon_{cp,N} = \ln \varepsilon_{cp,X=0} + n \cdot X + m \cdot \ln N$
4	<i>Hettler (1984) und (1987)</i>	$\varepsilon_{cp,N} = \varepsilon_{cp,N=1} \cdot (1 + C_N \cdot \log N)$
5	<i>Kempfert/Hu (1999 a)</i>	$\varepsilon_{cp,N} = \varepsilon_{cp,N=1} \cdot N^\alpha$ <p>mit:</p> $\varepsilon_{cp,N=1} = \begin{cases} \beta \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma_3} \right)^{1/3} \cdot X^\kappa & \text{für } \sigma_3 < 35 \text{ kN / m}^2 \\ \beta \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^\kappa \cdot X^2 & \text{für } \sigma_3 > 35 \text{ kN / m}^2 \end{cases}$
6	<i>Fröhling (1998)</i>	$\varepsilon_{Ni} = \left[\left[K_1 + K_2 \cdot \left(\frac{k_{2,mi}}{K_3} \right) \right] \cdot \frac{P_{dyn}}{P_{ref}} \right]^w \log N$

2.4 Elastische Stoffansätze

Neben der Ermittlung der plastischen Dehnungen unter Verkehrsbelastung ist hinsichtlich der Bemessung der Fahrwegoberbauten das elastische Verformungsverhalten ebenfalls von Bedeutung. Wie an späterer Stelle ausführlicher beschrieben, sind die plastischen Dehnungsinkremente nach einer gewissen Anfangsphase in Bezug zur elastischen Dehnung vernachlässigbar gering. Die Ermittlung der Schnittkräfte zur Bemessung der Oberbaukonstruktion erfolgt daher auf der Grundlage elastischer Stoffansätze. Nachfolgend sollen im Hinblick auf den eigenen in Abschnitt 7.3 abgeleiteten zyklisch-viskoelastischen Stoffansatz, einige nicht-linear elastische Stoffansätze skizziert werden, wie sie häufig in der nationalen und internationalen Literatur zum Thema zyklisch-dynamisch beanspruchter Böden beschrieben sind.

Eine Berücksichtigung der Belastungszeit erfolgt in diesen Stoffansätzen bisher nicht. Die elastischen Parameter werden aus statischen Elementversuchen oder aus zyklischen Triaxial-

versuchen zu einem festen Belastungszeitpunkt ermittelt. Ein veränderlich elastisches Verhalten in Abhängigkeit von der Anzahl der Belastungszyklen wird bei keinem dieser Modelle berücksichtigt.

Für die Bemessung der Verkehrswege haben *Roßberg et al. (1996)* die nichtlinear-elastischen Stoffgesetze in drei Modellgruppen untergliedert:

- E - ν -Modelle,
- K - Θ -Modelle und
- G - K -Modelle.

Die Zusammenhänge zwischen Spannung und Dehnung werden bei diesen Modellgruppen auf der Grundlage der Elastizitätstheorie über einen Elastizitätsmodul E und eine Querdehnzahl ν erfasst. Die Anpassung des Materialverhaltens an den aktuellen Spannungszustand erfolgt während der Berechnung inkrementell-iterativ.

Bei den nachfolgend erläuterten Stoffansätzen wird die zyklisch-dynamische Spannung in ihrer maximalen Größe verwendet. Es handelt sich hierbei auch um quasi-statische Modellvorstellungen.

2.4.1 E - ν -Modelle

In diese Kategorie ist das in der Bodenmechanik weit verbreitete nichtlinear elastische Stoffgesetz von *Duncan/Chang (1970)* einzuordnen. Auf der Grundlage von Triaxialversuchen und dem Mohr-Columb'schen Bruchkriterium wird die nichtlinear elastische Tangentenanfängssteifigkeit E_t berechnet. Die Querkontraktionszahl ν wird hierbei konstant verwendet.

$$E_t = \left[1 - R_f \cdot \frac{(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos \varphi + 2\sigma_3 \cdot \sin \varphi} \right]^2 \cdot \bar{K} \cdot \left(\frac{\sigma_{vp} - \sigma_1}{p_a} \right)^n \cdot p_a \quad (2.18)$$

mit:

R_f Bruchverhältnis

\bar{K}, n Stoffkonstanten

σ_{vp} Grenzspannung; $\sigma_{vp} = \frac{2 \cdot c' \cdot \cos \varphi'}{1 + \sin \varphi}$

Die elastische Dehnung ε_e wird in Abhängigkeit der Tangentenanfangssteifigkeit E_t und der aktuellen deviatorischen Spannung q berechnet. Dieser Ansatz wurde zwischenzeitlich fortlaufend weiterentwickelt, *Brinkgreve/Vermeer (1998)*.

Ein weiterer nichtlinear elastischer Stoffansatz dieser E - ν -Modellgruppe, welcher insbesondere für nichtbindige Lockergesteine aufgestellt wurde, ist das „Dresdner Stoffmodell“ von *Queck (1992)* und *Wellner (1995)*. Dieser nichtlinear elastische Stoffansatz wurde speziell für ungebundene mineralische Tragschichten des Straßenbaus aufgestellt und berücksichtigt die Nichtlinearität des Elastizitätsmoduls und der Querkontraktionszahl.

$$E = \left(Q + C \cdot \sigma_I^{Q1} \right) \cdot \sigma_{III}^{Q2} + D \quad (2.19)$$

$$\nu = R \cdot \frac{\sigma_I}{\sigma_{III}} + A \cdot \sigma_I + B \quad (2.20)$$

Darin sind σ_I und σ_{III} die Hauptspannungen, die restlichen Parameter stellen experimentell zu bestimmende Parameter dar. Mit dem Parameter D wird die Scherfestigkeit des Bodens berücksichtigt.

Dieses Stoffmodell setzt voraus, dass im nichtbindigen Boden ausschließlich Druckspannungen auftreten. Dabei wird mit steigender Seitenspannung ein steigender Elastizitätsmodul und eine abnehmende Querkontraktionszahl berechnet. Die Grenzen der Querkontraktionszahl sind bei $\nu = 0,2$ (untere Grenze) und bei $\nu = 0,5$ (obere Grenze) definiert. Weiterhin wird der Einfluss des Hauptspannungsverhältnisses auf ν berücksichtigt. Bei steigendem Spannungsverhältnis σ_I/σ_{III} wächst die Querdehnung an, was auf die abnehmende Entfernung des Spannungspfades zur Fließfläche zurückzuführen ist.

2.4.2 K - Θ -Modelle

Die K - Θ -Modelle basieren auf der von *Hveem (1955)* getroffenen Annahme, dass das Dehnungsverhalten unter kurzzeitiger Lasteinleitung vollständig reversibel ist. Derartige Modelle wurden beispielsweise von *Seed et al. (1962)*, *Brown/Pell (1967)* und *Kalcheff/Hicks (1973)* aufgestellt. Darin wird häufig der Resilientmodul M_R verwendet, welcher mit dem Elastizitätsmodul E gleichgesetzt werden kann.

$$E = M_R = K_I \cdot \left(\frac{\Theta}{\Theta_0} \right)^{K_2} \quad (2.21)$$

mit:

Θ Hauptspannungssumme, $\Theta = \sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}$

Θ_0 Bezugsspannung, $\Theta_0 = 1 \text{ kN/m}^2$

K_I, K_2 experimentell zu bestimmende Materialparameter

Die Ungenauigkeit dieser Stoffmodelle besteht in der unvollkommenen Berechnung der Dehnungen. Weitere Modifizierungen der K - Θ -Modelle führten bisher nicht zu dem gewünschten Erfolg deren Genauigkeit zu erhöhen. Aus diesem Grund soll diese Modellgruppe an dieser Stelle nicht weiter untersucht werden.

2.4.3 G-K-Modelle

Die G - K -Modelle basieren auf der allgemeingültigen Beziehung des Schermoduls G und des Kompressionsmoduls K und somit auf der getrennten Beschreibung von Scher- (ε_S) und volumetrischen Dehnungen (ε_V). Ausgehend von der Annahme:

$$\frac{\partial \varepsilon_V}{\partial q} = \frac{\partial \varepsilon_S}{\partial \sigma_m} \quad (2.22)$$

mit:

q Deviatorspannung

σ_m Mittlere Hauptspannung, $\sigma_m = \frac{\sigma_I + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$

definierte *Boyce (1980)* für Kompressions- und Schermodul folgende Approximationen.

$$K = K_I \cdot \frac{\sigma_m^{(1-n)}}{1 - \beta \cdot \left(\frac{q}{\sigma_m} \right)^2} \quad (2.23)$$

$$G = G_I \cdot \sigma_m^{(1-n)} \quad (2.24)$$

$$\beta = (1-n) \cdot \frac{K_I}{6 \cdot G_I} \quad (2.25)$$

mit:

K_I, G_I, n Experimentell zu ermittelnde Stoffparameter

Die Nichtlinearität von K und G wird bei *Boyce (1980)* mit dem gleichen Nichtlinearitätsparameter n beschrieben. *Mayhew (1983)* führte hier einen zweiten Nichtlinearitätsparameter m für das Volumendehnungsverhalten ein. Scher- und Volumendehnung ergeben sich nach dem modifizierten Ansatz von *Mayhew (1983)* zu:

$$\varepsilon_S = \frac{1}{3 \cdot G_I} \cdot p^n \cdot \frac{\sigma_m}{p} \quad (2.26)$$

$$\varepsilon_V = \frac{1}{K_I} \cdot p^m \cdot \left[1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_m}{p} \right)^2 \right] \quad (2.27)$$

mit:

m, n Spannungsexponenten, experimentell zu ermitteln

Der Vorteil von G - K -Modellen ist in der getrennten Betrachtungsweise der Scher- und der volumetrischen Dehnungen zu sehen. Wie bereits im Abschnitt 2.2 von *Suiker/de Borst (1997)* und *Niemunis (2000)* gezeigt, werden mit dieser Art der Dehnungsermittlung gute Übereinstimmungen zwischen dem reellen und dem berechneten Verformungsverhalten erzielt.

3 Literaturübersicht zum Materialverhalten unter dynamischer und zyklisch-dynamischer Belastung

3.1 Allgemeines

Im Folgenden ist der Kenntnisstand zum elastischen und plastischen Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklischer und dynamischer Beanspruchung zusammengestellt. Aus der umfangreichen Zahl der vorliegenden Literatur wurde hinsichtlich der eigenen Thematik der Schwerpunkt auf Literaturquellen zum Verkehrswegebau gelegt.

Der Literatur entnommene Grafiken, Diagramme und Gleichungen wurden im Sinne einer übersichtlichen Darstellung in eine einheitliche Terminologie und ein metrisches Einheitensystem überführt.

3.2 Begriffsbestimmung und Grundlagen

3.2.1 Beanspruchungsarten und Modellvorstellung

In der Bodendynamik wird in dynamische und zyklische Beanspruchungsvorgänge unterschieden. Dabei ist eine eindeutige Zuordnung der Begriffe „zyklisch“ und „dynamisch“ oft schwierig. In der Literatur wird „zyklisch“ als Oberbegriff für langsame sich wiederholende Belastungsvorgänge, bei denen Trägheitskräfte nicht wirksam werden und für dynamische Vorgänge, verwendet. Vorgänge, bei denen Trägheitskräfte wirksam sind und die idealisierte Bodenreaktion als rein elastisch angesehen werden kann, werden als „dynamisch“ bezeichnet.

Diese Definition ist in Bezug zur Bodenreaktion unter zyklischer und/oder dynamischer Beanspruchung nicht sehr eindeutig. Bei verschiedenen dynamisch beanspruchten Bauwerk-Baugrund-Systemen, bei denen das Trägheitsverhalten zu berücksichtigen ist, werden neben elastischen auch plastische Dehnungen hervorgerufen. Gleiches lässt sich für sehr langsame wiederholte Belastungsvorgänge mit $f < 1,0$ Hz beobachten, wo elastische und plastische Bodenreaktionen auftreten.

Im Folgenden soll die in dieser Arbeit verwendete Modellvorstellung zur Definition der Begriffe „zyklisch“ und „dynamisch“ aufgezeigt und der Begriff „zyklisch-dynamisch“ eingeführt werden. Dabei wird nicht nur der zeitliche Verlauf der Belastung, sondern auch die Reaktion des Bodens auf die nichtruhende Lasteinwirkung berücksichtigt, da ohne diese eine eindeutige Definition der Beanspruchungsart nicht möglich ist.

3.2.1.1 Dynamische Beanspruchung

Unter *dynamischer* Beanspruchung werden hier zeitlich veränderliche Belastungen von begrenzter Dauer mit dominierendem elastischen Bodenverhalten verstanden. Trägheitskräfte sind wirksam und müssen Berücksichtigung finden. Plastische Dehnungsanteile sind im betrachteten Zeitfenster vernachlässigbar klein, so dass das Bodenverhalten vereinfachend als rein elastisch angesehen werden kann. Das dynamische Antwortverhalten eines Bauwerk-Baugrund-Systems kann mit der bekannten Bewegungsgleichung der Elastodynamik ausgedrückt werden. Dynamische Belastungen können nach Bild 3.1 in vier Belastungsarten eingeteilt werden, *Flesch (1993)*.

- *Harmonische* Belastungen; mit einem sinus- oder cosinusförmigen Zeitverlauf, wie z. B. Maschinen mit Unwucht (Bild 3.1a).
- *Periodische* Belastungen; bei denen sich ein bestimmter Last-Zeit Verlauf in regelmäßigen Zeitabständen wiederholt, wie z. B. Maschinen mit mehreren Unwuchten, Maschinen die regelmäßige Stöße abgeben (Bild 3.1b).
- *Transiente* Belastungen; beliebiger Zeitverlauf mit keiner Periodizität, wie z. B. Erdbeben, Schienen- und Straßenverkehr, Bauarbeiten (Bild 3.1c).
- *Impulsartige* Belastungen; sehr kurze Belastungsdauer, wie z. B. Maschinen mit Einzelstößen, Sprengungen (Bild 3.1d).

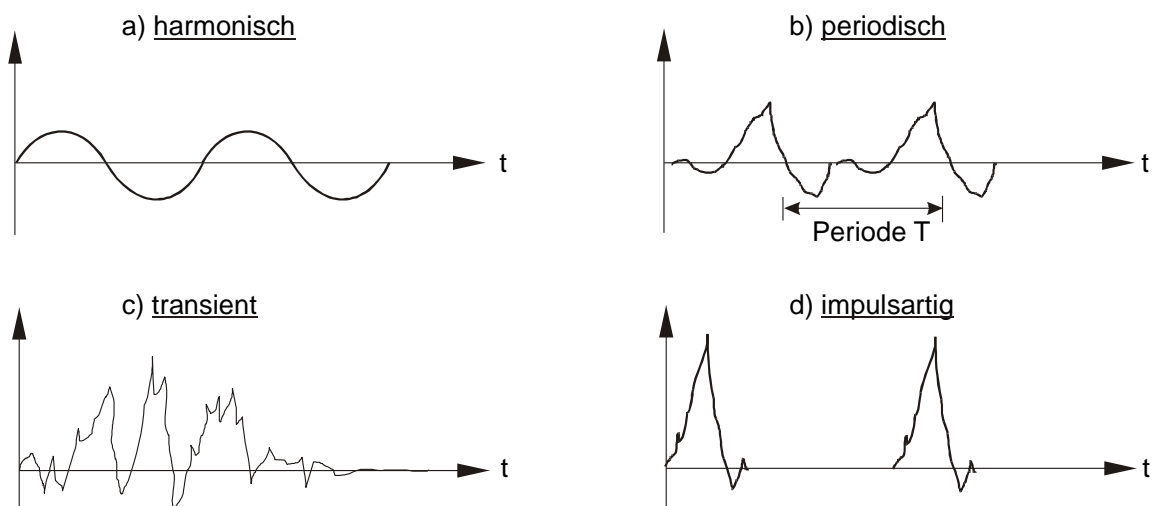


Bild 3.1: Zeitverläufe dynamischer Lasten, nach *Flesch (1993)*

3.2.1.2 Zyklische Beanspruchung

Zyklische Beanspruchungen sind langanhaltende Belastungswechsel mit elastischen und plastischen Dehnungsanteilen. Das Materialverhalten kann mit elastisch-plastischen Modellvorstellungen beschrieben werden. Die geringe Lastwechselfrequenz verhindert ein wirksam werden von Trägheitskräften bzw. erlauben deren Vernachlässigung. Vereinfachend wird das zyklische Lastbild als harmonisches bzw. periodisches Lastbild angesehen.

Rein zyklische Beanspruchungen sind in der Realität sehr selten anzutreffen bzw. werden aufgrund der großen Periodendauer oftmals vereinfachend als statische Belastung angesehen. Zu den zyklischen Belastungswechseln kann z. B. das allmähliche Befüllen und Entleeren von Silos bzw. Talsperren oder der Wellenschlag auf Off-shore Bauwerke gezählt werden.

3.2.1.3 Zyklisch-dynamische Beanspruchung

Verschiedene Anregungen, wie z. B. Maschinenfundamente oder Belastungen aus Schienenverkehr, lassen sich nach den zuvor genannten Definitionen der dynamischen oder der zyklischen Beanspruchung nicht eindeutig einstufen. Dabei handelt es sich um Bauwerk-Boden-Reaktionen, bei denen oftmals die eine Beanspruchungsart dominiert, andererseits aber auch Eigenschaften oder Reaktionen der anderen Beanspruchungsarten auftreten. Bei solchen kombinierten Beanspruchungen ist die Größe des betrachteten Zeitfensters von wesentlicher Bedeutung.

Aus diesem Grund soll hier eine dritte Beanspruchungsart, die *zyklisch-dynamische* Beanspruchung, eingeführt werden. Diese ist notwendig, da eine klare Abgrenzung zwischen dynamisch und zyklisch praktisch nicht erfolgen kann. In Tabelle 3.1 wurde der Versuch unternommen, eine Einteilung der Beanspruchungsarten vorzunehmen. Diese Einteilung wurde unter Berücksichtigung des Auftretens von Trägheitskräften sowie plastischer und elastischer Dehnungsanteile getroffen. Auch die in Tabelle 3.1 angenommenen Frequenzgrenzen sind nicht als „fix“ anzusehen. Sie sollen lediglich als eine erste Vororientierung zur Einordnung nichtruhender Beanspruchungen dienen.

Tabelle 3.1: Näherungsweise Einstufung der Beanspruchungsarten nach dem Frequenzbereich

zyklisch	zyklisch-dynamisch	dynamisch
$0 < f \leq 1,0 \text{ Hz}$	$1,0 < f \leq 10,0 \text{ Hz}$	$f > 10,0 \text{ Hz}$

Bei einem Maschinenfundament mit einer permanenten Anregung ist die Augenblicksbeurteilung im Allgemeinen eine rein dynamische. Betrachtet man jedoch einen längeren Zeitraum, werden z. B. auch akkumulierende plastische Dehnungen hervorgerufen, die nicht zu vernachlässigen sind. Eine weitere zyklisch-dynamische Beanspruchung stellt der Schienenverkehr dar. Die Zugüberfahrt an sich ist als transientes Ereignis von kurzer Zeitdauer anzusehen, bei welcher nur vergleichbar geringe plastische Dehnungen auftreten. Betrachtet man aber auch hier einen größeren Zeitabschnitt, so ist die ständige Wiederkehr von Zugüberfahrten mit akkumulierenden plastischen Dehnungen als periodische, zyklisch-dynamische Anregung einzustufen.

Unter einer zyklisch-dynamischen Beanspruchung können im Korngerüst Verdichtungseffekte aufgrund von Kornumlagerungen auftreten, so dass im betrachteten Zeitfenster ein Übergang der Beanspruchungsart stattfinden kann. Die plastischen Dehnungssinkremente werden in diesem Fall vernachlässigbar klein und die Beanspruchungsart wechselt von der zyklisch-dynamischen zur dynamischen Beanspruchung. Dieses Verhalten lässt sich z. B. bei der Bodenverdichtung in Form von Oberflächen- oder Tiefenverdichtung durch Vibration feststellen.

Beim Schienenverkehrsweg ist die Abnahme der plastischen Dehnungsraten mit zunehmender Zahl an Zugüberfahrten zu beobachten. Diese Verdichtungseffekte werden am System Schotteroberbau durch Wartungs- und Instandsetzungsarbeiten, wie Gleisstopfen, wieder aufgehoben. Daher sollte die Beanspruchung aus Schienenverkehr generell als zyklisch-dynamisch angesehen werden.

Ändern sich bei einem dynamisch beanspruchten Bauwerk-Baugrund-System die bodenmechanischen Randbedingungen, z. B. durch Wassersättigung, können nicht zu vernachlässigende plastische Dehnungen den Verlust der Gebrauchstauglichkeit oder sogar der Standfestigkeit hervorrufen. Das Baugrund- und letztlich auch das Bauwerksverhalten ist daher nicht zwingend als konstant anzusehen. Mit dieser Darstellung sollte noch einmal deutlich gemacht werden, dass die Beanspruchungsart für ein Bauwerk-Baugrund-System nicht eindeutig abzugrenzen ist, und sich im Laufe einer Betriebsphase ändern kann.

Die wesentlichen Merkmale der zuvor genannten drei Beanspruchungsarten sind in Tabelle 3.2 nochmals zusammengestellt.

Tabelle 3.2: Zusammenfassung der drei Beanspruchungsarten

	zyklisch	zyklisch-dynamisch	dynamisch
Betrachtungszeitraum	lang	lang	kurz (wenige Sekunden)
Trägheitskräfte	nein	ja	ja
Lastbild	regelmäßig, harmo- nisch, periodisch	jedes nicht statische	jedes nicht statische
$\varepsilon_{cp}/\varepsilon_{ce}$ bezüglich Betrachtungszeitraum	relevant	relevant	nicht relevant
vereinfachte Beschreibung des Materialverhaltens (Modelltheorie)	elastisch/plastisch	elastisch/plastisch	elastisch

3.2.2 Bodendynamische Versuchsarten / Versuchsgeräte

Für die Ermittlung elastischer und plastischer Materialparameter unter dynamischer und zyklischer Beanspruchung stehen eine Vielzahl von Labor- und Feldversuchen zur Verfügung. Parameterstudien zur Quantifizierung von Einflussparametern werden vorzugsweise im Labor in Form von Elementversuchen durchgeführt. In Bild 3.2 sind verschiedene Anwendungsgebiete dynamisch/zyklischer Labor- und Feldversuche in Abhängigkeit von der Dehnungsamplitude angegeben. Standardversuche im bodendynamischen Versuchswesen sind der zyklische Triaxial- bzw. Scherversuch sowie der Resonant-Column-Versuch (RC-Versuch). Diese werden im Hinblick auf die Zielrichtung dieser Arbeit nachfolgend näher erläutert, wobei auf den RC-Versuch in Abschnitt 5 ausführlich eingegangen wird.

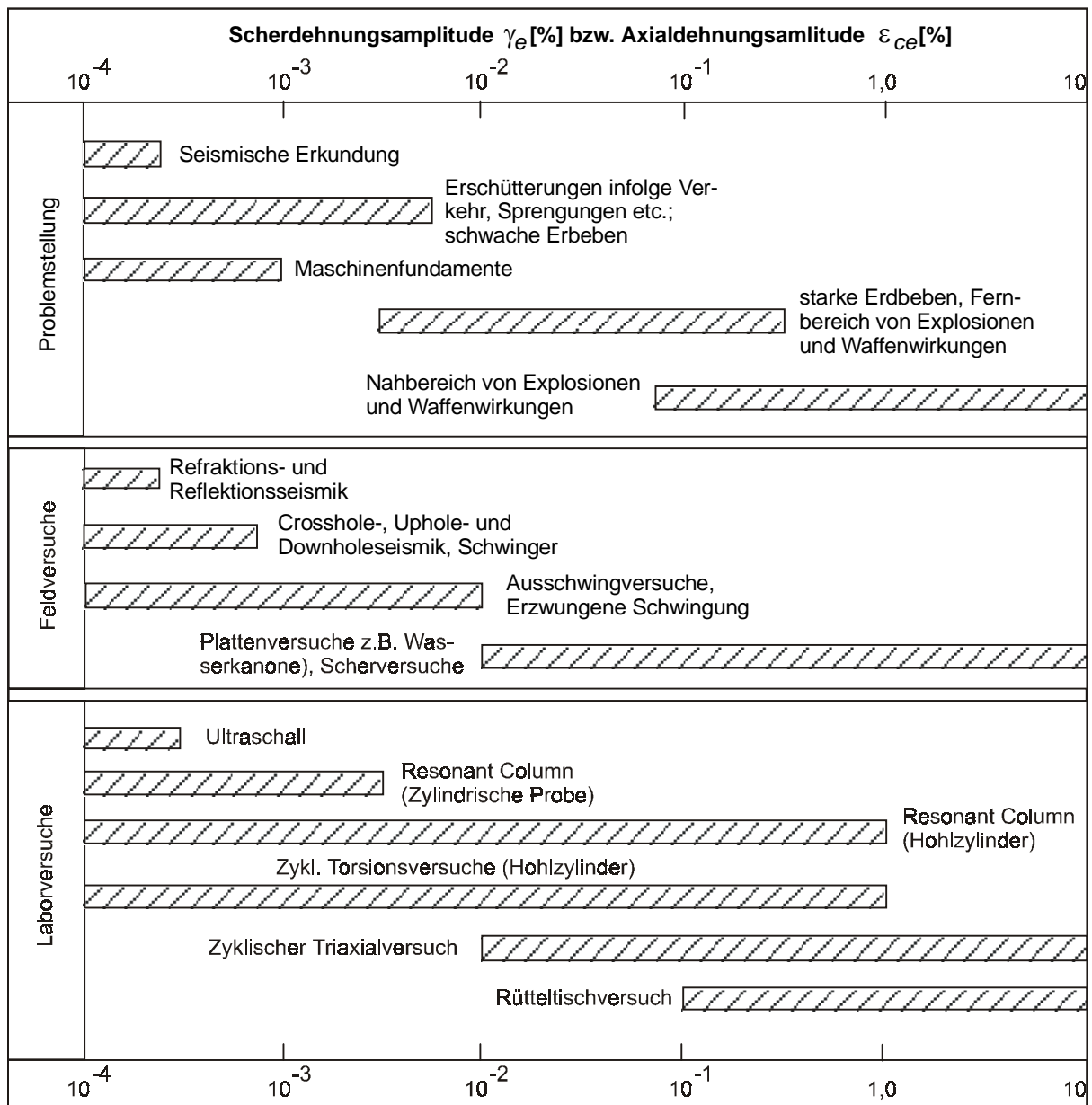


Bild 3.2: Anwendungsbereiche dynamischer Labor- und Feldversuche in Abhängigkeit von der Dehnungsamplitude sowie entsprechende Problemstellungen, nach Studer/Koller (1997)

Mit dem zyklischen Triaxialversuch können verschiedene zyklische Spannungspfade simuliert werden. Generell werden zyklische Schwell- und Wechselversuche unterschieden. Bild 3.3 stellt schematisch die grundlegenden Unterschiede im Verlauf der Spannungspfade zwischen diesen Versuchsarten dar. Das Verhalten der Proben unter diesen Beanspruchungsarten unterscheidet sich dabei grundsätzlich. In Bild 3.4 sind die sich einstellenden Verformungsfiguren aus zyklischem Druckschwell- und zyklischem Schubwechselversuch abgebildet.

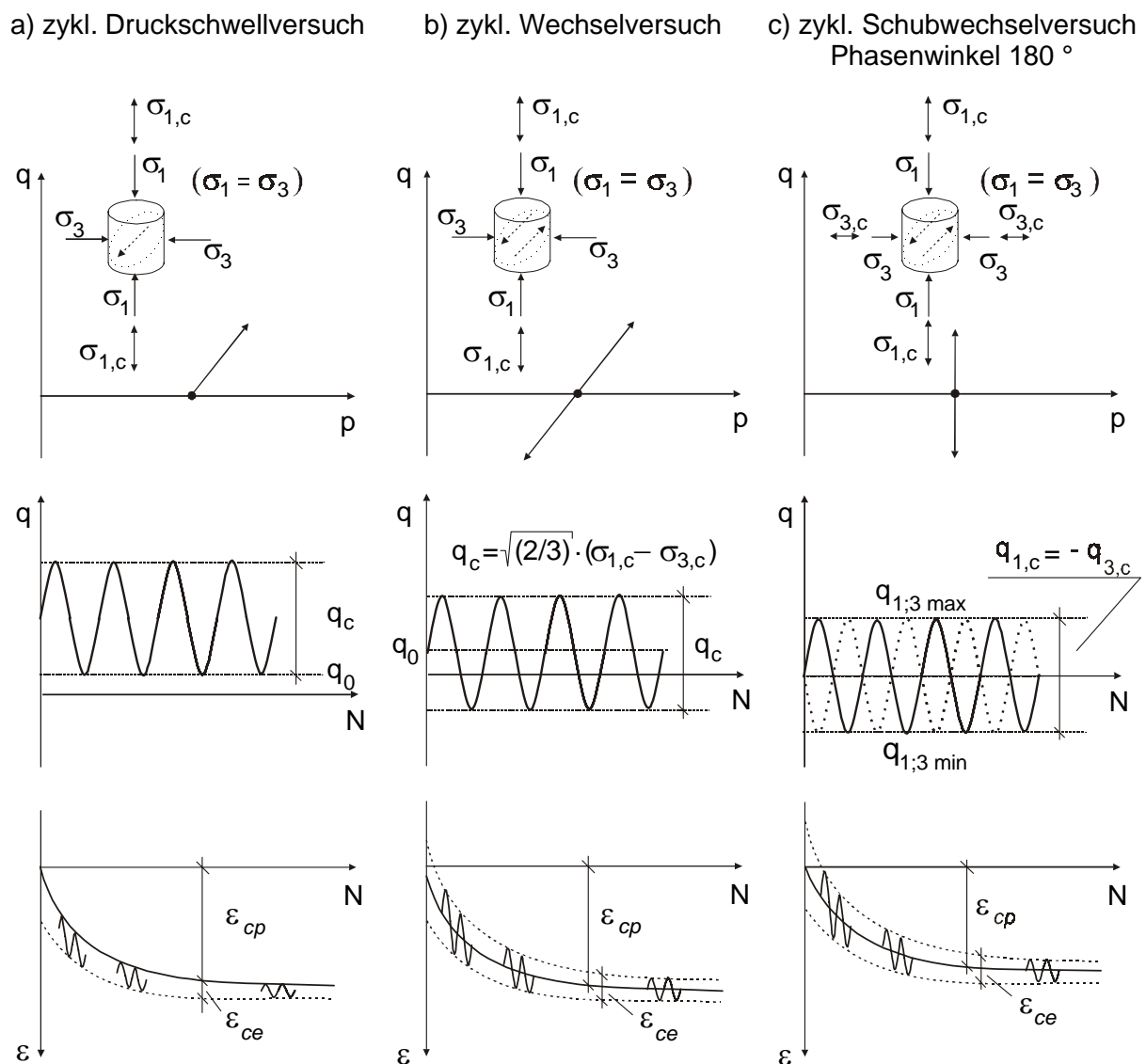
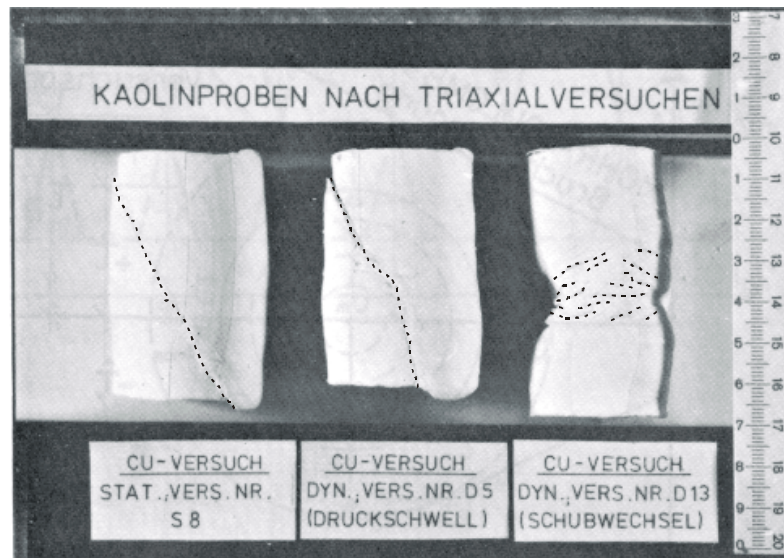


Bild 3.3: Spannungspfade, Spannungs- und Dehnungsverlauf zyklischer Triaxialversuche, nach Hu (2000)

Bild 3.4:

Dehnungs- und Bruchfiguren von Kaolinproben unter statischer und zyklischer Belastung bei unterschiedlichen Spannungspfaden, nach Güttler (1984)



3.2.3 Begriffe und Definitionen zum elastischen Verhalten unter zyklischer und dynamischer Beanspruchung

Nachfolgend sind die in der Bodendynamik üblicherweise verwendeten Begriffe zum elastischen Verhalten unter dynamischer und zyklischer Beanspruchung zusammengestellt. Dabei wurde weniger auf Vollständigkeit der bodendynamischen Begriffe, als auf die Wichtigkeit der in dieser Arbeit verwendeten Begriffe Wert gelegt. Ziel war es, einen einheitlichen Sprachgebrauch zu definieren, um so dem besseren Verständnis der Thematik gerecht zu werden.

3.2.3.1 Dynamischer Elastizitätsmodul E_{dyn}

Der dynamische Elastizitätsmodul E_{dyn} beschreibt das Verhältnis zwischen der dynamischen Normalspannung σ_{dyn} bzw. σ_c und der daraus resultierenden elastischen Axialdehnung ε_{ce} . Der dynamische Elastizitätsmodul E_{dyn} kann mit diversen in Bild 3.2 aufgeführten bodendynamischen Feld- und Laborversuchen bestimmt werden. Bei der Ermittlung von E_{dyn} im zyklischen Triaxialversuch wird häufig auch der Begriff des dynamischen Sekantenmoduls $E_{S,dyn}$ verwendet. Der dynamische Sekantenmodul $E_{S,dyn}$ beschreibt den Anstieg der Sekante zwischen den Wendepunkten der je Lastzyklus auftretenden Spannungs-Dehnungs-Hysterese, (Bild 3.5).

Der dynamische Elastizitätsmodul bzw. dynamische Sekantenmodul ist von der verwendeten Dehnungsamplitude abhängig, was sich aus dem nichtlinear-elastischen Spannungs-Dehnungs-Verhalten ergibt.

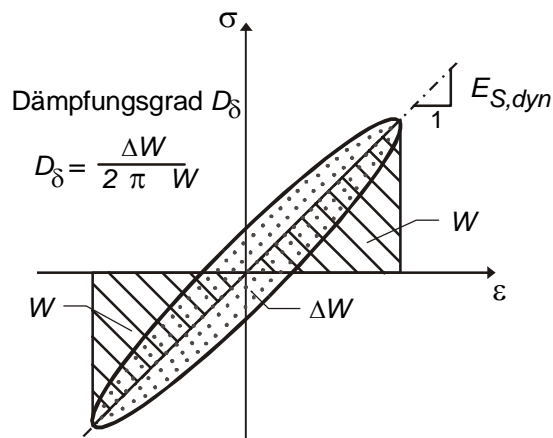


Bild 3.5:
Hystereseschleife beim zyklischen
Triaxialversuch

3.2.3.2 Dynamischer Schubmodul G_{dyn}

Der dynamische Schubmodul G_{dyn} beschreibt analog zum dynamischen Elastizitätsmodul das Verhältnis zwischen der dynamischen Schubspannung τ_{dyn} und der resultierenden elastischen Scherdehnung γ_e . Er kann mit den verschiedensten bodendynamischen Versuchen nach Bild 3.2 bestimmt werden.

Aus der Literatur ist die nichtlineare Beziehung zwischen Schubmodul und Scherdehnung bekannt. Bei kleinen Scherdehnungen reagiert der Boden steifer. Der Schubmodul nimmt mit abnehmender Scherdehnung zu, die Dämpfung nimmt dagegen ab, (Bild 3.6). Dieses nichtlineare Verhalten trifft nur für den Dehnungsbereich von ca. $10^{-4} \% < \gamma_e < 1,0 \%$ zu. Bei kleineren Dehnungen $\gamma_e < 10^{-4} \%$ ist der Schubmodul nahezu konstant und entspricht dem maximalen Schubmodul des Bodens unter den gegebenen Randbedingungen. Aus diesem Grund ist bei der Untersuchung bodendynamischer Problemstellungen die Verwendung realistisch ermittelter, dehnungsabhängiger Kenngrößen notwendig.

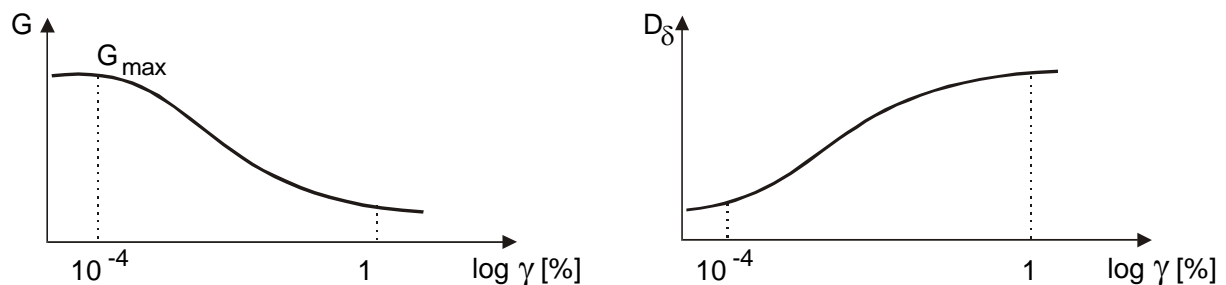


Bild 3.6: Schematischer Zusammenhang zwischen Schubmodul G und Scherdehnung γ bzw. Dämpfung D_δ und Scherdehnung γ

3.2.3.3 Dämpfung

Der Energieverlust in einem dynamisch beanspruchten System wird als Dämpfung bezeichnet. Man unterscheidet zwischen Struktur-, Abstrahlungs- und Materialdämpfung. Die Strukturdämpfung ist ein an die bauliche Konstruktion gebundener Energieverlust. Die Abstrahlungsdämpfung beinhaltet den Energieverlust an der Schichtgrenze zweier Medien, z. B. Bauwerk-Baugrund. Die beiden Dämpfungsarten, Struktur- und Abstrahlungsdämpfung, spielen im Hinblick der Thematik dieser Arbeit keine Rolle und werden nicht weiter berücksichtigt.

Die Materialdämpfung beschreibt die Energiedissipation im Inneren eines fugenlosen Stoffes und wird je nach verwendetem Stoffgesetz als frequenzabhängige viskose oder frequenzunabhängige hysteretische Dämpfung bezeichnet. Durch die Materialdämpfung wird ein Teil der kinematischen Energie in Wärme umgewandelt und als Dämpfungsgrad D_δ bezeichnet. Der Dämpfungsgrad kann z. B. nach Bild 3.5 aus dem zyklischen Triaxialversuch bestimmt werden.

3.2.3.4 Dynamische Dehnung ϵ_{dyn}

Die dynamische Dehnung ϵ_{dyn} , die auch als elastischer oder reversibler Dehnungsanteil ϵ_{ce} unter zyklischer, zyklisch-dynamischer oder dynamischer Belastung bezeichnet wird, ist in Bild 3.3 erklärt. Die elastische Dehnung beschreibt den Dehnungsanteil, der sich nach Wegnahme der Belastung vollständig zurückbildet.

3.2.3.5 Dynamische Poissonzahl ν_{dyn}

Die dynamische Poissonzahl ν_{dyn} drückt das Verhältnis der elastischen Quer- zur Längsdehnung bzw. das Verhältnis der Scher- (V_S) und Kompressionswellengeschwindigkeit (V_P) nach Gleichung (3.1) aus. Die zuverlässigere Methode der Ermittlung von ν_{dyn} erfolgt mit Hilfe der Wellengeschwindigkeiten, *Haupt/Herrmann (1986)*. Die dynamische Poissonzahl unterscheidet sich von der unter statischen Randbedingungen bestimmten Poissonzahl und ist betragsmäßig geringfügig größer.

$$\nu_{dyn} = \frac{\varepsilon_{e,3}}{\varepsilon_{e,1}} \quad (3.1a)$$

$$\nu_{dyn} = \frac{(V_P^2 - 2 \cdot V_S^2)}{2 \cdot (V_P^2 - V_S^2)} \quad (3.1b)$$

Aus der Elastizitätstheorie wird der bekannte Zusammenhang zwischen Schubmodul und Elastizitätsmodul hergestellt,

$$G_{dyn} = \frac{E_{dyn}}{2 \cdot (1 + \nu_{dyn})}. \quad (3.2)$$

Dieser Zusammenhang besitzt bei dynamischen Problemstellungen mit nichtlinear-elastischem Spannungs-Dehnungsverhalten nur dann seine Gültigkeit, wenn Scher- und Axialdehnung der folgenden Beziehung genügen,

$$\gamma_e = \varepsilon_{ce} \cdot (1 + \nu_{dyn}). \quad (3.3)$$

Im Rahmen dieser Arbeit sollen die in den beiden Versuchstechniken, zyklischer Triaxial- und Resonant-Column Versuch ermittelten dynamischen Parameter G_{dyn} und E_{dyn} auf ihre Vergleichbarkeit hin untersucht werden. Speziell die Aussagefähigkeit beider Versuchstechniken bezüglich des veränderlich elastischen Materialverhaltens unter zyklischer Beanspruchung soll verglichen werden. Definierte Dehnungsrandbedingungen zum nichtlinear elastischen Verhalten sind dabei grundlegende Voraussetzung.

3.2.3.6 Amplitude

Die Amplitude als kinematischer Begriff der Schwingungslehre soll ergänzend zu den stofflichen Begriffen der Bodendynamik an dieser Stelle genannt werden, da er oft missverstanden bzw. falsch interpretiert wird. „Als Amplitude ist der maximale Augenblickswert \hat{x} (Scheitelwert) einer Sinusgröße x definiert“ (*DIN 1311*), (Bild 3.7).

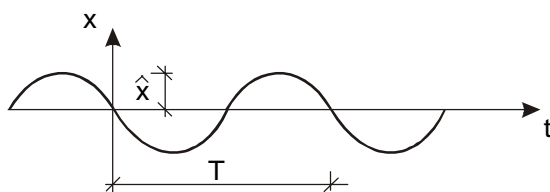


Bild 3.7:
Begriffsbestimmung Amplitude \hat{x}
und Periodendauer T , nach *DIN 1311*

3.2.4 Begriffe und Definitionen zum plastischen Verhalten unter zyklischer Beanspruchung

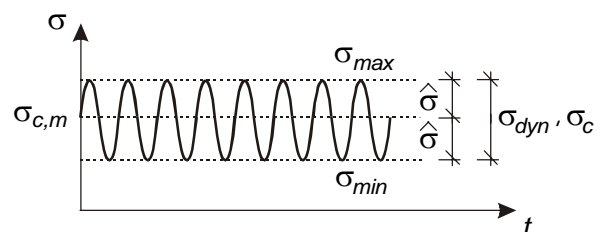
Analog zu Abschnitt 3.2.3 sind nachfolgend wesentliche Begriffe zum plastischen Verhalten erläutert.

3.2.4.1 Dynamische Spannung σ_{dyn} oder σ_c

Unter dynamischer Spannung σ_{dyn} wird der Spannungsbetrag von σ_{max} zu σ_{min} einer harmonischen Beanspruchung verstanden und entspricht damit der doppelten Spannungsamplitude (Bild 3.8).

Bild 3.8:

Definition der dynamischen Spannung σ_{dyn} und der Spannungsamplitude $\hat{\sigma}$



3.2.4.2 Plastische Dehnungen ϵ_{cp}

Mit plastischer Dehnung ϵ_{cp} werden die bleibenden oder irreversiblen Dehnungsanteile unter zyklischer oder zyklisch-dynamischer Belastung bezeichnet (Bild 3.3). Die plastischen Dehnungen ϵ_{cp} einer Bodenprobe oder einer Bodenschicht bleiben nach Entlastung des Bodens erhalten.

3.2.5 Begriff der „Dynamischen Stabilität“

Der Begriff der „Dynamischen Stabilität“ ist in der Bodendynamik nicht eindeutig und klar definiert. *Hausner (1971)*, der umfangreiche Untersuchungen an Maschinenfundamenten durchführte, definierte den dynamisch instabilen Zustand mit dem Auftreten von Setzungen der Fundamente infolge der dynamischen Beanspruchung. Diese Definition ist insbesondere für zyklische und zyklisch-dynamische Belastungen nicht geeignet. Hier treten bei jedem Lastwechsel neben elastischen auch plastische Dehnungsanteile auf. Die Definition nach *Hausner (1971)* ist damit für zyklische Beanspruchungen nicht eindeutig ansetzbar.

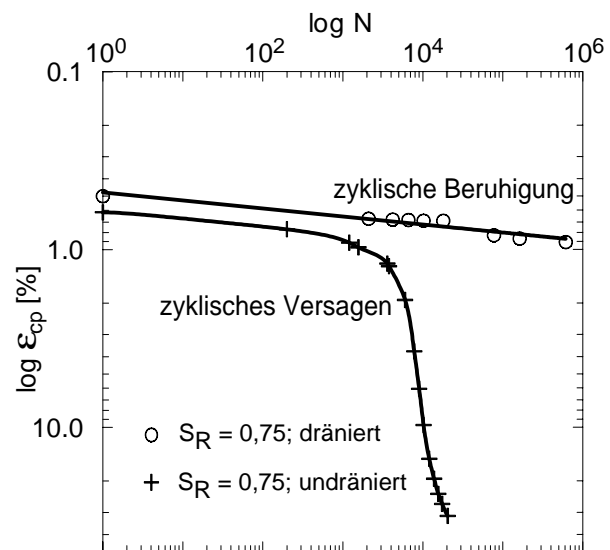
Rumpf et al. (1996) griffen die Untersuchungsergebnisse von *Hausner (1971)* auf und beschrieben anhand zahlreicher in situ Messungen an Schienenverkehrswegen die „Dynamische Stabilität“ auf der Grundlage der auftretenden Schwinggeschwindigkeit in den Bodenschich-

ten. Eine darauf aufbauende Nachweisführung zur dynamischen Stabilität mittels kritischer Schwinggeschwindigkeitswerte wurde im Regelwerk der DB-AG in der *DS 836 (1997; Entwurf)* eingeführt, aber aufgrund noch offener Fragen in der aktuellen Fassung *DS RIL 836 (1999)* als unverbindlich erklärt. Die Nachweisführung der „Dynamischen Stabilität“ mit Hilfe der Schwinggeschwindigkeit lässt sich nur auf das elastische Materialverhalten anwenden. Das plastische Verformungsverhalten kann durch diese Methode nicht eindeutig definiert werden.

In der Literatur werden häufig mit dem Begriff der „Dynamischen Stabilität“ auch das plastische Dehnungsverhalten in Abhängigkeit der Belastungsdauer beschrieben. Konvergiert der plastische Dehnungsverlauf mit zunehmender Lastwechselzahl im linearen Diagrammmaßstab gegen eine Asymptote, so wird dieser Zustand als dynamisch stabil bezeichnet. Die gängigere Darstellungsform ist der halb- oder doppellogarithmische Maßstab. Für den stabilen Zustand ergibt sich in der halb- bzw. doppellogarithmischer Darstellung ein linearer Geradenverlauf und wird in der Literatur mit „*Shake down*“ bezeichnet (Bild 3.9) und beschreibt das Konvergieren plastischer Dehnungsinkremente bei zunehmender Anzahl der Lastwechsel zu Null. Dieser Zustand wird im Versuch sowie in situ strenggenommen nie erreicht. Eine geringfügige Zunahme plastischer Dehnungen ist stets festzustellen, die bei entsprechend hoher Anzahl von Lastzyklen, zu nicht zu vernachlässigenden plastischen Dehnungsanteilen akkumulieren. Im Hinblick einer eindeutigeren Terminologie bezüglich des plastischen Langzeitverhaltens wird im Weiteren dieser stabile Zustand unter zyklischer oder zyklisch-dynamischer Belastung mit „*Zyklischer Beruhigung*“ oder „*Cyclic calming*“ bezeichnet.

Zeigt der Kurvenverlauf keine Abnahme der plastischen Dehnungsinkremente bei steigender Zyklenzahl, spricht man vom Kollabieren der Probe unter zyklischer oder zyklisch-dynamischer Beanspruchung. Dieses Verhalten, auch „*Zyklisches Versagen*“ oder „*cyclic failure*“ genannt, beschreibt den instabilen Zustand und ist ebenfalls in Bild 3.9 veranschaulicht.

Bild 3.9:
 Zyklische Beruhigung und Zyklisches Versagen im ε_{cp} - N Diagramm einer teilgesättigten Sandprobe ($S_R = 0,75$)



Die Erläuterungen zur Definition der dynamischen Stabilität in der Literatur machen deutlich, dass dieser Begriff für unterschiedliche Beanspruchungsarten verwendet wird. In Anlehnung an die Begriffsdefinition nach Abschnitt 3.2.1 wird im Folgenden nach zwei Stabilitätszuständen unterschieden - in dynamische und zyklische Stabilität:

- a) Die *dynamische Stabilität* (Kurzzeit-Stabilität) berücksichtigt das elastische Grenzverhalten unter dynamischer Anregung. Hier sollte z. B. auf die Nachweise der *DS 836 (Entwurf 1997)* bzw. die Ergebnisse von *Hausner (1971)* aufgebaut werden. Die Definition einer entsprechenden Nachweisführung ist nicht Bestandteil dieser Arbeit, sollte jedoch weiter aufgegriffen werden, da sie von großer praktischer Relevanz ist
- b) Bei der *zyklischen Stabilität* (Langzeit-Stabilität) ist vordergründig das plastische Dehnungsverhalten in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel von Bedeutung. Das zyklisch stabile bzw. instabile Verhalten kann aus Versuchsergebnissen entsprechend Bild 3.9 abgeleitet werden.

Es sei darauf hingewiesen, dass das Stabilitätsverhalten des Baugrundes oder einer Bodenprobe während der Beanspruchungsdauer nicht zwingend konstant ist. Durch veränderliche bodenmechanische Randbedingungen ist ein Stabilitätsverlust möglich. So ist z. B. ein zyklisch beanspruchter Boden unter dränierten Randbedingungen zyklisch stabil, hingegen kann es unter teilgesättigten, undrännierten Zuständen und sonst gleichen Randbedingungen zum Kollabieren führen. Hier wird durch die aufgebrachte Zyklik eine Verdichtung hervorgerufen und der Luftporenanteil soweit verringert, bis alle Poren wassergesättigt sind und es zum Aufbau eines Porenwasserüberdruckes kommt. Dieser Zustand wird von der Zyklenzahl und der zyklischen Spannungsamplitude, wesentlich jedoch vom Sättigungsgrad, der Kapillarität und der Porosität des nichtbindigen Bodens, bestimmt.

3.3 Wesentliche Einflussgrößen

Die Reaktion nichtbindiger Böden und Schotter auf zyklische und dynamische Beanspruchungen wird von Belastungsrandbedingungen sowie bodenmechanischen und mineralogischen Eigenschaften und Randbedingungen beeinflusst. Unter bodenmechanischen und mineralogischen Eigenschaften sind hier z. B. Kornform und -verteilung, Rauigkeit und Porosität zu verstehen. Mit Randbedingungen sind z. B. Sättigungs- und Drainageverhältnisse gemeint. Die Zahl der Einflussfaktoren ist erheblich, wobei die Wichtung je nach Beanspruchungsart und Randbedingungen differiert. So ist z. B. ein mitteldicht gelagerter teilgesättigter Sand unter zyklischer oder dynamischer Beanspruchung und dränierten Randbedingungen noch dynamisch stabil, während er im undränierten Zustand möglicherweise kollabiert bzw. liquefaktionsgefährdet ist.

Für die elastische Bodenreaktion stellten *Hardin/Black (1966)* die Einflussparameter in folgendem funktionalen Zusammenhang dar, aus *Richart et al. (1970)*

$$G = f(\sigma_{oct}, e, H, S_R, \tau_{oct}, C, A, f_V, t, \upsilon, T). \quad (3.4)$$

mit:

σ_{oct} Oktaeder Normalspannung

e Porenzahl

H Spannungsgeschichte, dynamische Spannung

S_R Sättigungsgrad

τ_{oct} Oktaeder Schubspannung

C Korncharakteristik, Größe, Verteilung, Gestalt, Mineralogie

A Dehnungsamplitude

f_V Frequenz der Vibration

t Funktion der Zeit, Magnitude der Lastinkremente

υ Bodenstruktur

T Temperatur

Für das plastische Dehnungsverhalten lässt sich der funktionale Zusammenhang in gleicher Weise darstellen. Die Wichtung einzelner Parameter für das plastische oder das elastische Verhalten ist nicht zwingend identisch.

Betrachtet man darüber hinaus die gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Parameter aus Gleichung (3.4), wird deutlich, dass ein universelles Stoffgesetz, welches alle Randbedingungen berücksichtigt, sehr komplex erscheint. Die Praktikabilität eines allgemeingültigen Stoffgesetzes wäre, wenn es existieren würde, sehr fragwürdig. Das Aufstellen eines solchen Stoffgesetzes ist aus diesen Gründen in der Bodenmechanik nicht sinnvoll bzw. nicht möglich.

„Jedes Stoffgesetz ist eine mathematische Abstraktion der Wirklichkeit. Es ist ratsam, sich die zur Abstraktion führenden Annahmen vor Augen zu halten, damit man ein Stoffgesetz nicht mit der Wirklichkeit verwechselt. [...] Die Vielfalt von Formulierungen ergibt sich daraus, dass es ein universelles Stoffgesetz für Erdstoffe nicht gibt und wohl auch nie geben wird. [...]“ Zitat: Gudehus, G. (1990)

Vielmehr ist anzustreben, Problemstellungen zusammenzufassen und spezielle anwendungs- und materialbezogene Stoffansätze, welche einfach zu handhaben sind, zu entwickeln. Innerhalb solcher Stoffgesetze können Parameter mit untergeordnetem Einfluss eliminiert bzw. als konstant angenommen werden. Entsprechende Stoffansätze haben in ihrer Zweckmäßigkeit und Stabilität deutliche Vorteile und können auf relativ einfachem Weg in numerische Berechnungsroutinen implementiert werden.

Im Folgenden sollen einzelne wichtige Einflussparameter bezüglich des plastischen Langzeitverhaltens sowie des elastischen Kurzzeitverhaltens näher erläutert werden. In den Abschnitten 3.4 und 3.5 werden die Einflussparameter

- Lastwechselzahl N
- Spannungszustand σ_3 oder σ_m
- Zyklische bzw. dynamische Spannung, σ_c bzw. σ_{dyn}
- Kapillarkohäsion c_K
- Axiale Belastungsfrequenz f_B
- Porenzahl e
- Kornverteilung, Gestalt und Rauigkeit

für plastisches und elastisches Materialverhalten erläutert.

Aus Gründen der Vollständigkeit soll an dieser Stelle die Thematik der Bodenverflüssigung (Liquefaktion) kurz angesprochen werden, obwohl sie für die Konstruktionsschichten des Verkehrswegebbaus mit seinen einschlägigen erdbautechnischen Regelwerken von untergeordneter Rolle ist.

Der Effekt der Liquefaktion tritt vorwiegend in wassergesättigten sandigen und schluffigen Böden mit lockerer Lagerung auf, wenn infolge der zyklischen oder dynamischen Belastung ein Porenwasserüberdruck vorhanden ist. Dieser Porenwasserüberdruck reduziert die effektiven Spannungen, bis schließlich die Bodenkörner im Porenwasser schwimmen. Der Boden verhält sich in diesem Zustand wie eine Flüssigkeit und kann keine Scherkräfte mehr aufnehmen, *Castro (1987)*. Grobkörnige Böden (Kiese und Schotter) in mitteldichter und dichter Lagerung, wie sie vorwiegend zur Thematik dieser Arbeit untersucht werden, besitzen eine derart hohe Durchlässigkeit bzw. Lagerungsdichte, dass es zu keinem bzw. nur zu einem geringfügigen Aufbau eines Porenwasserüberdruckes kommt. Die Verflüssigungsgefahr kann hier weitestgehend ausgeschlossen werden.

Eine Zusammenstellung zum elastischen und plastischen Dehnungsverhalten von wassergesättigten bindigen Böden unter zyklischer Belastung enthält *Hu (2000)*.

3.4 Kenntnisstand zum plastischen Dehnungsverhalten

3.4.1 Lastwechselzahl N

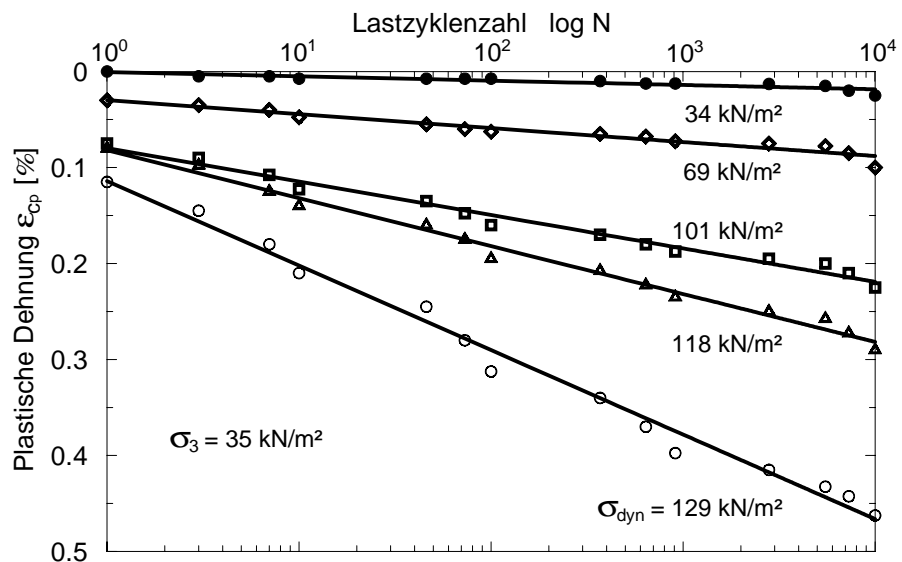
Der Einfluss der Lastwechselzahl in Bezug auf das plastische Langzeitverhalten wird in der Literatur im Gegensatz zum Einfluss auf das elastische Verhalten einheitlich bewertet. Mit zunehmender Zyklenzahl nimmt die bleibende Dehnung zu. Die Dehnungsinkremente von Zyklus zu Zyklus nehmen bei zyklisch stabilen Zuständen hingegen ab, siehe hierzu auch (Bild 3.9).

Umfangreiche Versuchsergebnisse zum plastischen Dehnungsverhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklischer Lasteinwirkung liegen in der Literatur vor, siehe *Richart et al. (1970)*, *Fritzpatrick (1977)*, *Raymond/Williams (1978)*, *Shenton (1978)*, *Lenz/Baladi (1980)*, *Diyaljee/Raymond (1982)*, *Güttler (1984)*, *Hettler (1987)* und weitere.

Die Auswertung der Literatur zeigt, dass die Abhängigkeit der bleibenden Dehnungen nichtbindiger Böden von der Anzahl der Lastwechsel in der halblogarithmischen oder doppellogarithmischen Darstellung i.d.R. einen linearen Kurvenverlauf ergibt, (Bild 3.10).

Mit Hilfe der halb- und doppellogarithmischen $\epsilon_{cp} - N$ Darstellung können zusätzlich Aussagen zum zyklisch stabilen oder instabilen Verhalten nichtbindiger Böden oder Schotter gewonnen werden, vergleiche hierzu Abschnitt 3.2.5.

Bild 3.10:
Bleibende Dehnung
versus Zyklenzahl
in halblogarithmischer
Darstellung,
nach *Lenz/Baladi*
(1980)



3.4.2 Spannungszustand σ_3 oder σ_m

Für den zyklisch stabilen Fall sind in der Literatur rechnerische Ansätze zur Berechnung der axialen plastischen Dehnung unter Triaxialbedingungen für nichtbindige Böden und Schotter zu finden, siehe z. B. Tabelle 2.1. Aus den publizierten Untersuchungsergebnissen geht hervor, dass die Seitenspannung σ_3 bei zyklisch stabilen Zuständen ausschließlich die bleibende Dehnung nach dem ersten Lastwechsel beeinflusst. Die Steigung der Geraden im halb- oder doppellogarithmischen $\epsilon - N$ -Diagramm bleibt von der Seitenspannung σ_3 unbeeinflusst, vergleiche hierzu Bild 3.13 und Abschnitt 2.

Für den Einfluss der Seitenspannung haben *Kempfert/Hu (1999 a)* in ihrer Setzungsgleichung nach Abschnitt 2.3 für dränierten Sand untersucht und rechnerisch aufgenommen.

3.4.3 Dynamische bzw. zyklische Spannung σ_{dyn} bzw. σ_c

DiyaJee/Raymond (1982) stellten aus ihren Untersuchungsergebnissen eine Beziehung für die Berechnung des plastischen Langzeitdehnungsverhaltens grobkörniger Böden auf, siehe Tabelle 2.1. In diesem Ansatz ist die zyklische Spannung, ausgedrückt durch den Verhältnis-

faktor X , als Eingangsparameter definiert. Der Faktor X beschreibt das Verhältnis der zyklischen Spannung zur statischen Bruchspannung.

$$X = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_c}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{s,f}} \quad (3.6)$$

Für dreiaxiale Druckschwellversuche lässt sich dieses Verhältnis im Mohr'schen Spannungskreis entsprechend Bild 3.11 veranschaulichen.

Dieses Verhältnis von zyklischer Deviatorspannung zur statischen Deviatorspannung im Bruchzustand wird auch von *Datta et al. (1980)*, *Güttler (1984)*, *Hain (1980)*, *Hodjera (1979)*, *Kempfert/Hu (1999b)* u.v.a. zur Beschreibung des plastischen Langzeitverhaltens verwendet.

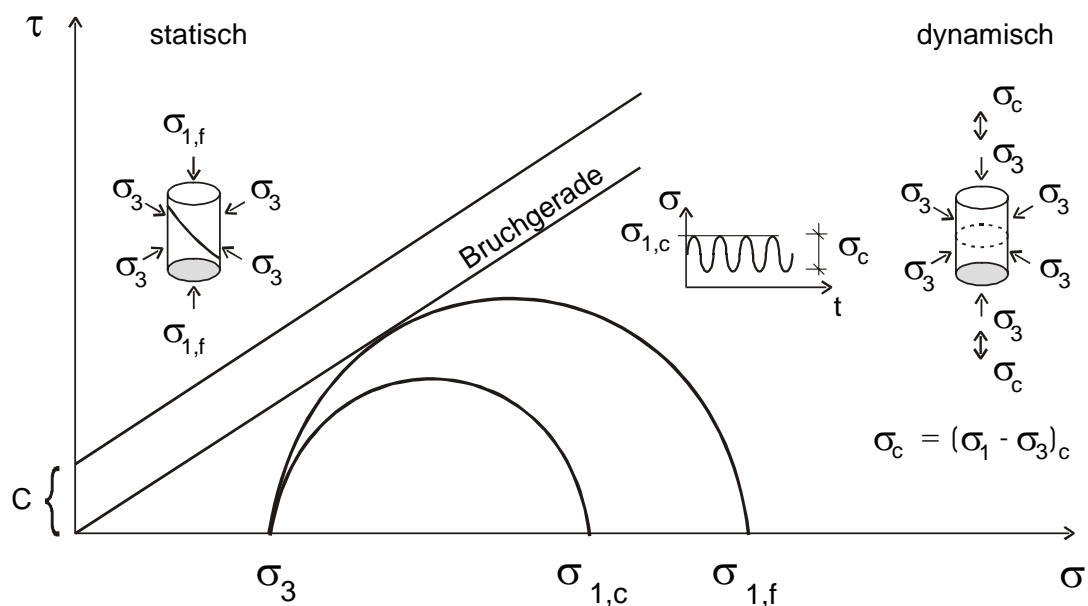


Bild 3.11: Mohr'scher Spannungskreis für statischen Kompressions- und zyklischen Druckschwellversuch

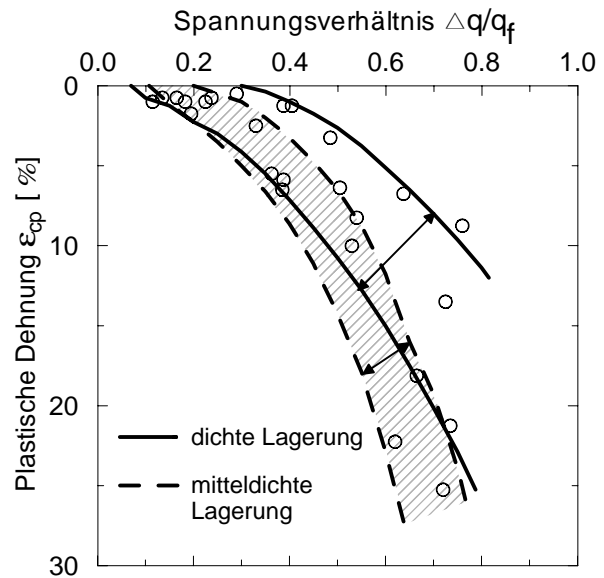
In Bild 3.12 sind die von *Alva-Hurtado/Selig (1981)* mit Granitschotter 5/30 gemessenen bleibenden Dehnungen über dem Schubspannungsverhältnis abgebildet. Sie zeigen den Einfluss der dynamischen Spannung auf die plastischen Dehnungen. Mit zunehmendem Schubspannungsverhältnis steigen die bleibenden Dehnungen nichtlinear an. Das Schubspannungsverhältnis $\Delta q / q_f$ in Bild 3.12 entspricht dem zuvor beschriebenen Spannungsverhältnis X .

Neben der Spannungsamplitude wird in Bild 3.12 der Einfluss unterschiedlicher Dichten sowie die Streuung der Messergebnisse zyklischer Triaxialversuche deutlich. Insbesondere auf

die Ergebnisstreuung der plastischen und der elastischen Dehnungen bei Belastungsbeginn wird in der Auswertung der eigenen Versuchsergebnisse gemäß Abschnitt 6 noch einmal näher eingegangen.

Bild 3.12:

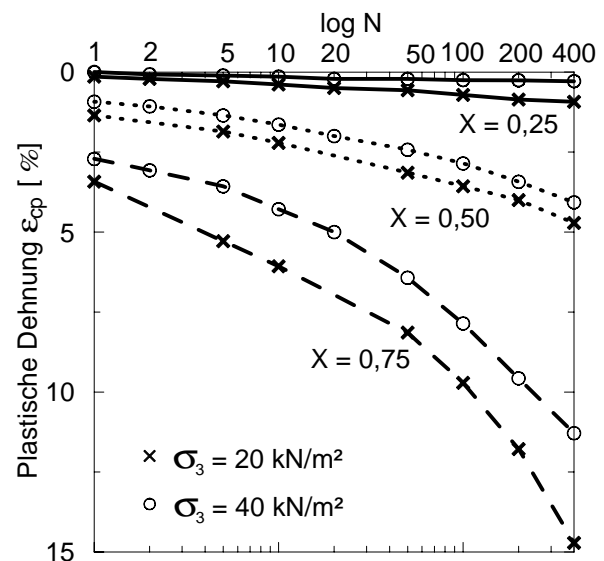
Vertikale plastische Dehnung von Granitschotter 5/30 in Abhängigkeit der Spannungszahl ($\Delta q/q_f$) nach $N = 1$, nach *Alva-Hurtado/Selig (1981)*



Eine andere Darstellungsform der bleibenden Dehnungen wählten *Datta et al. (1980)*. Sie trugen die plastischen Dehnungen über der Lastwechselzahl auf, (Bild 3.13). Interessant ist an dieser Darstellung die Zunahme der bleibenden Dehnungen mit der Zyklenzahl bei unterschiedlichen Spannungsverhältnissen. Während bei einem Spannungsverhältnis bis 0,25 der Anstieg der bleibenden Dehnungen im halblogarithmischen ε - N -Diagramm nahezu linear verläuft, ist bei $X = 0,75$ eine deutliche Zunahme des Kurvenanstieges zu sehen.

Bild 3.13:

Plastische Dehnungen vs. Zyklenzahl in Abhängigkeit des dynamischen Spannungsverhältnisses, nach *Datta et al. (1980)*



Die Versuchsergebnisse, die an wassergesättigtem gebrochenem Sand in dichter Lagerung unter undrännierten Randbedingungen durchgeführt wurden, zeigen das Versagen der Probe

bei $X = 0,75$ bereits nach wenigen Lastzyklen. Unter dränierten Randbedingungen wäre nach *Holzlöhner (1986)* bei diesen Lagerungsverhältnissen ein Versagen nicht zu erwarten.

3.4.4 Kapillarkohäsion

Im Zusammenhang mit der dynamischen Spannung und der statischen Spannung im Bruchzustand soll an dieser Stelle die Thematik der Kapillarkohäsion diskutiert werden. Bei nichtbindigen Korngerüsten ist die Kapillarität unter statischer Beanspruchung weitestgehend gut erforscht und sollte bei feuchten nichtbindigem Boden Berücksichtigung finden, *Wagenbreth (1970)*, *Herle (1997)*. Kapillarkräfte können den Korndruck erhöhen, ihre Vernachlässigung kann zur fehlerhaften Auswertung von Messergebnissen führen.

Die bei nichtbindigen Böden auftretende scheinbare bzw. kapillare Kohäsion bleibt im allgemeinen bei zyklischen Untersuchungen und Materialbeschreibungen unberücksichtigt. Die Vernachlässigung der scheinbaren Kohäsion bei diesen Ansätzen ist zum einen in den Untersuchungsrandbedingungen, zum anderen im bodenmechanischen Verhalten nichtbindiger Böden bedingt.

Für die eindeutige Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverhaltens wird bei Triaxialversuchen das von *Terzaghi (1943)* eingeführte Prinzip der totalen, effektiven und neutralen Spannungen verwendet. Eine eindeutige Zuordnung der effektiven und neutralen Spannungen ist nur mit vollständig gesättigten oder trockenen Proben möglich. Bei gesättigten Proben baut sich unter zyklischer Belastung ein unter Umständen ungewollter Porenwasserüberdruck in der Probe auf, welcher eine Minderung der Festigkeit bewirkt. Aus dieser Überlegung heraus wurden in der Literatur je nach Fragestellung vorwiegend ofentrockene Proben ($w = 0 \%$) für zyklische Untersuchungen verwendet.

Ein weiterer großer Vorteil trockener nichtbindiger Bodenproben ist in den gleichmäßigen Einbaubedingungen zu sehen. Nichtbindige Böden besitzen bei einem Wassergehalt von $w = 0 \%$ ihre maximale Dichte, die sehr gut zu reproduzieren ist. Derart gleichmäßige Einbaubedingungen sind für experimentelle Versuchsreihen zur Untersuchung des plastischen und elastischen Dehnungsverhaltens unter statischer, zyklischer und dynamischer Beanspruchung notwendig.

Im trockenen bzw. im Zustand der vollständigen Wassersättigung ist keine freie Wasseroberfläche im Porenraum vorhanden und damit können auch keine Menisken im Porenraum entstehen. Die Kapillarkräfte sind in diesen Zuständen gleich Null. Für den überwiegenden Teil

der in der Literatur publizierten Versuchsergebnisse zum elastischen und plastischen Dehnungsverhalten nichtbindiger Böden unter zyklischer Belastung bedeutet das, dass eine Kapillarkohäsion nicht vorhanden ist.

Die nichtbindigen Bodenschichten des Unterbaues/Untergrundes von Bauwerken liegen jedoch meist in erdfeuchtem Zustand, also teilgesättigt vor und besitzen somit unter statischer Beanspruchung einen gewissen Anteil an Kapillarkohäsion. Durch den Kohäsionsanteil wird der Abstand des zyklischen Spannungskreises zur Bruchgerade größer (Bild 3.11). Das Verhältnis der dynamischen Spannung zur statischen Bruchspannung ist kleiner und demnach sind auch die plastischen Dehnungen geringer. Die Vernachlässigung der Kohäsion in dem Verhältniswert der zyklischen Spannungsamplitude zur statischen Deviatorspannung im Bruchzustand liegt für die Beurteilung plastischer Dehnungen somit auf der sicheren Seite. Die Abschätzung der bleibenden Dehnungsanteile aus Laborversuchen wäre demnach höher, als die bei realen Strukturen gemessenen.

Wie Versuchsergebnisse zyklischer Modellversuche von *Zaeske (2001)* zeigen, ist bezüglich des plastischen Verformungsverhaltens ein Einfluss der Kapillarkohäsion im Vergleich zur statischen Beanspruchung nicht zu erkennen. Die Kenntnisse zum Verhalten bzw. zur Entwicklung der Kapillarkohäsion unter zyklischer oder dynamischer Belastung sind relativ gering, so dass allein aus diesem Grund auf eine Berücksichtigung der Kapillarkohäsion verzichtet werden sollte.

3.4.5 Frequenzabhängigkeit

Zur Frequenzabhängigkeit des plastischen Dehnungsverhaltens nichtbindiger Böden in Elementversuchen wurde bisher nur wenig veröffentlicht. Die Variation der Frequenz wurde i.d.R. bis 1,0 Hz durchgeführt. Untersuchungen zum Langzeitdehnungsverhalten nichtbindiger Böden mit Belastungsfrequenzen größer 1,0 Hz fanden oftmals ohne Variation der Frequenz statt. Ein Vergleich verschiedener Publikationen mit vergleichbarem Material und gleichen Versuchsrandbedingungen ist daher nur begrenzt möglich.

Shenton (1978) untersuchte in einer zyklischen Triaxialanlage mit 230 mm Durchmesser und 460 mm Höhe ein Schottermaterial der Körnung 13/38. Die axiale Belastungsfrequenz wurde in diesen Versuchen zwischen 0,1 und 30 Hz variiert. Eine Frequenzabhängigkeit der plastischen Dehnungen wurde nicht festgestellt. *Shenton (1978)* betont jedoch, dass dieses im Laborversuch gezeigte Verhalten nicht auf die realen Bedingungen im Schienenweg übertragen werden sollte. Die Frequenzunabhängigkeit des Schotters würde im übertragenen Sinn mit

einer Geschwindigkeitsunabhängigkeit gleichzusetzen sein. Mit zunehmender Zuggeschwindigkeit erhöhen sich jedoch die dynamischen Spannungen im Schienenweg mit denen größere plastische Dehnungen einher gehen.

Kempfert et al. (2000) zeigen mit ihren zyklischen Triaxialversuchen an einem Basaltschotter 22,4/60 einen nicht zu vernachlässigenden Frequenzeinfluss auf das plastische Langzeitverhalten nichtbindiger Böden (Bild 3.14).

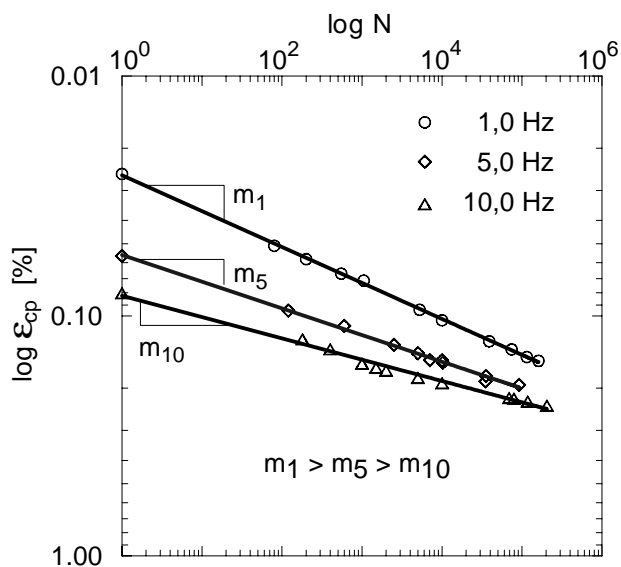


Bild 3.14:

Bleibende Dehnung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel und Belastungsfrequenz, Basaltschotter 22,4/60, nach *Kempfert et al. (2000)*

Auf der Grundlage wassergesättigter bindiger Böden zeigte *Kempfert/Hu (1999c)* die Abnahme der plastischen Dehnungen mit zunehmender Belastungsfrequenz (Bild 3.15a).

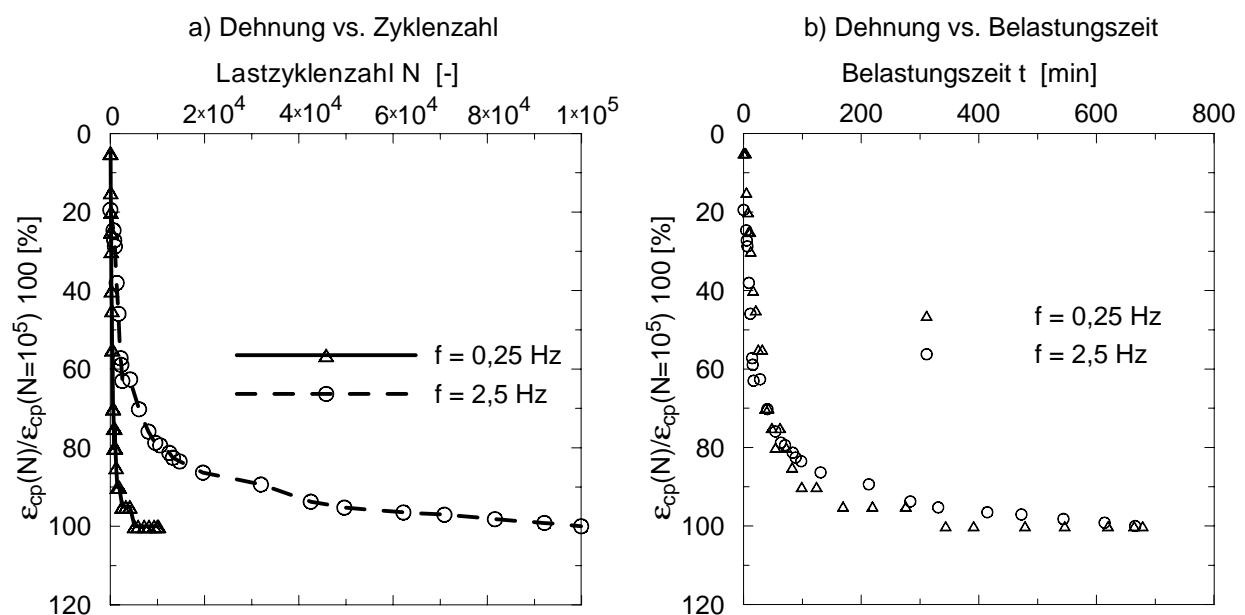


Bild 3.15: Bleibende Axialdehnung in unterschiedlichen Zeitmaßstäben eines gesättigten Tons, nach *Kempfert/Hu (1999c)*

Eine interessante Feststellung ergibt sich aus der Darstellung der bleibenden Dehnungen über der Belastungszeit. In dieser Darstellung verschwindet der Frequenzeinfluss, (Bild 3.15b). Eine entsprechende Auswertung publizierter Untersuchungen an nichtbindigen Böden ist bisher nicht bekannt.

3.4.6 Porenzahl e

Die wohl wichtigste Materialkenngröße bei der Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverhaltens nichtbindiger Böden stellt die Porenzahl e dar. Eine Vielzahl von Stoffansätzen bzw. Stoffgleichungen beziehen sich bei der Beschreibung des Materialverhaltens auf die Porenzahl.

Die Porenzahl e wird als das Verhältnis des Porenanteils zum Anteil der Feststoffmasse des Bodens definiert und in der Bodenmechanik zur Beschreibung der Lagerungsverhältnisse nichtbindiger Böden verwendet.

$$e = (1 + w) \cdot \frac{\rho_s}{\rho} - 1 \quad (3.7)$$

mit:

- ρ_s Korndichte
- ρ Dichte des feuchten Bodens
- w Wassergehalt des Bodens

Der Einfluss der Porenzahl nichtbindiger Materialien wird in dem von *Herle (1997)* modifizierten hypoplastischen Stoffansatz deutlich. Bei diesem hypoplastischen Stoffansatz wird das Materialverhalten aus verschiedenen Porenzahlzuständen abgeleitet. *Gudehus (1996)* fordert in diesem Zusammenhang für die Beschreibung des Stoffverhaltens physikalisch einfach begründete Stoffparameter und definierte die relative Porenzahl r_e :

$$r_e = \frac{e - e_d}{e_c - e_d} \quad (3.8)$$

mit

- e vorhandene Porenzahl
- e_d Porenzahl bei größtmöglicher Verdichtung

e_c Porenzahl im kritischen Zustand.

Unter statischer Belastung reagieren nichtbindige Böden im Triaxialversuch allgemein mit dilatanter Volumendehnung. Je nach Einbauzustand und mittlerer Spannung kann ein anfängliches kontraktantes Verhalten festgestellt werden.

Eine Volumenverringering ist mit der Abnahme des Porenraumes verbunden, die Lagerungsdichte nimmt dabei zu. Durch diese Strukturänderung des Bodens (Verdichtung) vergrößert sich die Zahl der Kornkontakte, was sich steifigkeitserhöhend auswirkt. Der Zusammenhang zwischen Porenzahl und Steifigkeit ist in Bild 3.16 dargestellt. Bei dilatantem Materialverhalten nimmt die Steifigkeit mit zunehmendem Porenraum ab.

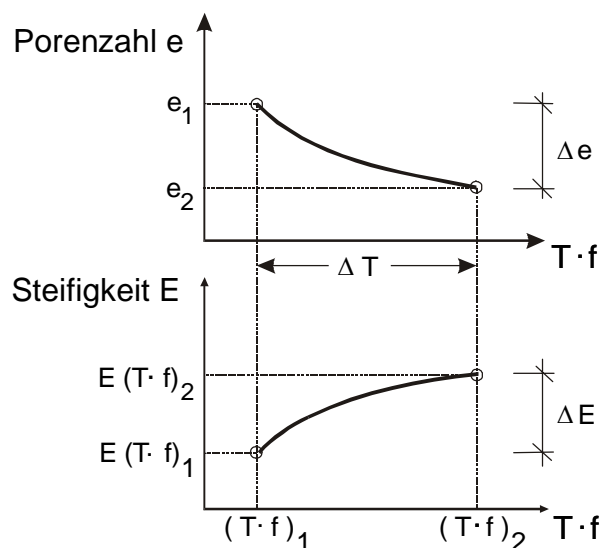


Bild 3.16:

Zusammenhang zwischen Porenzahl und Steifigkeit von Sand, nach Thiel (1988)

Tritt unter statischer Scherdehnung eine volumenkonstante Formänderung ein, wird dieser Zustand als kritischer Grenzzustand bezeichnet. Der kritische Zustand kennzeichnet das Erreichen der Fließfläche durch den Spannungspfad. Die Porenzahl im kritischen Zustand wird kritische Porenzahl genannt. Liegt die Anfangsporenzahl unterhalb der Kritischen, nähert sich mit zunehmender Scherdehnung die Porenzahl asymptotisch von unten, bei höheren Anfangsporenzahlen entsprechend von oben (Bild 3.16).

Unter zyklischer Belastung ist ein affines Verhalten zu erwarten. Es ist anzunehmen, dass innerhalb der ersten 10^2 bis 10^3 Lastzyklen ein kritischer Zustand unter zyklischer Belastung erreicht wird. Bis zum Erreichen dieses kritischen Zustandes erfährt eine Bodenprobe je nach Ausgangsporenzahl eine Verdichtung bzw. Auflockerung. Nach Erreichen des kritischen Zustandes unter zyklischer Belastung ist im Gegensatz zur statischen Belastung ein kontraktantes Verhalten und damit die Zunahme der Steifigkeit zu beobachten. Dieses Verhalten wurde

nach bisherigem Kenntnisstand nicht direkt untersucht, kann aber aus den Versuchsergebnissen von *Güttler (1984)* abgeleitet werden (Bild 3.17). Der Bereich bis zum Erreichen des kritischen Zustandes unter zyklischer Belastung kann mit der von *Güttler (1984)* bezeichneten 1. Phase gleichgesetzt werden.

Die Entwicklung der Porenzahl unter zyklischer Belastung und eine erste Definition des kritischen Zustandes unter zyklischer Belastung soll im Rahmen dieser Arbeit vorgenommen werden.

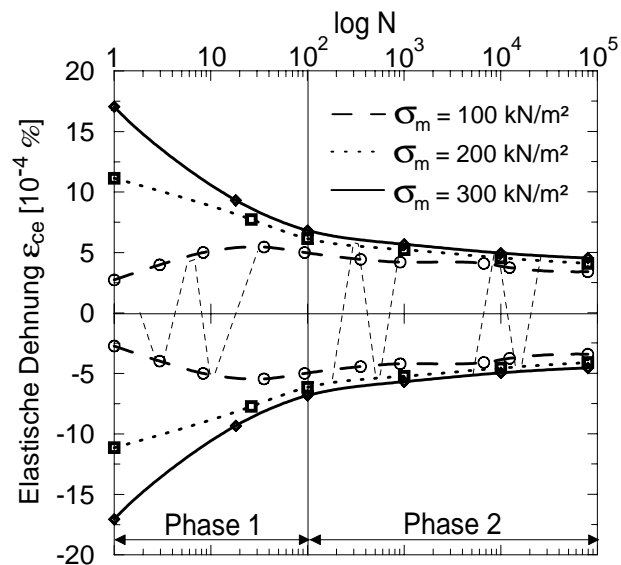


Bild 3.17:

Elastische Dehnungen in Abhängigkeit von der Zyklenzahl, nach *Güttler (1984)*

Das plastische Dehnungsverhalten eines feinkörnigen trockenen Sandes in Abhängigkeit vom Porenanteil n und der dynamischen Spannungsamplitude ist in *Hain (1980)* publiziert. Aus diesen Untersuchungsergebnissen wird der Einfluss des Porenanteils auf die plastischen Dehnungen deutlich (Bild 3.18). Bei einem Spannungsverhältnis $R = \sigma_1/\sigma_3 = 2,5$ wird bei einem Porenanteil $n = 38,2\%$ eine doppelt so große plastische Dehnung wie bei $n = 35,2\%$ erreicht. Mit zunehmendem Spannungsverhältnis σ_1/σ_3 steigt dieser Prozentsatz überproportional an. In Bild 3.18 sind jeweils die am Versuchsende erzielten bleibenden Dehnungen abgebildet.

Interessant ist in Bild 3.18, dass bis zu einem Spannungsverhältnis von ca. $\sigma_1/\sigma_3 = 3$ der Zuwachs der bleibenden Dehnungen mit steigender Porosität unterproportional bzw. proportional verläuft. Bei größeren Spannungsverhältnissen kippt dieser Verlauf in einen überproportionalen. Aus diesen Untersuchungsergebnissen kann geschlossen werden, dass unabhängig von der Porosität des nichtbindigen Bodens und einem Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_3 < 3$ ein zyklisch stabiles Dehnungsverhalten zu erwarten ist. Bei darüber liegenden Spannungsverhältnissen kann ein Versagen der Probe nicht ausgeschlossen werden.

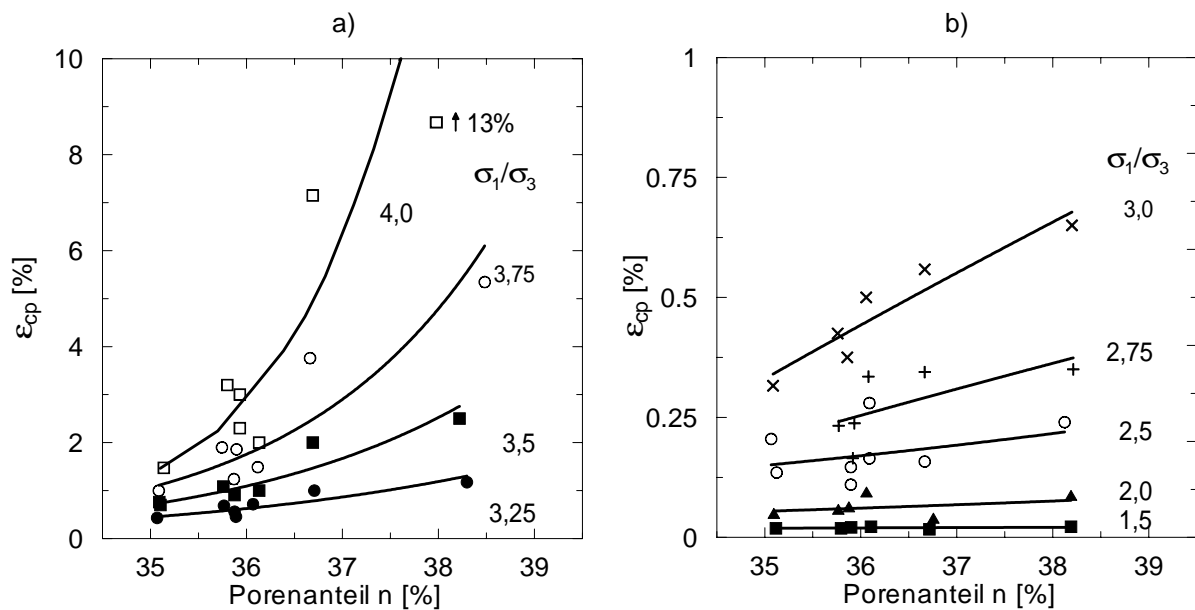


Bild 3.18: Bleibende Dehnungen ε_{cp} bei $N = 100$ in Abhängigkeit vom Porenanteil n , nach Hain (1980)

3.5 Kenntnisstand zum elastischen Verhalten

3.5.1 Einfluss der Lastwechselzahl N

Das elastische Bodenverhalten wird im Gegensatz zum lastwechselabhängigen plastischen Dehnungsverhalten in der Literatur nicht eindeutig bewertet. Auf der Grundlage eigener Untersuchungen an Sand definierte Hettler (1997) keine Zyklunabhängigkeit des Elastizitäts- bzw. Schubmoduls bis zu einer maximalen Lastwechselzahl von max. $N = 100$. Dieses Verhalten wurde mit den Versuchsreihen von Helm (2000) an Fein- und Mittelsand bis zu einer Lastwechselzahl von $N = 10^6$ bestätigt.

Raymond/Williams (1978) stellten dagegen einen deutlichen Anstieg des Sekantenmoduls in zyklischen Triaxialversuchen mit Schotter (15/30) fest (Bild 3.19). In den Kurvenverläufen in Bild 3.19 ist der dynamische Sekantenmodul nach dem 1. Lastwechsel mit $E_{S,dyn,N=1} = 0$ angegeben. Diese Darstellung ist nicht ganz korrekt, da ein nichtbindiger Boden bei einer Seiten- spannung $\sigma_3 > 0$ bei einer zyklischen oder dynamischen Beanspruchung eine Steifigkeit und demzufolge einen dynamischen Elastizitätsmodul bzw. dynamischen Sekantenmodul besitzt. Unter Berücksichtigung eines korrigierten dynamischen Sekantenmoduls zum Zeitpunkt $N = 1$ in Bild 3.19 (Pfeil), ist der Anstieg des Sekantenmoduls nach 10 bzw. 100 Lastwechseln anzunehmen.

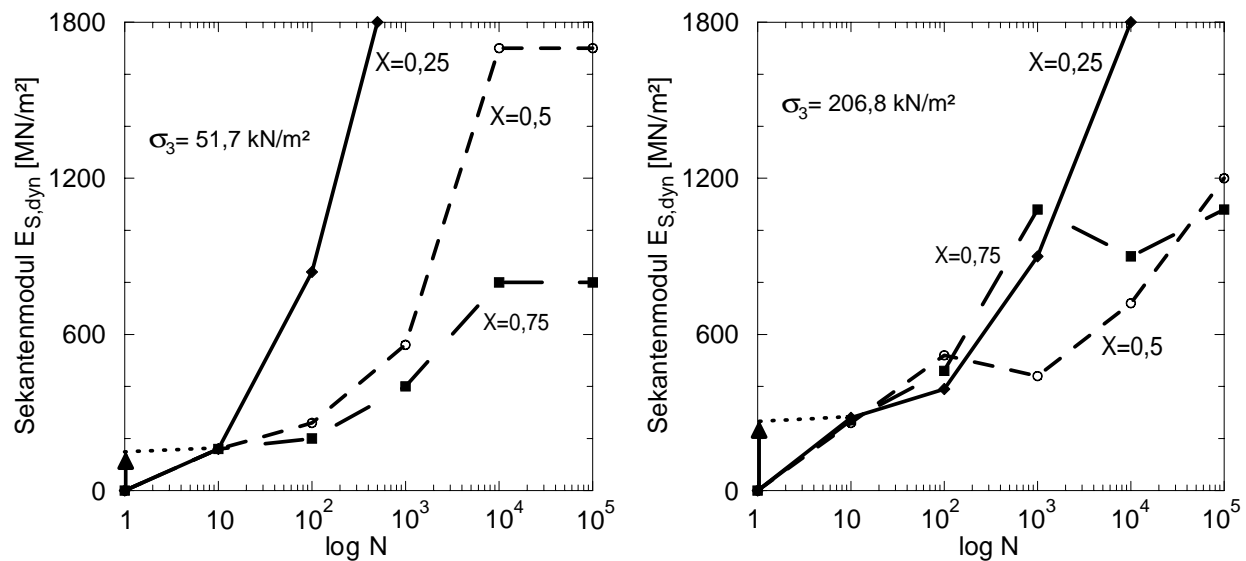


Bild 3.19: Dynamischer Sekantenmodul in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei $f = 0,1$ Hz, nach *Raymond/Williams (1978)*

Güttler (1984) untersuchte ein weitgestuftes Kiesmaterial (0/20) sowie eine Hochofenschlacke im zyklischen Schubwechsellversuch mit einer axialen Belastungsfrequenz von 0,5 Hz. Die dabei festgestellte Abhängigkeit des dynamischen Elastizitätsmoduls von der Zyklenzahl, Seitenspannung und dem Schubspannungsverhältnis ist in Gleichung (3.9) wiedergegeben. Dabei ist der Nenner stets < 1 und \hat{e}_1 besitzt ein negatives Vorzeichen, so dass mit zunehmender Anzahl der Lastwechsel der dynamische Elastizitätsmodul ansteigt.

$$E_{dyn} = \frac{(\tau_{dyn} / \tau_{s,f}) \cdot (c + \sigma_m \cdot \sin \varphi) \cdot (1 + 2\nu)}{\hat{c}_1 \cdot (\tau_{dyn} / \tau_{s,f})^{\hat{d}_1} + \hat{e}_1 \cdot (\tau_{dyn} / \tau_{s,f})^{\hat{f}_1} \cdot \log N} \quad (3.9)$$

mit :

E_{dyn} Dynamischer E- Modul

$\tau_{dyn} / \tau_{s,f}$ Dynamisches Schubspannungsverhältnis

\hat{c}_1, \hat{e}_1 Funktionskonstanten des reversiblen Dehnungsanteils

\hat{d}_1, \hat{f}_1 Funktionskonstanten des reversiblen Dehnungsanteils

σ_m Mittlerer Spannungszustand

Ein ähnliches Materialverhalten stellten *Thiel (1988)* an wassergesättigten Feinsanden und *Vrymoed et al. (1980)* an schluffig, tonigem Sand in ihren Untersuchungen fest.

Güttler (1984) nahm eine 2-Phasenteilung der Lastwechselzahl bezüglich des elastischen Verhaltens vor (Bild 3.17). Die erste Phase ist bis zu einer Lastwechselzahl von ca. $N = 100$ definiert und ist durch Zu- oder Abnahme des elastischen Dehnungsanteils gekennzeichnet. Dieses uneinheitliche elastische Anfangsverhalten der 1. Phase ist vermutlich auf Einbauungenauigkeiten, wie z. B. schwankende Einbaudichten zurückzuführen und war bei diesem Versuchsmaterial nach ca. 100 Zyklen abgeschlossen. In der anschließenden 2. Phase nahm der elastische Dehnungsanteil bei jeder Versuchsprobe gleichmäßig ab. Der Verlauf der 1. Phase übte dabei keinen erkennbaren Einfluss aus (Bild 3.17).

Jessberger/Dörr (1981) untersuchten das statische Spannungs-Dehnungsverhalten nichtbindiger Böden bei unterschiedlichen zyklischen Vorbelastungen. Die in Bild 3.20 dargestellten Spannungs-Dehnungskurven unter statischer Belastung lassen eine deutliche Zunahme der statischen Bruchspannung mit zunehmender zyklischer Vorbelastung erkennen. Hieraus kann das Verfestigungsverhalten nichtbindiger Böden unter zyklischer Belastung abgeleitet werden, d. h. je länger die zyklisch-dynamische Lasteinwirkung, um so größer die Verfestigung.

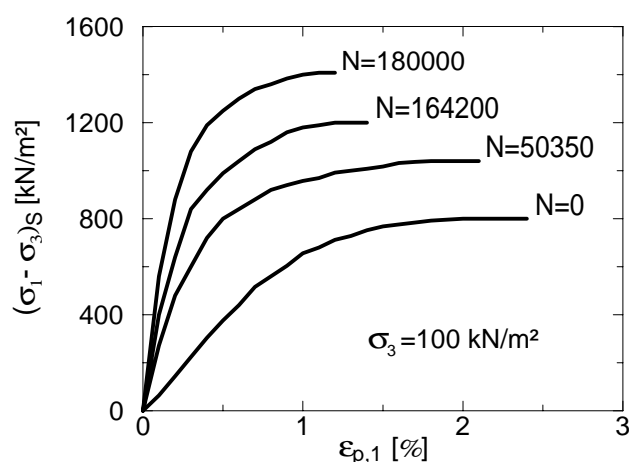


Bild 3.20:

Spannungs-Dehnungskurven statischer Triaxialversuche nach unterschiedlicher zyklischer Vorbelastungsdauer, nach Jessberger/Dörr (1981)

Der statische Spannungs-Dehnungsverlauf zyklisch vorbelasteter nichtbindiger Böden verläuft qualitativ wie bei überkonsolidierten Proben. Die deviatorische Spannung nimmt zu Belastungsbeginn rasch zu und es bildet sich ein Peak in der Spannungs-Dehnungs Linie aus. Anschließend fällt die deviatorische Spannung mit zunehmender axialer Dehnung ab und konvergiert von oben gegen die deviatorische Bruchspannung einer nicht vorbelasteten nichtbindigen Probe. Mit dem sich einstellenden Peakbruchverhalten geht die Zunahme der Scherparameter einher, wobei dabei die Größe der Scherdehnung zu berücksichtigen ist. Nach Überschreiten der Dehnungsgröße im Bruchzustand gehen die Scherparameter wieder auf die Größenordnung einer unbelasteten Probe zurück.

3.5.2 Einfluss des Spannungszustandes σ_3 oder σ_m

Hain (1980) stellt in seinen Untersuchungen an feinem trockenem Sand den Einfluss der Seitenspannung σ_3 in dem Dehnungs-Spannungszahl Diagramm nach Bild 3.21 dar. Die Spannungszahl R in Bild 3.21 ist als Verhältnis zwischen zyklischer Axialspannung und der Seitenspannung σ_3 definiert. Wie aus Bild 3.21 zu erkennen, ist das elastische Dehnungsverhalten von der Seitenspannung und der Spannungszahl R abhängig. Für die Beschreibung des elastischen Verhaltens wird der nichtlineare Stoffansatz nach Kalcheff/Hicks (1973) vorgeschlagen. Der in diesem Stoffansatz beschriebene Resilientmodul M_R nach Gleichung (3.10) entspricht sinngemäß dem dynamischen Sekantenmodul $E_{S,dyn}$.

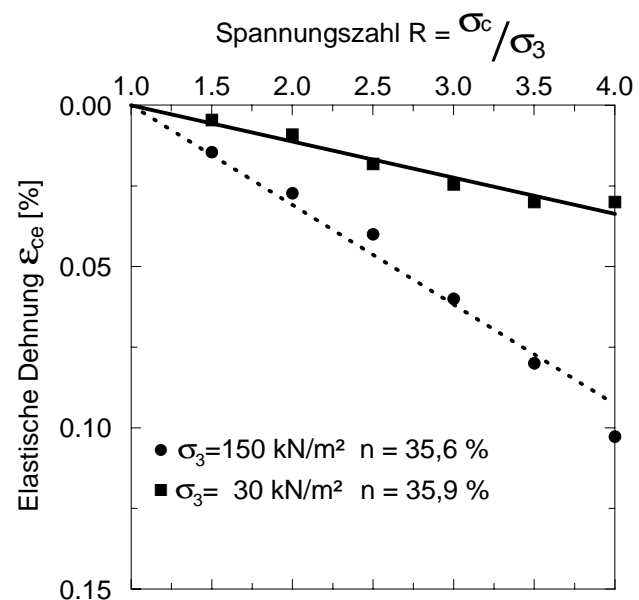


Bild 3.21:

Elastische Dehnung vs. Spannungszahl R bei verschiedenen Seitenspannungen, nach Hain (1980)

Nach Güttler (1984) wirkt sich die Seitenspannung σ_3 nur auf die Anfangssteifigkeit bei $N = 1$ aus, vergleiche Bild 3.17. Der Kurvenanstieg im halblogarithmischen $E_{S,dyn}$ - N -Diagramm bleibt ab der 2. Phase weitestgehend unabhängig von der Seitenspannung σ_3 .

Für die rechnerische Ermittlung des dynamischen Elastizitätsmoduls haben sich vor allem im Bereich des Straßenbaues die Potenzansätze nach Kalcheff/Hicks (1973) und Brown/Pell (1967) in Abhängigkeit von der Seitenspannung σ_3 bzw. der Hauptspannungssumme Θ bewährt, siehe auch Abschnitt 2.4.

Die Materialkonstanten nach Kalcheff/Hicks (1973) und Brown/Pell (1967) werden aus zyklisch-dynamischen Elementversuchen nach $N = 10^2$ bzw. 10^3 Lastwechseln abgeleitet und beruhen auf der Beobachtung, dass der dynamische Elastizitätsmodul ab diesem Zeitpunkt nur noch geringfügigen Änderungen unterworfen ist. Vergleicht man im Gegensatz dazu Be-

rechnungsergebnisse nach Gleichung (3.9), so kann zwischen $N = 10^3$ und $N = 10^6$ der dynamische Elastizitätsmodul um 30 bis 40 % im zyklischen Elementversuch ansteigen.

Entsprechende Ergebnisse erzielten *Richart et al. (1970)* in ihren dynamischen Untersuchungen zum Schubmodul (Bild 3.22). Die in Bild 3.22 angegebene Scherwellengeschwindigkeit ist direkt proportional zum Schubmodul. Die Zunahme des Schubmoduls mit zunehmender mittlerer Spannung σ_m wird in der Literatur durch die verschiedenen empirischen Ansätze beschrieben. *Richart et al. (1970)* leiteten aus ihren Untersuchungen die empirischen Gleichungen (3.10a) und (3.10b) zur Berechnung des Schubmoduls ab. Als Eingangsparameter gehen die mittlere Spannung σ_m , die Porenzahl e sowie die Kornform ein.

$$G = \frac{2630 \cdot (2,17 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sigma_m^{0,5} \quad \text{gerundete Kornform} \quad (3.10a)$$

$$G = \frac{1230 \cdot (2,97 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sigma_m^{0,5} \quad \text{kantige Kornform} \quad (3.10b)$$

Für Schotter ermittelte *Prange (1981)* einen ähnlichen empirischen Berechnungsansatz in Abhängigkeit der Porenzahl e und des mittleren Spannungszustandes σ_m ,

$$G = \frac{7230 \cdot (2,97 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sigma_m^{0,38} \quad (3.11)$$

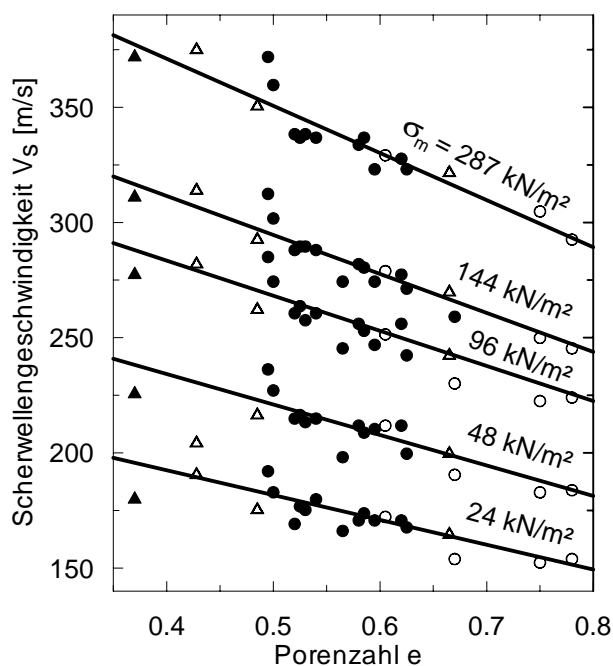


Bild 3.22:

Scherwellengeschwindigkeit V_s in Abhängigkeit von der mittleren Spannung und der Porenzahl, nach *Richart et al. (1970)*

3.5.3 Einfluss der dynamischen Spannung σ_{dyn}

Güttler (1984) führte in seinem Ansatz zur Beschreibung des elastischen Langzeitverhaltens das Verhältnis der zyklischen zur statischen Schubspannung im Bruchzustand $\tau_{dyn}/\tau_{s,f}$ ein, und beschrieb somit das elastische Bodenverhalten neben Seitenspannung σ_3 und Zyklenzahl mit der zyklischen Spannungsamplitude, nach Gleichung (3.9). Die dynamische Spannungsamplitude beeinflusst das elastische Verhalten nichtbindiger Böden in zweifacher Hinsicht.

Zum einen nimmt mit steigender Spannungsamplitude die Anfangssteifigkeit ab. In Bild 3.23 ist die Anfangssteifigkeit über dem dynamischen Spannungsverhältnis und somit indirekt über der Spannungsamplitude dargestellt. Die Abnahme der Steifigkeit ist in den größeren elastischen Dehnungen bei höheren Spannungsamplituden und konstanter Seitenspannung begründet. Dieses Untersuchungsergebnis stützt sich auf die allgemein bekannte und in Abschnitt 3.2.3 bereits angesprochene Dehnungsabhängigkeit des dynamischen Schub- bzw. Elastizitätsmoduls.

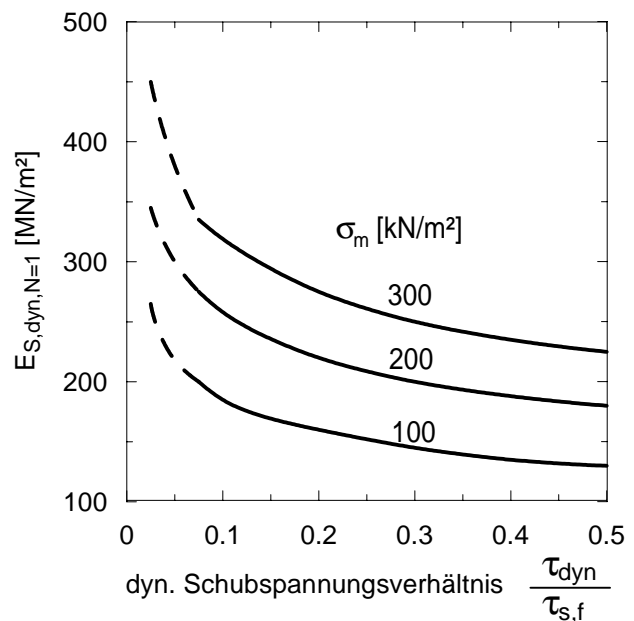
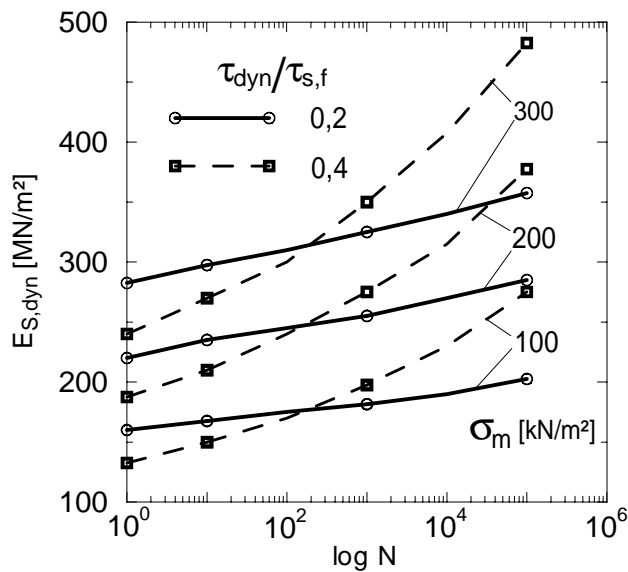


Bild 3.23:

Anfangssteifigkeit $E_{S,dyn,N=1}$ eines Kiesbodens bei unterschiedlichen dynamischen Spannungsverhältnissen, aus Güttler (1984)

Zum anderen wird die Entwicklung des dynamischen Elastizitätsmodul in Abhängigkeit der Anzahl der Zyklen von der Spannungsamplitude beeinflusst. Im halblogarithmischen $E_{S,dyn}$ - $\log N$ - Diagramm wird dieser Einfluss durch den steileren Anstieg der Geraden bei höherer Spannungsamplitude erkennbar (Bild 3.24). Das bedeutet, dass infolge der höheren Amplitude der nichtbindige Boden mit einem ausgeprägterem Verfestigungsverhalten reagiert. Hierbei sei die dynamische bzw. zyklische Stabilität der Probe vorausgesetzt.

**Bild 3.24:**

$E_{S,dyn}$ in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen dynamischen Spannungsverhältnissen, nach Güttler (1984)

Qualitativ vergleichbare Ergebnisse zum Einfluss der dynamischen Spannung auf die Anfangssteifigkeit stellte Hain (1980) in seinen Untersuchungen an feinem trockenem Sand fest (Bild 3.21). Eine Aussage zur Zyklenabhängigkeit kann aus diesen Untersuchungsergebnissen allerdings nicht abgeleitet werden.

Zur Abhängigkeit des Schubmoduls von der dynamischen Scherspannung sind in der Literatur nur sehr wenige Angaben zu finden. Der Einfluss der Scherspannung wird in der Literatur indirekt durch die Abhängigkeit des Schubmoduls von der Scherdehnung γ dargestellt (Bild 3.6). Die Größe der Scherdehnung wird wiederum maßgeblich von der Scherspannung bestimmt, woraus sich der Einfluss der Scherspannung auf den dynamischen Schubmodul ableiten lässt.

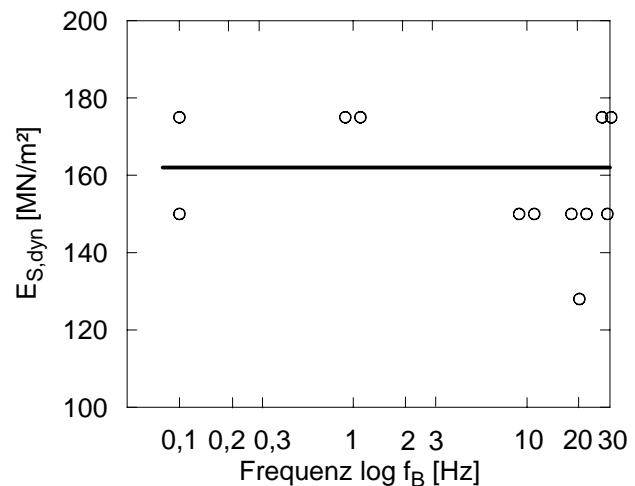
3.5.4 Frequenzabhängigkeit

Der Einfluss der Belastungsfrequenz auf das elastische Verhalten nichtbindiger Böden wird in der Literatur sehr widersprüchlich beschrieben. Während verschiedene Autoren von einer Frequenzunabhängigkeit sprechen, wird sie von anderen wiederum als Einflussgröße definiert.

Zyklische Triaxialversuche des ORE (1974 und 1978) zeigen, dass der dynamische Elastizitätsmodul bei Belastungsfrequenzen zwischen 0,1 und 30 Hz keine Frequenzabhängigkeit aufweist (Bild 3.25). Hettler (1987) verneint auf der Grundlage dieser sowie eigener Untersuchungen die Frequenzabhängigkeit des elastischen Verhaltens nichtbindiger Böden, das auf nicht viskoses elastisches Materialverhalten hindeutet.

Bild 3.25:

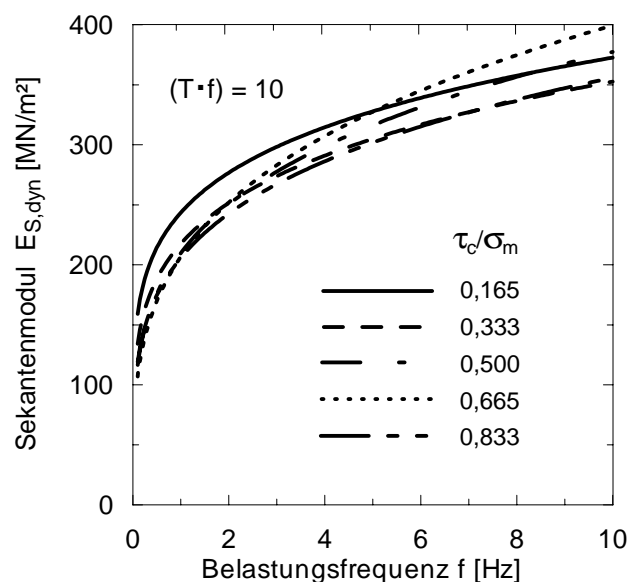
Elastizitätsmodul in Abhängigkeit von der Frequenz bei $\sigma_3 = 40 \text{ kN/m}^2$, nach *Hettler (1987)*



Thiel (1988) untersuchte wassergesättigten, feinen Sand in einer zyklischen Triaxialanlage bei unterschiedlichen Frequenzen. Bei diesen Versuchsreihen war die Dränierung an den Probenendflächen während der zyklischen Belastung zugelassen, die axiale Belastungsfrequenz wurde zwischen 0,1 Hz und 10 Hz variiert. Als Ergebnis dieser Untersuchungen ist, neben der Abhängigkeit von der Lastwechselzahl und der dynamischen Spannung, die Zunahme der Steifigkeit bei schnelleren Lastwechselzeiten festzustellen (Bild 3.26). Zwischen dem dynamischen Elastizitätsmodul bei einer axialen Belastungsfrequenz $f_B = 0,1 \text{ Hz}$ und 10 Hz kann es zur Zunahme der Steifigkeit bis 300 % und mehr kommen (Bild 3.26).

Bild 3.26:

Abhängigkeit des dynamischen Sekantenmoduls von der axialen Belastungsfrequenz eines wassergesättigten Sandes im zyklischen Triaxialversuch bei verschiedenen dyn. Spannungsverhältnissen, nach *Thiel (1988)*



In Bild 3.27 sind die Scherdehnungsamplituden in Abhängigkeit von der Frequenz bindiger Böden mit unterschiedlichem Dämpfungsverhalten dargestellt. Aufgrund dieser Untersuchungsergebnisse teilten *Shibuya et al. (1995)* das elastische Verhalten unter zyklisch-dynamischer Scherbeanspruchung in drei Frequenzbereiche (Phasen) ein. In der ersten Phase (A), die bis zu einer Belastungsfrequenz von 0,1 Hz definiert ist, steigt die elastische

Scherdehnung unabhängig vom Dämpfungsgrad mit zunehmender Frequenz an. Der verwendete Boden reagiert in dieser Frequenzphase bei einer Erhöhung der Belastungsfrequenz vom statischen Zustand bis zu einer Anregungsfrequenz von 0,1 Hz zunehmend weicher. Im Frequenzbereich von 0,1 - 10 Hz (Phase B) ergeben sich aus diesen Untersuchungen nur unwesentliche Änderungen der elastischen Scherdehnungen. Die Variation der Belastungsfrequenz bewirkt in dieser Phase keine Änderung des dynamischen Elastizitätsmoduls. Bei Belastungsfrequenzen > 10 Hz (Phase C) nimmt hingegen die Scherdehnung mit steigender Frequenz wieder ab und es tritt somit eine Verfestigung des Bodens ein. Ein ähnliches Verhalten leiteten Yamashita/Toki (1993) aus ihren Untersuchungen für sandige Böden ab. Die Verdichtung, die bei nichtbindigen Böden aufgrund von Kornumlagerungen unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung auftritt, wird bei der Verdichtung im Erdbau genutzt. Hier liegen die optimalen Verdichtungsfrequenzen zwischen 30 und 50 Hz.

Weiterhin ist aus Bild 3.27 der Einfluss der Belastungsfrequenz auf die Scherdehnung in Abhängigkeit der Scherdehnungsgeschwindigkeit zu erkennen. Die Scherdehnungsgeschwindigkeit ist durch die Kurvenscharen dy/dt dargestellt. Bei konstanter Scherdehnungsgeschwindigkeit nehmen die Scherdehnungsamplituden mit steigender Belastungsfrequenz ab.

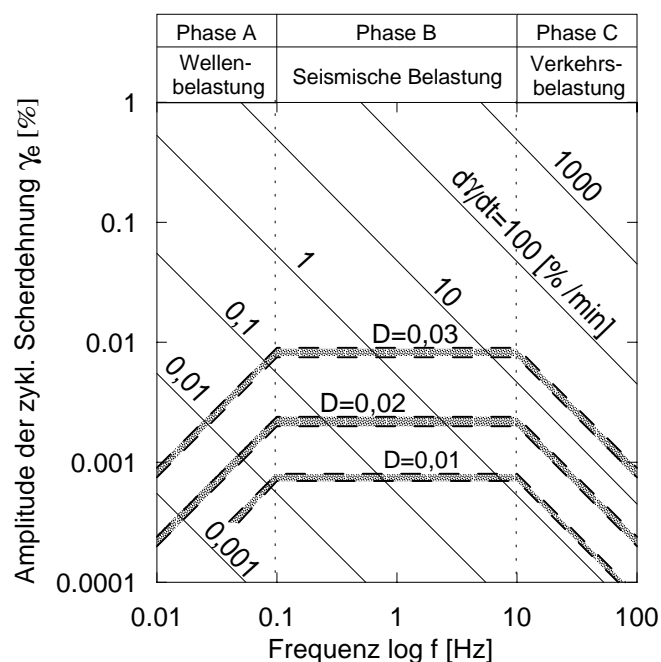


Bild 3.27:
Scherdehnung versus Belastungsfrequenz, nach Shibuya et al. (1995)

Die Untersuchungsergebnisse von Shibuya et al. (1995) und Yamashita/Toki (1993) stellen im Frequenzbereich von 10 bis 30 Hz einen Widerspruch zu den Ergebnissen des ORE (1974 und 1978) dar (Bild 3.25). Im Frequenzbereich von 0,1 bis 10 Hz sind sie zu den Ergebnissen von Thiel (1988) widersprüchlich (Bild 3.26). Diese unterschiedliche Bewertung der Abhängigkeit

des elastischen Verhaltens nichtbindiger Böden von der Belastungsfrequenz macht die Notwendigkeit weiterführender Untersuchungen deutlich.

Eine mögliche Fehlerquelle bei der Interpretation zyklischer oder dynamischer Laboruntersuchungen kann u. a. in der Nichtbeachtung möglicher Eigenfrequenzen des Probekörpers und/oder des Versuchsstandes gesehen werden.

3.5.5 Einfluss der Porenzahl e

Der Einfluss der Porenzahl auf das elastische Verhalten nichtbindiger Böden unter dynamischer oder zyklischer Beanspruchung geht bereits aus den vorangegangenen Abschnitten hervor. Stellvertretend ist hier der Berechnungsansatz zum Schubmodul von *Kokusho/Esashi (1981)* für gebrochenes Festgestein aufgeführt, siehe Gleichung (3.12). Dieser Berechnungsansatz verdeutlicht den Einfluss der Porenzahl auf den Schubmodul nichtbindiger Böden unter dynamischer Beanspruchung und kann qualitativ mit den Berechnungsansätzen von *Richart et al. (1970)* und *Prange (1981)* verglichen werden, siehe Abschnitt 3.5.2. In diese Berechnungsansätze geht die Porenzahl quadratisch ein, wobei bei kleiner Porenzahl (höhere Dichte) eine eindeutige Zunahme des Schubmoduls zu erkennen ist,

$$G = 13000 \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sigma^{0,55} . \quad (3.12)$$

3.5.6 Kornverteilung, Größe, Gestalt und Rauigkeit

Bezüglich der mineralogischen Parameter und Kenngrößen werden in der Literatur hinsichtlich des Festigkeits-, Steifigkeits- und Dehnungsverhaltens nichtbindiger Böden unter dynamischer oder zyklischer Beanspruchung widersprüchliche Aussagen angetroffen. Daher ist die Verwendung der granulometrischen Kennwerte als Einflussparameter bisher nicht möglich. Eine Abhängigkeit des Materialverhaltens von der Granulometrie aber offensichtlich besteht. Eine ausführliche Zusammenstellung der Einflüsse granulometrischer Kenngrößen hinsichtlich des elastischen und plastischen Materialverhaltens ist in *Guldenfels (1996)* zu finden.

In Tabelle 3.3 sind die in der Literatur genannten Einflussgrößen mineralogischer Materialeigenschaften zusammengestellt. Einige wichtige sind im Folgenden näher erläutert.

Während der Einfluss der Stengligkeit und Kantigkeit auf die Scherfestigkeit einheitlich bewertet wird, gibt es zur Plattigkeit unterschiedliche Aussagen. Die Auswirkung der Kantigkeit der Einzelkörner bezüglich der Steifigkeit ist weitgehend eindeutig. Vergleicht man die Berechnungsansätze zum Schubmodul nach Abschnitt 3.5.2, ist die höhere Steifigkeit kantigen Materials gegenüber rundem festzustellen. *Herle (1997)* hingegen bezeichnet z. B. die Kornform als Parameter zur Materialbeschreibung innerhalb von Stoffgesetzen als nicht verwendbar.

Die Korngrößenverteilung ist nach Tabelle 3.3 als Einflussparameter nicht eindeutig. Hier gehen die Meinungen derart auseinander, dass jegliches Materialverhalten mit Änderung der Korngrößenverteilung möglich erscheint. Bei den angegebenen Tendenzen ist zu berücksichtigen, dass bei der Auswertung der in Tabelle 3.3 genannten Literaturquellen nicht alle bodenmechanischen Randbedingungen gegeben waren. Allein die oft fehlende Angabe der verwendeten Lagerungsverhältnisse stellt einen generellen Vergleich bezüglich des Festigkeits-, Steifigkeits- und Verformungsverhaltens in Frage. Die Bedeutung definierter Randbedingungen bei Elementversuchen zur Beschreibung des Materialverhaltens kommt damit zum Ausdruck.

Ein mit der Korngröße einher gehender Effekt ist die Zunahme von Imperfektionen größerer Einzelkörner. Unter Imperfektionen sind Inhomogenitäten innerhalb der einzelnen Körner zu verstehen, welche die Kornfestigkeit negativ beeinflussen. Demzufolge neigen größere Granulate eher zu Kornbruch als kleinere, was zu einer Änderung der Kornverteilungskurve führt. Darüber hinaus können Fragmentationen infolge zu großer Kornbiegespannungen auftreten. Kornbiegespannungen sind von der Bettung der Einzelkörner im Haufwerk, d. h. der Kornverteilung abhängig. Bei enggestuften nichtbindigen Böden treten aufgrund der relativ geringen Zahl von Stützpunkten des einzelnen Kornes größere Biegespannungen auf. Das einzelne Bodenkorn wird stärker auf Biegung beansprucht (Bild 3.28a). Ist dagegen eine gleichmäßige Bettung der Körner vorhanden (Bild 3.28b), sind die Kornbiegespannungen deutlich geringer und die Gefahr der Fragmentation nimmt ab.

Unter Berücksichtigung der Zusammenhänge zwischen Kornverteilung und Porenzahl sowie der unter zyklischer und dynamischer Beanspruchung veränderlichen Kornverteilung infolge Fragmentation und Abrasion ist ein Einfluss der Kornverteilung auf das elastische und plastische Verhalten nichtbindiger Böden zu erwarten.

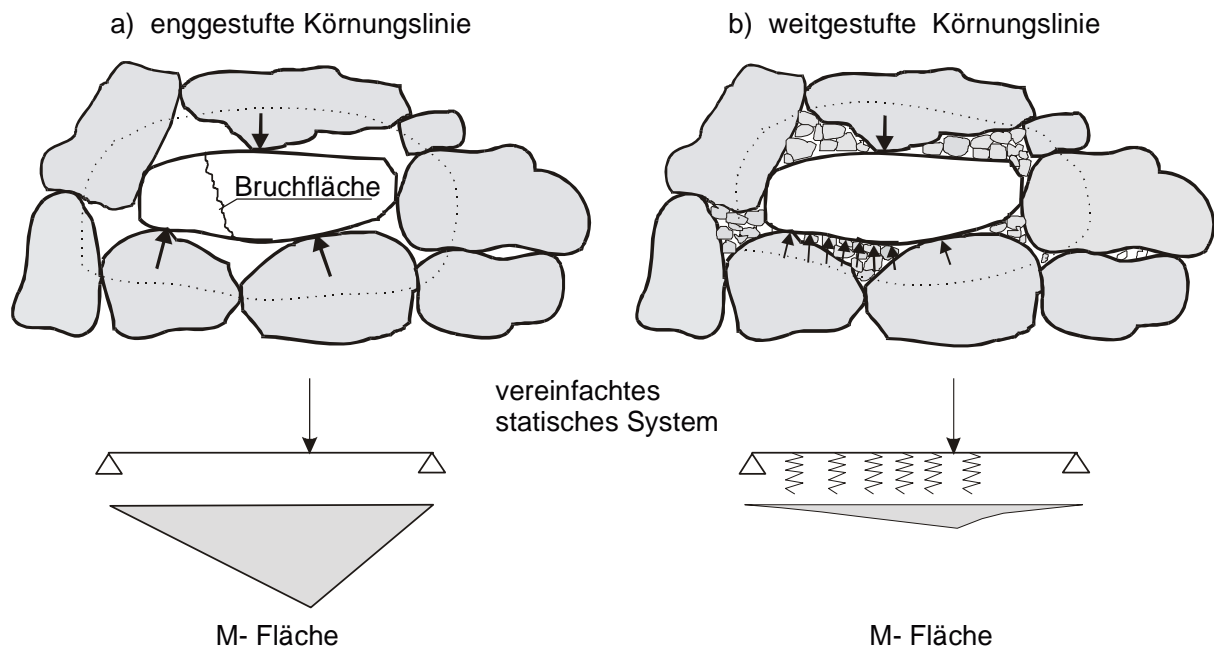


Bild 3.28: Schematische Darstellung der Kornbiegespannungen bei unterschiedlicher Porosität und Kornverteilung

Tabelle 3.3: Einfluss von Kornform, Korngröße und Verteilung auf die Scherfestigkeit, Steifigkeit und die bleibende Deformation kohäsionsloser Materialien, nach *Guldenfels (1996)*

Einfluss von ↓ auf →	Scherfestigkeit	Steifigkeit	Bleibende Deformation
Kornform			
Plattigkeit	↑ <i>Gur (1967); Selig, Roner (1987)</i> ↓ <i>Dunn/Bora (1972)</i>	↑ <i>ORE (1970b)</i>	
Stenglichkeit	↑ <i>Eerola/Ylosjoki (1970)</i>	↑ <i>Raymond (1979)</i>	
Kantigkeit	↑ <i>Chen (1948); Holz/Gibbs (1956); Vallerga (1956); Rowe (1962); Kolubewski, Frederick (1963); Koerner (1970); Pike (1973); Holubec/ D'Appalonia (1973); De Jaeger (1994)</i>	↑ <i>Chen (1948); Hicks/Monismith (1971); De Jaeger (1994)</i> ↓ <i>Jänke (1968); Raymond (1979)</i>	
Oberflächenrauigkeit	↑ <i>Vallerga (1956); Jänke (1968); Pike (1973); George, Shaw (1974)</i>	↑ <i>Hicks/Monismith (1971)</i>	
Korngröße			
Maximalkorn	↑ <i>Rico (1977)</i> - <i>Selig/Roner (1987)</i> ↓ <i>Koerner (1970)</i>	↑ <i>De Jaeger (1994)</i>	
mittlere Korngröße	↓ <i>Leslie (1963); Kirkpatrick (1965)</i>	↑ <i>Janardham/Desai (1983)</i>	
Korngrößenverteilung			
Ungleichförmigkeit	↑ <i>Chen (1948); Thom/Brown (1987, 1988)</i> -↑ <i>Koerner (1970)</i> - <i>Jänke (1968); Raymond (1979); Selig/Roner (1987)</i> ↓ <i>Marsal (1967); Marachi (1972); Rico (1977)</i>	↑ <i>Jänke (1968);</i> - <i>Raymond (1979); Chen (1948)</i> ↓ <i>Thom/Brown (1987, 1988)</i>	↑ <i>Roefeld (1980);</i> - (s. dicht); <i>Thom/Brown (1987, 1988)</i> ↓ (wenig dicht) <i>Thom/Brown (1987, 1988)</i>

Legende: ↑ Vergrößerung ↓ Verkleinerung - keine Beeinflussung

3.6 Zusammenfassung

Dieser Abschnitt stellt eine tabellarische Zusammenfassung der zuvor genannten Einflussparameter und Randbedingungen hinsichtlich des elastischen und plastischen Verhaltens nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklischer und dynamischer Beanspruchung dar. Die Zusammenfassung bezieht sich ausschließlich auf den zyklisch stabilen Zustand.

Table 3.4: Tabellarische Zusammenfassung der Einflussparameter auf das elastische und plastische Verhalten nichtbindiger Böden unter zyklischer oder dynamischer Beanspruchung

Einflussparameter	elastisches Verhalten		plastisches Verhalten
	Kurzzeit	Langzeit	
Lastwechselzahl N	Keine Einflussgröße	Widerspüchliche Ergebnisse 1) konst. (kein Einfluss) 2) Abnahme der elastischen Dehnungen mit zunehmendem N	Akkumulation der plastischen Dehnungen bei Abnahme der plastischen Dehnungsinkremente
Spannungszustand σ_3 ,	Zunahme von G-Modul und dyn. E-Modul mit steigendem σ_3	kein Einfluss	Abnahme der bleibenden Dehnungen mit zunehmendem σ_3 und konstantem σ_{dyn}
dyn. Spannung σ_{dyn}	Abnahme der Anfangssteifigkeit mit zunehmendem σ_{dyn}	Größeres Verfestigungsverhalten bei höheren σ_{dyn}	Nichtlineare Zunahme mit steigendem σ_{dyn}
Frequenz f_B	Widerspüchliche Ergebnisse 1) konst. - kein Einfluss bis 30 Hz 2) je nach Frequenzbereich kommt es zur Zu- oder Abnahme	Zunahme der Steifigkeit bei höherer Belastungsfrequenz	Widerspüchliche Ergebnisse 1) kein Einfluss bis 30 Hz 2) größere plast. Anfangsdehnung aber kleinere Dehnungsinkremente bei höheren f_B

Fortsetzung Tabelle 3.4

Einflussparameter	elastisches Verhalten		plastisches Verhalten
	Kurzzeit	Langzeit	
Porenzahl e	Hohe Steifigkeit bei kleiner Porenzahl	Kontraktantes Materialverhalten unter zyklischer Belastung, bei großer Porenzahl (geringe Lagerungsdichte) ist mit einer anfänglichen Dilatanz zu rechnen.	Mit zunehmender Porenzahl steigen die plastischen Dehnungen. Locker gelagerte Granulate neigen eher zum Versagen als dicht gelagerte.
Kornverteilung, Größe, Gestalt und Rauigkeit	siehe Tabelle 3.3		

4 Ableitung der Beanspruchungsgrößen im Schienenverkehrsweg aus in situ Messungen

4.1 Allgemeines

In den zurückliegenden Jahren wurde beim Entwurf und Konstruktion moderner Schienenverkehrswege davon ausgegangen, dass bei der Einhaltung der Anforderungen der *DS (Ril) 836* der DB-AG das plastische Verformungsverhalten des Bahnkörpers als zyklisch und dynamisch stabil anzusehen ist. Aufgrund von Erfahrungen an Neu- und Ausbaustrecken (NBS bzw. ABS), die auf der Grundlage der *DS (Ril) 836* gebaut worden sind, können diese Annahmen nicht mehr uneingeschränkt aufrecht erhalten werden. Durch Zuggeschwindigkeiten von 250 bis 300 km/h wird der Schienenweg in erheblichem Maß zyklisch-dynamisch bzw. dynamisch beansprucht, was durch die herkömmlichen statischen Berechnungsansätze und Stoffmodelle für Untersuchungen der Standsicherheit und insbesondere der Gebrauchstauglichkeit nicht in vollem Maße Berücksichtigung findet.

Grundlage für die Untersuchung des plastischen Dehnungsverhaltens sowie des veränderlich elastischen Verhaltens unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung sind Kenntnisse über Größe und Verlauf der zyklisch-dynamischen Belastungsgrößen im Verkehrsweg. Dazu wurden von der DB-AG in der Vergangenheit wiederholt Schnellfahrversuche durchgeführt, um die aus der Erhöhung der Zuggeschwindigkeit resultierende Beanspruchung des Fahrweges messtechnisch zu erfassen.

Im Hinblick auf die Aufgabenstellung dieser Arbeit, der Ableitung des veränderlich elastischen und plastischen Verhaltens nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung, wurden verschiedene Messprojekte der DB AG ausgewertet. Nachfolgend sind die Daten mehrerer Messprojekte hinsichtlich der Beanspruchungsgrößen im Unterbau und Untergrund sowie der Schotterschicht vergleichend zusammengefasst. Aus diesen Daten wurden zwei Belastungsschemata abgeleitet, die am Ende dieses Abschnittes zu finden sind. Diese Belastungsschemata stellen die Grundlage der Entwicklung des im Abschnitt 5 beschriebenen Versuchsgerätes sowie des Versuchskonzeptes der durchgeführten zyklisch-dynamischen Elementversuche dar.

Im Anhang sind die verwendeten Messprojekte zusammengestellt. In den nachfolgenden Abschnitten werden insbesondere Spannungs- und Erschütterungsmessungen betrachtet. Die Erschütterungsmessungen, die in Form von Beschleunigungs- bzw. Schwinggeschwindigkeitsmessungen vorliegen, dienen in erster Linie der Bestimmung der Frequenzspektren zur Ermittlung der maßgebenden Frequenzbereiche.

Der beispielhafte Aufbau eines Messquerschnittes ist in Bild 4.1 dargestellt. In den dargestellten Messebenen wurden je nach Messprojekt Erddruckgeber, Geophone oder Beschleunigungssensoren, Porenwasserdruckgeber sowie Extensometer installiert. Die Messprojekte wurden nicht immer nach rein wissenschaftlichen Kriterien ausgerichtet, was bei der Bewertung zu berücksichtigen ist.

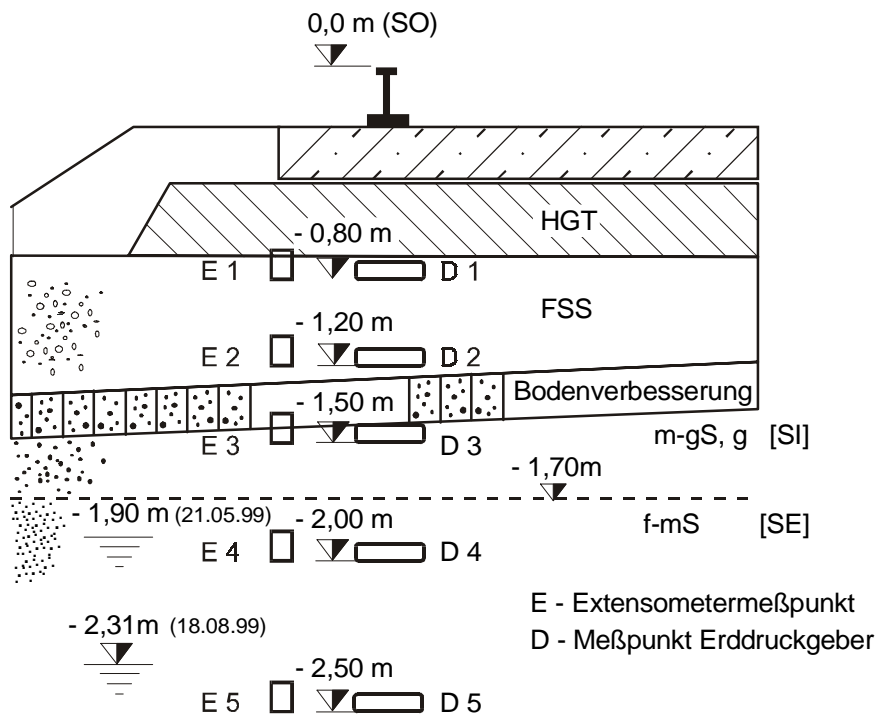


Bild 4.1: Aufbau eines Messquerschnittes am Beispiel der Demonstrationsstrecke Bahnhof Rot-Malsch (Mannheim-Bruchsal), System Feste Fahrbahn, nach *Kempfert et al. (1999)*

Bedingt durch die unterschiedliche Baugrundsichtung und differierende Sensorausrüstung der Messprojekte können für die abgeleiteten Beanspruchungsgrößen nur Bandbreiten und deren qualitativer Verlauf angegeben werden. Eine Differenzierung der Oberbauarten „Feste Fahrbahn“ und dem traditionellen Schotteroberbau ist damit aber durchaus möglich.

4.2 Zyklisch-dynamische Druckspannungen

4.2.1 Zielgröße

Die bei der Zugüberfahrt im Verkehrsweg auftretenden Druckspannungen werden im Folgenden in vier Themenbereiche untergliedert:

- zeitlicher Verlauf der zyklisch-dynamischen Druckspannungen,
- Verteilung der Druckspannung und Einflusstiefe,
- Abhängigkeit der Druckspannung von der Fahrgeschwindigkeit des Zuges,
- zyklisch-dynamische Druckspannungen in Abhängigkeit von der Oberbauform.

Die Ergebnisse der dynamischen Druckspannungsmessungen werden parallel mit theoretischen Untersuchungen zur Beanspruchung des Schienenweges bei Zugüberfahrt verglichen.

4.2.2 Zeitlicher Verlauf

Bild 4.2 zeigt beispielhaft Spannungssignale über der Zeit bei Zugüberfahrt. In den oberen Bereichen unter der Schienenoberkante (SO) ist beim Schotteroberbau ein Signalverlauf festzustellen, bei dem jede einzelne Achse sich abbildet (Bild 4.2a). Mit zunehmender Tiefe „verschmiert“ der Signalverlauf und die einzelne Achsenlast ist nicht mehr eindeutig zu identifizieren. In diesem Fall kann die Achsgruppe eines Drehgestelles als eine integrierte Last idealisiert werden.

Gravierende Unterschiede im zeitlichen Verlauf der Druckspannungen bestehen zwischen den Oberbausystemen Schotteroberbau und Feste Fahrbahn. Aus Bild 4.2b geht hervor, dass bei der Festen Fahrbahn bereits in den oberen Bereichen des Unterbaus/Untergrunds die einzelne Achsenlast im Spannungs-Zeit-Signal nicht mehr eindeutig zu erkennen ist. Diese Signalglättung ist auf die lastverteilende Wirkung der Festen Fahrbahnplatte zurückzuführen, die mit der Tiefe weiter zunimmt. Die gekoppelten Drehgestelle zweier Wagen verschmelzen in der Tiefe zu einem Belastungsereignis.

In *Jaup (1999)* ist eine schematische Idealisierung der zeitlichen Verläufe der Druckspannung in Abhängigkeit von der Tiefe und der Oberbauform vorgenommen worden. Dabei wurde der Spannungsverlauf als Sinus- bzw. Cosinusfunktion idealisiert. Diese Idealisierung entspricht dem Spannungs-Zeit-Verlauf im Unterbau und Untergrund der Festen Fahrbahn sowie den Untergrundbereichen des Schotteroberbaues. Für den Unterbau, insbesondere der Schotter-schicht, ist der Spannungs-Zeit-Verlauf zutreffender als rechteckförmiges Signal abzubilden (Bild 4.2).

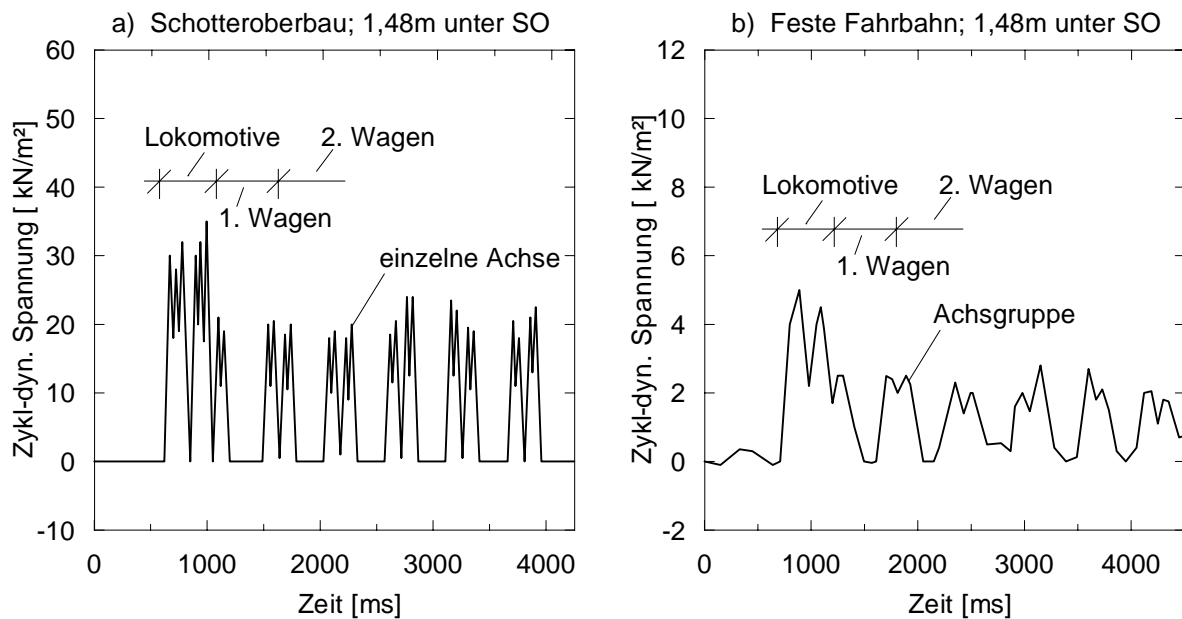


Bild 4.2: Zeitlicher Verlauf der zyklisch-dynamischen Druckspannung in einer Tiefe von 1,48 m unter SO, nach Schwarz/Laier (1989)

4.2.3 Einflusstiefe und Verteilung

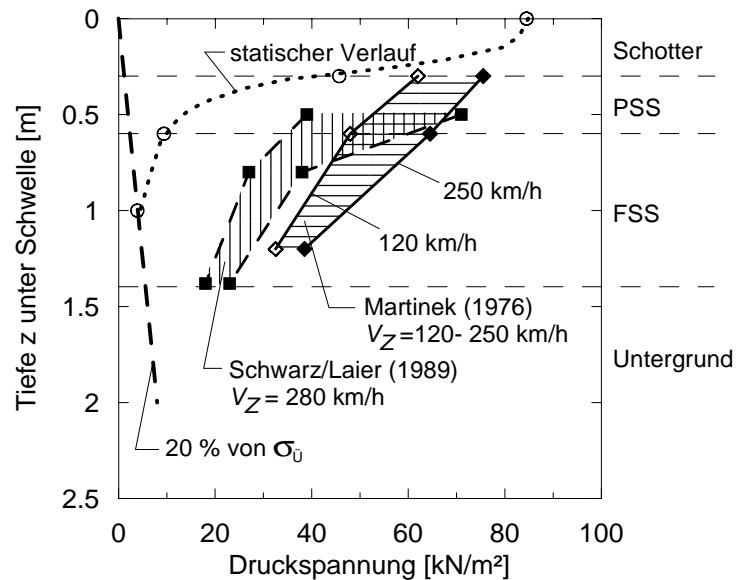
Die Einflusstiefe von ruhenden Belastungen im Halbraum wird nach *DIN 4019* näherungsweise in einer Tiefenlage begrenzt, in der die Druckspannungen aus Belastung ca. 20 % der Überlagerungsspannung (Primärspannung) betragen. Unter dynamischer Belastung kann es zur Vergrößerung der Wirkungstiefe der Druckspannungen kommen, so dass für Setzungsrechnungen ein größeres Schichtpaket berücksichtigt werden muss.

Messergebnisse aufgenommener Druckspannungen in verschiedenen Tiefenlagen im Schienenweg ergaben ein verhältnismäßig schnelles Abklingverhalten der dynamischen Druckspannungen mit der Tiefe. Dabei sind die maximalen dynamischen Spannungen, in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit des Zuges größer als unter statischer Belastung. In Bild 4.3 sind Messergebnisse von Martinek (1976), Schwarz/Laier (1989) und berechnete statische Druckspannungen nach Göbel et al. (1996) dargestellt. Der qualitativ gleiche Verlauf mit der Tiefe sowie der höhere Betrag der dynamischen Druckspannung im Vergleich zur statischen Spannung ist zu erkennen. Während die berechneten statischen Druckspannungen in einer Tiefe von ca. 1,0 m unter Schwellenunterkante dem 0,2-fachen der Primärspannung betragen, ist dieser Schnittpunkt für die dynamischen Druckspannungen bei > 2,0 m zu erwarten.

Koberstein/Kempfert (1996) haben beim Oberbau Feste Fahrbahn in einer Tiefe von ca. 3,0 m unter Schwellenunterkante noch Druckspannungen von 5 bis 10 kN/m² gemessen, die etwa 20 % der Primärspannung entsprechen.

Bild 4.3:

Verlauf der Druckspannungen in Abhängigkeit von der Tiefe unter der Schienenachse beim Schotteroberbau



4.2.4 Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit des Zuges

Die Zuggeschwindigkeit hat einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Größe der Druckspannungen im Untergrund. Dieser Einfluss wirkt nicht kontinuierlich über den gesamten Geschwindigkeitsbereich des Zuges. Bis zu einer Zuggeschwindigkeit von etwa 150 km/h ist keine nennenswerte Druckspannungserhöhung festzustellen. Im Geschwindigkeitsbereich von ca. 150 km/h bis 300 km/h ist eine annähernd lineare Zunahme der Druckspannung mit der Geschwindigkeit zu erkennen (Bild 4.4). Oberhalb der Zuggeschwindigkeit von 300 km/h wurde bei den verschiedenen Messprojekten an Hochgeschwindigkeitsstrecken keine Spannungszunahme im Unterbau/Untergrund gemessen. In Bild 4.4a sind gemessene maximale Druckspannungen in vertikaler Richtung der Hochtastphase der NBS Hannover-Würzburg dargestellt. Die Zunahme der Spannungen im Geschwindigkeitsbereich von 150 km/h bis 300 km/h ist deutlich zu erkennen. Der in Bild 4.4a gezeigte Spannungsverlauf wurde an einem Messquerschnitt mit Schotteroberbau aufgenommen und zeigt eine Zunahme von ca. 50 %. In horizontaler Richtung stellt sich ein affiner Spannungsverlauf ein, wobei hier die Spannungszunahme zwischen 150 km/h und 300 km/h größer 200 % werden kann (Bild 4.4b).

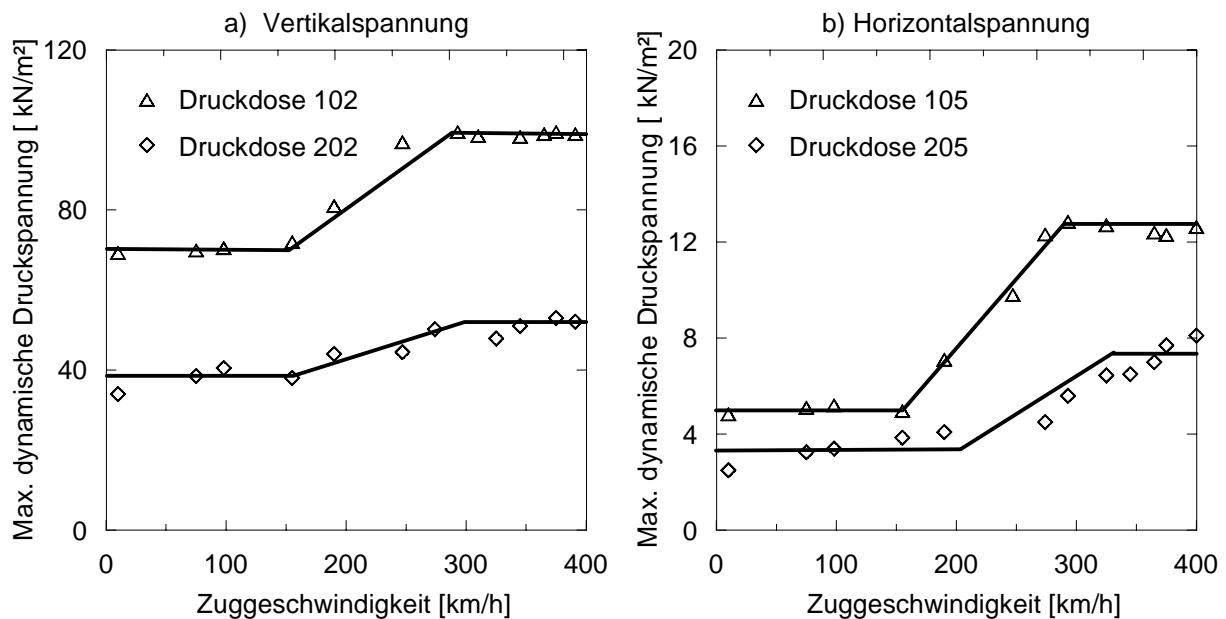


Bild 4.4: Gemessene dynamische Druckspannungen in Abhängigkeit von der Zuggeschwindigkeit in der FSS (1,15 m unter Schieneoberkante SO), Hochstastphase Hannover - Würzburg, nach Schwarz/Laier (1989)

Die in Bild 4.4 dargestellten Messergebnisse der Druckmessdosen 102 und 202 sowie 105 und 205 wurden an zwei Messquerschnitten mit identischem Oberbau und Tiefenlagen zur Schwellenunterkante aufgenommen. Bei der Bewertung der Messsignale sind die Probleme von Spannungsmessungen im Boden durch Gewölbebildungen sowie Lageungenauigkeiten der Erddruckgeber zu berücksichtigen.

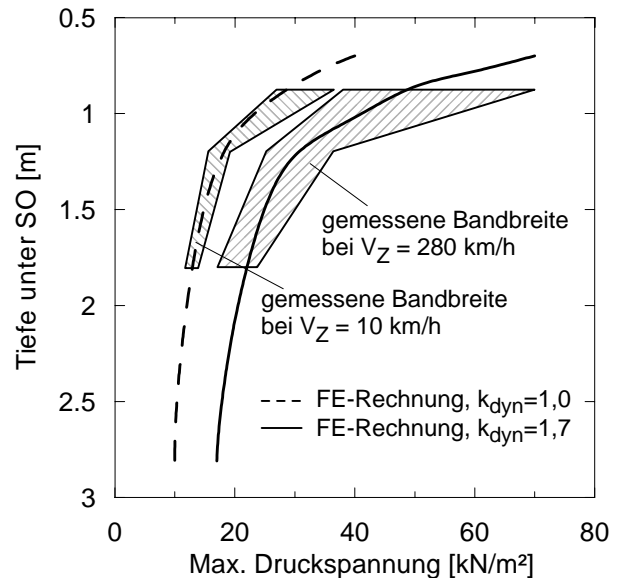
Im Vergleich zum Schotteroberbau erhält man beim Oberbausystem Feste Fahrbahn einen qualitativ gleichen Druckspannungsverlauf in Abhängigkeit von der Zuggeschwindigkeit. Die Zunahme der Druckspannungen im Geschwindigkeitsbereich zwischen 150 km/h und 300 km/h beträgt beim System Feste Fahrbahn ca. 20 bis 30 % und liegt damit deutlich unter dem des Schotteroberbaus. Die geringere Spannungserhöhung ist in der höheren Systemsteifigkeit und der lastverteilenden Wirkung der Fahrbahnplatte begründet. Hieraus kann gefolgert werden, dass die Zuggeschwindigkeit beim Oberbausystem Feste Fahrbahn einen geringeren Einfluss auf den Betrag der Druckspannungen im Unterbau/Untergrund hat.

Kempfert/Hu (1999c) haben den Spannungsverlauf in Abhängigkeit von der Zuggeschwindigkeit und der Tiefe für den Schotteroberbau mit Hilfe einer statisch elastischen FE-Berechnung ermittelt und mit in situ Messergebnissen von Schwarz/Laier (1989) verglichen. Zur Berücksichtigung des Geschwindigkeitseinflusses wurde bei diesen Berechnungen ein Lasterhöhungsfaktor k_{dyn} eingeführt. Die gute Übereinstimmung zwischen den berechneten und den gemessenen Spannungsverläufen ist in Bild 4.5 zu erkennen. Der Berechnung lag

das UIC Lastbild zugrunde. Der Lasterhöhungsfaktor k_{dyn} wurde bei 10 km/h mit 1,0 und bei 280 km/h mit 1,7 angesetzt.

Bild 4.5:

Maximum der dynamischen Vertikalspannung in Abhängigkeit von der Tiefe und der Zuggeschwindigkeit, nach Kempfert/Hu (1999c)



Die Zunahme der Druckspannungen im Geschwindigkeitsbereich von 150 km/h bis 300 km/h, insbesondere die Ausbildung des Druckspannungsplateaus ab 300 km/h, wurde auf theoretischem Weg z. B. von Rücker (1995) und Müller/Huber (1991) näher erforscht.

Rücker (1995) untersuchte theoretisch die Wechselwirkung des Fahrzeug-Fahrbahn-Untergrund-Systems bei unterschiedlichen dynamischen Anregungsmechanismen bezüglich ihrer Auswirkung auf die Größe der dynamischen Radaufstandskräfte. Unabhängig von der dynamischen Anregungsart wurde bei diesen Untersuchungen die geschwindigkeitsabhängige Zunahme der Radlast bis zu einer Zuggeschwindigkeit von ca. 320 km/h festgestellt. Bei weiterer Geschwindigkeitssteigerung ist eine geringfügige Abnahme der Radlast zu beobachten (Bild 4.6). Als Ursache nennt Rücker (1995) das Erreichen der Radsatz-Fahrbahneigenfrequenz. Diese Eigenfrequenz ist von der Untergrundsteifigkeit abhängig, was in Bild 4.6 durch die angegebenen Scherwellengeschwindigkeiten deutlich gemacht wird. Je größer die Untergrundsteifigkeit, um so höher ist die Zuggeschwindigkeit, ab der die Zunahme der dynamischen Radlast stagniert.

Müller/Huber (1991), die ebenfalls Druckspannungen im Untergrund in Abhängigkeit von der Zuggeschwindigkeit mit einem theoretischen Modell untersucht haben, stellten den Anstieg der dynamischen Vertikalspannungen ab einer Geschwindigkeit fest, die etwa dem 0,62-fachen der Rayleigh-Wellengeschwindigkeit V_R entspricht. Das Maximum der dynamischen Spannung ermittelten Müller/Huber (1991) bei einer Zuggeschwindigkeit von

ca. $0,9 \cdot V_s$. Diese Untersuchungsergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen von *Rücker (1995)* sowie den in situ Messergebnissen.

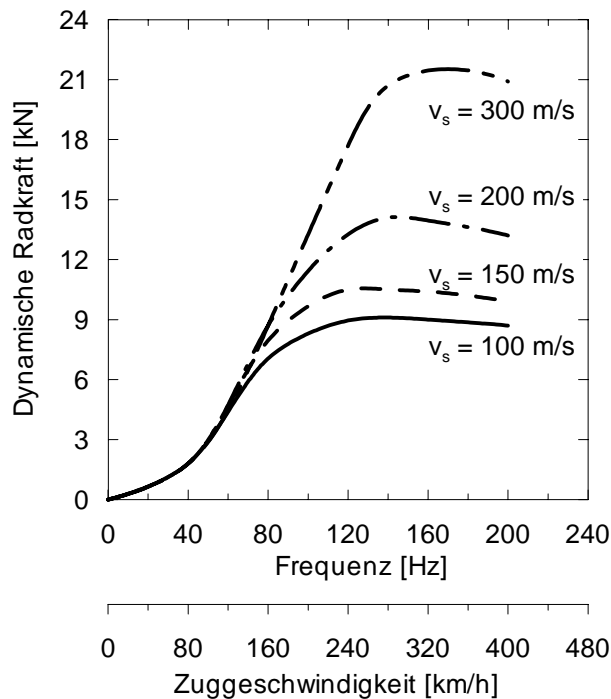


Bild 4.6:

Dynamische Radlast bei Anregung durch Radunwuchten im Schottergleis, nach *Rücker (1995)*

An einem räumlichen FE-Modell mit 11 Schwellen untersuchten *Savidis et al. (2000)* die Wellenausbreitung einer überrollenden Last bei unterschiedlichen Geschwindigkeiten. Als Referenzgeschwindigkeit wird auch hier die Rayleigh-Wellengeschwindigkeit genannt. Bei Zuggeschwindigkeiten $< V_R$ „Unterkritische Fahrgeschwindigkeit“ bildet sich eine vorlaufende Oberflächenwelle im Gleisrost aus. Diese vorlaufende Oberflächenwelle versetzt die noch nicht belastete Schwelle in Bewegung wodurch die Schotterschicht bereits eine gewisse Beanspruchung erfährt. Ist die Zuggeschwindigkeit größer als V_R (überkritische Geschwindigkeit) stellt sich eine nachlaufende Oberflächenwelle ein. Die von der überrollenden Last noch nicht erreichte Schwelle verbleibt nahezu im Ruhezustand. Die Stagnation des Spannungszuwachses kann damit erklärt werden.

Eine explizite Untersuchung der dynamischen Spannung in Abhängigkeit von der Zuggeschwindigkeit wurde bei den numerischen Untersuchungen von *Savidis et al. (2000)* nicht durchgeführt. Ein direkter Vergleich der geschwindigkeitsabhängigen Druckspannungsentwicklung zu den zuvor genannten Untersuchungsergebnissen von *Rücker (1995)* und *Müller/Huber (1991)* kann daher nicht erfolgen. Die Untersuchungsergebnisse untermauern jedoch den Bezug der Zuggeschwindigkeit zur Rayleigh-Wellengeschwindigkeit.

Die theoretischen Untersuchungen korrelieren tendenziell mit den dynamischen Druckspannungsmessungen bei denen eine Spannungszunahme bis 300 km/h festgestellt wurde, so dass diese Ergebnisse als weitgehend abgesichert gelten können.

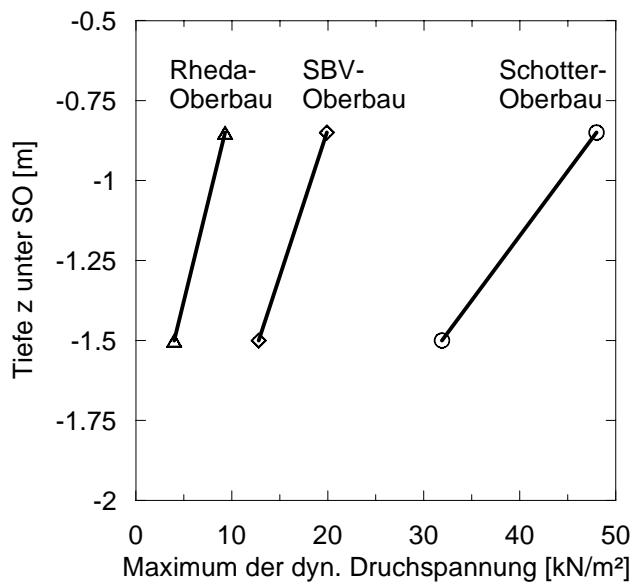
4.2.5 Einfluss der Oberbauform auf die zyklisch-dynamische Druckspannung

Die Auswirkung der Oberbauform auf die sich im Unterbau/Untergrund einstellenden dynamischen Erddruckspannungen kann theoretisch abgeleitet werden und wurde durch vergleichende Messungen an verschiedenen Oberbausystemen bestätigt. Die stärkere flächenhafte Verteilung der Spannungen beim System der Festen Fahrbahn (FF) bewirkt eine geringere maximale Sohlspannung an der Unterkante FF und somit eine geringere Beanspruchung der Unterbau- und Untergrundschichten. Es ist jedoch eine größere Tiefenwirkung der Festen Fahrbahn gegenüber dem Schotteroberbau aufgrund der größeren Fundamentbreite gegeben.

Die Zunahme der dynamischen Spannung im Geschwindigkeitsbereich zwischen 150 und 300 km/h erfolgt auch beim Oberbausystem Feste Fahrbahn. Es ist festzustellen, dass der qualitative Druckspannungsverlauf in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit nicht von der Oberbaukonstruktion abhängig ist. Hierfür sind ausschließlich die Untergrundsteifigkeit und die Zuggeschwindigkeit kennzeichnend. Die Oberbaukonstruktion und Steifigkeit beeinflusst die Größe der dynamischen Druckspannung, was sich in dem zum Schotteroberbau geringeren Lasterhöhungsfaktor von 1,3 niederschlägt.

Mit zunehmender Oberbausteifigkeit nehmen die maximalen Druckspannungen ab, *Schwarz/Laier (1991)*. In Bild 4.7 sind die maximalen dynamischen Druckspannungen über der Tiefe bei verschiedenen Oberbausystemen mit unterschiedlichen Steifigkeiten dargestellt. Dabei wird die Abnahme der Spannungen vom Schotteroberbau über das System „Schwelle mit Bitumenverguß“ (SBV) zum Feste Fahrbahn Oberbau deutlich.

Es ist festzuhalten, dass das Feste Fahrbahnsystem aufgrund der stärkeren Lastverteilung bezüglich der Unterbau- und Untergrundbeanspruchung sich günstiger auswirkt. Als Nachteil ist die größere Tiefenwirkung zu sehen, die insbesondere bei ungünstigen Baugrundverhältnissen, wie tiefreichende weiche bzw. organische Baugrundschichten, die Baukosten maßgeblich erhöhen können.

**Bild 4.7:**

Beispiel maximaler dynamischer Druckspannungen in Abhängigkeit von der Oberbauform, nach Schwarz/Laier (1991)

4.3 Erschütterungsausbreitung bei Zugüberfahrt

4.3.1 Einordnung

Jede Zugüberfahrt stellt für den Verkehrsweg sowie dessen Umfeld eine Erschütterungseinwirkung dar. Der überfahrende Zug kann als erregte Streckenlast angesehen werden, von der die räumliche Erschütterungsausbreitung in Form von Wellen erfolgt. Die Beurteilung der Auswirkung der Erschütterung auf bauliche Anlagen wird nach *DIN 4150* mit Hilfe der Schwinggeschwindigkeit beurteilt.

Zur Quantifizierung der Schwinggeschwindigkeit im Schienenverkehrsweg sowie in dessen unmittelbarer Umgebung wurden seit mehreren Jahren entsprechende Erschütterungsmessungen durchgeführt. Im Gegensatz zur *DIN 4150 Teil 3 (1999)*, in welcher die Erschütterungen auf Bauwerke ausschließlich mit Hilfe der maximalen Schwinggeschwindigkeit in Abhängigkeit von der Frequenz beurteilt werden, wird bei Schienenverkehrswegen vorwiegend die effektive Schwinggeschwindigkeit herangezogen, *DIN 45672 T2 (1995)*. Die Effektivwerte stellen ein über ein gleitendes Zeitfenster τ von 0,125 Sekunden geglättetes Signal dar und sind deutlich kleiner als die Maximalwerte (Bild 4.8).

In früherer Zeit wurde mit Hilfe der Schwinggeschwindigkeit die dynamische Stabilität von Böden unter Maschinenfundamenten untersucht, z. B. Hausner (1971). Aufbauend auf diesen Forschungsergebnissen schlagen Rumpf et al. (1996) einen Nachweis der dynamische Stabi-

lität von Schienenverkehrswegen vor, der allerdings wissenschaftlich nicht abschließend bewertet ist.

In dem in Abschnitt 7 abgeleiteten Stoffansatz wurde die Schwinggeschwindigkeit als Einflussparameter nicht aufgenommen. Unterschiedliche Geometrien, Randeinflüsse und Massen zwischen Elementversuch und Fahrweg waren der Grund für die Vernachlässigung der Schwinggeschwindigkeit als Versuchsparameter bei den in Abschnitt 6 durchgeführten Versuchsreihen.

Aus den Erschütterungsmessungen, die mit Beschleunigungssensoren bzw. Geophonen durchgeführt wurden, können mit Hilfe der Fouriertransformation die Frequenzspektren berechnet werden. Die Frequenzspektren wiederum bilden die Grundlage für die Anregungsfrequenz der zyklisch-dynamischen Beanspruchung der Elementversuche. Aus diesem Grund werden im Folgenden Ergebnisse von Schwinggeschwindigkeitsmessungen in Schienenverkehrswegen dargestellt.

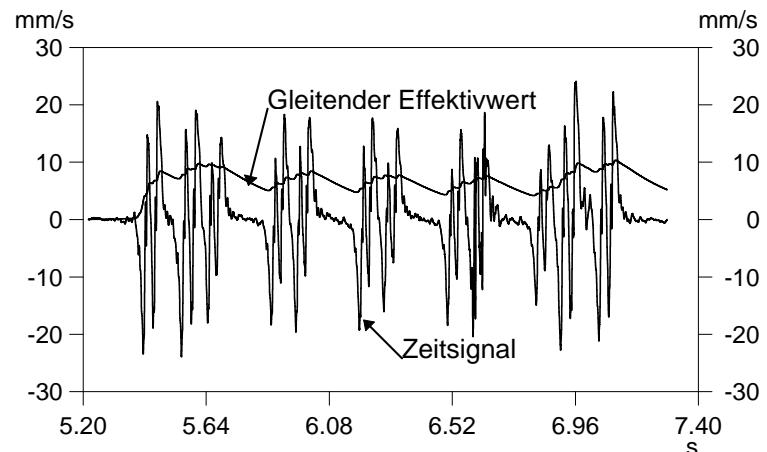
Größe und Verlauf der Schwinggeschwindigkeit kann in die in Abschnitt 4.2 angeführten Themenbereiche untergliedert werden.

4.3.2 Zeitlicher Verlauf der Schwinggeschwindigkeit

Die Erschütterungen, die im Verkehrsweg infolge der Wellenausbreitung bei einer Zugüberfahrt auftreten, können mit Hilfe von Geophonen bzw. Beschleunigungssensoren sowie speziellen Wegsensoren aufgenommen und grafisch dargestellt werden. Ein Beispiel für die grafische Darstellung eines Schwinggeschwindigkeitssignals im Zeitbereich ist in Bild 4.8 abgebildet. Die Überfahrt der einzelnen Drehgestelle und Achsen spiegeln sich im Schwingungssignal wider. Zwischen den Drehgestellen eines Wagens verlaufen die Untergrundschwingungen nahezu gegen Null. Eine Zugüberfahrt kann somit als Folge singulärer Ergebnisse angesehen werden.

Bild 4.8:

Beispiel für maximale und effektive Schwinggeschwindigkeit im Zeitbereich



4.3.3 Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit des Zuges

Steigende Zuggeschwindigkeiten gehen mit erhöhten Schwinggeschwindigkeiten einher. Im Gegensatz zur Druckspannung, die erst ab einer entsprechenden Überfahrgeschwindigkeit gegenüber der ruhenden Beanspruchung sichtbar ansteigt, nimmt die Schwinggeschwindigkeit über den gesamten Geschwindigkeitsbereich des Zuges kontinuierlich zu (Bild 4.9).

Auf der Grundlage von Messergebnissen der Schnellfahrstrecke Hannover-Würzburg stellte *Rumpf et al. (1996)* einen linearen Zusammenhang zwischen der resultierenden effektiven Schwinggeschwindigkeit $v_{res,eff,SU}$ an Schwellenunterkante (SU) und der Zuggeschwindigkeit fest.

$$v_{res,eff,SU} = \kappa \cdot V_{Zug} \quad [\text{mm/s}] \quad (4.1)$$

mit:

$v_{res,eff,SU}$ Resultierende effektive Schwinggeschwindigkeit an Unterkante Schwelle (SU), resultierend bedeutet Summenvektor aus x-, y- und z- Richtung

κ empirische Konstante in der Größenordnung von 0,1 - 0,2 bei Schotteroberbau

V_{Zug} Fahrgeschwindigkeit des Zuges [km/h]

Aktuelle Messergebnisse zeigen, dass der lineare Zusammenhang nach Gleichung (4.1) die im Unterbau-/Untergrund auftretenden Schwinggeschwindigkeiten bei höheren Zuggeschwindigkeiten unterschätzt. Der Anstieg der Schwinggeschwindigkeit mit zunehmender Fahrgeschwindigkeit kann nach Bild 4.9 als überproportional beschrieben werden, wobei der Verlauf

unabhängig von der Oberbauart ist. Die Schwinggeschwindigkeit $v_{res,eff,SU}$ kann auf Grundlage dieser Messergebnisse mit einer Exponentialfunktion beschrieben werden,

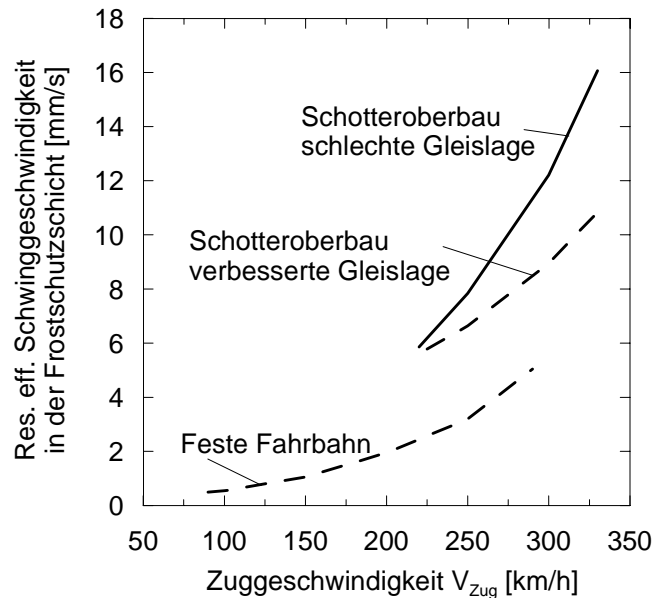
$$v_{res,eff,SU} = \kappa_1 \cdot \exp(\kappa_2 \cdot V_{Zug}) \quad [\text{mm/s}]. \quad (4.2)$$

mit:

		gute Gleislage	schlechte Gleisl.	Feste Fahrbahn
κ_1	Konstante, etwa	0,9	0,9	0,2
κ_2	Konstante, etwa	0,0075	0,009	0,011

Bild 4.9:

Resultierende effektive Schwinggeschwindigkeit in der FSS in Abhängigkeit von der Zuggeschwindigkeit unterschiedlicher Oberbausysteme, nach *Rehfeld (2000)*

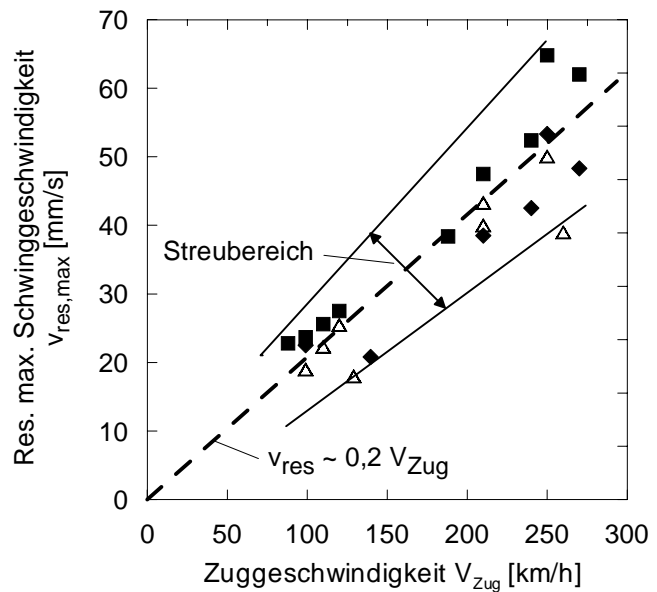


Die nach Gleichung (4.1), (4.2) und (4.3) berechneten Schwinggeschwindigkeiten stellen Mittelwerte gemessener Bandbreiten dar. Die Streuungen der gemessenen maximalen Schwingungen können erheblich sein (Bild 4.10). Bei den bewerteten Erschütterungssignalen, den Effektivwerten, ist die Streuung wesentlich geringer. Prognosen der Erregungsgrößen lassen sich somit zutreffender aufstellen.

Bild 4.10:

Bandbreiten resultierender maximaler Schwinggeschwindigkeiten an UK Schwelle der NBS

Hannover-Würzburg, nach *Wittke et al. (1998)*

**4.3.4 Abbau der Schwinggeschwindigkeit über der Tiefe**

Mit zunehmender Tiefe bzw. Entfernung von der Schienenoberkante nehmen die Schwinggeschwindigkeiten ab. Der Abbau der Amplitude der Schwinggeschwindigkeit mit der Tiefe ist auf die dämpfende Wirkung des Oberbaus sowie des Unterbaus zurückzuführen und kann ebenfalls näherungsweise mit einer Exponentialfunktion beschrieben werden, *Rumpf et al. (1996)*

$$v_{res,z} = v_{res,SU} \cdot \exp(-z/a) \quad [\text{mm/s}] \quad (4.3)$$

mit:

$v_{res,z}$ Resultierende Schwinggeschwindigkeit [mm/s] in der Tiefe z

z Tiefe z [m] unter Unterkante Schwelle

a Absorptionsfaktor [-] in der Größenordnung 2 bei Schotteroberbau und 5 bei Fester Fahrbahn

In Gleichung (4.3) muss die Schwinggeschwindigkeit $v_{res,SU}$ an Schwellenunterkante bzw. Unterkante Feste Fahrbahn bekannt sein.

Kempfert/Berner (1997) konnten bei verschiedenen Messungen, insbesondere unter einer Fester Fahrbahn eine stetige Abnahme der Schwinggeschwindigkeit nicht feststellen. Mit zunehmender Tiefe kam es bei einigen Messquerschnitten nach einer anfänglichen Abnahme

zum teilweisen Anstieg der Schwinggeschwindigkeit, was auf Schichtungen und Grundwasserhältnisse zurückgeführt wurde.

4.3.5 Einfluss der Oberbauart

Die Art des Oberbaues hat auf die Amplitude der Schwinggeschwindigkeit einen wesentlichen Einfluss. Dabei werden nicht nur zwischen den Oberbausystemen Feste Fahrbahn und Schotteroberbau Unterschiede festgestellt. Konstruktive Maßnahmen am Schwelle-Schotter System können zur Reduktion der Amplitude der Schwinggeschwindigkeit im Unterbau und Untergrund beitragen. Eine Reduzierung der Schwingstärke hat eine geringere Mobilisierung kinematischer Kornbewegungen und damit geringere Setzungen der Schotter- bzw. Unterbau-/Untergrundschichten zur Folge.

In Bild 4.11b sind die Unterschiede im Setzungsverhalten der Schotterschicht verschiedenartig gedämpfter Schwellensysteme dargestellt. Die Setzungsdifferenz zwischen einer weich und einer hart besohnten Schwelle beträgt nach Bild 4.11b ca. 25 %. Je weicher die Schwellenbesohlung bzw. die elastische Zwischenlage zwischen Schiene und Schwelle, je stärker werden die Schwingungen gedämpft. Diese Schwingungsdämpfung reduziert das Setzungsmaß der Schotter- und Unterbau-/Untergrundschicht erheblich (Bild 4.11). Daraus lassen sich wesentliche Erkenntnisse für die Optimierung des Schotteroberbaus ableiten.

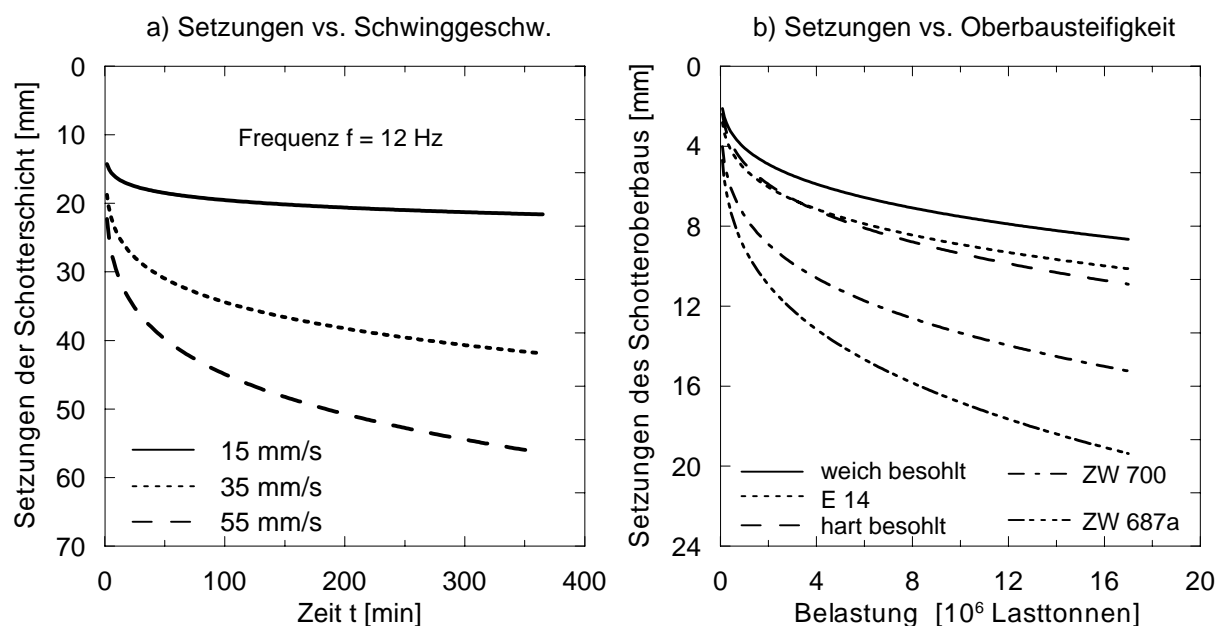


Bild 4.11: Setzungen der Schotterschicht unterschiedlich gedämpfter Schwellensysteme, nach Rehfeld (2000)

In Bild 4.11b sind unter ZW 687a, ZW 700 und E 14 polymere Zwischenlagen unterschiedlicher Steifigkeit zwischen Schiene und Schwelle zu verstehen.

4.4 Maßgeblicher Frequenzbereich bei Zugüberfahrt

4.4.1 Allgemeines

Aus den zuvor beschriebenen Zeitsignalen lassen sich mit Hilfe der Fouriertransformation Frequenzspektren aufstellen. Darin werden die maßgeblichen Anregungsfrequenzen bzw. Frequenzbereiche mit dominierenden Amplituden deutlich. Untersuchungen von *Rücker (1995)* ergaben zwei Hauptfrequenzbereiche im Schienenweg. Der erste Frequenzbereich, der ausschließlich von der Fahrgeschwindigkeit abhängig ist, wurde bis ca. 20 Hz definiert. Der zweite Bereich erstreckt sich von ca. 40 bis 100 Hz. Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass im niederfrequenten Bereich die statischen Radlasten und im höherfrequenten Bereich die beschleunigten Radsatzmassen in Bezug auf die dynamischen Kräfte dominieren.

In Tabelle 4.1 sind Frequenzen zusammengestellt, die sich rechnerisch bei einer Zugüberfahrt mit 300 km/h und den gegebenen Radsatz- und Drehgestellabständen eines ICE ergeben. Wie zu erkennen ist, liegen die aus der Zuggeschwindigkeit resultierenden Frequenzen vorwiegend im ersten Frequenzbereich.

Tabelle 4.1: Errechnete Frequenzen eines mit 300 km/h fahrenden ICE, Schwellenabstand 0,6 m

Betrachteter Zugbereich	Achsabstand / Frequenz		Drehgestellabstand / Frequenz	
	[m]	[Hz]	[m]	[Hz]
Triebkopf	3,00	27,80	11,46	7,27
Triebkopf/Wagen	5,02	16,59	7,82	10,65
Wagen	2,80	29,75	17,00	4,90
Wagen/Wagen	14,20	5,87	7,34	11,35

In der bodendynamischen Versuchspraxis stellt sich häufig die Frage, welche Frequenz für einen zyklisch-dynamischen Elementversuch bzw. Modellversuch anzuwenden bzw. welche Frequenz in welcher Tiefe unter dem Gleis oder Fundament dominierend ist? Hierzu hat *Jaup*

(1999) ein idealisiertes Modell auf der Grundlage dynamischer Druckspannungsmessungen abgeleitet. Bei diesem Modell wird die Frequenz aus der Idealisierung des Spannungsverlaufes in der Tiefe ermittelt. Dieser Modellansatz soll im Folgenden mit Hilfe von Frequenzspektren, die aus Beschleunigungsmessungen in verschiedenen Tiefen stammen, überprüft und ggf. modifiziert werden. Dafür wurden Beschleunigungsmessungen die im Rahmen des EU Forschungsprojektes *Eurobalt II* während der Hochtastphase an der NBS Hannover-Berlin aufgenommen wurden, ausgewertet.

4.4.2 Bewertung von Frequenzspektren der Hochtastphase an der NBS Hannover-Berlin

In der o. g. Messkampagne wurden vertikale Messquerschnitte am Schotteroberbau und Feste Fahrbahn eingerichtet. Mit den im Unterbau und Untergrund installierten Beschleunigungssensoren konnten die Schwingungsgrößen bei Zuggeschwindigkeiten von 160 km/h bis 330 km/h aufgenommen werden. Die über der Tiefe bei unterschiedlichen Überfahrgeschwindigkeiten ermittelten Zeitsignale liefern bei Transformation in den Frequenzbereich, Aussagen zu den maßgeblichen Frequenzen in Abhängigkeit von der Tiefe und der Zuggeschwindigkeit.

Zur Spezifizierung des Signalinhaltes einzelner Zugabschnitte wurden aus den aufgenommenen Zeitsignalen einer Zugüberfahrt einzelne Signalbereiche selektiert und in den Frequenzbereich transformiert (Bild 4.12). Vor der Transformation wurden die Zeitsignale zwischen 2 und 80 Hz bandpassgefiltert. Die Eigenfrequenz der verwendeten piezoelektrischen Beschleunigungssensoren liegt im kHz-Bereich, so dass im Gegensatz zu Geophonmessungen eine untere Filterfrequenz von 2 Hz erreicht werden konnte. Für die selektive Betrachtung wurden folgende Signalbereiche bewertet:

- einzelnes Drehgestell,
- Triebkopf,
- einzelner Wagen,
- Triebkopf und erstes Drehgestell des 1. Wagens und
- kompletter Zug.

Das Abtrennen der Signalebereiche sowie die anschließende Fast-Fourier-Transformation (FFT) erfolgte entsprechend Bild 4.12. In diesem Bild ist exemplarisch eine ICE-Überfahrt mit 280 km/h abgebildet. Es sind die Zeitsignale einer ganzen Zugüberfahrt und der Signalbereich „Triebkopf und erstes Drehgestell des ersten Wagens“ mit den dazugehörigen Frequenzspektren an Unterkante Schotterebene und in 4,0 m Tiefe dargestellt.

In den Frequenzspektren konnten mehrere Magnitudenpeaks identifiziert werden, wobei die in Tabelle 4.1 berechneten Anregungsfrequenzen in ihrer generellen Größenordnung wieder zu erkennen sind. Der visuelle Unterschied zwischen den Spektren des gesamten Zugsignals und denen der herausgeschnittenen Signalebereiche ist in der Frequenzschrittweite Δf der Fouriertransformation begründet.

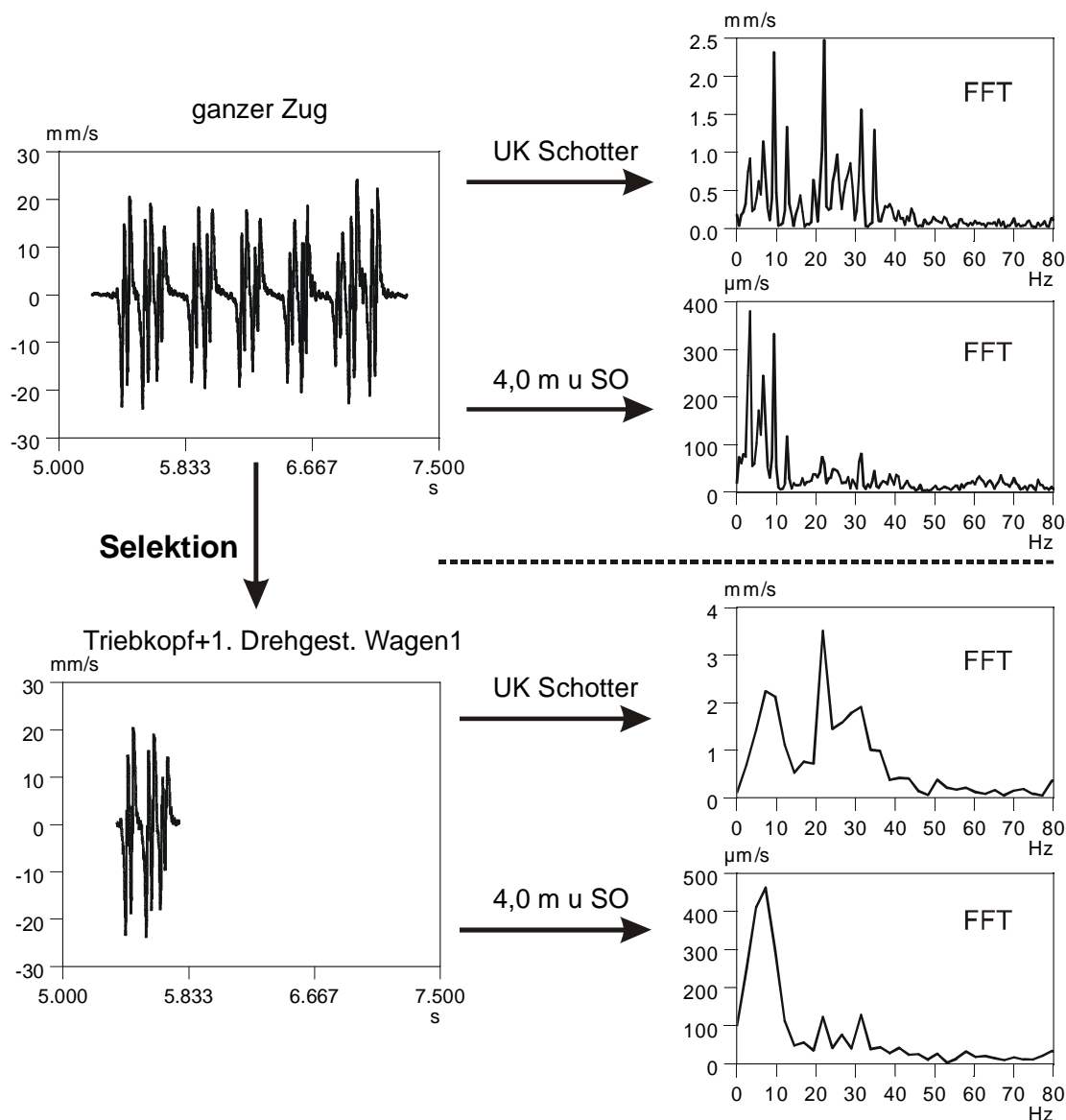
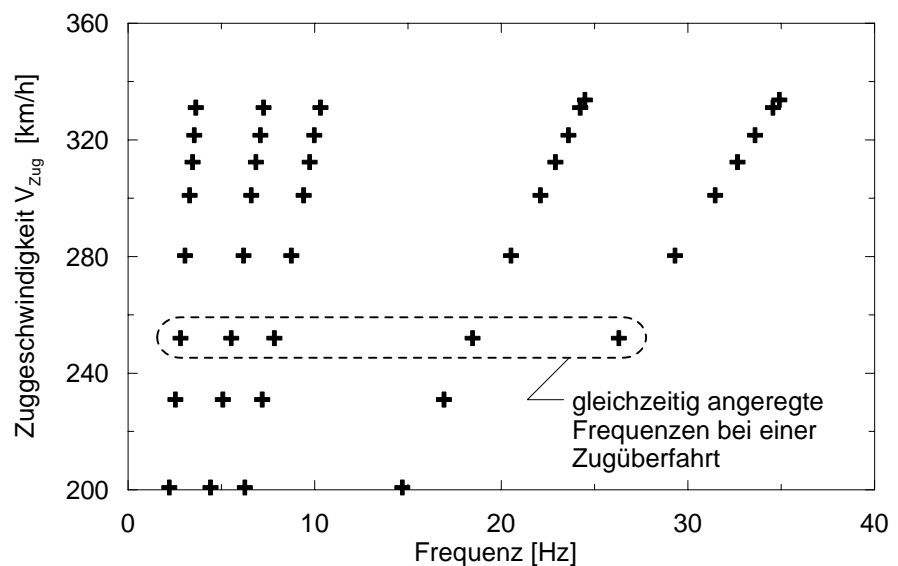


Bild 4.12: Beispiel einer Selektion von gemessenen Signalausschnitten und zugehörige Frequenzspektren, Zuggeschwindigkeit $V_{\text{Zug}} = 280 \text{ km/h}$, Schotteroberbau

In Bild 4.13 sind die in den Frequenzspektren nach Bild 4.12 ermittelten angeregten Frequenzen in Abhängigkeit von der Zuggeschwindigkeit dargestellt. Mit steigender Zuggeschwindigkeit nehmen die angeregten Frequenzen zu. Die geeigneten Messkurven in Bild 4.13 verdeutlichen diesen Zusammenhang. Die unterschiedlichen Symbole kennzeichnen die in der jeweiligen Zuggeschwindigkeit verschiedenen angeregten Frequenzen.

Beim Schotteroberbau sind dominierende Magnituden hauptsächlich in einem Frequenzbereich bis 25 Hz erkennbar (Bild 4.13). Beim Oberbausystem Feste Fahrbahn sind die dominierenden Magnituden in einem Frequenzbereich bis 10 Hz und ab ca. 40 Hz ablesbar (Bild 4.19).

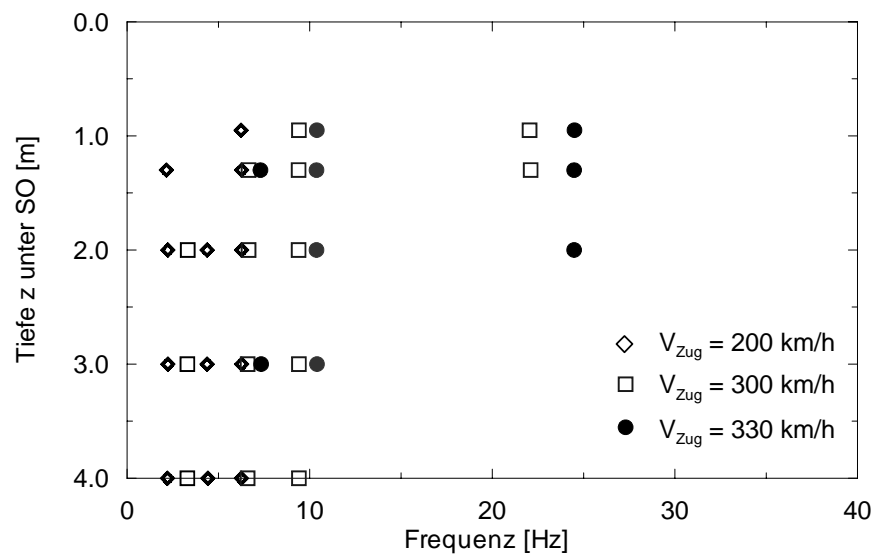
Bild 4.13:
Maßgebliche Anregungsfrequenzen einer ICE- Überfahrt in Abhängigkeit von der Zuggeschwindigkeit, Oberbausystem „Schotter“



Die von Jaup (1999) angenommene Abnahme der Anregungsfrequenz mit zunehmender Tiefe kann mit den vorliegenden Messergebnissen nicht bestätigt werden. Aus der in Bild 4.14 gezeigten Darstellung der angeregten Frequenzen in Abhängigkeit von der Tiefe ist kein Tiefeneinfluss erkennbar. Bis zu den in 4,0 m unter Schienenoberkante (SO) gemessenen Frequenzen sind nahezu keine Unterschiede festzustellen. Dieses Verhalten wird durch den vertikalen Verlauf der angeregten Frequenzen in den verschiedenen Tiefenlagen deutlich. Die Zuggeschwindigkeit hat somit auf die Tiefenunabhängigkeit der maßgeblichen Frequenzen keinen Einfluss, (Bild 4.14).

Bild 4.14:

Verlauf der durch Zugüberfahrt angeregten Frequenzen mit der Tiefe z



4.4.3 Zusammenfassung der Frequenzbewertung

Die aus den vorstehenden eigenen Beschleunigungsmessungen von der Hochtastphase der NBS Hannover-Berlin abgeleiteten Frequenzspektren sind mit den Messungen von *Rehfeld et al. (1996)* vergleichbar. Ausgenommen sind dabei Messpunkte, die unterhalb des Grundwasserspiegels liegen. Unterhalb des Grundwassers sowie im nahezu gesättigten Kapillarbereich wurden von *Rehfeld et al. (1996)* höhere Anregungsfrequenzen festgestellt. Es kann davon ausgegangen werden, dass es in den wassergesättigten Bereichen des Untergrundes aufgrund des höheren Überlagerungsdruckes sowie der höheren Wellengeschwindigkeit zu dieser Verschiebung der Anregungsfrequenzen kommt. Hierzu sind in Anlehnung an Abschnitt 4.3 noch weiterführende Untersuchungen mit definierten Randbedingungen notwendig.

Für Unterbau- und Untergrundbereiche, die im ungesättigten Zustand vorliegen, kann aus den vorstehenden Messergebnissen ein Frequenzbereich bis 25 Hz als maßgebend abgeleitet werden. Das System Feste Fahrbahn besitzt weitere maßgebliche Frequenzbereiche oberhalb 40 Hz. Vergleicht man die Frequenzspektren verschiedener Tiefenlagen, ist eine Abnahme der Magnitudenausschläge oberhalb 10 Hz in der Tiefe zu erkennen. Die tieferen Bodenschichten werden überwiegend im Frequenzbereich bis 10 Hz angeregt.

Daraus lässt sich für zyklisch-dynamische Element- und Modellversuche, bei denen die Zugbelastung im Unter- und Oberbau abbildet werden soll, eine harmonische Anregungsfrequenz in Abhängigkeit von der Zuggeschwindigkeit bis 10 Hz ableiten. Zyklisch-dynamische Untersuchungen des Schotters sowie der unterlagernden Frostschutzschicht (FSS) sollten zusätzlich mit Anregungsfrequenzen bis 25 Hz untersucht werden.

4.5 Belastungsschema für Element- und Modellversuche

4.5.1 Schotteroberbau

Nachfolgend sind für diese Arbeit näherungsweise zwei Belastungsschemen, getrennt nach zyklisch-dynamischer Spannung und Anregungsfrequenz, dargestellt. Dazu wurden die in den Abschnitten 4.2 und 4.4 angegebenen Literaturquellen und Messprojekte zusammengefasst.

Für das in Bild 4.15 entwickelte Nomogramm zur Bestimmung der zyklisch-dynamischen Spannung in Abhängigkeit von der Zuggeschwindigkeit und der Tiefe unter der Schwelle wurden zusätzlich die Messergebnisse von *Zacher/Reinecke (1996)* und *Javey (1999)* sowie Berechnungsergebnisse zur Schwellensohlspannung von *Göbel et al. (1996)*, *Stieber (1986)* und *Raad/Thompson (1979)* hinzugezogen.

Der Ableseschlüssel für die zyklisch-dynamische Spannung ist dem Nomogramm in Bild 4.15 zu entnehmen. Bei gegebener Zuggeschwindigkeit (a) wird eine Linie in vertikaler Richtung zur Geschwindigkeits-Spannungs-Kurve (b) gezogen. Anschließend wird diese Linie horizontal bis zur entsprechenden Tiefenkurve (c) verlängert und an der Abszisse die dazugehörige tiefenabhängige zyklisch-dynamische Spannung abgelesen (d). An der Ordinate kann direkt die zyklisch-dynamische Spannung an Unterkante Schwelle $\sigma_{dyn,SU}$ (e) abgelesen werden. Im Geschwindigkeitsbereich bis 150 km/h entspricht $\sigma_{dyn,SU}$ der aus dem UIC-Lastbild unter Berücksichtigung der Schienensteifigkeit nach *Göbel et al. (1996)* berechneten Spannung.

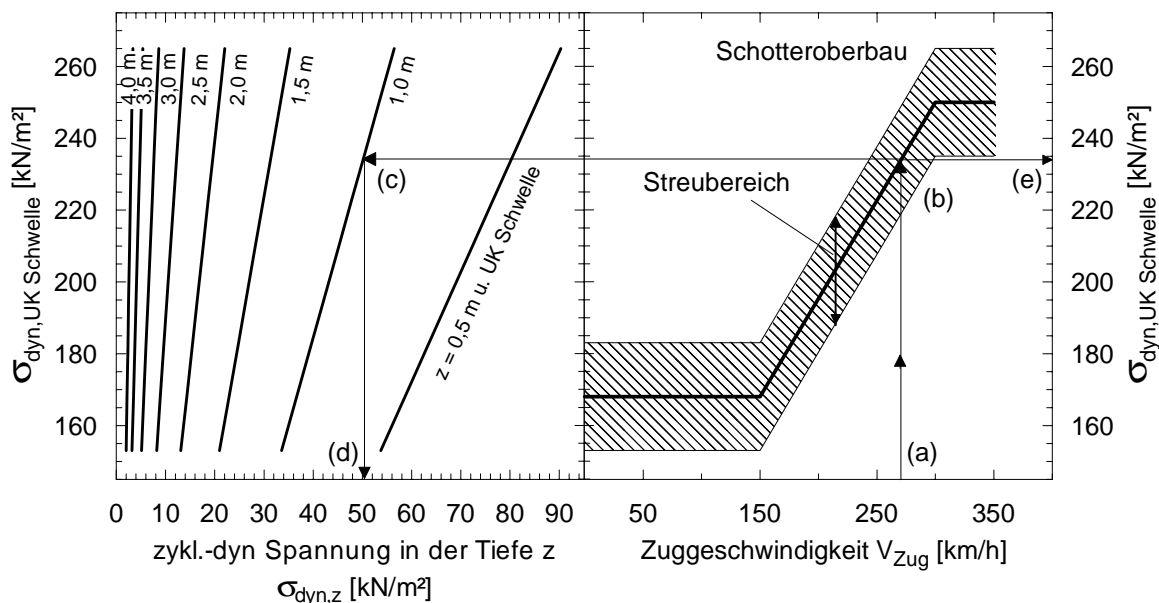


Bild 4.15: Entwickeltes Nomogramm zur Ermittlung der zyklisch-dynamischen Spannung im Unterbau und Untergrund von Schienenverkehrswegen mit Schotteroberbau bei Achslasten von 200 kN

Die in Bild 4.15 auf der linken Abszisse abzulesende Spannung $\sigma_{dyn,z}$ stellt die in der Tiefe z unter der Schwelle auftretende zyklisch-dynamische Spannung infolge Zugüberfahrt dar. Bei der Anwendung dieser Spannung für Element- und Modellversuche ist zu beachten, dass es sich bei dieser Spannung um die Doppelamplitude handelt. Im Anwendungsfall für quasi-statische Berechnungsmodelle ist die Berücksichtigung eines Lasterhöhungsfaktors nicht erforderlich. Die Lasterhöhung infolge Zuggeschwindigkeit ist im Nomogramm bereits enthalten.

In Bild 4.16 ist unter Anwendung des Nomogramms nach Bild 4.15 beispielhaft der Abbau der zyklisch-dynamischen Spannung infolge Zugüberfahrt für eine Geschwindigkeit von $V_{zug} = 300$ km/h abgebildet. Ebenfalls ist in Bild 4.16 der nach der Halbraumtheorie nach Fröhlich (1934) berechnete Spannungsverlauf dargestellt. In dieser Darstellung ist zu erkennen, dass unter Ansatz einer gleichen Sohlspannungsverteilung unter der Schwelle die Spannungen auf der Grundlage der elastischen Halbraumtheorie schneller abklingen. Für Setzungsprognosen liegt somit die Spannungsermittlung nach der Halbraumtheorie auf der unsicheren Seite.

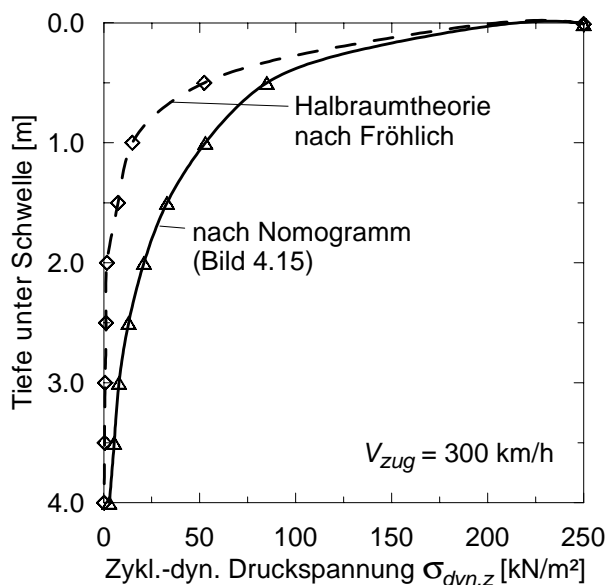


Bild 4.16:

Spannungsverlauf in der Tiefe unter der Schwelle nach Nomogramm (Bild 4.15) sowie der elastischen Halbraumtheorie für $V_{zug} = 300$ km/h bei Schotteroberbau

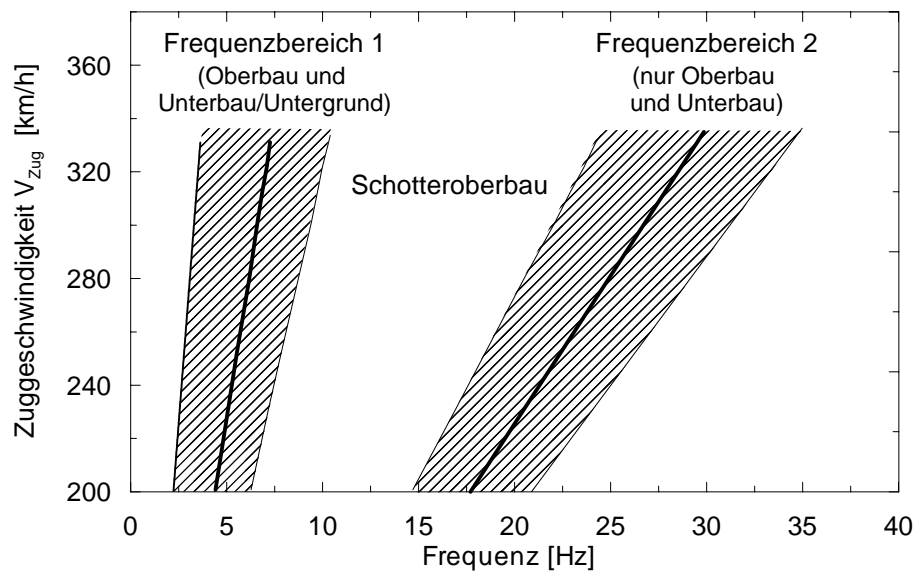
Die Ableitung der in Element- und Modellversuchen aufzubringenden maßgeblichen Anregungsfrequenz kann nach Bild 4.17 erfolgen. Darin wird die Anregungsfrequenz wiederum in Abhängigkeit von der Zuggeschwindigkeit angegeben, wobei die für den Schotteroberbau markanten Anregungsfrequenzen in zwei Frequenzbereiche untergliedert werden. Die gekennzeichneten Bereiche stellen keine Streuungen dar. Je nach Zugart und Zustand werden mehrere Frequenzen in den dargestellten Frequenzbereichen angeregt. Aus diesem Grund sollten bei der Bestimmung der entsprechenden Frequenz Parallelen zu den angegebenen Bereichsgrenzen gezogen werden. Für Untersuchungen, zu denen keine Frequenzspektren einer

gegebenen Zugüberfahrt vorliegen, wird die Verwendung der in Bild 4.17 eingetragenen dick gezeichneten Linien empfohlen.

Der angegebene zweite Frequenzbereich sollte nur für Untersuchungen an Gleisschotter bzw. Unterbaumaterial verwendet werden. In den tieferliegenden Untergrundschichten wurden bei dem in Abschnitt 4.4.2 untersuchten Messprojekt in diesem zweiten Frequenzbereich nur noch geringfügige Magnituden festgestellt, so dass dieser Frequenzbereich für den Untergrund als nicht maßgebend angesehen wird.

Eine wesentliche Tiefenabhängigkeit konnte beim Messprojekt Hannover-Berlin nicht festgestellt werden und ist daher in Bild 4.17 und Bild 4.19 nicht enthalten.

Bild 4.17:
Empfohlene Anregungsfrequenzen f_{AN} für Element- und Modellversuche zum Oberbausystem „Schotter“



4.5.2 Feste Fahrbahn

Für das Feste Fahrbahnsystem lassen sich ebenfalls Nomogramme für die Ermittlung der zyklisch-dynamischen Spannung in der Tiefe sowie der maßgeblichen Frequenzbereiche ableiten. Grundlage bilden auch hier die in den Abschnitten 4.2 und 4.4 aufgeführten Messergebnisse und Literaturquellen. Darüber hinaus wurden Berechnungsergebnisse von *Leykauf (1997)* für die rechnerische Ermittlung der zyklisch-dynamischen Spannung hinzugezogen. Für das Nomogramm in Bild 4.18 gilt der gleiche Ableseschlüssel wie für Bild 4.15.

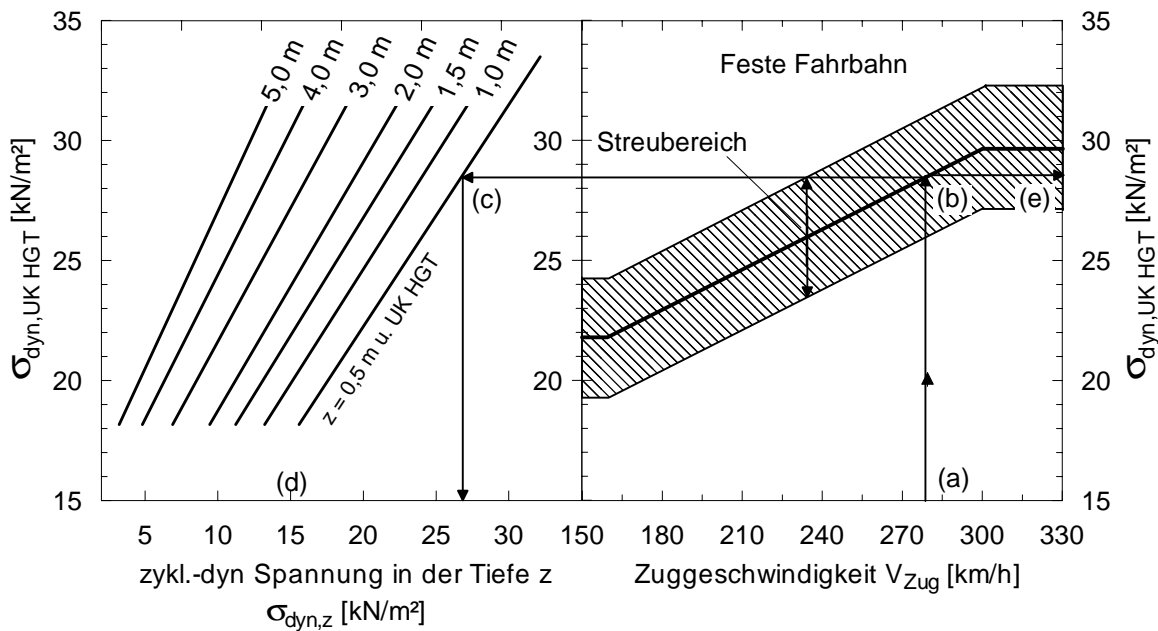


Bild 4.18: Entwickeltes Nomogramm zur Ermittlung der zyklisch-dynamischen Spannung im Unterbau und Untergrund von Schienenverkehrswegen für das Oberbausystem Feste Fahrbahn bei Achslasten von 200 kN

Bezüglich der maßgeblich angeregten Frequenzbereiche wird beim Oberbausystem Feste Fahrbahn der Frequenzbereich bis ca. 10 Hz sowie ein zweiter Frequenzbereich zwischen 35 und 70 Hz angeregt. Dieser zweite Frequenzbereich ist im Gegensatz zum ersten erheblich von der Zuggeschwindigkeit abhängig, (Bild 4.19). Eine erkennbare Tiefenabhängigkeit der Anregungsfrequenzen ist auch beim Feste Fahrbahn System nicht gegeben.

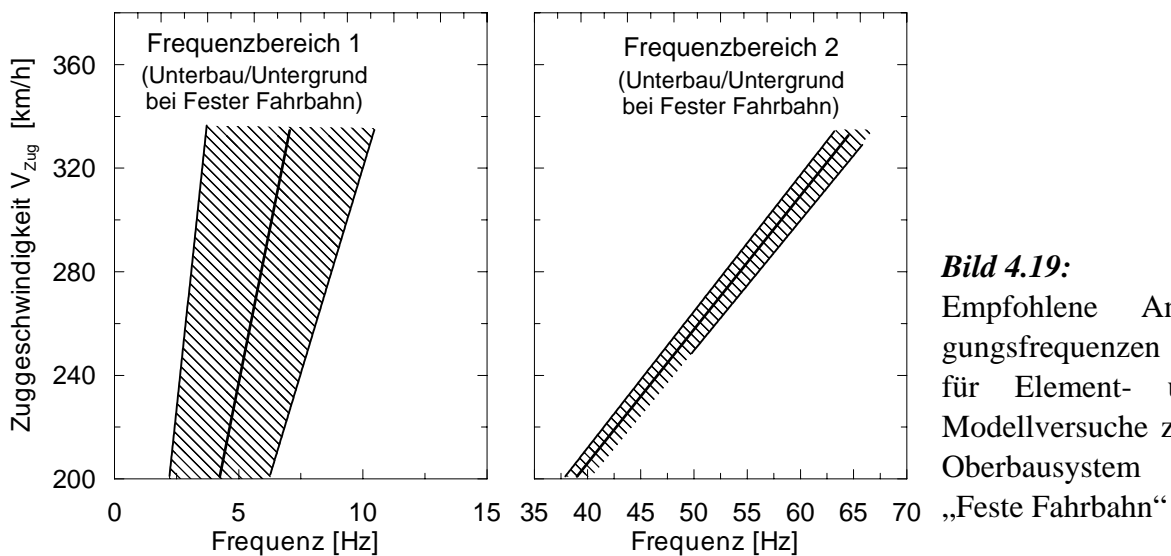


Bild 4.19: Empfohlene Anregungsfrequenzen f_{AN} für Element- und Modellversuche zum Oberbausystem „Feste Fahrbahn“

5 Entwicklung einer Versuchseinrichtung zur kombinierten Bestimmung zyklisch-dynamischer Materialparameter

5.1 Allgemeines

Aufgrund der Zielrichtung dieser Arbeit war es notwendig, ein Versuchsgerät zu entwickeln, mit welchem dynamische Materialparameter sowie das Langzeitverhalten nichtbindiger Böden und Schotter gleichzeitig untersucht werden konnte. Damit sollte das Materialverhalten über eine zyklisch-dynamische Belastungsgeschichte beobachtet werden. Nach einer Bewertung der verschiedenen bodendynamischen Versuchstechniken - z. B. Resonant-Column- (Hohl- und Vollproben) und Rütteltischversuch, Torsionsscher-, Simple-Scher- und zyklisches Triaxialgerät, wurde für die Neuentwicklung die Kombination von zyklischem Triaxial- und Resonant-Column-Versuch gewählt. Dies wird wie folgt begründet:

- a) Im zyklischen Triaxialversuch können Langzeitbeanspruchungen mit Variation der Seitenspannung, der Spannungsamplitude und der Belastungsfrequenz geprüft werden. Dabei ist neben der Untersuchung des Langzeit-Dehnungsverhaltens die Ermittlung des dynamischen E-Moduls in Form eines Sekantenmoduls und der Materialdämpfung aus der axialen Spannung-Dehnungs-Hysterese möglich.
- b) Die dynamischen Parameter für dynamisch relevante Fragestellungen, wie Schubmodul, dynamischer Elastizitätsmodul und Dämpfung können im Resonant-Column-Versuch (RC-Versuch) sehr genau bestimmt werden. Ein weiterer Vorteil des RC-Versuches mit dynamischer Tordierung ist die reine Scherbeanspruchung der Probe. Die daraus eindeutig ermittelbare Scherwellengeschwindigkeit V_S steht in direktem Zusammenhang mit dem Schubmodul.

Die Kombination beider Versuchstechniken ist insofern unproblematisch, da jeweils zylinderförmige Proben verwendet werden. Im Weiteren wird dieser Versuchsstand mit CTRC (*Combined cyclic Triaxial and Resonant-Column test device*) bezeichnet.

5.2 Dimensionierung der zyklischen und dynamischen Belastungseinrichtung

5.2.1 Grundlagen und Probengröße

Die Dimensionierung der zyklischen Belastungseinrichtung des CTRC-Gerätes wurde hauptsächlich von dem erforderlichen Spannungs- und Frequenzbereich sowie dem Probendurch-

messer bestimmt. Die Auslegung der dynamischen Belastungseinrichtung ist von der erreichbaren Scherdehnung abhängig. Je größer die Scherdehnung, desto größer das erforderliche Torsionsmoment. Beide Belastungseinrichtungen mussten daher auf die erforderliche Probengröße abgestimmt werden.

Die Größe der Versuchsprobe ist abhängig vom Korndurchmesser des zu untersuchenden Materials. Der Versuchsstand wurde für die maximale Korngröße von Gleisschotter 22,4/63 ausgelegt. Ein entsprechendes Schottermaterial hat ein Größtkorn von 63 mm und einen mittleren Korndurchmesser von 44 mm. Der gewählte Probendurchmesser von 500 mm entspricht etwa dem 8-fachen des Größtkorns bzw. dem 11-fachen des mittleren Korndurchmessers und kann damit als ausreichend angesehen werden. Unabhängig davon können aber auch gemischtkörnige und in begrenztem Umfang auch bindige Böden untersucht werden.

Die Krafteinleitung der Tordierung um die Längsachse bedingt eine Schubverzahnung zwischen den Endplatten und der Probe. Aus diesem Grund konnte beim kombinierten Gerät eine Endflächenschmierung der Triaxialversuche nicht vorgenommen werden. Die Probenhöhe wurde mit 1000 mm festgelegt, was einem Verhältnis $h/d = 2$ entspricht.

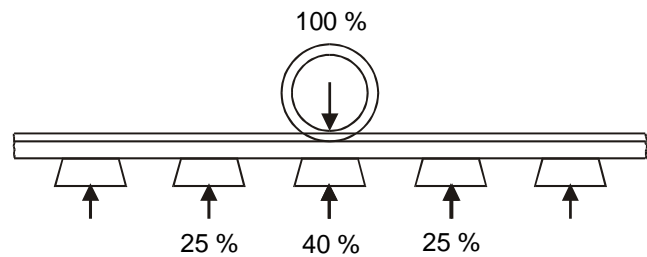
5.2.2 Zyklische Belastungseinrichtung

Für die Dimensionierung der zyklischen Belastungseinrichtung wurden in situ Messungen an Schienenverkehrswegen herangezogen. Eine zusammenfassende Betrachtung gemessener Beanspruchungsgrößen im Bereich von Schienenwegen enthält Abschnitt 4.

Die Druckspannungen im Bereich der Schotterschicht können aufgrund der Korngeometrie der Schotterkörner in situ nicht zutreffend gemessen werden. Sie müssen aus den Kenntnissen der Kraftabtragung vom Rad über Schiene und Schwelle abgeleitet werden. Ausgehend von den gemessenen Schwellenkräften des o. g. Messprojektes berechnet sich die auf der Oberkante der Schotterschicht wirkende Spannung bei einer wirksamen Schwellenfläche $A_S = 5460/2 \text{ cm}^2$ zu $\sigma_{Schw} = 183 \text{ kN/m}^2$. Legt man für die Bemessung das UIC-Lastbild mit einer Achslast von 250 kN zugrunde und berücksichtigt die Lastverteilung auf die Nachbarschwellen entsprechend Bild 5.1, erhält man eine rechnerische Gesamtschwellenkraft von $250 \text{ kN} \cdot 40 \% = 100 \text{ kN}$. Die maximale Sohlspannung auf Oberkante Schotterschicht ergibt sich somit auch hier zu $\sigma_{Schw} = 183 \text{ kN/m}^2$. Daraus ergibt sich für den gewählten Probendurchmesser von 500 mm eine erforderliche zyklische Axialkraft von 35,5 kN.

Bild 5.1:

Lastverteilende Wirkung der Schiene, nach *Hettler (1987)*



Entsprechend Abschnitt 4 befindet sich ein maßgeblicher Frequenzbereich zwischen 4 und 10 Hz. Aber auch bei 16 - 24 Hz und 30 - 36 Hz sind in den Frequenzspektren erhebliche Magnitudenausschläge zu beobachten.

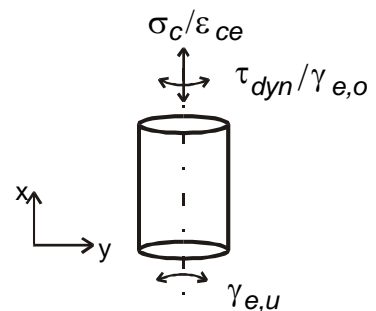
Anhand dieser Überlegungen wurde die axiale zyklische Belastungseinrichtung mit einer maximalen Lastamplitude von 40 kN (entspricht max. $\sigma = 203,7 \text{ kN/m}^2$ in der Probe) und einer möglichen Lastwechselfrequenz bis max. 35 Hz ausgelegt.

5.2.3 Dynamische Belastungseinrichtung

Ausgehend von den Empfehlungen der *ASTM STANDARDS (1981)* erfolgt die dynamische Tordierung der zylindrischen Probe mittels elektrodynamischer Shaker. Der generelle Versuchsaufbau entspricht einem Resonant-Column-Versuch vom Typ free-free, (Bild 5.2). Free-free bedeutet die drehfreie Lagerung der Probe an Kopf- und Fußpunkt.

Bild 5.2:

Resonant-Column-Probe mit Torsionsfreiheitsgraden an Fuß- und Kopfpunkt



Die Größe des Schubmoduls wird maßgeblich von der Größe der Scherverformung beeinflusst. Gleisschotter besitzt entsprechend Abschnitt 3 bei Scherdehnungen von $\gamma_e < 10^{-4} \%$ einen konstanten Schubmodul. Dieser nimmt mit zunehmender Scherdehnung ab und ist bei $\gamma_e = 10^{-1} \%$ noch etwa halb so groß.

Die dynamische Erregerkraft zur Auslenkung der Probe sollte für realistische Scherdehnung bemessen sein. Für die Dimensionierung wurden im Vorfeld numerische Simulationen sowie experimentelle Vorversuche mit einer im Maßstab 1:1 dimensionierten Schotterprobe durch-

geführt. Dabei wurden die Materialparameter, Schubmodul und Dämpfung, aus *Prange (1981)* entnommen.

Die Berechnung ergab bei einem Schubmodul $G = 100 \text{ MN/m}^2$ und einer Shakerkraft von 1 kN eine Scherdehnung von $\gamma_e = 0,12 \%$ und bei einer Shakerkraft von 0,1 kN eine Scherdehnung $\gamma_e = 0,012 \%$. Vergleicht man die berechneten Scherverformungen mit den Angaben nach *Studer/Koller (1997)* für den Scherverformungsbereich bei verkehrserregter Beanspruchung, so ist eine Anregungskraft von 0,1 kN bei einem Hebelarm von 1,0 m ausreichend.

5.3 Konstruktion und Aufbau des zyklisch - dynamischen Versuchsgerätes

5.3.1 Triaxialer Versuchsaufbau

Der grundsätzliche Versuchsaufbau des CTRC-Gerätes entspricht dem eines herkömmlichen statischen Triaxialversuches. Zusätzlich kann die hydraulische Belastungseinrichtung über ein Servoventil zyklisch gesteuert werden. Der Versuchsaufbau ist in Bild 5.3 und Bild 5.4 zu erkennen.

Die Kraftübertragung vom Zylinder zur Probe erfolgt über eine 50 cm lange Kolbenstange, welche auf einer Länge von 20 cm durch eine Linearkugelbüchse zwangsgeführt wird. Diese Führung ist notwendig, um das Verkanten der Kopfplatte zu verhindern. Zusätzlich wurde zwischen Kopfplatte und Kolbenstange eine Kraftmessdose (50 kN) angeordnet, um die tatsächlich in die Probe eingeleiteten Kräfte zu messen.

Gewöhnlich wird bei Triaxialversuchen die Stützspannung nach Einbau der Probe in einer flüssigkeitsgefüllten Druckzelle aufgebracht. Für die dynamische Tordierung würden sich daraus erhebliche technische Probleme bezüglich der Anordnung der Shaker ergeben. Daher wurde die Seitenspannung σ_3 mit Hilfe eines Vakuums erzeugt. Das Probenmaterial ist dabei von einer Latexmembran seitlich umhüllt, welche luftdicht mit Kopf- und Fußplatte verbunden ist. Die theoretisch maximale Seitenspannung σ_3 beträgt etwa 100 kN/m^2 und ist für Elementversuche zur Untersuchung von Ober- und Unterbau sowie den obersten Schichten des Untergrundes von Verkehrswegen ausreichend.

Der Vorteil einer druckzellenlosen Triaxialanlage ist in der direkten Umfangmessung zur Volumenbestimmung zu sehen. Die Volumenmessung stellt gerade bei nicht gesättigten Bo-

denproben eine messtechnische Schwierigkeit dar. Durch die freie Zugänglichkeit der Probe war die problemlose und einfache Anordnung von Messbandagen an der Membrane möglich.

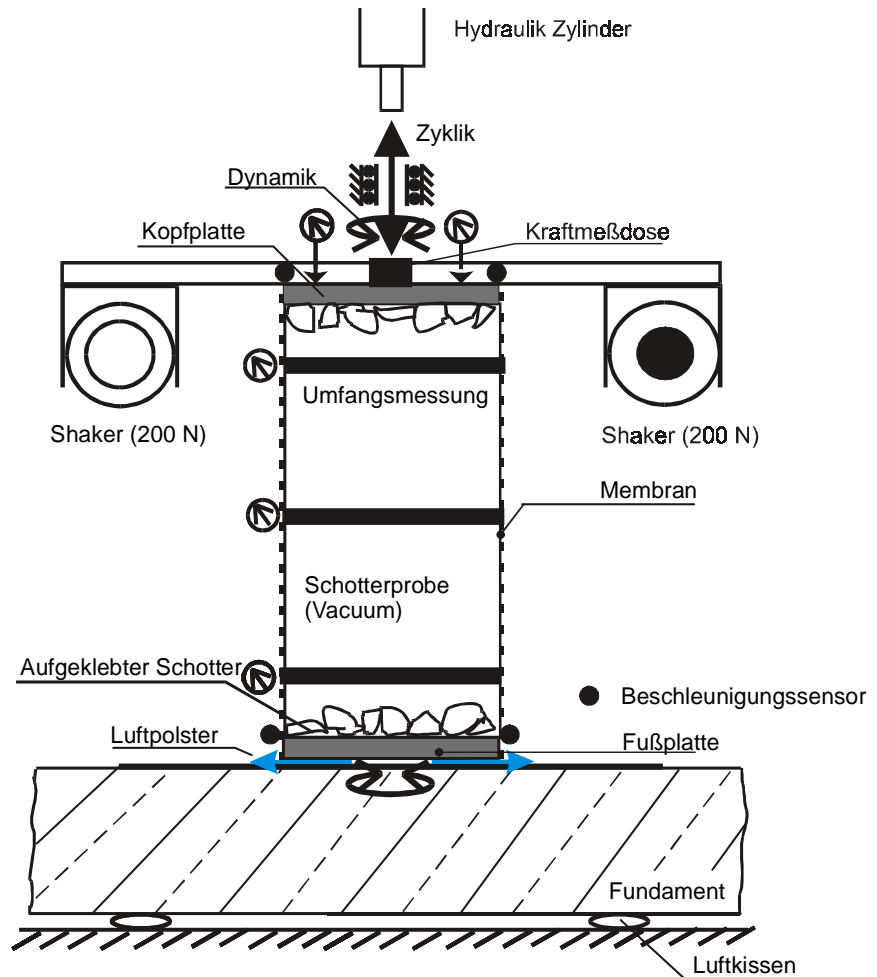


Bild 5.3:
Schematische Darstellung des CTCR-Versuchsstandes mit Messeinrichtungen



Bild 5.4:
CTCR-Versuchsstand

5.3.2 Resonant-Column-Versuchsaufbau

Die dynamische Krafteinleitung erfolgt am Kopf der Probe. Die dafür erforderlichen elektrodynamischen Shaker sind schlupffrei über biegesteife Hebelarme mit der Kopfplatte verbunden, (Bild 5.3). Zur Einleitung der Torsionskraft wird die Kopfplatte mit dem nichtbindigen Boden bzw. dem Schotter verklebt. Als Klebstoff kam ein Zweikomponenten Gießharz zur Anwendung, welcher zusätzlich mit Gesteinsmehl als Zuschlagstoff gemischt wurde. Die Rezeptur des Klebstoffgemisches wurde im Hinblick auf nachfolgende Eigenschaften durch Vorversuche abgestimmt:

- bei der Probenherstellung darf das Klebstoffmaterial nicht in die Probe sickern, da sonst die Untersuchungsergebnisse verfälscht werden (kein Haufwerk sondern eine monolithische Säule);
- die Verbundeigenschaft des Klebstoffgemisches muss wesentlich größer als die auftretenden Scher- und Kornbruchkräfte sein;
- die Steifigkeit der ausgehärteten Klebeschicht muss deutlich über der des zu untersuchenden Materials liegen. Es darf zu keinen nennenswerten Verzerrungen in der Klebeschicht bei Torsionsbeanspruchung kommen.

In Bild 5.5 ist die Bruchfläche eines von der Kopfplatte nach Versuchsende entfernten Schotterkornes abgebildet. Die mit der Kopfplatte verklebten Steine konnten nach Versuchsende nur mit erheblichem Kraftaufwand entfernt werden. In Bild 5.5 ist die frische Bruchfläche am Gesteinskorn sowie eine dünne Gesteinsschicht an der Klebschicht zu erkennen. Daraus ist abzuleiten, dass die Kornbruchkräfte kleiner als die Adhäsionskräfte zwischen Gestein und der Klebeschicht sind.



Bild 5.5:

Bruchfläche eines von der Kopfplatte nach Versuchsende entfernten Granitschotterkornes

Um eine am Fußpunkt reibungsarm um die Drehachse gelagerte Probe herzustellen, wird bei verschiedenen RC-Geräten die Probe auf einem Kugellager geführt. Von dieser Konstruktion wurde beim oben beschriebenen Versuchsstand Abstand genommen. Die zum Teil hohen Axialkräfte während der zyklischen Versuchsphase würden zu einem erheblichen Verschleiß bzw. Bruch der Lager führen. Eine dauerhaft reibungsarme Probenführung ist unter diesen Randbedingungen nicht gegeben.

Die Lösung der reibungsfreien Fußpunktlagerung bestand in einem Luftfilm, der zwischen Fußplatte und Fundament erzeugt wird. Dieser Luftfilm hebt die Fußplatte mit der Probe um einige zehntel Millimeter an, so dass diese auf einem Luftpolster schwebt, wobei ein Zentrierdorn in der Mitte der Fußplatte das seitliche Ausweichen der Probe verhindert, (Bild 5.3 und Bild 5.4). Hierzu wurde die Fußplatte mit einem hohen Ebenheitsmaß an ihrer Unterseite gefertigt und eine spezielle Gleitschicht auf dem Fundament mit ebenfalls hoher Ebenheit hergestellt. Eine pneumatische Vorrichtung innerhalb der Fußplatte lässt einen Luftstrom zwischen der Fußplatte und der Gleitschicht abströmen.

Zur Vermeidung der messtechnischen Erfassung von Fremdschwingungen benachbarter Versuchseinrichtungen über den Hallenfußboden und das Fundament des CTCRC-Gerätes wurde der gesamte Versuchsstand während der RC-Versuchsphase über Druckluftkissen vom Hallenboden entkoppelt.

5.4 Messtechnische Ausrüstung

Die messtechnische Ausrüstung des Versuchsstandes besteht aus zwei unabhängig voneinander arbeitenden Messsystemen. Ein Messsystem dient der Erfassung der plastischen und elastischen Axial- und Querdehnungen während der zyklischen Beanspruchung, ein zweites Messsystem zur Registrierung des dynamischen Erregungs- und Antwortverhaltens, (Bild 5.3).

Während der zyklischen Versuchsphase werden die axialen Dehnungen, die Querdehnungen und die zyklische Kraft an der Oberkante der Probe gemessen. Die Aufnahme der axialen Dehnungen erfolgt über drei induktive Wegaufnehmer am Kopf der Probe. Die Querdehnungen wurden mit einer speziell entwickelten Umfangsmesseinrichtung auf elektrischer Widerstandsbasis in 5 Höhenlagen der Probe gemessen.

Die Qualität zyklischer Messungen hängt entscheidend von der Abtastfrequenz der Datenaufnahme ab. Eine zu geringe Abtastfrequenz erfasst den Kurvenverlauf nicht korrekt und es

kommt zu Fehlinterpretationen bei der Auswertung, (Bild 5.6). Insbesondere bei der Bestimmung des dynamischen E-Moduls haben „verstümmelte“ Weg- und Kraftsignale gravierende Auswirkungen. Testmessungen haben gezeigt, dass eine effektive Abtastfrequenz f_A mit ca. 50 Messdaten je Zyklus notwendig ist, um eine genaue Bestimmung des dynamischen Sekantenmoduls vornehmen zu können.

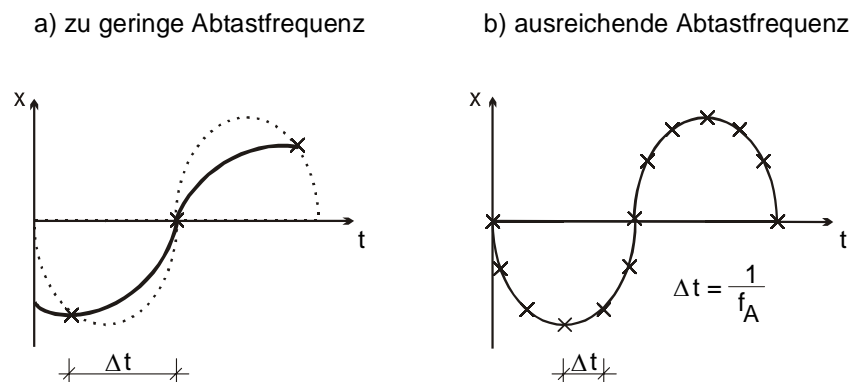


Bild 5.6:
Reproduzierbarkeit
von Messsignalen

Die dynamische Torsionsanregung der Versuchssproben erfolgt in Resonanz, damit sich ausreichende Scherverformungen zur Bestimmung des Schubmoduls und der Dämpfung einstellen. Aufgrund der geringen Verformungen und der gleichzeitig hohen Erregerfrequenzen (ca. 20 - 100 Hz) ist die Verwendung von induktiven Wegaufnehmern nicht mehr möglich. Für diese Messungen wurden seismische Beschleunigungssensoren verwendet. Das entsprechende Wegsignal wurde anschließend durch Doppelintegration nach der Zeit berechnet. Die Abtastfrequenz der Beschleunigungssensoren betrug 10 kHz.

5.5 Kalibrier- und Testphase der Resonant-Column Versuchseinrichtung

Die dynamische Testphase bestand aus der Kalibrierung des Versuchstandes und dem Abgleich der Sensorik. Die Kalibrierung war notwendig, um das Massenträgheitsmoment der Kopfplatte zu bestimmen. Die Massenträgheitsmomente von Kopfplatte und Probe werden zur Berechnung des Schubmoduls benötigt und besitzen einen entscheidenden Einfluss auf dessen Größe, siehe Gleichung (5.1), (5.2) und (5.3).

$$G = \rho \cdot V_S^2 \quad (5.1)$$

$$G = \rho \cdot \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot f_R \cdot l}{\alpha} \right)^2 \quad (5.2)$$

mit:

- ρ Dichte der Probe
- V_S Scherwellengeschwindigkeit
- l Höhe der Probe
- f_R Resonanzfrequenz
- α Eigenwert der Versuchseinrichtung mit Probe

Der Eigenwert α berechnet sich für den Versuchsaufbau entsprechend der Eigenwertgleichung (5.3). Er spiegelt das Verhältnis der Massenträgheitsmomente der Probe zum Antriebskopf und der Fußplatte wieder.

$$\alpha \cdot \tan \alpha - \frac{J_P^2}{J_F \cdot J_K} \cdot \frac{\tan \alpha}{\alpha} = \frac{J_P}{J_K} + \frac{J_P}{J_F} \quad (5.3)$$

mit:

- J_P Massenträgheitsmoment der Probe
- J_K Massenträgheitsmoment des Antriebskopfes
- J_F Massenträgheitsmoment der Fußplatte

Die Massenträgheit der Probe lässt sich aufgrund der zylindrischen Form ohne weiteres berechnen. Beim Antriebskopf dagegen ist das Massenträgheitsmoment rechnerisch nur sehr schwer zu erfassen und wurde für den CTTC-Versuchsstand experimentell bestimmt. Dazu wurden zwei verschiedene Experimentaufbauten verwendet. Zum einen wurde im Kalibrierversuch anstelle einer Bodenprobe eine definierte Kalibrierprobe aus Aluminium verwendet. Die Kalibrierprobe wurde mittels Shakern harmonisch tordiert und die Resonanzfrequenz bestimmt. Diese Resonanzfrequenz wurde anschließend im Ausschwingversuch am gleichen Versuchsaufbau nochmals überprüft. Anhand der Resonanzfrequenz $f_{R,K}$ des Kalibrierversuches wurde das Massenträgheitsmoment des Antriebskopfes nach Gleichung (5.4) berechnet.

$$J_K = \frac{k_T}{(2 \cdot \pi \cdot f_R)^2} \quad (5.4)$$

mit:

- J_K Massenträgheitsmoment der Antriebskopfes
- k_T Torsionsfederkonstante der Kalibrierprobe

f_R gemessene Resonanzfrequenz

Zur weiteren Absicherung des Massenträgheitsmomentes des Antriebskopfes wurde ein Pendelversuch durchgeführt. Dabei wurde der gesamte Antriebskopf an Stahlseilen abgehängt und um dessen Torsionsachse ausgelenkt. Aus diesem Versuch lässt sich das Massenträgheitsmoment entsprechend Gleichung (5.5) berechnen.

$$J_K = \frac{m \cdot g}{4 \cdot \pi^2} \cdot T^2 \cdot \frac{a \cdot b}{h} \quad (5.5)$$

mit:

a, b, h geometrische Größen des Versuchsaufbaus

m Masse der Antriebskopfes mit Shakern

g Erdbeschleunigung

T Periodendauer einer Schwingung

Aus beiden Versuchen ergaben sich Massenträgheitsmomente mit nur geringen Abweichungen. Mit dem gemittelten Wert wurde der Kalibrierversuch mittels dynamischer Berechnung in einem Finite-Elemente Programm nachvollzogen. Die berechnete Resonanzfrequenz stimmt mit der im Experiment ermittelten Resonanzfrequenz überein, (Bild 5.7). Mit dem auf dieser Weise abgesicherten α - Wert konnten zuverlässige Resonant-Column Versuche durchgeführt werden.

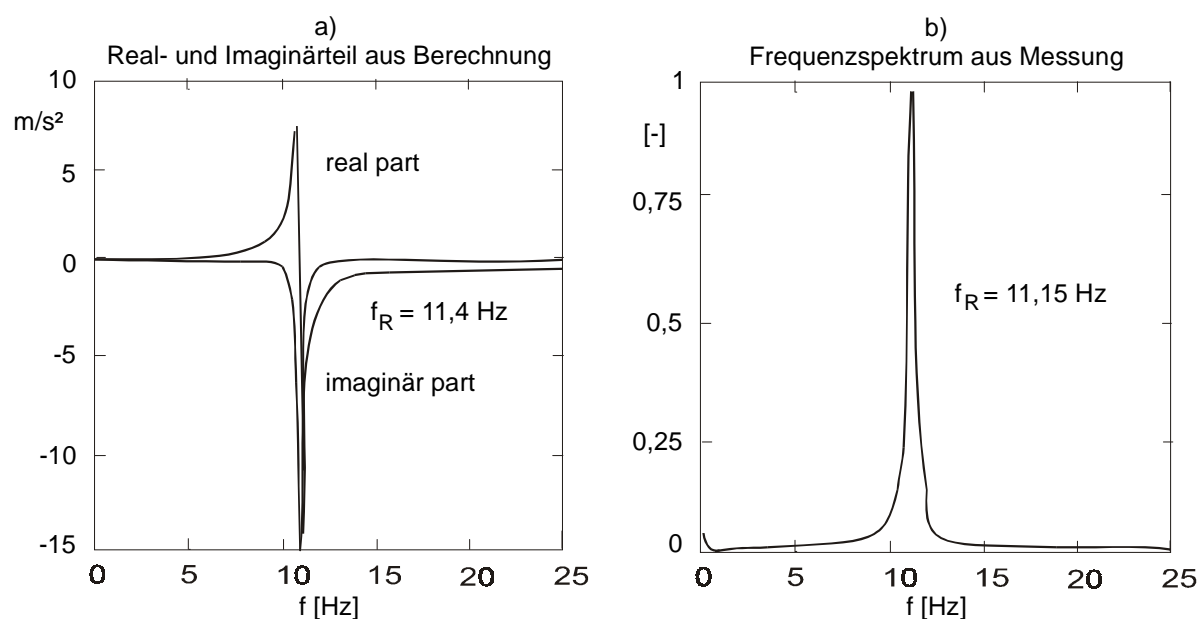


Bild 5.7: Resonanzfrequenz der Kalibrierprobe

Ein erster Vorversuch mit einer unbelasteten Schotterprobe (Basalt 22,4/63) ergab bei einer Einbaudichte von $\rho_E = 17,2 \text{ kN/m}^3$, einem Seitendruck $\sigma_3 = 20 \text{ kN/m}^2$ und einer Scherverformung $\gamma_{eff} = 2 \cdot 10^{-2} \%$ eine Scherwellengeschwindigkeit $V_S = 214,4 \text{ m/s}$ und damit einen Schubmodul $G = 80 \text{ MN/m}^2$. In Bild 5.8 sind die Ergebnisse des experimentell ermittelten Schubmoduls von Basaltschotter in Abhängigkeit von der Scherdehnung aufgetragen. Diese Versuchsergebnisse sind direkt mit denen von *Prange (1982)* vergleichbar und zeigen eine gute Übereinstimmung.

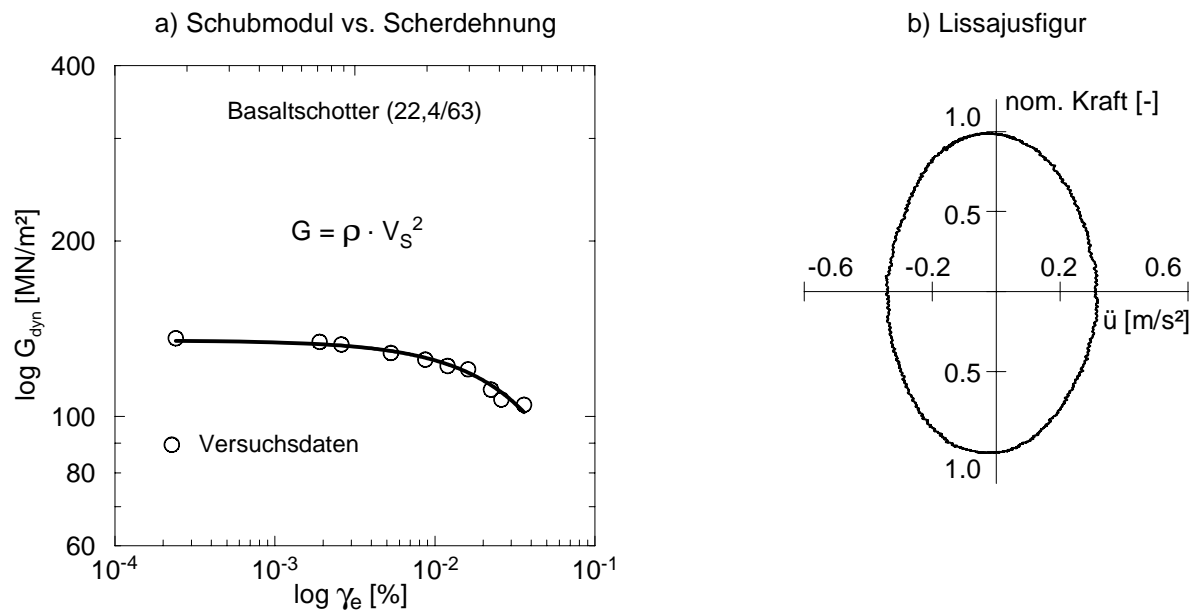


Bild 5.8: Schubmodul in Abhängigkeit von der Scherdehnung

6 Versuchsprogramm und Ergebnisse

6.1 Allgemeines

Ein Schwerpunkt dieser Arbeit bestand in der Durchführung kombinierter zyklisch-dynamischer Elementversuche an nichtbindigen Böden und Gleisschotter. Das Versuchsprogramm wurde auf der Grundlage der in Abschnitt 3 dargestellten Erkenntnisse der Literatur und der in Abschnitt 4 zusammengefassten in situ Messergebnisse an Schienenverkehrswegen erarbeitet.

Ziel dieser Untersuchungen war es, aus den Ergebnissen der Elementversuche das elastische und plastische Materialverhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung in Abhängigkeit der in Abschnitt 3 aufgeführten Einflussgrößen beschreiben zu können. Einzelne aussagekräftige Versuchsreihen an nichtbindigen Böden und Schotter wurden durchgeführt und durch eine vergleichende Betrachtung untereinander sowie der Einbindung von Literaturergebnissen in Zusammenhang gebracht.

Aus in situ Messungen sowie aus Modellversuchen zum Setzungsverhalten von Gleisrosten ist bekannt, dass die maßgeblichen plastischen Verformungen im Oberbau und insbesondere in der Schotterschicht auftreten, *ORE (1982)* und *Hettler (1986)*. Aus diesem Grund wurde als Untersuchungsmaterial für die Hauptversuchsreihen ein Gleisschotter (22,4/63) entsprechend der technischen Lieferbedingung der DB-AG der *TL 918061 (1997)* gewählt und mit einer breiten Variation der Versuchsrandbedingungen untersucht.

Ein weiterer Grund für die Verwendung des grobkörnigen Gleisschotters als hauptsächliches Untersuchungsmaterial war die verhältnismäßig geringe Zahl publizierter Untersuchungsergebnisse bei zyklisch-dynamischer Beanspruchung. Für Sande und Kiese ist hinsichtlich des zyklisch-dynamischen Verhaltens in der nationalen und internationalen Literatur eine Vielzahl von Veröffentlichungen zu finden. Es besteht somit die Möglichkeit, die mit dem Versuchsprogramm am Gleisschotter gewonnenen Erkenntnisse mit dem Verhalten der publizierten Ergebnisse von Sanden und Kiesen zu vergleichen.

6.2 Versuchsmaterialien

Gewählt wurde als Gleisschottermaterial ein Basalt (22,4/63) aus einem nordhessischen Basaltbruch. Dieser wurde durch eine breite Variation der Versuchsrandbedingungen intensiv auf sein plastisches und elastisches Verformungsverhalten unter zyklisch-dynamischer

Beanspruchung untersucht. Zusätzlich zum Basaltschotter wurde ein zweiter Gleisschotter aus Granit (22,4/63) mit gleicher Kornverteilung in die Untersuchungen einbezogen. Durch die Verwendung des Granitschotters sollte insbesondere der Frage des Einflusses der Kornoberflächenrauigkeit nachgegangen werden.

Ergänzend zu den beiden Gleisschottermaterialien wurden drei weitere nichtbindige Böden mit unterschiedlicher Kornverteilung in modifizierten und im Umfang deutlich reduzierten Versuchsreihen untersucht. Ziel war es, dass generelle Spannungs-Dehnungsverhalten dieser nichtbindigen Böden unter zyklischer und dynamischer Belastung zu beschreiben und mit den Ergebnissen des Gleisschottermaterials sowie der Literatur abzugleichen.

Die Kornverteilungskurven der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Materialien sind in Bild 6.1 abgebildet.

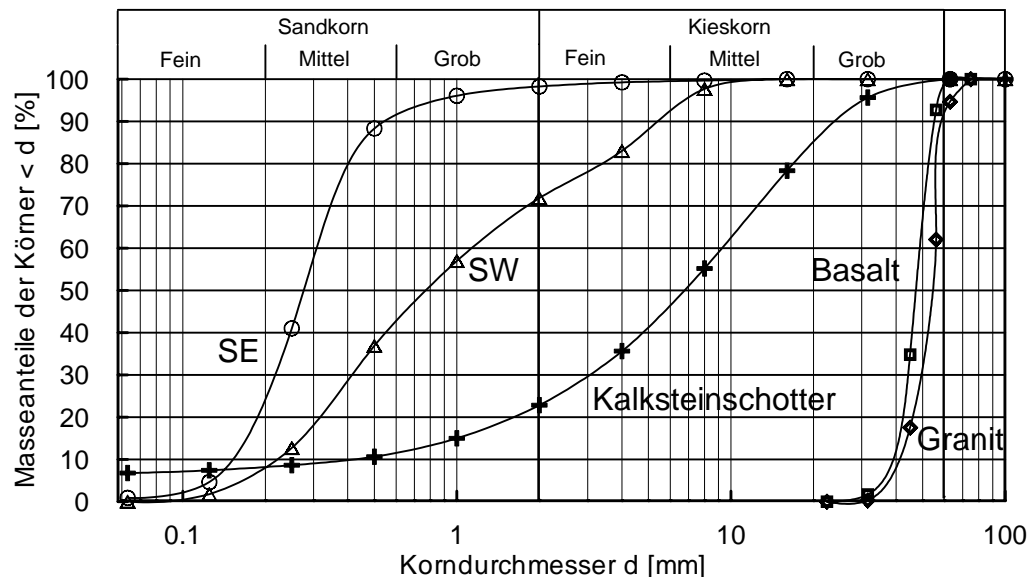


Bild 6.1: Kornverteilungskurven der verwendeten nichtbindigen Böden sowie Schottermaterialien

6.3 Bodenmechanische Versuche und Ergebnisse

Zur Klassifizierung der verwendeten Materialien wurden vor Beginn der zyklisch-dynamischen Untersuchungen bodenmechanische Standardversuche durchgeführt. Sie dienten der Festlegung der Versuchsrandbedingungen der zyklisch-dynamischen Versuche. Es wurden Kornverteilung und Korndichte, lockerste und dichteste Lagerung und wenn möglich, die Proctordichte bestimmt. Die maßgeblichen bodenmechanischen Kenngrößen sind der Tabelle 6.1 zu entnehmen. Zusätzlich wurde von den Gleisschottermaterialien sowie vom

Kalksteinschotter die Kornoberflächenrauigkeit nach *Brüggemann/Toussaint (1989)* eingestuft.

Tabelle 6.1: Ergebnisse der bodenmechanischen Untersuchungen

	Basaltsch. 22,4/63	Granitsch. 22,4/63	Kalksteinsch. 0/32	enggest. Sand (SE)	weitgest. Sand (SW)
Herkunftsort	Nordhessen (Basalt AG)	Schweden (Banverket)	Nordthüringen (TSS GmbH)	Elbsand, Hamburg	künstliche Sieblinie
Ungleichförmigkeitszahl U [-]	1,4	1,5	23,7	2,6	6,4
Krümmungszahl C_C [-]	1,0	1,1	2,4	1,0	0,58
Korndichte ρ_S [g/cm ³]	2,953	2,753	2,681	2,65	2,65
Proctordichte ρ_{Pr} [g/cm ³]	-	-	2,04 bei $w_{opt} = 8,3\%$	1,81 bei $w_{opt} = 0\%$ 1,76 bei $w_{opt} = 2,9\%$	1,94 bei $w_{opt} = 0\%$ 1,89 bei $w_{opt} = 5,0\%$
Kornrauigkeit	gering	mittel	sehr gering	-	-
lockerste Lag. ρ_d [g/cm ³]	1,535 $e_{max} = 0,89$	1,481 $e_{max} = 0,86$	1,595 $e_{max} = 0,695$	1,54 $e_{max} = 0,718$	1,552 $e_{max} = 0,710$
dichteste Lag. ρ_d [g/cm ³]	1,936 $e_{min} = 0,53$	1,728 $e_{min} = 0,59$	2,058 $e_{min} = 0,250$	2,05 $e_{min} = 0,226$	1,993 $e_{min} = 0,249$
LosAngeles Test 1,6 mm [Gew.%]	8,2	14,1	22,2	-	-
Reibungswinkel ^{*)} φ' [°]	50,4 $\sigma_3 = 40 \text{ kN/m}^2$	51,3 $\sigma_3 = 40 \text{ kN/m}^2$	53,0	34,5	37,0
Kritischer Reibungswinkel φ_{krit} [°]	34,9	37,3	34,0	-	31,5
Kritische Porenzahl e_{krit} [-]	0,716	0,745	0,690	-	0,665
Kohäsion c' [kN/m ²]	0	0	0	0	0

*) Reibungswinkel bei mittel dichter Lagerung

Neben den klassifizierenden bodenmechanischen Versuchen war die Kenntnis des Bruchverhaltens unter statischer Belastung für die Beschreibung der zyklischen Versuche notwendig. In der Literatur wird die zyklische Spannung in der normierten Form als Verhältnis zur deviatorischen Bruchspannung unter statischer Belastung wiedergegeben, siehe Gleichung (4.9).

Die statischen Triaxialversuche wurden als weggesteuerte, drainierte Kompressionsversuche mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 0,2 mm/min durchgeführt. In Bild 6.2 sind exemplarisch die Spannungs-Dehnungsfahnen und das Volumen-Dehnungsverhalten des Kalksteinschotters (0/32) sowie des Basaltschotters (22,4/63) abgebildet. Die Ergebnisse der statischen Triaxialversuche sind ebenfalls in Tabelle 6.1 zusammengestellt.

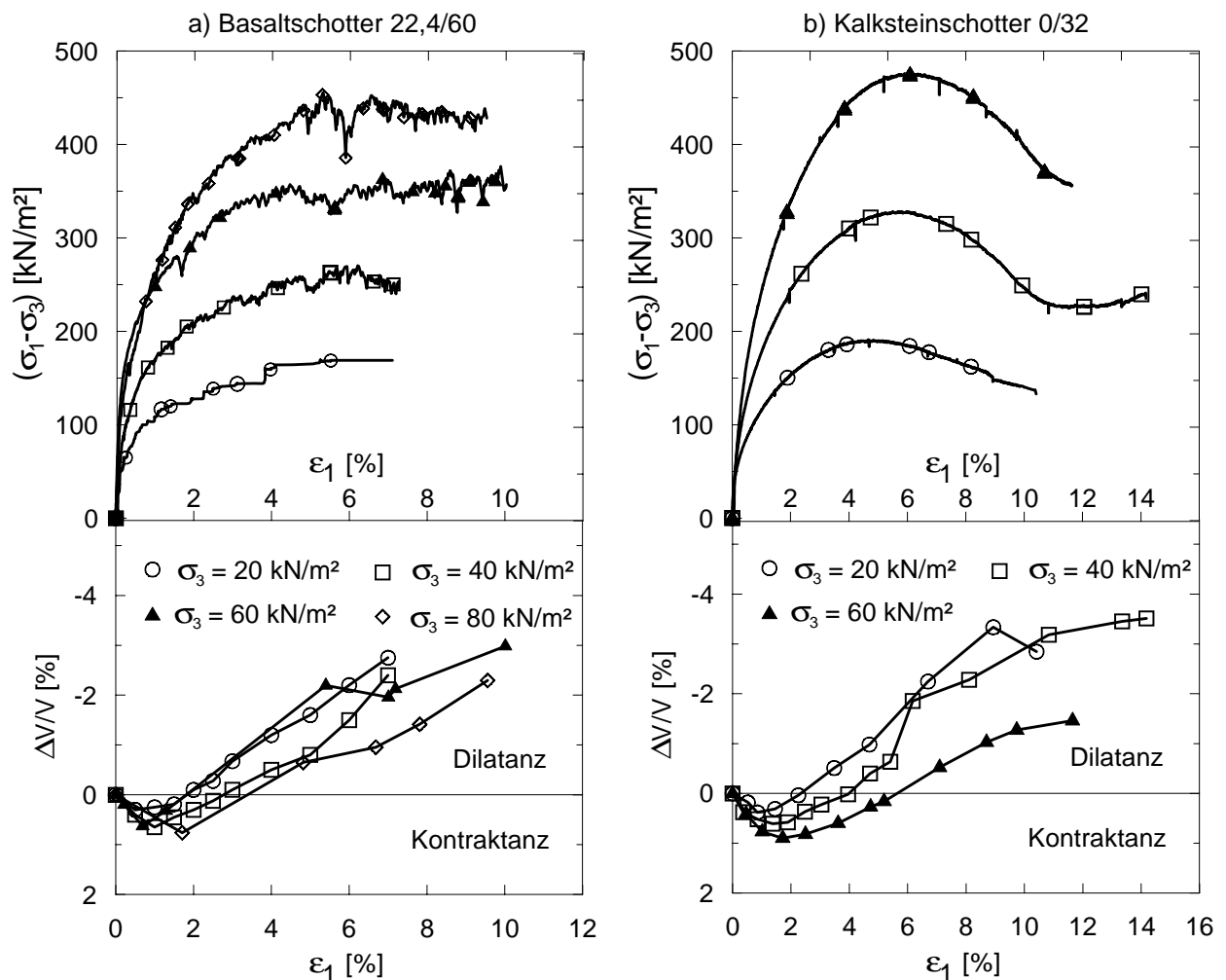
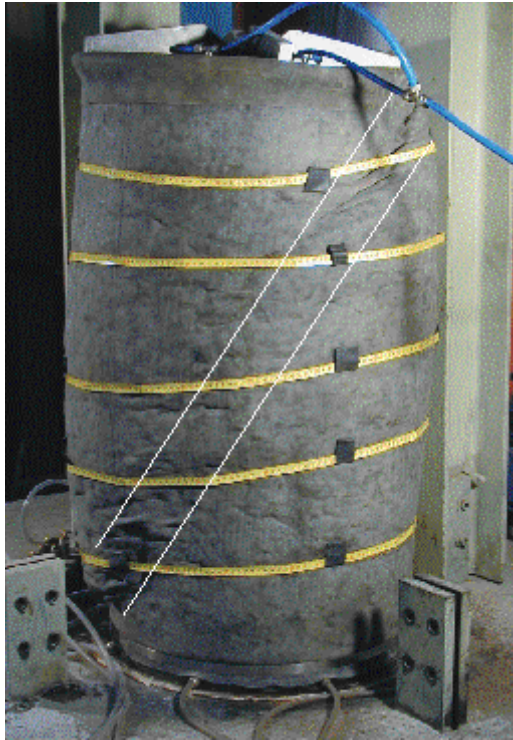


Bild 6.2: Spannungs-Dehnungs- und Volumen-Dehnungs-Diagramm der statischen Triaxialversuche von Basaltschotter (22,4/63) und Kalksteinschotter (0/32)

**Bild 6.3:**

Bruchfläche einer abgescherten Triaxialprobe aus Kalksteinschotter (0/32)

Aufgrund der Kohäsionslosigkeit des Schottermaterials kann für jede Seitenspannung der Winkel der inneren Reibung φ' auf der Grundlage der Grenzbedingung nach Mohr-Colomb berechnet werden.

$$\varphi' = \arcsin \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3)} \right] \quad (6.1)$$

Trägt man den Reibungswinkel φ' über der Seitenspannung σ_3 auf, so ist die Abnahme der Scherfestigkeit mit steigender Seitenspannung zu erkennen (Bild 6.4a). Die Seitenspannungsabhängigkeit des Reibungswinkels wird in der Literatur mit Barotropie bezeichnet und ist eine Eigenschaft nichtbindiger Böden, *Hettler/Gudehus (1988)*. Das barotrope Verhalten verläuft nicht unbegrenzt über den Spannungsbereich. Es ist an einen Grenzwert der Seitenspannung in Abhängigkeit der Kornverteilung und Mineralogie geknüpft. Einher gehend mit der Seitenspannungsabhängigkeit ist die Dichteabhängigkeit (Pyknotropie) der Scherfestigkeit verbunden. Bei geringerer Probedichte nimmt die Scherfestigkeit ab (Bild 6.4b).

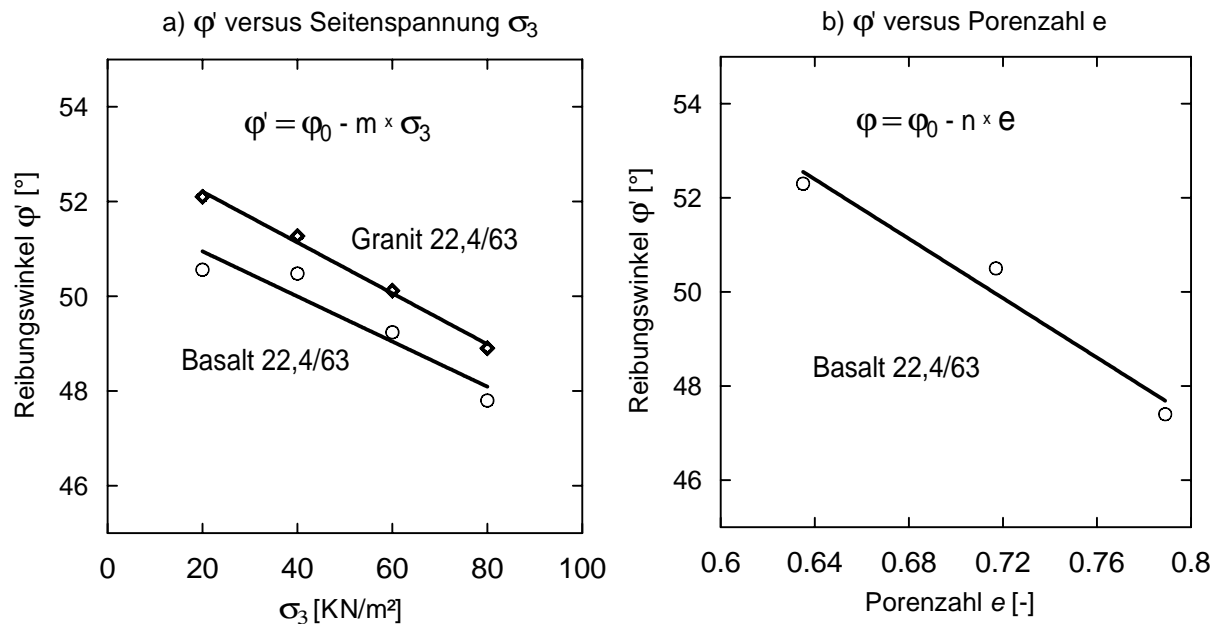


Bild 6.4: Scherfestigkeit in Abhängigkeit von der Seitenspannung und der Porenzahl

6.4 Randbedingungen der zyklisch-dynamischen Elementversuche

Die zyklisch-dynamischen Elementversuche des Gleisschotters und des Kalksteinschotters wurden in dem in Abschnitt 5 beschriebenen, neu entwickelten CTCRC-Versuchsstand untersucht. Die verwendeten Sande SW und SE nach Tabelle 6.1 wurden in einer zweiten zyklischen Triaxialanlage mit 100 mm Probendurchmesser geprüft. Diese Triaxialanlage kann auf die Bodenproben ausschließlich eine zyklische Axialbeanspruchung aufbringen und ist in *Hu (2000)* näher beschrieben. Resonant-Column-Versuche sind mit dieser Versuchsanlage nicht möglich, was unter Berücksichtigung der umfangreich publizierten Versuchsergebnisse dynamischer Untersuchungen entsprechender eng- und weitgestufter Sande und Kiese als nicht zwingend erachtet wurde.

Die verschiedenen Einflussgrößen auf das plastische und elastische Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter wurden in Abschnitt 3 ausführlich diskutiert. Bei der Wahl der in den Versuchsserien zu variierenden Parametern wurden Einflussgrößen mit geringer Auswirkung auf das Materialverhalten vernachlässigt. Durch diese Vorgehensweise wurde ein sinnvolles und im Hinblick auf die Fragestellung aussagekräftiges Versuchskonzept aufgestellt, ohne den zeitlichen und finanziellen Rahmen dieser Arbeit zu sprengen.

Als hauptsächliche Variationsparameter der zyklisch-dynamischen Versuche wurden:

- a) Anzahl der Lastwechsel N
- b) Seitenspannung σ_3
- c) dynamische bzw. zyklische Spannung σ_c
- d) axiale Belastungsfrequenz f_B
- e) Einbaudichte ρ_E bzw. Porenzahl e

untersucht. In geringem Umfang wurde dem Einfluss des Überkonsolidierungsverhältnis OCR nachgegangen. Durch die Verwendung des zuvor bereits angesprochenen zweiten Schottermaterials aus Granit mit gleicher Kornverteilung konnte der Einfluss der Kornrauigkeit in einer Versuchsserie spezifiziert werden.

Die Resonant-Column Untersuchungen sind weitestgehend an jeder im CTCRC-Versuchsstand eingebauten Bodenprobe jeweils zu verschiedenen Belastungszeitpunkten durchgeführt worden, siehe hierzu das Belastungsschema in Bild 6.7.

Im Folgenden werden die verwendeten Bandbreiten der hauptsächlichen Variationsparameter der zyklischen Versuche kurz erläutert. Ausführlichere Erläuterungen zu den verwendeten Variationsparametern selbst sind in Abschnitt 3 und 4 zu finden.

Anzahl der Lastwechsel N

Bei allen durchgeführten zyklischen Triaxialversuchen wurden mindestens $N = 10^5$ Lastwechsel aufgebracht. Diese Lastwechselzahl kann für das verwendete Material als ausreichend angesehen werden. Die Beanspruchung mit $N = 10^6$ Lastwechseln und mehr würde keinen wesentlichen Erkenntnisgewinn im elastischen und plastischen Verformungsverhalten ergeben, siehe *Shenton (1978)*, was durch eigene Versuche bestätigt wurde.

Dynamische Spannung σ_{dyn}

Die dynamische Spannung wurde an die in situ Messergebnisse nach Abschnitt 4 angelehnt. Danach ergibt sich für die Elementversuche mit einem Probendurchmesser von 500 mm eine maximale dynamische Kraft von ca. 35 kN, die bei den gegebenen Probeabmessungen einer dynamischen Spannung von $\sigma_{dyn} = 183 \text{ kN/m}^2$ entspricht.

Seitenspannung σ_3

Das Messen von Spannungen innerhalb der Gleisschotterschicht ist wegen der Korngröße und

-geometrie des Schotters sehr problematisch, so dass der verwendete Bereich der Seitenspannung σ_3 aus theoretischen Überlegungen herangezogen wurde. Hierzu wurden zwei unterschiedliche Spannungszustände des Schienenweges betrachtet. Der erste Spannungszustand entspricht der maximalen Belastung bei Zugüberfahrt, der zweite dem unbelasteten Schienenweg (Bild 6.5). Die horizontalen Spannungen wurden mit Hilfe der Erddruckbeiwerte aus den gegebenen vertikalen Spannungen berechnet. Bezüglich der Erddruckbeiwerte waren weitere Überlegungen hinsichtlich des Verformungsverhaltens des Fahrweges notwendig.

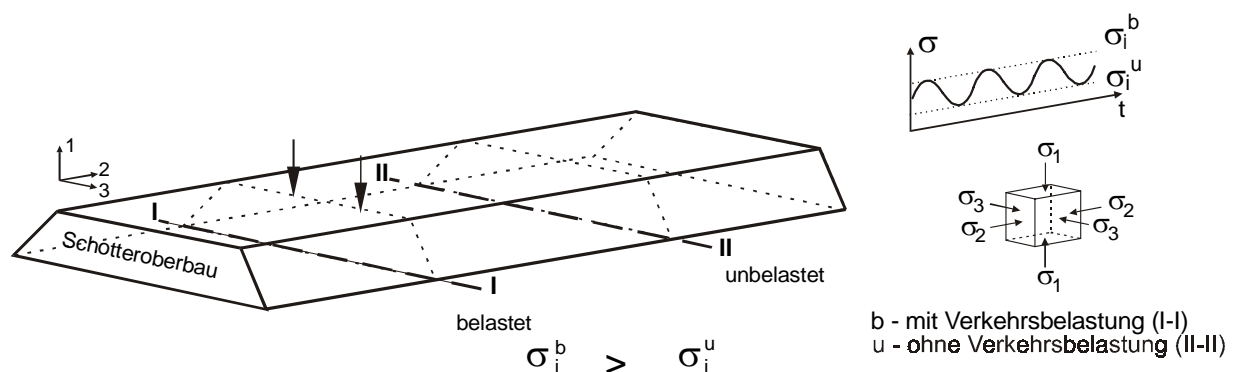


Bild 6.5: Statische Hauptspannungszustände in der Schotterschicht

Aufgrund der unterschiedlichen Verformungsrandbedingungen in Quer- und in Längsrichtung sind im Schienenweg anisotrope Spannungszustände zu erwarten. In Querrichtung des Schotterdammes kann eine ungehinderte horizontale Verformung unterstellt werden, so dass eine aktive Erddruckumlagerung angenommen werden kann. In Längsrichtung des Schienenweges sind dagegen eingespannte Verhältnisse mit behinderter Verformung anzunehmen. Das wird durch die Beobachtung der sich in situ unterhalb der Schwellen ausbildenden und horizontal begrenzten Schotterblöcke bestätigt, *Adegoke et al. (1979)*. Eine vollständige horizontale Verformungsbehinderung in Schienenlängsrichtung ist dabei jedoch nicht zu erwarten, so dass hier von einer erhöhten aktiven Erddruckumlagerung ausgegangen wird. Die ermittelten Spannungswerte sind in Tabelle 6.2 angegeben.

Tabelle 6.2: Statische Spannungszustände des belasteten und unbelasteten Schienenweges, siehe auch Bild 6.5

Spannungsrichtung		belastet (Schnitt I-I)	unbelastet (Schnitt II-II)
σ_1 (vertikal)	[kN/m ²]	196	13
σ_2 (in Längsrichtung)	[kN/m ²]	36,2	2,5
σ_3 (in Querrichtung)	[kN/m ²]	27,4	2,0

Nach Tabelle 6.2 ergibt sich eine mittlere horizontale Spannung von ca. 20 kN/m² in Längsrichtung und von ca. 15 kN/m² in Querrichtung. Der Vergleich mit den Ergebnissen von *Raad/Thompson (1979)* nach Bild 6.6 (Fall 3) zeigt für die Spannung in Längsrichtung eine gute Übereinstimmung.

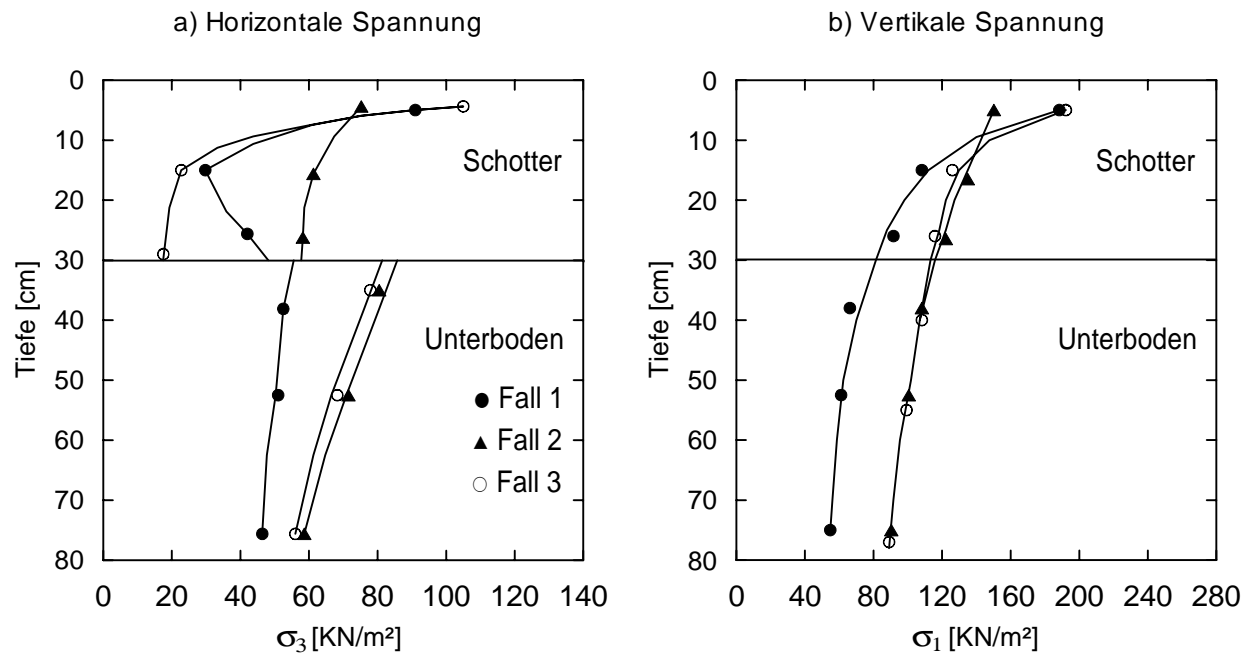


Bild 6.6: Horizontale Spannungen im Schotter und Unterbau, nach *Raad/Thompson (1979)*

Für den Kurvenverlauf im Fall 2 in Bild 6.6a sind im Vergleich zu Tabelle 6.2 deutlich höhere Seitenspannungen (60 kN/m²) in Längsrichtung festzustellen. Der Unterschied zwischen den betrachteten Fällen 1, 2 und 3 liegt in der Verwendung unterschiedlicher Modelltheorien mit linearem (Fall 1 und 2) bzw. nichtlinearem (Fall 3) Materialverhalten bei der Berechnung. Aufgrund der Berücksichtigung der Nichtlinearität im verwendeten Modellansatz in Fall 3 und der guten Übereinstimmung mit in situ gemessenen Spannungen im Verkehrsweg favorisierten *Raad/Thompson (1979)* diesen Berechnungsansatz. Besondere Beachtung gilt dabei dem überproportionalen Abbau der horizontalen Spannung innerhalb der oberen Hälfte der Schottererschicht, so dass im Versuchsprogramm die Seitenspannung σ_3 von 20 kN/m² bis 60 kN/m² variiert wurde.

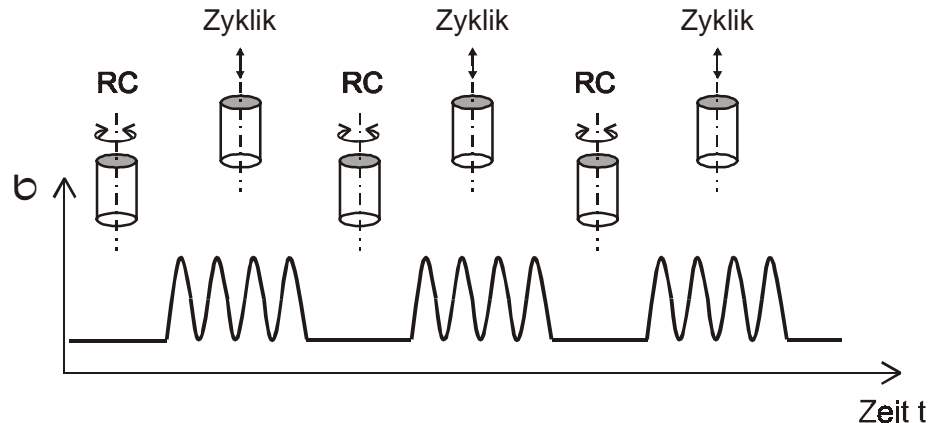
Axiale Belastungsfrequenz f_B

Die axiale Belastungsfrequenz f_B wurde aufgrund der Erkenntnisse in Abschnitt 5 zwischen 1 und 10 Hz variiert. Auf die Untersuchung des elastischen und plastischen Dehnungsverhaltens bei höheren Belastungsfrequenzen wurde zu Gunsten der statistischen Ergebnisabsicherung der 1,0 bis 10 Hz Versuche verzichtet.

6.5 Versuchsprogramm und Durchführung der zyklischen und dynamischen Elementversuche

Der prinzipielle Versuchsablauf zur Ermittlung elastischer und plastischer Bodenparameter in Abhängigkeit von der Beanspruchungsdauer ist in Bild 6.7 gezeigt. Nach der Aufbringung von N Lastzyklen wird die zyklisch-dynamische axiale Belastung kurz unterbrochen und die Probe entsprechend der RC-Versuchstechnik dynamisch tordiert. Anschließend werden weitere axiale Beanspruchungszyklen aufgebracht. Der Wechsel zwischen der zyklisch-dynamisch axialen Belastung und der dynamischen Tordierung kann je nach Erfordernis beliebig oft wiederholt werden.

Bild 6.7:
Schematischer
Versuchsablauf im
CTRC-Gerät



Das durchgeführte Versuchsprogramm ist in Tabelle 6.3 aufgezeigt. Zur statistischen Absicherung der einzelnen Versuchsergebnisse wurden die angegebenen Versuche mindestens drei mal wiederholt. Die Versuchsreihen zur Spezifizierung des Einflusses von Porenzahl und Überkonsolidierungsverhältnis sind in Tabelle 6.3 nicht enthalten.

Aufgrund der großen Zahl an Einzelversuchen war es nicht möglich, für jeden Versuch neues Schottermaterial zu verwenden. Um trotzdem ein einheitliches und reproduzierbares Materialverhalten aller Proben vorauszusetzen, wurde das Versuchsmaterial nach jedem Versuchsende ausgesiebt. Dabei wurden infolge Fragmentation entstandene kleinere Kornfraktionen sowie Einzelkörner mit starken Abrasionserscheinungen entnommen und durch neue Körner

ersetzt. Bei erheblicher Materialzugabe nach einem Einzelversuch, spätestens aber nach drei Versuchen wurde die Siebkurve des Probenmaterials kontrolliert und ggf. der original Kornverteilung wieder angepaßt.

Während der Versuchsdurchführung der zyklischen Versuche erfolgte die Aufnahme der Weg- und Kraftgrößen nicht kontinuierlich. Zu gewählten Lastwechselzahlen wurden Signalfenster mit einer Größe von mindestens 10 Lastzyklen aufgenommen. Die effektive Abtastfrequenz wurde je nach Belastungsfrequenz in der Art eingestellt, dass mindestens 40 bis 50 Messwerte je Belastungsperiode erfasst werden konnte. Bild 6.8 zeigt die aufgenommenen Zeitfenster eines zyklischen Triaxialversuches im CTRC-Gerät.

Table 6.3: Tabellarische Darstellung der zyklisch-dynamischen Elementversuche

Material	f_B	1 Hz			5 Hz			10 Hz		
	σ_3	20	40	60	20	40	60	20	40	60
	X	[kN/m ²]			[kN/m ²]			[kN/m ²]		
Basalt 22,4/63	0,24	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	0,38	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	0,54	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Granit 22,4/63	0,24					x				
	0,38		x		x	x	x		x	
	0,54					x				
Kalkstein 0/32	0,24				x	x	x			
	0,38		x		x	x	x		x	
	0,54				x	x	x			
SW	0,25					x				
	0,50		x		x	x	x		x	
	0,70					x				
SE	0,25					x				
	0,50		x		x	x	x		x	
	0,70					x				

Legende: x durchgeführte Versuche

Die in den Zeitfenstern der zyklischen Triaxialversuche sowie während der dynamischen Resonant-Column-Versuche aufgenommenen Messgrößen und den daraus abgeleiteten Kennwerten sind der Tabelle 6.4 zu entnehmen.

Tabelle 6.4: Messgrößen und Ergebnisse der zyklischen Triaxialversuche und der dynamischen Resonant-Column Versuche

	Zyklische Triaxialversuche	Resonant-Column-Versuche
Messgrößen	– elastische Axialverformung $\Delta l_{ce,1}$	– Resonanzfrequenz f_R
	– plastische Axialverformung $\Delta l_{cp,1}$	– Scherdehnung der Probe γ_e
	– plastische Querverformung $\Delta l_{cp,3}$	– Seitenspannung σ_3
	– dynamische Spannung σ_{dyn}	
	– Seitenspannung σ_3	
	– Zyklenzahl N	
Ergebnisse	– plastische Dehnung $\varepsilon_{cp,1}, \varepsilon_{cp,3}$	– Schubmodul G
	– dynamischer Sekantenmodul $E_{S,dyn}$	– Dämpfung (log. Dekrement) δ
	– hysteretische Dämpfung D	
	– Probenvolumen V	
	– Dichte ρ	
	– Porenzahl e	

6.6 Grundlagen für die Auswertung und Zielsetzung der Versuche

Mit diesem Versuchsprogramm und den aufgenommenen physikalischen Größen während der Versuchsdurchführungen kann dem gestellten Ziel, der Beschreibung des elastischen und plastischen Verhaltens von Gleisschotter und nichtbindigen Böden unter zyklisch-dynamischer Langzeitbeanspruchung mit nachfolgenden funktionalen Zusammenhängen nachgegangen werden.

$$E_{S,dyn} = \frac{\sigma_{dyn}}{\varepsilon_{ce}} = f(\sigma_3, \sigma_{dyn}, N, f_B, e, OCR) \quad (6.2)$$

$$\varepsilon_{cp} = f(\sigma_3, \sigma_{dyn}, N, f_B, e, OCR) \quad (6.3)$$

mit:

OCR Vorbelastungsverhältnis

Darüber hinaus ergibt sich aus dem Versuchs- und Messprogramm die Möglichkeit die folgenden Fragestellungen zu verfolgen:

- a) Entwicklung der Porezahl unter zyklischer Beanspruchung,
- b) Vergleich und Bewertung der unterschiedlichen Versuchstechniken - Zyklischer Triaxial- und Resonant-Column-Versuch - bei der Ermittlung elastischer Bodenparameter. Voraussetzung hierfür ist die bereits in Abschnitt 3 angesprochene Vergleichbarkeit der Dehnungsgrößen ϵ und γ der beiden Versuchstechniken.

Die Spannungs-Dehnungsverläufe unter zyklischer Belastung, die bei allen durchgeführten Versuchen aufgenommen wurden, sind in Bild 6.8 und Bild 6.9 exemplarisch dargestellt. Für die verwendeten nichtbindigen Böden und Gleisschottermaterialien konnten qualitativ gleiche Spannungs-Dehnungs-Verläufe gemessen werden, die sich wie folgt zusammenfassen lassen:

1. *Typische bananenförmige Hysteresefigur, deren Flächeninhalt mit zunehmender Lastwechselzahl abnimmt:*
Der Flächeninhalt der Hysterese ist ein Maß für die während einer Belastungsperiode disipierten Energie und steht somit für das Dämpfungsverhalten (Materialdämpfung) der Probe. Die Abnahme des Flächeninhaltes der Hystereseschleife ist mit der Abnahme der Materialdämpfung bei zunehmender Zyklenzahl gleichzusetzen.
2. *Abnahme der Zuwachsraten der plastischen Dehnungen mit zunehmender Zyklenzahl:*
Die Abnahme der plastischen Dehnungsinkremente beschreibt den zyklisch stabilen Zustand der untersuchten Proben im verwendeten dynamischen Spannungsbereich. Dieser Zustand wird nach Abschnitt 3 mit „zyklischer Beruhigung“ oder „cyclic calming“ bezeichnet, und ist durch den linearen Kurvenverlauf im halb- bzw. doppellogarithmischen Dehnungs-Lastzyklen Diagramm zu erkennen, (Bild 6.10b).
3. *Zunahme der Steifigkeit mit zunehmender Anzahl der Lastwechsel:*
Mit zunehmender Lastwechselzahl nimmt der Sekantenanstieg der Hysterese zu. Der Sekantenanstieg ist gleichzusetzen mit der Abnahme des elastischen Dehnungsanteils und dem Anstieg des dynamischen Sekantenmoduls. Daraus resultiert die Zunahme der Steifigkeit der Probe mit der Zyklenzahl.

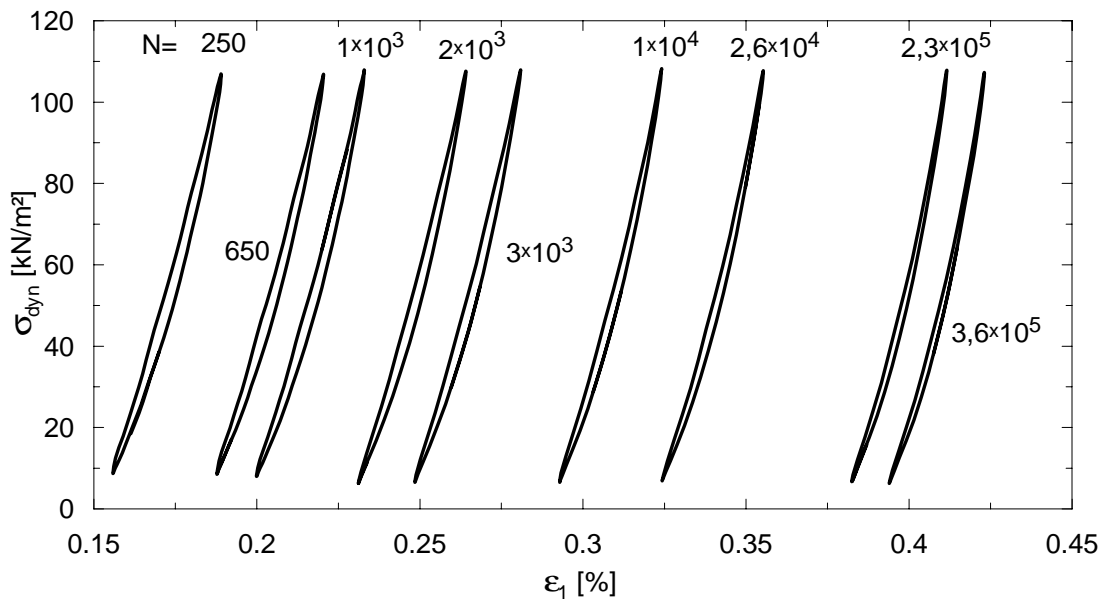


Bild 6.8: Beispielhafte aufgenommene Hystereseschleifen während eines zyklischen Triaxialversuches

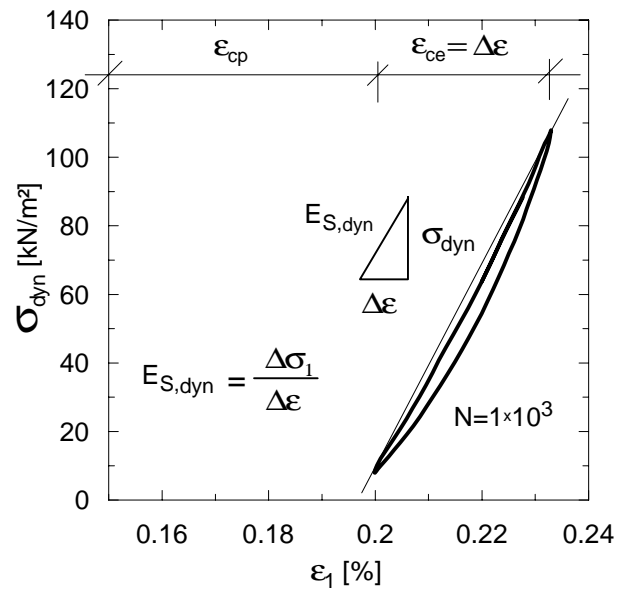


Bild 6.9: Aufgenommene Hystereseschleife eines Belastungszyklusses ($N = 10^3$)

In der Literatur wird das elastische und plastische Verhalten der Böden in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl im halb- oder doppellogarithmischen Diagrammmaßstab dargestellt. Diese Darstellungsform ist hinsichtlich des Verständnisses der zuvor genannten Punkte 2 und 3 von Vorteil. In der doppellogarithmischen Darstellung nach Bild 6.10b ergibt sich für die hier untersuchten nichtbindigen Böden ein annähernd linearer Verlauf, welcher mit logarithmischen bzw. potentiellen Regressionsfunktionen beschrieben werden kann, siehe Gleichung (6.4) und (6.5). Entsprechende Ansätze zur Beschreibung des plastischen Verfor-

mungsverhaltens wurden in der Literatur z. B. von *Raymond/Williams (1978)*, *Shenton (1978)*, *Lentz/Baladi (1980)*, *Hettler (1987)*, *Hu (1999)* verwendet, siehe auch Abschnitt 2.3.

$$\epsilon_{cp,N} = \epsilon_{cp,N=1} \cdot N^{\alpha_{cp}} \tag{6.4}$$

$$\epsilon_{cp,N} = \epsilon_{cp,N=1} + b_{cp} \cdot \log N \tag{6.5}$$

mit:

$\epsilon_{cp,N=1}$ bleibende Dehnung nach dem 1. Lastwechsel

α_{cp} , b_{cp} Kurvenparameter aus zyklischen Triaxialversuchen

N Lastwechselzahl

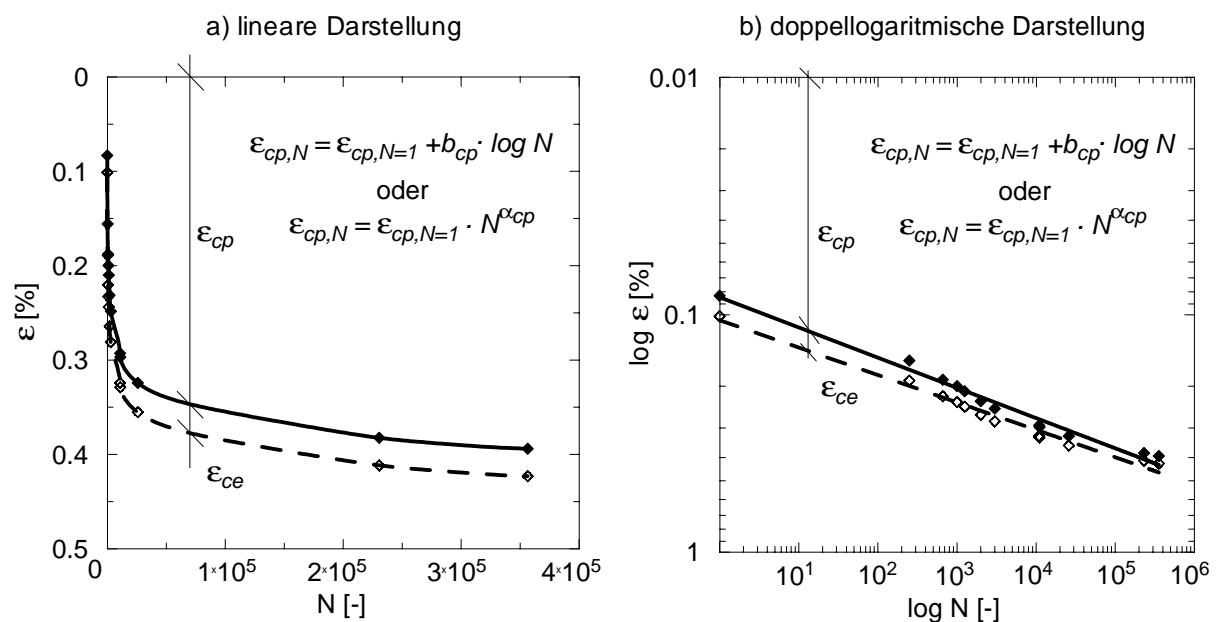


Bild 6.10: Elastische und plastische Dehnungen einer Schotterprobe 22,4/63 in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

Aufbauend auf den in der Literatur häufig zur Auswertung des plastischen Dehnungsverhaltens unter zyklischer Beanspruchung verwendeten Potenzansatz wurden die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Elementversuche mit Regressionsgeraden nach Gleichung (6.4) ausgewertet. Damit soll die spätere Einbindung publizierter Ergebnisse erleichtert werden.

Mit Hilfe systematischer Korrelationen und Vergleiche der einzelnen Versuche ist mit dem aufgestellten Versuchsprogramm die Beschreibung der Gleichungsparameter $\epsilon_{cp,N=1}$ und α_{cp} nach Gleichung (6.4) in Abhängigkeit von der vorgenommenen Parametervariationen mög-

lich. Dazu werden in Abschnitt 7 die Gleichungsparameter einzeln isoliert und bezüglich der Abhängigkeit der verwendeten Einflussgrößen beschrieben.

Zur Beschreibung des elastischen Materialverhaltens unter zyklischer Beanspruchung ist die Verwendung des Potenzansatz ebenfalls möglich, *Güttler (1984)*. Die Gleichungsparameter der entsprechenden Regressionskurven können auch hier mit Hilfe der durchgeführten Parametervariationen beschrieben werden.

In der Ergebnisdarstellung der nachfolgenden Abschnitte wird bevorzugt der Basaltschotter 22,4/63 verwendet. Die Versuchsergebnisse des Granitschotters sowie der untersuchten nichtbindigen Böden werden lediglich zur Verdeutlichung unterschiedlicher bodenmechanischer Randbedingungen auf das plastische bzw. elastische Verhalten unter zyklischer Beanspruchung hinzugezogen. Weiterhin ist zu den nachfolgenden Abschnitten anzumerken, dass bei der Ergebnisdarstellung nicht alle Versuchsvariationen graphisch dargestellt werden konnten, da dies den Umfang der Arbeit sprengen würde. Die Zusammenfassung aller durchgeführten Versuche wird im Abschnitt 7 bei der Ableitung des Materialverhaltens unter zyklischer und dynamischer Beanspruchung deutlich.

6.7 Plastisches Langzeitverhalten

6.7.1 Allgemeines

Die durchgeführten Versuche ergaben für den Basaltschotter 22,4/63 in mitteldichter Lagerung ($D = 0,47$) bis zu einem dynamischen Spannungsverhältnis $X = 0,85$ ein zyklisch stabiles Verhalten. Der lineare Kurvenverlauf der plastischen Dehnungen zur Ableitung der zyklischen Stabilität nach Abschnitt 3 wird beim untersuchten Schottermaterial erst in der doppellogarithmischen Skalierung erkennbar (Bild 6.11). In der halblogarithmischen Darstellung ist die typische Form der „Zyklischen Beruhigung“ nicht eindeutig zu erkennen, vergleiche hierzu auch Bild 6.13.

Aus den in Bild 6.11 dargestellten plastischen Dehnungskurven können verschiedene Einflussgrößen und deren Auswirkung auf das plastische Verhalten abgelesen werden. Die Einflussgrößen sind nachfolgend einzeln benannt.

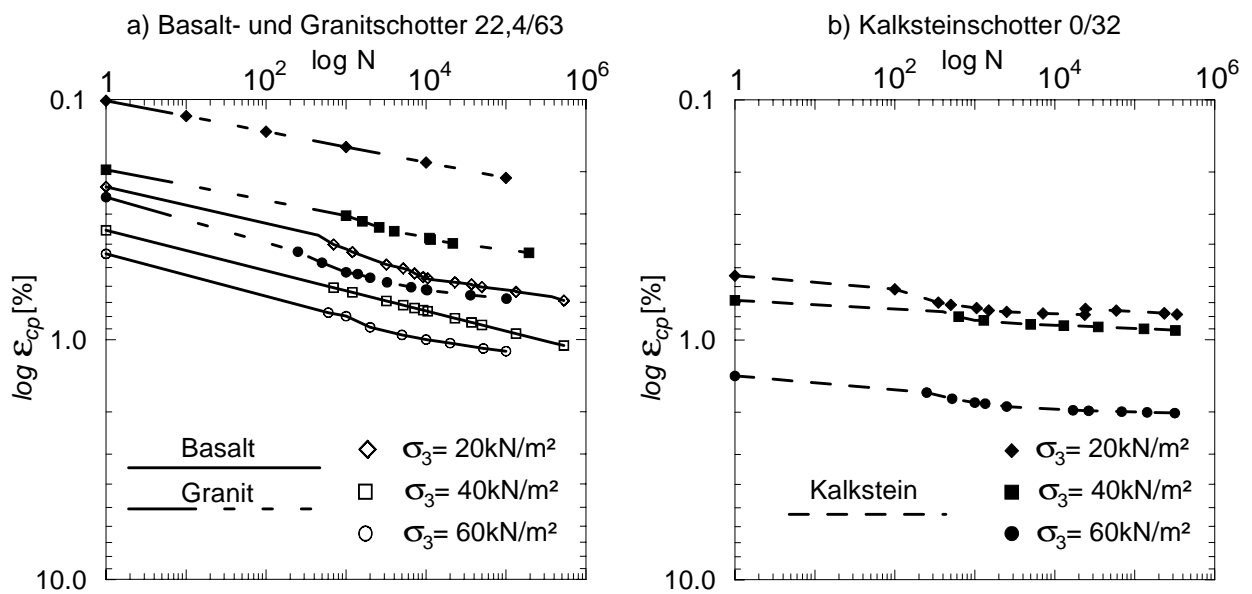


Bild 6.11: Plastische Dehnungen in Abhängigkeit von der Zyklenzahl unterschiedlicher Schotterarten

6.7.2 Seitenspannung

Aus der gewählten doppellogarithmischen Darstellung in Bild 6.11 ist ein nahezu paralleler Verlauf der plastischen Dehnungskurven der nichtbindigen Böden bei unterschiedlichen Seitenspannungen zu erkennen. Dieses Verhalten wurde bei allen untersuchten Böden beobachtet. Die bleibende Dehnung nach dem ersten Lastwechsel $\epsilon_{cp,N=1}$ wird ebenfalls von der Seitenspannung beeinflusst. Wie in Bild 6.11 zu sehen, nimmt mit zunehmender Seitenspannung der plastische Dehnungsanteil nach dem ersten Lastwechsel zu. Dieses Verhalten, zunehmende plastische Verformungen $\epsilon_{cp,N=1}$ mit zunehmender Seitenspannung, scheint auf den ersten Blick widersprüchlich. Die Begründung hierfür ist in der Normierung der zyklisch-dynamischen Spannung mit Hilfe des Verhältnisfaktors X zu sehen. Bei den Versuchen in Bild 6.11 war der dynamische Verhältnisfaktor X konstant. Bei einer konstanten zyklisch-dynamischen Spannung nehmen die bleibenden Verformungen mit zunehmender Seitenspannung ab, da die zyklisch deviatorische Spannung und damit einhergehend der Verhältnisfaktor X kleiner wird.

6.7.3 Kornrauigkeit

In Bild 6.11a werden die geringeren plastischen Anfangsdehnungen des Granits gegenüber dem Basaltmaterial deutlich. Dieser Unterschied kann auf die höhere Oberflächenrauigkeit

des Granits zurückgeführt werden. Alle weiteren bodenmechanischen sowie versuchstechnischen Randbedingungen wurden in gleicher Größenordnung eingestellt. Neben den geringeren plastischen Dehnungen nach dem ersten Lastzyklus wurden bei dem oberflächenrauhem Granit auch kleinere plastische Dehnungsraten mit zunehmender Zyklenzahl hervorgerufen. Eine quantitative Betrachtung der zyklischen Triaxialversuche ergab, dass im Vergleich zum Basaltschotter der oberflächenrauere Granitschotter ca. 50 % geringere bleibende Verformungen nach $N = 10^5$ Lastwechseln aufweist. Dieses Verhalten kann insbesondere für die Optimierung von Gleisschottermaterial genutzt werden, bedingt aber weitergehende Untersuchungen. Speziell die Definition und Ermittlung der Kornoberflächenrauigkeit, die nach *Brüggemann/Toussaint (1989)* sehr subjektiv auf organoleptischem Wege ermittelt wurde, sollte verbessert werden.

6.7.4 Kornverteilung

Vergleicht man die Versuchsergebnisse von Bild 6.11a und Bild 6.11b, so lässt sich der Einfluss der Korngrößenverteilung ableiten. Hierfür ist besonders der Vergleich von Basalt und Kalkstein heranzuziehen, da beide Gesteinsarten ähnliche Kornoberflächenrauigkeiten besitzen. Dem Bild 6.11 ist zu entnehmen, dass das weitgestufte Kalksteinmaterial eine geringere Zunahme der plastischen Dehnungsincremente aufweist. Aufgrund unterschiedlicher Einbaudichten zwischen Basalt- bzw. Granitschotter und dem verwendeten Kalkstein-schotter ist hier nur der Vergleich des Anstieges der plastischen Dehnungskurven möglich. Es ist jedoch anzunehmen, dass bei vergleichbarer Probenherstellung mit gleicher Verdichtungsenergie die bleibenden Dehnungen nach dem ersten Lastwechsel $\varepsilon_{cp,N=1}$ eines weitgestuften Bodens im Gegensatz zur enggestufen Kornverteilung des Gleisschotters geringer ausfallen. Auf den Einfluss der Einbaudichte, insbesondere der Porenzahl e , wird an späterer Stelle nochmals genauer eingegangen.

6.7.5 Dynamische Spannung

Der Einfluss des dynamischen Spannungsverhältnisses und damit der dynamischen Spannung ist in Bild 6.12 zu erkennen. Hier sind die plastischen Dehnungen in Abhängigkeit von dem dynamischen Spannungsverhältnis bei unterschiedlichen Beanspruchungszeitpunkten aufgetragen. Die bleibenden Dehnungen wachsen mit dem dynamischen Spannungsverhältnis X exponentiell an. Dieser Zuwachs ist theoretisch bis zu einem Verhältnisfaktor $X = 1$ zu

erwarten, wobei ab einem Spannungsverhältnis $X = 0,85$ der zyklische Versagenszustand eintritt.

Die Auffächerung der Kurvenschar in Bild 6.12a kennzeichnet die Zunahme der plastischen Dehnungsinkremente mit der Beanspruchungsdauer in Abhängigkeit von der dynamischen Spannung. Dieser Einfluss kommt in Bild 6.13 noch deutlicher zum Ausdruck und bedeutet, dass der Anstieg der plastischen Dehnungskurven in der $\epsilon-N$ Darstellung bei größeren Spannungsamplituden zunimmt und somit die Variable α nach Gleichung (6.4) keine Materialkonstante ist.

Neben dem zyklischen Spannungsverhältnis X wird in Bild 6.12b der Einfluss der Einbaudichte und somit auch der Scherfestigkeit kenntlich. Es ist anzumerken, dass in den Versuchen dieser Darstellung eine konstante zyklisch-dynamische Spannungsamplitude verwendet wurde. Die Normierung der zyklisch-dynamischen Spannung auf die deviatorische Bruchspannung unter statischer Belastung erfolgte auf der Grundlage der statischen Triaxialversuche bei einer Einbaudichte von $\rho_E = 1,72 \text{ g/cm}^3$. Aufgrund des pyknotrophen Verhaltens nichtbindiger Böden unter statischer Belastung sind die angegebenen X -Werte für die Versuche mit einer Einbaudichte von $\rho_E = 1,65 \text{ g/cm}^3$ nicht korrekt. Die Verhältnisfaktoren liegen bei diesen Proben wegen der geringeren statischen Bruchspannung höher als in Bild 6.12b dargestellt. Die Kurven in Bild 6.12b verdeutlichen jedoch sehr anschaulich, dass bei einer gleichbleibenden zyklisch-dynamischen Spannungsamplitude aber geringerer Scherfestigkeit, wesentlich größere plastische Anfangsdehnungen auftreten. Auf den Einfluss der Porenzahl wird an späterer Stelle noch genauer eingegangen.

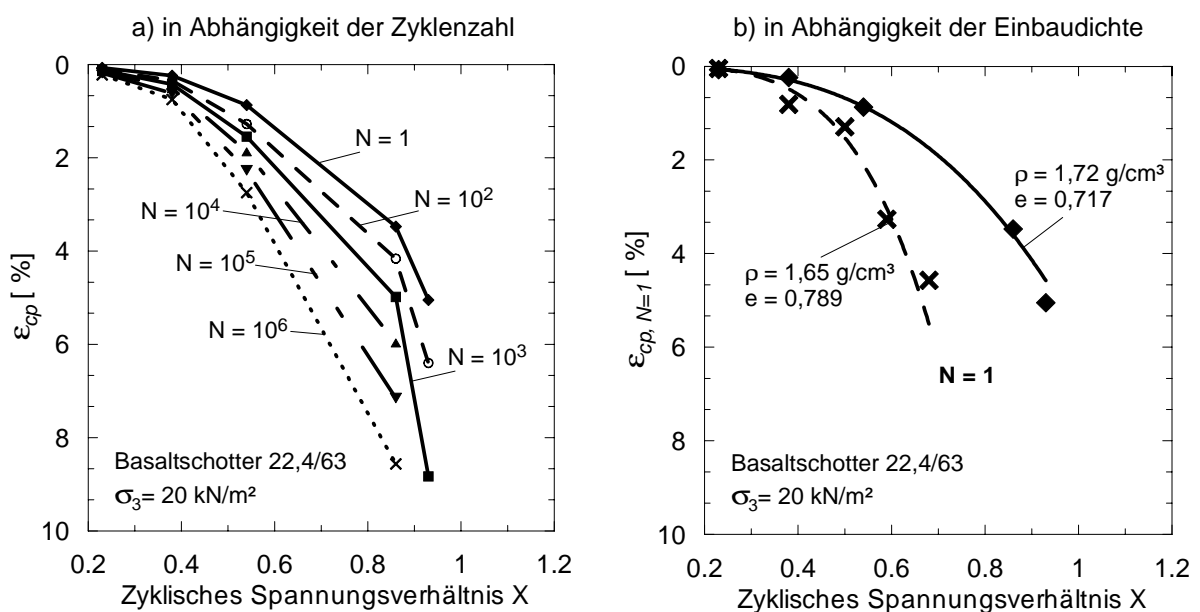


Bild 6.12: Plastische Dehnungen ϵ_{cp} in Abhängigkeit von dem zyklischen Spannungsverhältnisses X

In Bild 6.13a sind die bleibenden Dehnungen ε_{cp} in der halblogarithmischen Darstellung über der Zyklenzahl aufgetragen und zeigen einen nichtlinearen Verlauf der plastischen Dehnungen in dieser Darstellungsform. Dieser nichtlineare Kurvenverlauf darf jedoch nicht als Versagenszustand unter zyklischer Beanspruchung interpretiert werden. Das zyklische Versagen ist zum Vergleich in Bild 6.13b für den halblogarithmischen Diagrammmaßstab abgebildet. Hier ist die überproportionale Zunahme der bleibenden Dehnungen innerhalb weniger Belastungsschritte zu erkennen.

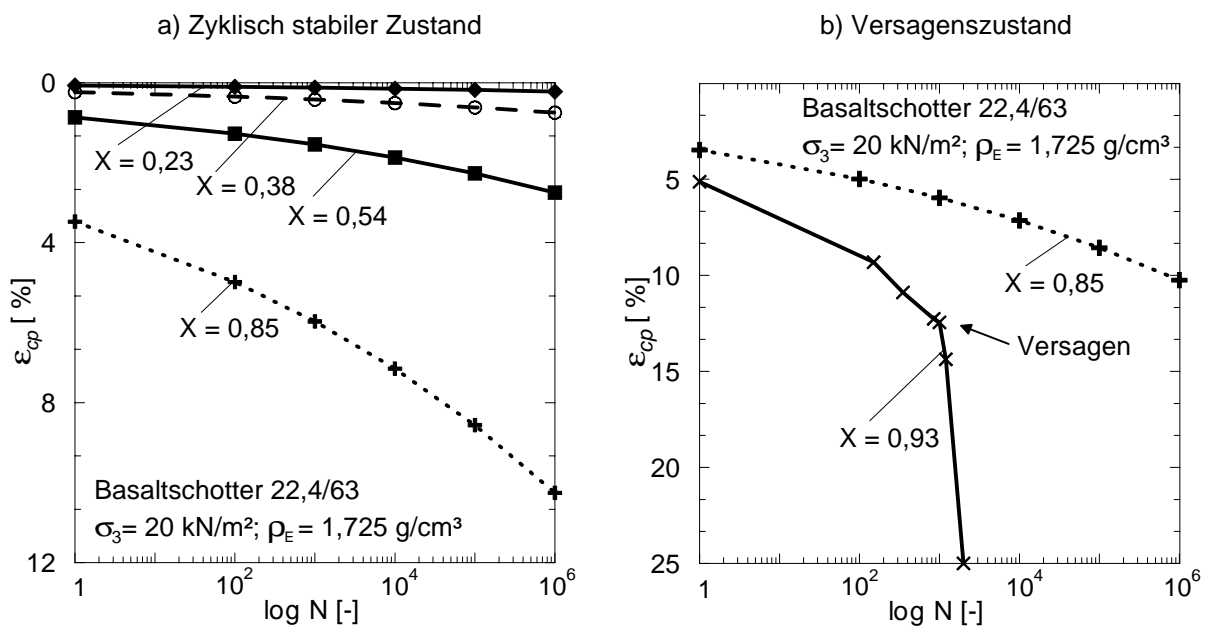
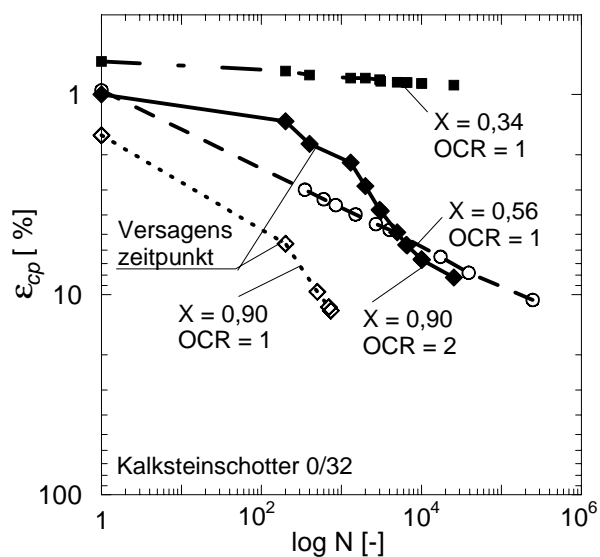


Bild 6.13: Plastische Dehnungen vs. Zyklenzahl bei unterschiedlichen dynamischen Spannungsverhältnissen

6.7.6 Überkonsolidierungsverhältnis

Der Einfluss der Konsolidierungsverhältnisse, im Speziellen des Überkonsolidierungsgrades (OCR), wurde am Beispiel des Kalksteinschotters untersucht. Dabei wurde die Abnahme der bleibenden Dehnungen bei zunehmendem Überkonsolidierungsgrad festgestellt. Geringere plastische Anfangsdehnungen wurden für zyklisch stabile sowie für dynamische Spannungen im Bereich des Versagenszustandes erreicht (Bild 6.14).

**Bild 6.14:**

Plastische Dehnungen des Kalksteinschotters bei unterschiedlichen Überkonsolidierungsverhältnissen

Bei dynamischen Spannungen im Versagenszustand ist eine zeitliche Verzögerung bis zum Eintreten des Versagenszeitpunktes der überkonsolidierten Proben festzustellen. Während die normal konsolidierten Proben ($OCR = 1$) bereits innerhalb weniger hundert Lastzyklen den Versagenszeitpunkt erreichen, tritt dieser Zeitpunkt bei überkonsolidierten Proben ($OCR = 2$) erst nach mehreren hundert bis tausend Lastwechseln ein. Diese Verzögerung kann mit dem „Erinnerungsvermögen“ des Bodens hinsichtlich seiner Spannungsgeschichte erklärt werden. Nach den bisherigen Untersuchungsergebnissen wird dieses Erinnerungsvermögen nach einigen tausend Lastwechseln wieder gelöscht und der Boden verhält sich qualitativ wie ein normalkonsolidierter. Im Rahmen des hypoplastischen Stoffgesetzes wird das Löschen des Erinnerungsvermögens mit dem SOM-Zustand (Swept Out of Memory) berücksichtigt.

Neben den statischen Konsolidierungsverhältnissen vor der zyklischen Versuchsphase bewirkt eine zyklische Vorbelastung ebenfalls ein verändertes plastisches Verhalten. In Bild 6.15 sind die plastischen Dehnungen nach dem 1. Lastzyklus $\varepsilon_{cp,N=1}$ sowie der Kurvenanstiegsparameter α einer Schotterprobe, ohne sowie mit vorangegangener zyklischer Belastung abgebildet.

Die zyklische Vorbelastung wurde nach den Prinzip der Mehrstufentechnik simuliert, d. h. nach jeweils 10^5 Lastwechseln wurde die dynamische Spannungsamplitude erhöht. Die Seitenspannung σ_3 blieb dabei konstant. Bild 6.15a zeigt die plastischen Dehnungen nach dem ersten Lastwechsel $\varepsilon_{cp,N=1}$ und Bild 6.15b den Anstieg α der plastischen Dehnungskurven mit der Zyklenzahl N , siehe Gleichung (6.4).

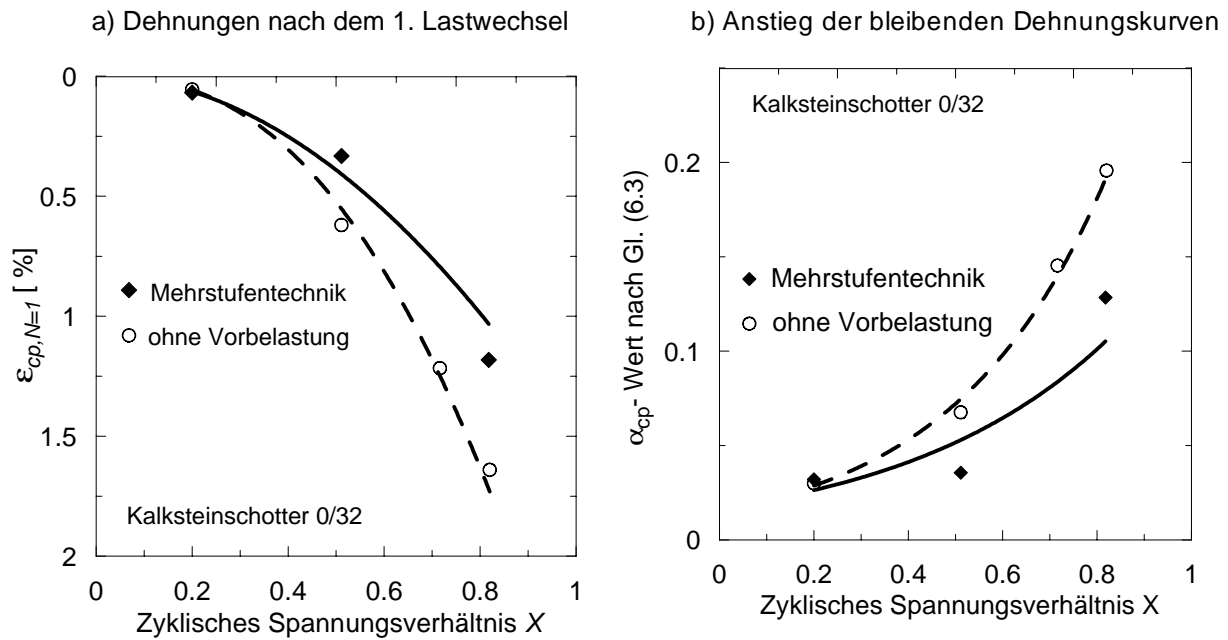


Bild 6.15: Plastisches Dehnungsverhalten zyklisch vorbelasteter und nicht vorbelasteter nichtbindiger Bodenproben bei konstantem σ_3

Die aufgetragenen plastischen Anfangsdehnungen in Bild 6.15a kennzeichnen die akkumulierten Dehnungen der durchgeführten Spannungsphasen eines mehrstufigen zyklischen Triaxialversuches. D. h. in der bleibenden Anfangsdehnung nach Erhöhung der dynamischen Spannung sind die plastischen Dehnungen der vorangegangenen Versuchsphase mit enthalten. Beiden Darstellungen (Bild 6.15a und b) ist zu entnehmen, dass durch die zyklische Vorbelastung die Proben eine Vorverdichtung bzw. Verspannung erfahren und damit einhergehend geringere plastische Dehnungen auftreten.

Die stufenweise Erhöhung der dynamischen Spannung ruft eine Verzerrung des zyklischen Versagenszustandes hervor. Eine Versuchsserie mit 5 aufeinanderfolgenden zyklisch-dynamischen Lastwechselphasen und zunehmender dynamischer Spannung ergab selbst bei $X > 1,0$ ein zyklisch stabiles Verhalten. Die dabei aufgenommene Entwicklung der Volumendehnung ließ nur begrenzt eine Änderung der Porosität und damit die Änderung der Lagerungsdichte der Proben erkennen. Die Rückrechnung der von der Lagerungsdichte abhängigen Scherfestigkeit ergab eine maximal 10 prozentige Abnahme des dynamischen Spannungsverhältnisses. Das korrigierte Spannungsverhältnis lag somit noch über $X = 0,85$. Es ist zu schlussfolgern, dass die Änderung der Lagerungsverhältnisse während eines Mehrstufenversuches nicht ausschließlich für die Verschiebung des Versagenszustandes verantwortlich ist. Vielmehr ist anzunehmen, dass es innerhalb der Probe zu Verspannungen kommt, welche aufgrund der Korngeometrie z. Zt. messtechnisch nicht erfasst werden können.

Aus diesen Versuchsreihen konnten folgende Schlussfolgerungen bezüglich zyklischer Laborversuche sowie für die Interpretation der Versuchsergebnisse hinsichtlich der plastischen Verformungsprognose von Erdbauwerken getroffen werden:

- a) Die Anwendung der Mehrstufentechnik für zyklische Triaxialversuche birgt als Fehlerquelle die Ermittlung zu geringer plastischer Dehnungen, da durch die Spannungsvorgeschichte die Probe bereits eine Verdichtung erfahren hat. Für die Grundlagenforschung zum Materialverhalten von Böden unter zyklischer Beanspruchung ist daher die Mehrstufentechnik nur bedingt geeignet.
- b) Ein normalkonsolidierter Boden, der eine gewisse zyklische Spannungsgeschichte erfahren hat, kann kurzzeitig auch höhere Beanspruchungen ertragen, ohne dass es zum Versagen der Probe kommt. Vergleiche hierzu auch die Ergebnisse der überkonsolidierten Versuche in Bild 6.14.
- c) Hinsichtlich der Übertragbarkeit der Ergebnisse zyklischer Triaxialversuche zur Verformungsabschätzung realer Strukturen sind Vorverdichtungen aus dem Baubetrieb zu berücksichtigen. Baustellenverkehr sowie die lagenweise Verdichtung der einzelnen Schichten bewirken bezüglich der späteren regulären Betriebsbeanspruchung ein geringeres Verformungsverhalten der Erdbaukonstruktion. Bleiben diese Vorverdichtungen bei der Interpretation unberücksichtigt, werden zu große Setzungen prognostiziert.

Für die Ableitung des plastischen und elastischen Verhaltens der in dieser Arbeit untersuchten nichtbindigen Böden und Schotter unter zyklischer und dynamischer Beanspruchung wurde jeder einzelne Elementversuch neu aufgebaut. Dabei wurde jeder Versuch mit der gleichen Einbautechnik, d. h. mit der gleichen Verdichtungsenergie hergestellt. Die im Labor verwendete manuelle Verdichtungstechnik ist mit denen unter Baustellenbedingungen nicht zu vergleichen. Der Vorteil liegt jedoch im genau definierten Ausgangszustand der Proben hinsichtlich der Vorverdichtung. Diese Vorverdichtung kann energetisch erfasst werden, und mit Hilfe einer Energiebilanz können die Versuchsergebnisse den realistischen Bedingungen der Erdbauwerke angenähert werden. Auf diesen Sachverhalt wird in Abschnitt 9 eingegangen.

6.7.7 Einfluss der Einbaudichte

Der Einfluss der Einbaudichte bei den Elementversuchen soll an dieser Stelle ausschließlich auf das plastische Langzeitdehnungsverhalten bezogen werden. Das Volumendehnungsver-

halten und damit verbunden die Entwicklung der Porenzahl bzw. der Probedichte in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl wird in Abschnitt 6.8 ausführlich diskutiert.

In Bild 6.16 ist der Einfluss der Porenzahl e auf das plastische Dehnungsverhalten in Abhängigkeit von der Zyklenzahl dargestellt. Wie in Bild 6.16a zu erkennen ist, nehmen die Anfangsdehnungen $\varepsilon_{cp,N=1}$ mit steigender Porosität exponentiell zu. Dieses Verhalten war zu erwarten, da mit zunehmender Porosität die Lagerungsdichte abnimmt und die Verdichtungs- bzw. Umlagerungswilligkeit steigt. Der Vergleich der Anfangsdehnungen $\varepsilon_{cp,N=1}$ ergibt, dass bei locker gelagerten Proben ($D = 0,29$) bis zu 10 mal größere plastische Anfangsdehnungen auftreten können, als in dichter Lagerung ($D = 0,68$), siehe Bild 6.16a.

Auf die Entwicklung der plastischen Dehnungen in Abhängigkeit der Lastwechselzahl kann aus den durchgeführten Versuchen kein erkennbarer Einfluss der Porenzahl abgeleitet werden. Die ermittelten Kurvenanstiegsparameter α nach Gleichung 6.3 sind somit unabhängig der Porosität (Bild 6.16b). Vergleichbare Ergebnisse wurden auch von *Hettler (1981)* bei zyklisch-dynamisch beanspruchten Fundamenten und Pfählen festgestellt.

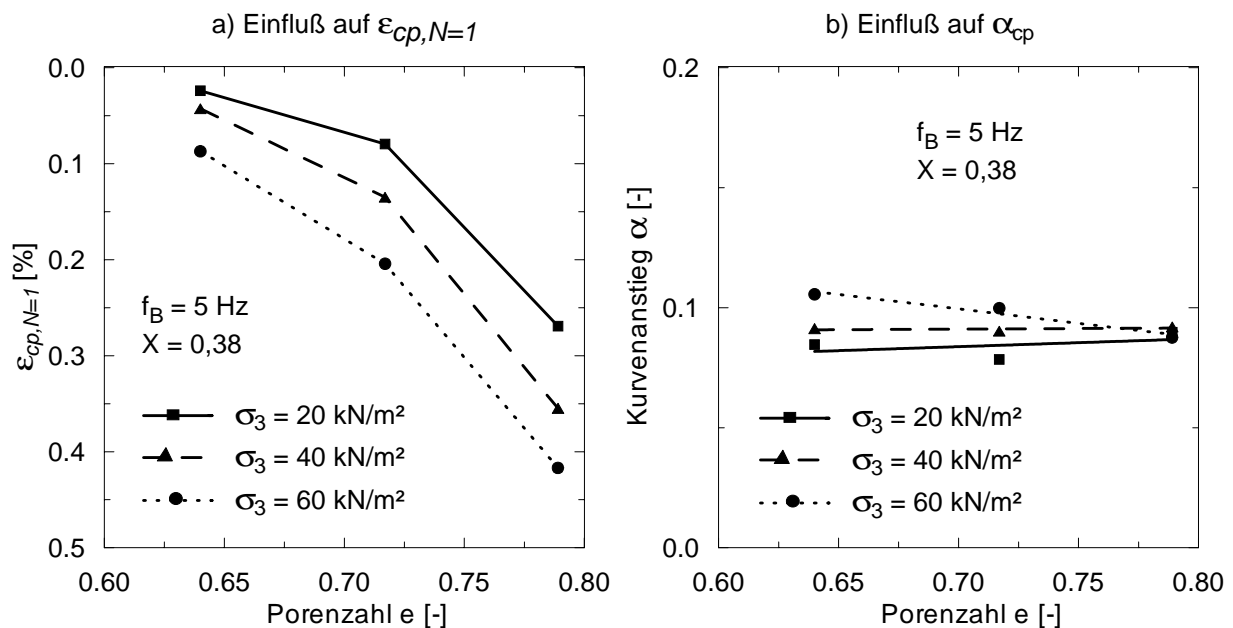


Bild 6.16: Einfluss der Porenzahl auf die plastischen Dehnungen nach dem 1. Lastwechsel und auf den Kurvenanstieg α der plastischen Dehnungen in Abhängigkeit der Zyklenzahl

6.7.8 Frequenzabhängigkeit

In Bild 6.17 ist der Einfluss der Belastungsfrequenz auf das plastische Dehnungsverhalten abgebildet. Mit zunehmender Belastungsfrequenz und ansonsten gleichen Versuchsrandbedingungen steigen die bleibenden Dehnungsanteile $\varepsilon_{cp,N=1}$ der Probe an (Bild 6.17a). Dieses Verhalten deckt sich mit den Erfahrungen aus der Verdichtungspraxis, bei der durch die Zunahme der Verdichtungsfrequenz die Reibungskräfte zwischen den Schotterkörnern herabgesetzt wird. Das Ergebnis ist eine Strukturänderung des granularen Haufwerkes infolge Kornumlagerung.

Im weiteren Verlauf der plastischen Dehnungen, d. h. mit zunehmender Lastwechselzahl, ist die Abnahme des Kurvenanstieges α_{cp} bei höheren Frequenzen zu sehen. Die plastischen Dehnungsinkremente sind demnach bei höheren Frequenzen kleiner (Bild 6.17b).

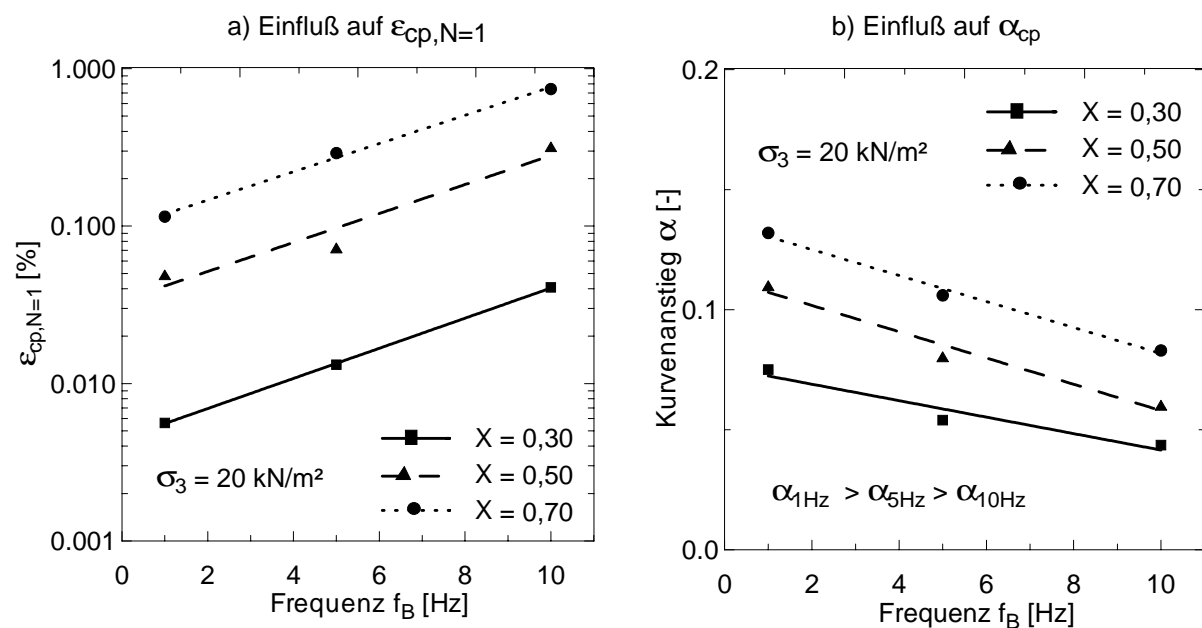


Bild 6.17: Einfluss der axialen Belastungsfrequenz f_B auf das plastische Dehnungsverhalten

6.8 Entwicklung der Porenzahl unter zyklischer Beanspruchung und Definition der pseudokritischen Porenzahl

Die Porenzahl ist ein wesentlicher Materialkennwert nichtbindiger Böden und Schotter. Aus diesem Grund wurde der Basaltschotter mit drei verschiedenen Einbaudichten und damit in drei verschiedenen Porenzahlen eingebaut. Zwischen Einbaudichte und Porenzahl besteht der lineare Zusammenhang:

$$e = (1 + w) \cdot \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1. \quad (6.6)$$

Zunächst soll das Volumenverhalten in Abhängigkeit der Zyklenzahl dargestellt werden. Unabhängig von der Einbaudichte reagierten die Proben bis zu einer Zyklenzahl N_{krit} mit dilatantem Verhalten. Anschließend trat unter der zyklisch-dynamischen Beanspruchung eine Verdichtung der Proben ein (Bild 6.18). Der Übergang vom dilatanten zum kontraktanten Verhalten lag bei den untersuchten Proben in einem Schwankungsbereich zwischen $N_{krit} = 1$ bis $N_{krit} = 100$ und konnte aus der halblogarithmischen $\Delta V/V-N$ -Darstellung im Mittel bei $N_{krit} = 10$ bestimmt werden. Volumen und Porenzahlentwicklung stehen in unmittelbarem Zusammenhang und zeigen ein qualitativ ähnliches Verhalten.

Wie in Bild 6.18 zu erkennen, ist bei 10 Belastungszyklen eine maximale Zunahme der Porenzahl unter einer zyklisch-dynamischen Beanspruchung zu erwarten. Bis zu dieser Zyklenzahl nimmt die Porenzahl zu. Ist dieser Belastungszeitpunkt erreicht nimmt die Porenzahl kontinuierlich ab. Die unter der zyklisch-dynamischen Beanspruchung maximal erzielbare Porenzahl wird in Anlehnung an statische Triaxialversuche als „Pseudokritische Porenzahl $e_{ps,krit}$ “ bezeichnet. Sie beschreibt die maximale Volumenausdehnung im zyklisch-dynamischen Triaxialversuch.

Aufgrund der relativ großen Schwankungsbereiche der Porenzahlen beim Einbau der Proben lässt sich die maximale Zunahme der Porenzahl aus den Versuchsergebnissen nicht direkt definieren. Daher wurden die in den Versuchen erzielten $e_{ps,krit}$ auf die jeweilige Ausgangsporenzahl e_A normiert (Bild 6.18). Der Normierungsfaktor wird mit P_N bezeichnet

$$P_N = \frac{e_{ps,krit}}{e_A} \quad (6.7)$$

mit:

$e_{ps,krit}$ Pseudokritische Porenzahl im zyklisch-dynamischen Triaxialversuch

e_A Anfangsporenzahl im zyklisch-dynamischen Triaxialversuch ($N = 0$)

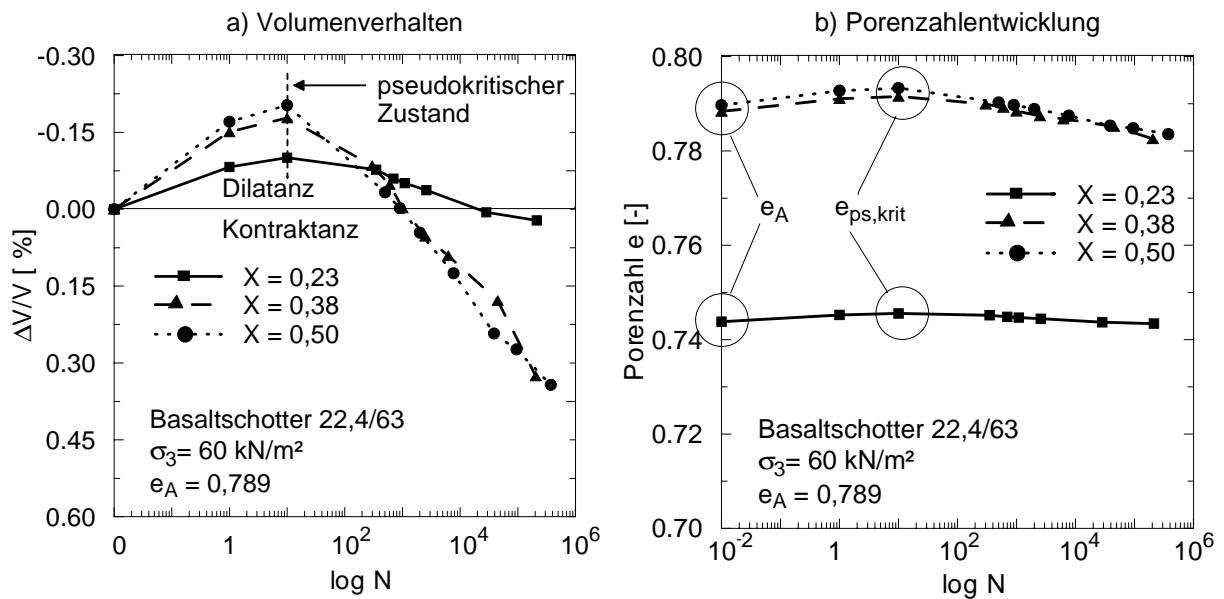


Bild 6.18: Volumen- und Porenzahlentwicklung zyklisch-dynamisch beanspruchter Gleisschotterproben in Abhängigkeit von der Zyklenzahl

In Bild 6.19 sind die Normierungsfaktoren P_N in Abhängigkeit vom zyklischen Spannungsverhältnis bei unterschiedlichen Seitenspannungen und Ausgangsporenzahlen dargestellt. Der Einfluss des zyklischen Spannungsverhältnisses X ist in dieser Darstellung zu erkennen. Es ist festzustellen, dass mit zunehmendem X der Normierungsfaktor P_N größer wird und damit eine größere Anfangsdilatation erreicht wird.

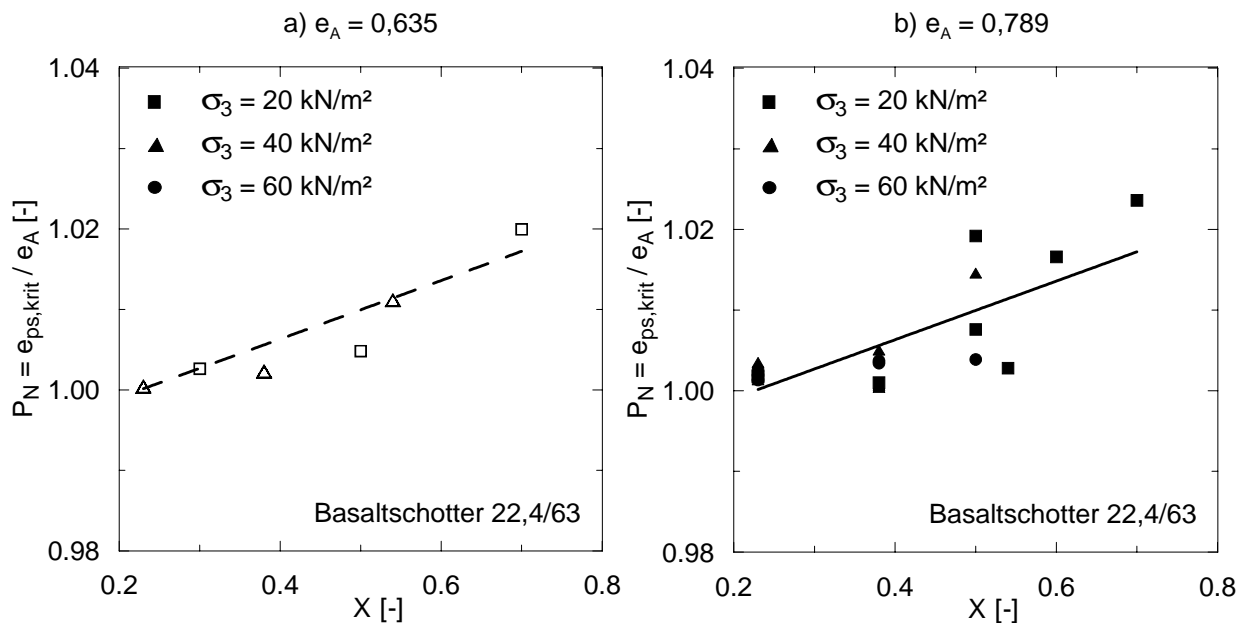


Bild 6.19: Normierungsfaktor P_N in Abhängigkeit vom zyklischen Spannungsverhältnis X bei unterschiedlichen Seitenspannungen und Ausgangsporenzahl e_A

Ein Einfluss der Seitenspannung sowie der Ausgangsporenzahl kann aus den normierten Versuchsergebnissen nach Bild 6.19 nicht entnommen werden. Die Ausgangsporenzahl beeinflusst die anfängliche zyklische Dilatation insofern, dass bei steigenden e_A eine größere *pseudokritische Porenzahl* und damit nach Gleichung (6.7) eine stärkere Auflockerung erreicht wird.

Der Normierungsfaktor P_N kann in Abhängigkeit vom zyklisch-dynamischen Spannungsverhältnis X beschrieben werden

$$P_N = 0,036 \cdot X + 1 . \quad (6.8)$$

Setzt man Gleichung (6.8) in Gleichung (6.7) ein, erhält man für $e_{ps,krit}$

$$e_{ps,krit} = (0,036 \cdot X + 1) \cdot e_A . \quad (6.9)$$

Durch den gezeigten Einfluss der Porenzahl ist zu schließen, dass infolge des kontraktanten Materialverhaltens ab dem pseudokritischen Zustand die Probendichte zunimmt und damit die Porenzahl e kleiner wird. Mit kleiner werdender Porenzahl nehmen die plastischen Dehnungsinkremente ab. Das konvergierende plastische Dehnungsverhalten der nicht bindigen Böden und des Schotters unter zyklisch-dynamisch stabilen Spannungsverhältnissen ist darin begründet.

6.9 Elastisches Verhalten unter zyklischer Axialbeanspruchung

6.9.1 Allgemeines

Die Darstellung des elastischen Materialverhaltens unter zyklisch-dynamischer bzw. unter dynamischer Beanspruchung wird in Form des dynamischen Elastizitätsmoduls $E_{S,dyn}$ bzw. E_{dyn} vorgenommen. Mit $E_{S,dyn}$ wird der aus den zyklisch-dynamischen Triaxialversuchen ermittelte Sekantenmodul und mit E_{dyn} der aus dem Schubmodul G_{dyn} berechnete Elastizitätsmodul bezeichnet.

Die Elastizitätsmoduln der untersuchten nichtbindigen Böden und Schottermaterialien wurden einerseits aus den zyklisch-dynamischen Triaxialversuchen nach Gleichung (6.2) und Bild 6.9 und andererseits aus den Resonant-Column Versuchen nach Abschnitt 5 abgeleitet. Die Verwendung beider Versuchstechniken bietet neben der Absicherung der elastischen Ergebnisse die Möglichkeit diese miteinander zu vergleichen.

Bei dem Vergleich der elastischen Parameter aus zyklischen Triaxial- und Resonant-Column Versuchen ist die Einbeziehung der Axial- und der Scherdehnung von wesentlicher Notwendigkeit. Die Größe des Elastizitäts- und Schubmoduls ist jeweils von der eingebrachten Dehnung abhängig, siehe Abschnitt 3. Für die angestellten Vergleiche des elastischen Verhaltens beider Versuchstechniken wurde zuvor die Scherdehnung γ_e mit der Axialdehnung ε_{ce} verglichen.

$$\gamma_e = \varepsilon_{ce} \cdot (1 + \nu_{dyn}) \quad (3.3)$$

Um die Vergleichbarkeit von Scherdehnung und zyklischer Axialdehnung zu erlangen, wurden in jeder RC-Phase verschiedene dynamische Torsionsmomente aufgebracht und somit unterschiedliche Scherdehnungen erzielt (Bild 5.8). Sofern die Voraussetzung nach Gleichung (3.3) erfüllt war, wurde aus dem Schubmodul G_{dyn} des RC-Versuches der dynamische Elastizitätsmodul E_{dyn} berechnet

$$G_{dyn} = \frac{E_{dyn}}{2 \cdot (1 + \nu_{dyn})} \quad (3.2)$$

In den Abschnitten 6.9.2 bis 6.9.6 wird ausschließlich das elastische Verhalten der zyklisch-dynamischen Triaxialversuche, d. h. $E_{S,dyn}$ bewertet. Die Einbindung der berechneten E_{dyn} -Werte aus den RC-Versuchen erfolgt in Abschnitt 6.10.

Die Einflussgrößen auf die dynamischen Parameter sowie deren Abhängigkeiten werden in den folgenden Abschnitten im Einzelnen behandelt. Dabei werden, wie schon beim plastischen Dehnungsverhalten praktiziert, die Versuchsergebnisse beispielhaft dargestellt. Eine ganzheitliche Betrachtung und Zusammenstellung findet im Zuge der Ableitung des elastischen Stoffansatzes in Abschnitt 7 statt.

6.9.2 Entwicklung der Steifigkeit versus Lastwechselzahl

Während der zyklisch-dynamischen Belastungen im Triaxialversuch mit konstanter zyklischer Spannungsamplitude zeigte das Schottermaterial eine kontinuierliche Abnahme der elastischen Dehnungen mit zunehmender Anzahl an Lastwechseln. Daraus resultiert eine Zunahme der Steifigkeit, die gegen eine Asymptote konvergiert (Bild 6.20). Dieses Verhalten wurde für alle untersuchten Einbaudichten, Seitenspannungen, Spannungsamplituden und Frequenzen beobachtet. Die nach einer Million Lastwechseln maximal erreichte Zunahme des dynamischen Sekantenmoduls $E_{S,dyn}$ betrug ca. 100 % der Anfangssteifigkeit $E_{S,dyn,N=1}$.

Erklärt wird diese Steifigkeitszunahme mit dem kontraktanten Verhalten des Schotters nach Erreichen der pseudokritischen Porenzahl e_{ps} , siehe Abschnitt 6.8, sowie mit Spannungseffekten während der Beanspruchung. Die Volumenabnahme ist mit der Zunahme der Lagerungsdichte und der Abnahme der Porenzahl verbunden. Dieser Zusammenhang zwischen Porenvolumen und Steifigkeit ist für statische Belastungen hinlänglich bekannt, *Janbu (1963)*. Der Einfluss der Porenzahl e bezüglich des elastischen Verhaltens unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung wird in Abschnitt 6.9.6 verdeutlicht.

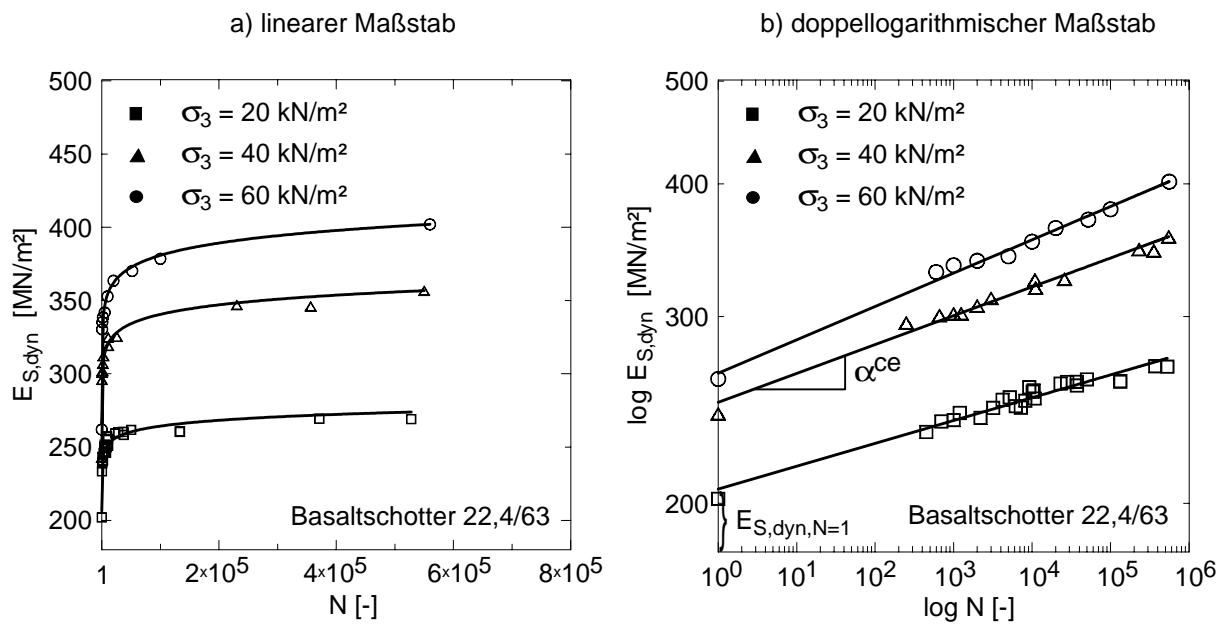


Bild 6.20: Entwicklung des dynamischen Sekantenmoduls $E_{S,dyn,N}$ in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel N

Das elastische Verhalten kann in ähnlicher Weise zum plastischen Verhalten unter zyklisch-dynamischer Belastung veranschaulicht und beschrieben werden. Für die Auswertung des zyklisch-dynamischen Sekantenmoduls wurde die doppellogarithmische Skalierung im $E_{S,dyn}-N$ -Diagramm gewählt. Dabei ergibt sich nach Bild 6.20b ein linearer Kurvenverlauf für $E_{S,dyn,N}$, welcher mit dem Potenzansatz:

$$E_{S,dyn,N} = E_{S,dyn,N=1} \cdot N^{\alpha_{ce}} \quad (6.10)$$

mit:

$E_{S,dyn,N=1}$ Anfangssteifigkeit des zyklisch-dynamischen Sekantenmodul beim ersten Lastwechsel

$E_{S,dyn,N}$ zyklisch-dynamischer Sekantenmodul in Abhängigkeit der Anzahl der Lastwechsel

α_{ce} Kurvenanstiegsparameter im $E_{S,dyn}-\log N$ -Diagramm

beschrieben werden kann.

Die Steifigkeit $E_{S,dyn,N=1}$ wird als zyklisch-dynamische Anfangssteifigkeit des Bodens angesehen und ist nach Tabelle 6.5 in Abschnitt 6.9.5 geringfügig größer als die Anfangstangentensteifigkeit E_T statischer Triaxialversuche.

6.9.3 Einfluss der Seitenspannung σ_3

Wie unter statischer Belastung ist das elastische Verhalten der nichtbindigen Böden und des Schotters unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung von der Seitenspannung σ_3 abhängig. Die Seitenspannung beeinflusst die Anfangssteifigkeit $E_{S,dyn,N=1}$ und den Kurvenanstieg α_{ce} . $E_{S,dyn,N=1}$ sowie der Kurvenanstieg α_{ce} nehmen mit zunehmender Seitenspannung zu (Bild 6.20 und Bild 6.21).

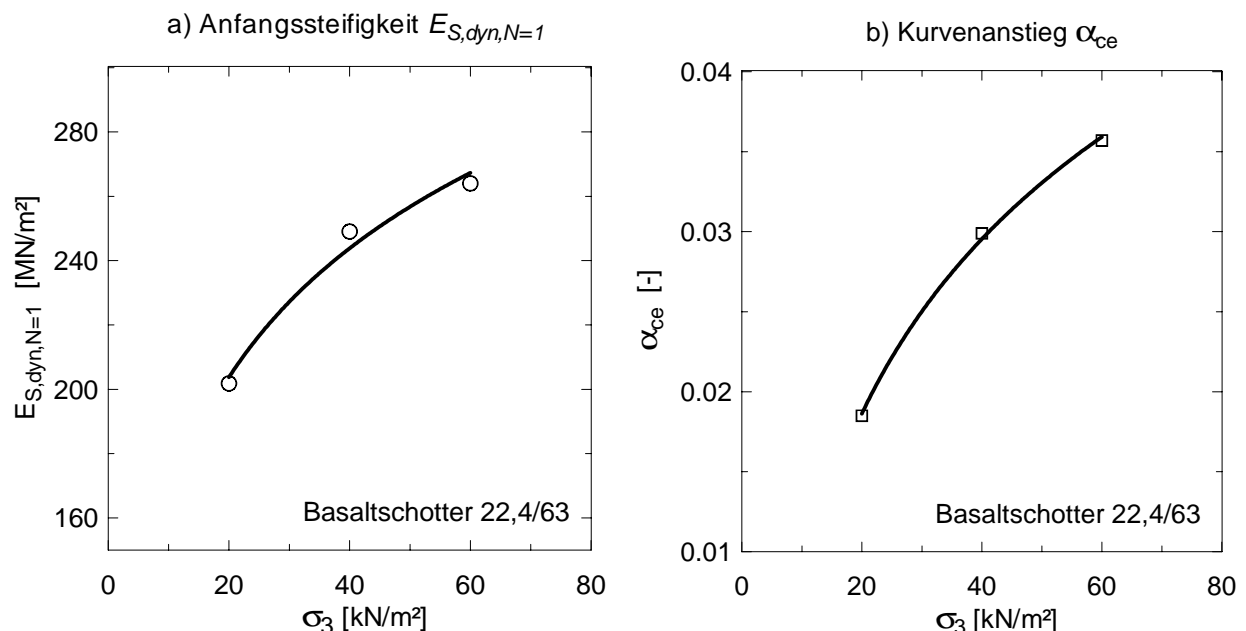


Bild 6.21: Dynamischer Sekantenmodul in Abhängigkeit von der Seitenspannung von Basaltschotter 22,4/63 mit $e = 0,717$ und $f_B = 5$ Hz

Zwischen der Seitenspannung σ_3 und $E_{S,dyn,N=1}$ sowie α_{ce} besteht entsprechend Bild 6.21 ein nichtlinearer Zusammenhang. Der dynamische Sekantenmodul konvergiert mit zunehmender

Seitenspannung gegen einen Maximalwert, der Einfluss der Seitenspannung klingt ab. Aufgrund der Vakuumtechnik im CTRC-Versuchsstand konnte dieser Grenzwert der Seitenspannung experimentell nicht ermittelt werden.

Das konvergierende Verhalten des dynamischen Sekantenmoduls unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung mit zunehmender Seitenspannung ist mit dem unter statischer Belastung bekannten barotropen Verhalten nichtbindiger Böden zu vergleichen. Hier wird von *Schanz (1998)* ein Schwellwert der Seitenspannung von $\sigma_3 > 3 \text{ MN/m}^2$ angegeben, ab welchem der Einfluss der Barotropie verschwindet.

6.9.4 Frequenzabhängigkeit f_B

Durch die Variation der axialen Belastungsfrequenz f_B zwischen 1 und 10 Hz war es möglich, die Abhängigkeit des elastischen Verhaltens der untersuchten Böden von der Belastungsfrequenz zu ermitteln. Bei der Untersuchung der Frequenzabhängigkeit wurde die Anfangssteifigkeit $E_{S,dyn,N=1}$ und der Kurvenanstieg α_{ce} einzeln analysiert. Bei keinem dieser beiden Kenngrößen zeigte die axiale Belastungsfrequenz unter Berücksichtigung der Ergebnisstreuung einen Einfluss. Demnach kann das elastische Verhalten im Bereich zwischen $f_B = 1,0$ und 10,0 Hz als unabhängig von der Belastungsfrequenz angesehen werden. Die Ergebnisse zur Anfangssteifigkeit $E_{S,dyn,N=1}$ und dem Kurvenanstieg α_{ce} sind in Bild 6.22 dargestellt. Neben den experimentell ermittelten Steifigkeitsparametern wurden die Streubereiche gekennzeichnet. In der weiteren Auswertung der Versuchsergebnisse, insbesondere bei der Ableitung des Stoffansatzes zum elastischen Verhalten, werden jeweils die Mittelwerte der aufgenommenen Streubereiche verwendet.

Da die axiale Belastungsfrequenz keinen Einfluss auf das elastische Verhalten ausübt und nur die Anzahl der Lastwechsel die Elastizität einer gleichbleibend zyklisch-dynamisch beanspruchten Elementprobe beeinflusst, wird nachfolgend die Anfangssteifigkeit $E_{S,dyn,N=1}$ auch als zyklisch-dynamische Anfangssteifigkeit bezeichnet. Dadurch soll die Veränderlichkeit des elastischen Verhaltens mit zunehmender Zahl von Lastwechseln deutlicher hervorgehoben werden.

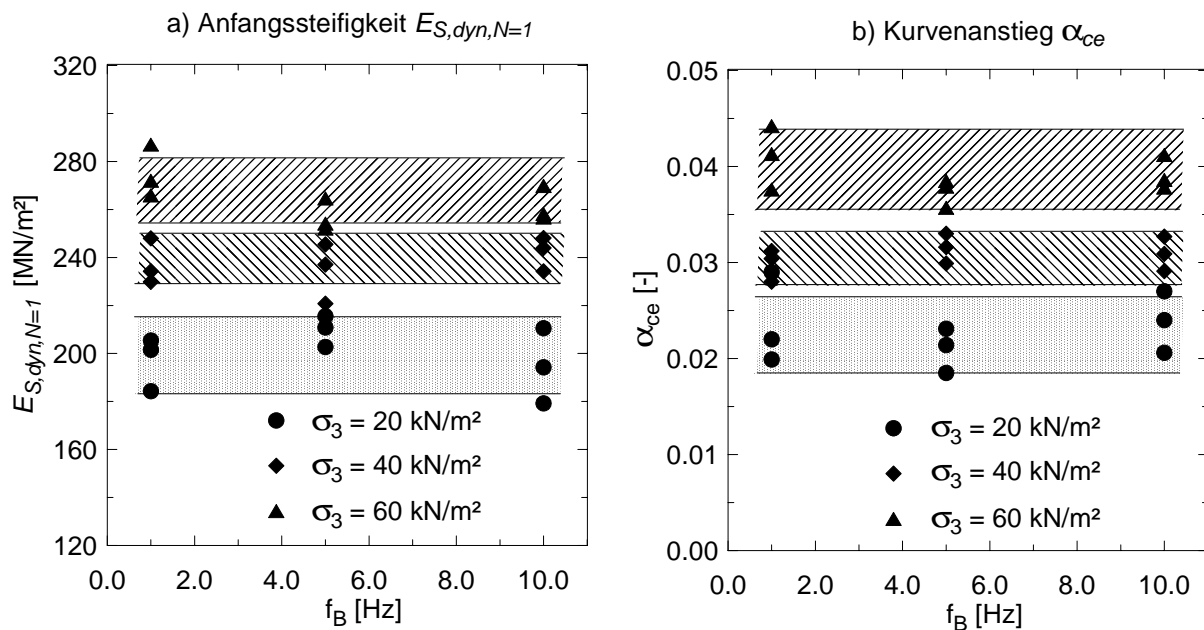


Bild 6.22: Einfluss der Belastungsfrequenz f_B auf die Anfangssteifigkeit $E_{S,dyn,N=1}$ und den Kurvenanstieg α_{ce}

6.9.5 Auswirkung des zyklisch-dynamischen Spannungsverhältnisses X auf das elastische Verhalten

In Bild 6.23a sind beispielhaft die Ergebnisse der Anfangssteifigkeiten $E_{S,dyn,N=1}$ in Abhängigkeit von dem Spannungsverhältnis X dargestellt. Abgesehen von der Streuung der ermittelten Anfangssteifigkeiten ist kein Einfluss des Spannungsverhältnisses X auf $E_{S,dyn,N=1}$ zu erkennen. Es besteht ein linearer Zusammenhang zwischen der zyklisch-dynamischen Spannungsamplitude und den elastischen Dehnungen ε_{ce} . Aufgrund der Streuung der Versuchsergebnisse wurden für die weitere Auswertung von $E_{S,dyn,N=1}$ die Mittelwerte bei gleicher Seitenspannung und Porenzahl verwendet.

Der Kurvenanstieg α_{ce} wird, wie in Bild 6.23b zu sehen, erheblich vom Verhältnisfaktor X bestimmt. Die Zunahme der Steifigkeit bei steigender Lastwechselzahl erfolgt bei größeren X -Werten schneller. Die Abnahmegeschwindigkeit der elastischen Dehnungen ist daher mit zunehmendem Spannungsverhältnis X größer. In Bild 6.23b wurde für die untersuchten Seitenspannungen der Festpunkt für α_{ce} bei $X = 0$ definiert. Bei $X = 0$, was einer Spannungsamplitude von $\sigma_{dyn} = 0$ entspricht, ist der Kurvenanstiegsparameter $\alpha_{ce} = 0$. Durch diese Definition ist eine Änderung der Steifigkeit bei $X = 0$ verhindert und es gilt:

$$E_{S,dyn,N} = E_{S,dyn,N=1} \quad (\text{für } X = 0). \quad (6.11)$$

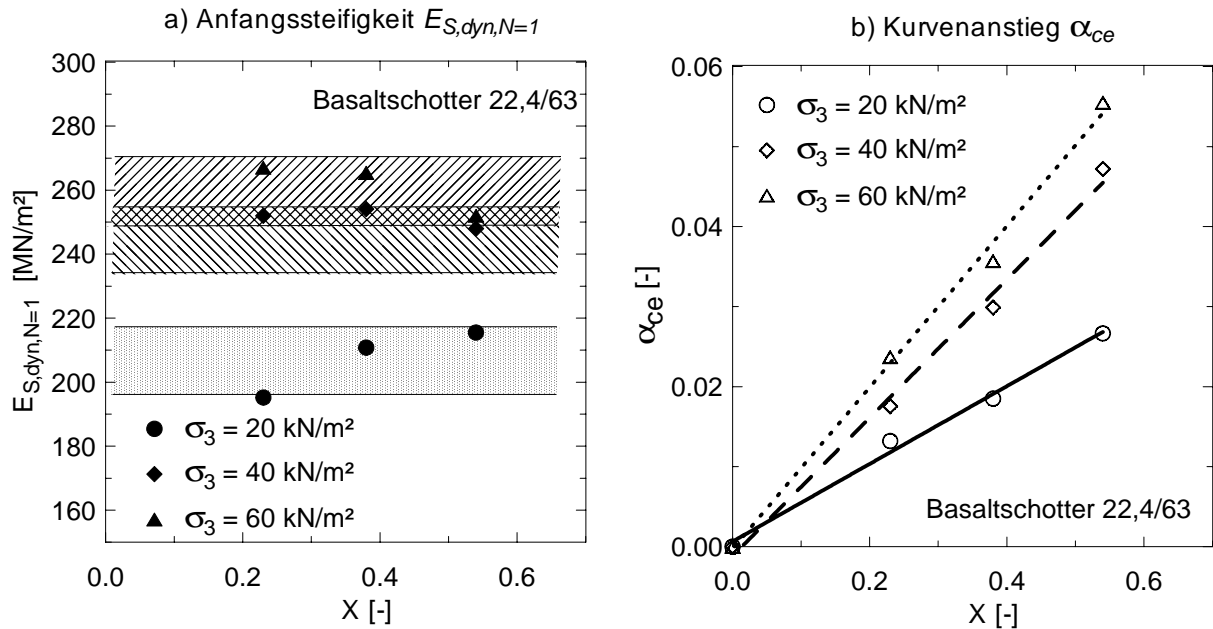


Bild 6.23: Dynamischer Sekantenmodul $E_{S,dyn}$, in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis X , für $f_B = 5$ Hz und $e = 0,717$

Im Weiteren kann daraus geschlossen werden, dass näherungsweise die von der Seitenspannung abhängige Anfangssteifigkeit $E_{S,dyn,N=1}$ des nichtbindigen Bodens und des Schotters dem Anfangstangentenmodul E_T unter statischen Randbedingungen entspricht. Das heißt, die zyklisch-dynamische Beanspruchung hat keinen Einfluss auf die Anfangssteifigkeit. Sie bestimmt aber den Zuwachs der Steifigkeit mit zunehmender Lastwechselzahl.

Zur Untermauerung dieses Ergebnisses sind in Tabelle 6.5 die Anfangssteifigkeiten $E_{S,dyn,N=1}$ der zyklischen Triaxialversuche am Basaltschotter 22,4/63 bei einer Porenzahl von $e = 0,717$ mit den Anfangstangentenmoduln E_T der vergleichbaren statischen Triaxialversuche gegenübergestellt.

Tabelle 6.5: Vergleich der im statischen Triaxialversuch ermittelten Anfangstangentenmoduln E_T und der zyklisch-dynamischen Anfangssteifigkeit $E_{S,dyn,N=1}$, $e = 0,717$

σ_3 [kN/m ²]	E_T [MN/m ²]	$E_{S,dyn,N=1}$ [MN/m ²]	$E_T / E_{S,dyn,N=1}$ [%]
20	160,4	194,2	82,5
40	205,6	243,0	84,4
60	243,2	275,4	88,4

Es ist zu erkennen, dass die Anfangstangentenmoduln der statischen Triaxialversuche ca. 15 % unter den Mittelwerten der Anfangssteifigkeiten $E_{S,dyn,N=1}$ liegen. Unter Berücksichtigung der Streuung der Anfangssteifigkeiten $E_{S,dyn,N=1}$ der zyklisch-dynamischen Triaxialversuche aber auch der Anfangstangentenmodule E_T kann näherungsweise von der Beziehung

$$E_{S,dyn,N=1} \approx E_T \quad (6.12)$$

ausgegangen werden. Das bedeutet, dass das elastische Verhalten der Triaxialprobe während des ersten Lastzyklusses näherungsweise dem elastischen Verhalten unter statischer Belastung bei gleichen Randbedingungen entspricht. Diese Beziehung zwischen statischer Tangentenansfangssteifigkeit und der zyklisch-dynamischen Anfangssteifigkeit gilt nur für vergleichbare elastische Dehnungen $\varepsilon_e < 10^{-2}$ %. Bei größeren elastischen Dehnungen konnte die Übereinstimmung nach Gleichung (6.12) mit dem durchgeführten Untersuchungsprogramm nicht ermittelt werden.

6.9.6 Einfluss der Einbaudichte bzw. der Porenzahl

Der in den zyklisch-dynamischen Triaxialversuchen ermittelte Einfluss der Einbaudichte bzw. der Ausgangsporenzahl ist Bild 6.24 zu entnehmen. Mit zunehmender Ausgangsporenzahl, d. h. mit abnehmender Einbaudichte, nimmt die Anfangssteifigkeit $E_{S,dyn,N=1}$ ab (Bild 6.24a). Die Proben reagieren unter der zyklisch-dynamischen Beanspruchung bei größerem Porenanteil weicher, was in Affinität zum statischen Kompressionsverhalten steht. In dem untersuchten Bereich der Einbaudichten wurde zwischen lockerer und dichter Lagerung ein porenzahlabhängiger Zuwachs der Anfangssteifigkeit von maximal 50 % bei $\sigma_3 = 20 \text{ kN/m}^2$ ermittelt. Die relative Zunahme der Anfangssteifigkeit wird mit höherer Seitenspannung kleiner und beträgt bei einer Seitenspannung von $\sigma_3 = 60 \text{ kN/m}^2$ nur noch 32 %. Der Grenzwert der Seitenspannung, bei welcher der Einfluss der Porosität auf die Anfangssteifigkeit zu Null konvergiert, konnte aufgrund der in Abschnitt 5 angesprochenen Vakuumtechnik der zyklisch-dynamischen Triaxialversuche nicht ermittelt werden. Die Abhängigkeit des elastischen Materialverhaltens von der Dichte (Pyknotropie) wurde unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung ebenfalls festgestellt (Bild 6.24).

Ferner wird der Verlauf der Steifigkeit mit zunehmender Lastwechselzahl von der Einbaudichte beeinflusst. Wie Bild 6.24b zeigt, steigt bei höherer Porenzahl e der Kurvenanstiegparameter α_{ce} an. Die Zunahme von α_{ce} bedeutet einen rascheren Anstieg der Steifigkeit mit der Lastwechselzahl N . In den durchgeführten Versuchen am Basaltschotter wurde bei einem

zyklischen Spannungsverhältnis von $X = 0,23$ im untersuchten Dichtebereich eine maximale Zunahme des Kurvenanstiegsparameters α_{ce} um den Faktor 4 festgestellt.

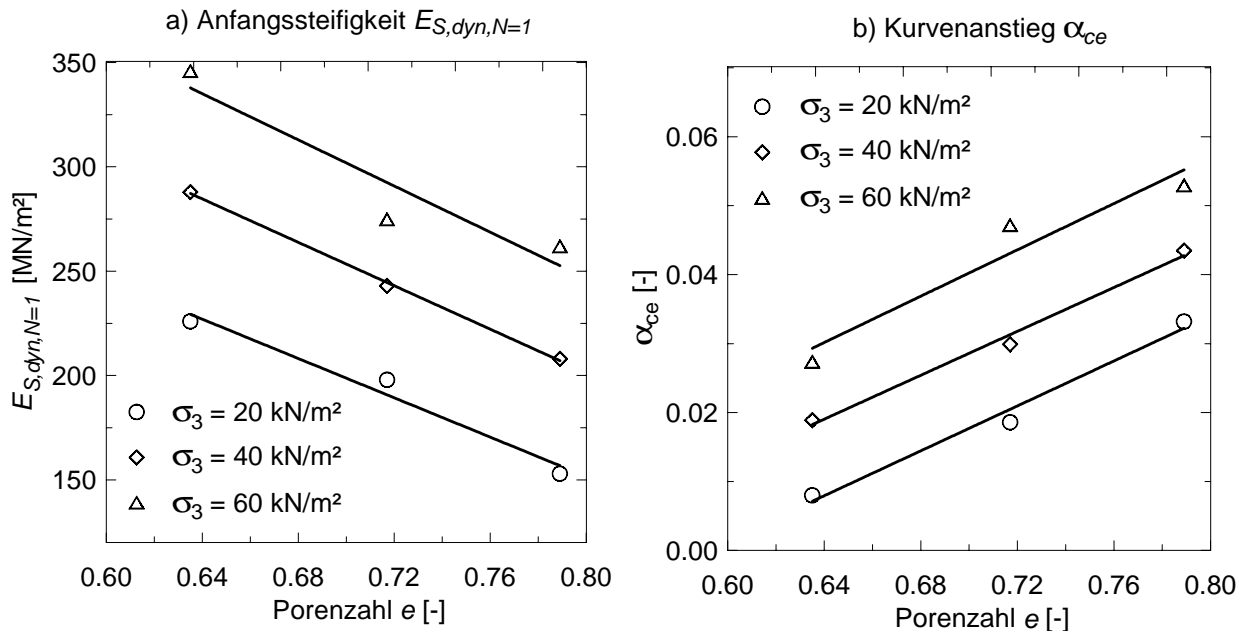


Bild 6.24: Anfangssteifigkeit $E_{S,dyn,N=1}$ und Kurvenanstiegsparameter α_{ce} in Abhängigkeit von der Porenzahl e

Die Versuchsauswertung zeigt, dass die Porenzahl nicht nur im Hinblick auf das plastische Dehnungsverhalten von wesentlichem Einfluss ist. Das elastische Materialverhalten, welches hier in Form des zyklisch-dynamischen Sekantenmoduls beschrieben ist, wird ebenfalls entscheidend von der Porenzahl und damit von der Lagerungsdichte beeinflusst.

6.10 Vergleich des elastischen Verhaltens aus zyklischen Triaxial- und Resonant-Column Versuchen

In diesem Abschnitt wird das elastische Materialverhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung aus zyklischen Triaxial- und Resonant-Column Versuchen verglichen. Dieser Vergleich wurde unter Berücksichtigung der Vergleichbarkeit von Axial- und Scherdehnung entsprechend Abschnitt 6.9.1 durchgeführt und hatte die Beantwortung folgender Fragestellungen zum Ziel:

- Sind die unter gleichen Randbedingungen, wie Seitenspannung, Einbaudichte usw. ermittelten elastischen Materialparameter beider Versuchstechniken vergleichbar?
- Hat die zyklisch-dynamische Axialbelastung eine Auswirkung auf den Schubmodul?

- Wie sind die Materialparameter bei kombiniert zyklisch-dynamisch beanspruchten Fundamenten anzusetzen?

Wie im Versuchsprogramm nach Abschnitt 6.5 dargestellt, wird zu gewählten axialen Lastwechseln die Zyklik unterbrochen und der Resonant-Column-Test durchgeführt. Aus der ermittelten Resonanzfrequenz wurde der dynamische Schubmodul nach Gleichung (5.2) in Bezug zur Anzahl der Lastwechsel bestimmt und nach Gleichung (3.2) der dynamische Elastizitätsmodul berechnet.

Bild 6.25 zeigt beispielhaft die ermittelten dynamischen E-Moduln der RC-Phase sowie die entsprechenden dynamischen Sekantenmoduln in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel N . Es ist zu erkennen, dass unter Berücksichtigung der Ergebnisstreuung der dynamische E-Modul E_{dyn} zum Zeitpunkt $N = 0$ und die Anfangssteifigkeit $E_{S,dyn,N=1}$ nahezu identisch sind (Bild 6.25). Dabei wurde für den E_{dyn} aus dem RC-Test eine kleinere Streubreite der Ergebnisse festgestellt.

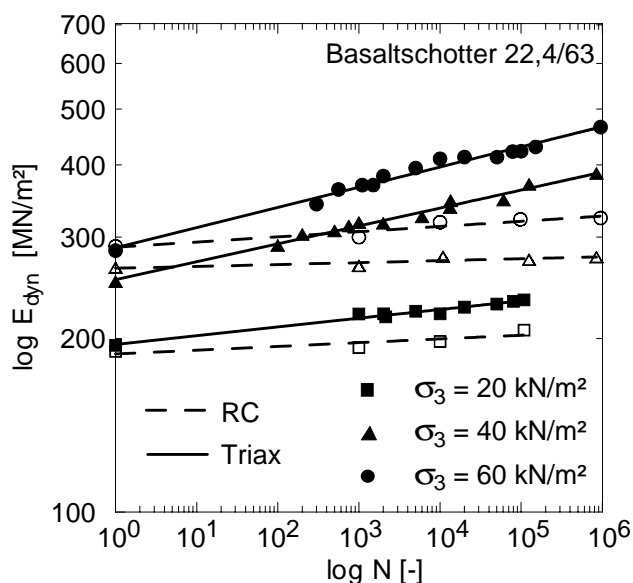


Bild 6.25:

Vergleich von $E_{S,dyn,N}$ und E_{dyn} bei axialer Druckschwellbelastung mit $f_B = 5$ Hz

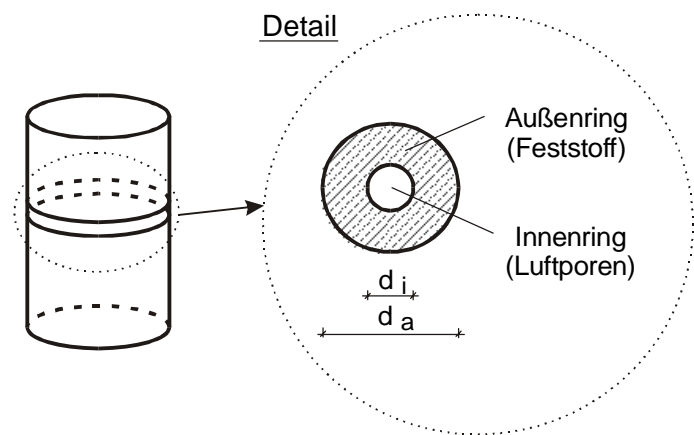
Trotz der Dichteabhängigkeit des dynamischen Schubmoduls und der Änderung der Proben-dichte infolge der zyklisch-dynamischen Beanspruchung ist kein wesentlicher Anstieg von G_{dyn} bzw. E_{dyn} mit der Zyklenzahl festzustellen. Die zyklisch-dynamische Belastungsphase in axialer Richtung hat demnach in der verwendeten Größenordnung keinen Einfluss auf die dem RC-Versuch zugrunde liegende Scherwellengeschwindigkeit V_S .

Betrachtet man in diesem Zusammenhang die Porenzahlentwicklung während der zyklisch-dynamischen Versuchsphase, so wurde eine maximale Porenzahländerung von $\Delta e = 0,015$ festgestellt. Vergleicht man hierzu die Ergebnisse von *Richard et al. (1970)* nach Bild 3.22,

bestätigt sich die zuvor getroffene Aussage, dass die axiale Belastung der Triaxialversuchsphase und der mit ihr einher gehenden Porenzahländerung keinen Einfluss auf die Scherwellengeschwindigkeit hat.

Untersucht man das Schubmodulverhalten nach rein mechanischen Gesichtspunkten, erhält man ein ähnliches Ergebnis. Dazu wird aus der zylindrischen Schotterprobe eine Kreisscheibe herausgeschnitten, die zu einem Kreisring approximiert wird (Bild 6.26). Die Feststoffmasse wird schematisch dem Außenring zugeschrieben und der Innenring bildet den Luftporenanteil.

Bild 6.26:
Schematischer Probenquerschnitt
für mechanisches Modell



Für diesen idealisierten Probenquerschnitt kann das Torsionsträgheitsmoment I_T nach der Beziehung

$$I_T = \frac{\pi}{32} \cdot (d_a^4 - d_i^4) \quad (6.12)$$

berechnet werden.

Die Änderung der Porosität mit zunehmender Zyklenzahl zieht bei dieser Idealisierung die Änderung des Torsionsträgheitsmomentes nach sich, da sich das Verhältnis von d_a zu d_i ändert.

Unter der Voraussetzung, dass die vor und am Ende der zyklisch-dynamischen Axialbelastung eingeleiteten Torsionsmomente und Scherdehnungen der RC-Tests gleich sind, kann die Änderung des Schubmoduls G_{dyn} mit nachfolgender Beziehung berechnet werden.

$$\frac{G_{dyn}^{N=0}}{I_T^{N=0}} = \frac{G_{dyn}^{N=10^6}}{I_T^{N=10^6}} \quad (6.13)$$

$$G_{dyn}^{N=10^6} = G_{dyn}^{N=0} \cdot \frac{I_T^{N=10^6}}{I_T^{N=0}} = G_{dyn}^{N=0} \cdot i_T \quad (6.14)$$

mit:

G_{dyn}^N Dynamischer Schubmodul vor der zyklisch-dynamischen Belastung ($N=0$)
bzw. nach einer Millionen Lastwechsel ($N=10^6$)

I_T^N Torsionsträgheitsmoment vor der zyklisch-dynamischen Belastung ($N=0$) bzw.
nach einer Millionen Lastwechsel ($N=10^6$)

i_T Verhältnisfaktor der Torsionsträgheitsmomente

Für eine beispielhaft ermittelte Porenanteiländerung von $n = 44,6$ % im Ausgangszustand und $n = 43,1$ % nach 10^6 Lastwechseln ergibt sich ein i_T von 1,02. Die rechnerische Schubmodulhöhung beträgt somit ca. 2 % und kann vernachlässigt werden.

Mit diesem mechanischen Gedankenmodell wird die Konstanz des dynamischen Schubmoduls G_{dyn} und damit auch von E_{dyn} der RC-Versuche bestätigt. Die axiale zyklisch-dynamische Belastung hat auf die Ergebnisse der RC-Versuchsphasen keinen Einfluss. Der RC-Versuch erscheint daher für die Bestimmung der lastzyklenabhängigen Parameterentwicklung, wie sie z. B. im Unterbau und Untergrund sowie in der Schotterschicht eines Verkehrsweges auftreten, als ungeeignet.

Auf Grund der Ergebnisse der Resonant-Column-Versuche ist zu schließen, dass die Entwicklung der Porenzahl und somit das Volumendehnungsverhalten unter einer zyklisch-dynamischen Beanspruchung im Triaxialversuch keinen Einfluss auf den Schubmodul G_{dyn} bzw. E_{dyn} besitzt. Es ist daher anzunehmen, dass die Zunahme des Sekantenmoduls $E_{S,dyn,N}$ im zyklischen Triaxialversuch nicht im Volumendehnungsverhalten dominiert. Vielmehr ist diese Zunahme in Verspannungseffekten zu suchen, die ein höheres Spannungsniveau darstellen. Das höhere Spannungsniveau ist für die Steifigkeitserhöhung einerseits und das Konvergieren der plastischen Langzeitdehnungen andererseits verantwortlich.

Der Verspannungseffekt tritt aber nur unter zyklisch-dynamisch stabilen Zuständen auf. Es ist daher anzunehmen, dass im Fall des zyklischen Versagens mit $X \geq K$, die Einzelkörner derart mobilisiert werden und die Einzelkornverschiebungen in einer Größenordnung liegen, dass der Verspannungseffekt nicht eintritt. Der experimentelle Nachweis dieser Zusammenhänge steht aufgrund des Fehlens einer verlässlichen Spannungsmesstechnik für grobkörnige Böden und Schotter innerhalb einer Elementprobe noch aus.

7 Ableitung von Stoffansätzen zur Beschreibung des plastischen und elastisch Dehnungsverhaltens unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung

7.1 Modellvorstellung zum zyklisch-viskoplastischen Stoffansatz

Das plastische und elastische Dehnungsverhalten von Böden unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung kann mit dem viskoplastischen Modellansatz nach Bild 7.1a beschrieben werden. Die gesamte zyklisch-dynamische Dehnung $\varepsilon_{c,ges}$ setzt sich aus plastischen und elastischen Anteilen zusammen.

$$\varepsilon_{c,ges} = \varepsilon_{cp} + \varepsilon_{ce} \quad (7.1)$$

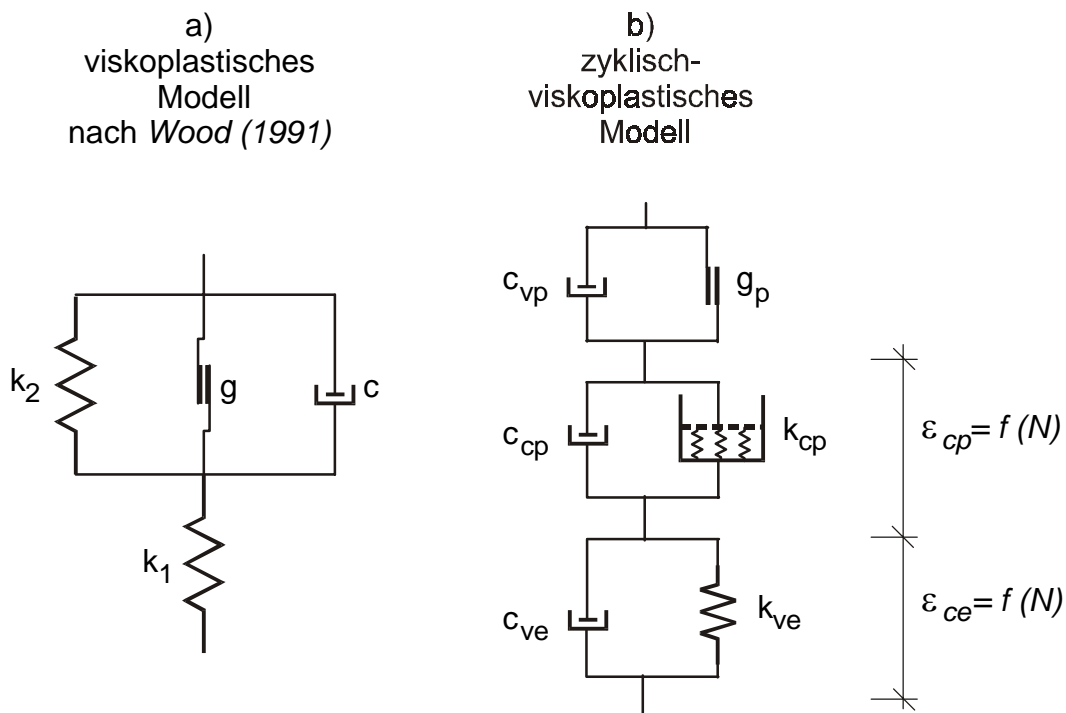


Bild 7.1: Viskoplastische und zyklisch-viskoplastische Modellvorstellung in einer schematisierten eindimensionalen Darstellung

Die viskoplastische Modellvorstellung nach *Wood (1991)* besteht aus einem Federelement (k_1) zur Beschreibung des elastischen Verhaltens sowie einem Feder- (k_2), Gleit- (g) und Dämpfungselement (c) zur Beschreibung des plastischen Verhaltens (Bild 7.1a). Die in der Modellvorstellung von *Wood (1991)* eingeführte Parallelfeder (k_2) wird in der Modellvorstellung dieser Arbeit nicht verwendet. Übernommen wurde das Gleitelement (g) und das Dämpfungselement (c), die der klassischen viskoplastischen Modellvorstellung entsprechen, siehe z. B. *Zienkiewicz/Taylor (1999)*.

Das viskoplastische Modell wird um ein zyklisches Konsolidationsglied erweitert. Somit wird dem Einfluss der zyklisch-dynamischen Beanspruchung Rechnung getragen (Bild 7.1b). Das erweiterte Modell stellt eine modifizierte Form der klassischen elastisch-viskoplastischen Modellvorstellung und der Modelltheorie von *Hu (2000)* dar und wird im Folgenden als *zyklisch-viskoplastisches Modell* (CVP-Modell) bezeichnet. Vereinfachend wird hier der Begriff zyklisch-viskoplastisches Modell gewählt, obwohl im Modell nach Bild 7.1b auch elastische Anteile enthalten sind. Die zyklisch-viskoplastische Modellvorstellung setzt sich aus zwei Stoffansätzen zusammen, dem *zyklisch-viskoplastischen* Stoffansatz und dem *zyklisch-viskoelastischen* Stoffansatz. Die einzelnen Modellelemente sind nachfolgend näher erläutert.

In Bild 7.1b berücksichtigt das abgebildete zyklische Konsolidationselement (k_{cp}) den Einfluss der Anzahl der Lastwechsel, der zyklisch dynamischen Spannung σ_c , dem zyklischen Spannungsverhältnis X , der Porenzahl e und mineralogische Materialkennwerte. Das zyklische Konsolidationselement (k_{cp}) ist als eine Art „Feststellfeder“ anzusehen, bei der die unter einer zyklisch-dynamischen Belastung erreichten plastischen Dehnungen nach Wegnahme der Belastung nicht wieder zurückgehen.

Eine weitere Modifizierung erfuhr das Dämpfungselement. Im Gegensatz zum viskoplastischen Modell berücksichtigt das Dämpfungselement (c_f) nicht die Frequenzabhängigkeit der Hysteresefigur im Kraft-Dehnungs-Diagramm. Mit (c_f) wird der Einfluss der axialen Belastungsfrequenz f_B auf die plastischen Dehnungen erfasst.

Das Gleitelement (g_p) beinhaltet das zyklisch-dynamische Bruchkriterium K , mit welchem das zyklische Versagen beschrieben wird. Bei einer Verletzung des zyklisch-dynamischen Bruchkriteriums ($X > K$) kann zyklisches Versagen eintreten.

$$K = \frac{(\sigma_{1,c} - \sigma_{3,c})_f}{(\sigma_{1,s} - \sigma_{3,s})_f} \geq X \quad (7.2)$$

mit:

K Bruchkriterium der zyklischen zur statischen Deviatorbruchspannung nach *Hodjera (1979)*

Das zyklisch-dynamische Bruchkriterium K und das Spannungsverhältnis X werden nach Gleichung (7.2) von der statischen Deviatorbruchspannung beeinflusst und sind somit vom

Reibungswinkel φ' abhängig. Für nichtbindige Böden ist damit K und X auch von der Porenzahl e abhängig, da gilt:

$$\varphi \sim \frac{1}{e}. \quad (7.3)$$

Der Versagenszustand ist durch die überproportionale Zunahme der plastischen Dehnungen im doppellogarithmischen ε - N -Diagramm zu erkennen, siehe Abschnitt 3 und 6.

Das elastische Federelement (k_{ce}) beschreibt die Veränderlichkeit der elastischen Dehnungen während der zyklisch-dynamischen Beanspruchung. Die Versuchsergebnisse der Elementversuche nach Abschnitt 6 sowie des Modellversuches nach Abschnitt 9 ergaben eine Abnahme der elastischen Dehnungen mit zunehmender Belastungszeit, was dem Bild 7.2 zu entnehmen ist. Zur Beschreibung des veränderlich elastischen Verhaltens wurde das Federelement (k_{ce}) als Funktion der Anzahl der Lastwechsel definiert.

Die zyklisch-dynamische Spannung wird vereinfachend in ihrer maximalen Größe (Doppelamplitude) in Form des Verhältniswertes X verwendet. Man spricht daher auch von einem quasi-statischen Modellansatz. Die zyklisch-dynamische Spannung kann für Verkehrsbauwerke nach Abschnitt 5 oder direkt aus in situ Messungen ermittelt werden.

Die Beschreibung der einzelnen Modellbausteine erfolgte auf der Grundlage der unter Abschnitt 6 durchgeführten zyklisch-dynamischen Triaxialversuche. Das schematische Verhalten der plastischen und elastischen Dehnungen unter der zyklisch-dynamischen Belastung ist in Bild 7.2 wiedergegeben.

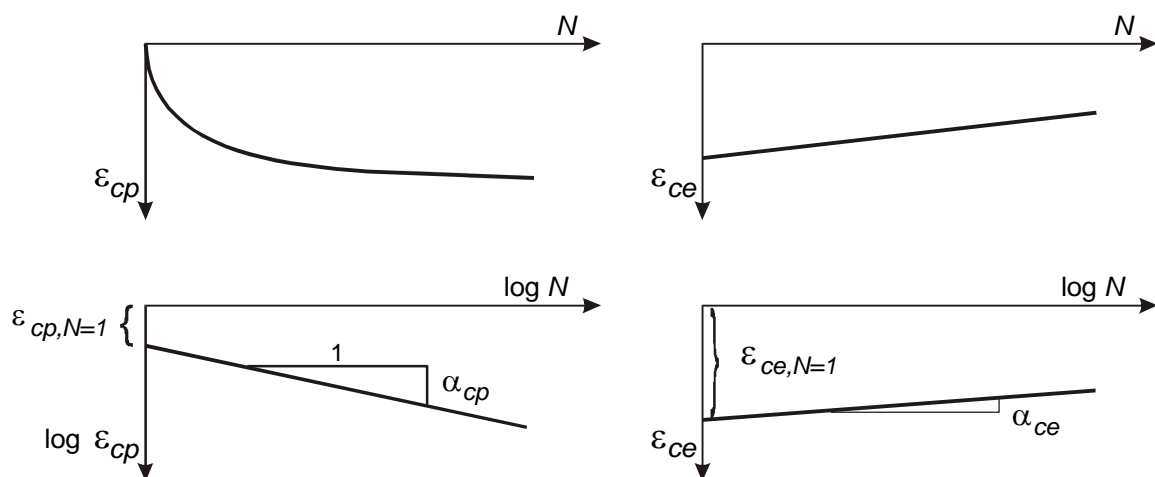


Bild 7.2: Plastische und elastische Dehnungen in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel

Aufgrund der Randbedingungen des durchgeführten Versuchskonzeptes nach Abschnitt 6 unterliegen die abgeleiteten Dehnungsbeziehungen entsprechenden Einschränkungen. Das abgeleitete Dehnungsverhalten ist daher nur in diesen Schranken gültig.

- a) Die Seitenspannung σ_3 konnte versuchstechnisch bedingt nur bis max. 80 kN/m² variiert werden (Vakuumtechnik). Die Anwendung der abgeleiteten Stoffansätze ist daher nur für diesen Seitenspannungsbereich experimentell abgesichert.
- b) Der Anwendungsbereich des zyklischen Spannungsverhältnisses X wird für den zyklisch stabilen Zustand auf max. $X = K = 0,75$ begrenzt. Bei größeren Spannungsverhältnissen ist der zyklische Versagenszustand der Proben möglich, der mit dem abgeleiteten zyklisch-viskoplastischen Stoffansatz nicht beschrieben wird. Der Versagenszustand wird ausschließlich über den Verhältniswert X ausgedrückt. Überschreitet das Spannungsverhältnis X den Bruchzustand K , ist dies mit dem Überschreiten der zyklisch reduzierten Fließfläche gleichzusetzen. Der zyklisch-viskoplastische Stoffansatz ist dann nicht mehr gültig.
- c) Die Anzahl der Lastwechsel wurde in den Elementversuchen zwischen $N = 10^5$ und $N = 10^6$ variiert, die Dehnungsgleichungen sind strenggenommen nur bis $N = 10^6$ gültig. Bei Verwendung größerer Zyklenzahlen wird erfahrungsgemäß eine Überschätzung der prognostizierten plastischen Dehnungen eintreten.
- d) Die axiale Belastungsfrequenz f_B wurde in den durchgeführten Versuchen in Anlehnung an Abschnitt 3 und 4 zwischen 1 und 10 Hz variiert, und entspricht dem maßgeblichen Frequenzbereich der zyklisch-dynamischen Anregung im Unterbau/Untergrund von Schienenverkehrswegen, siehe Abschnitt 5. Eine Extrapolation der Belastungsfrequenz über 10 Hz hinaus, sollte nur im Zusammenhang mit ergänzenden zyklisch-dynamischen Triaxialversuchen mit entsprechenden Anregungsfrequenzen erfolgen.

Wie schon im Abschnitt 6 praktiziert, wird nachfolgend das elastische und plastische Dehnungsverhalten getrennt betrachtet. Die Formulierung des Stoffverhaltens erfolgt in erster Linie auf der Grundlage der eigenen zyklisch-dynamischen Triaxialversuche am Basaltschotter (22,4/63).

Für die weiteren, untersuchten nichtbindigen Böden den Kalksteinschotter und den Granitschotter werden in Abschnitt 8 entsprechende, in Anlehnung an den Basaltschotter (22,4/63), zyklisch-dynamische Materialkennwerte abgeleitet. Damit kann auch das plastische Dehnungsverhalten dieser Materialien beschreiben werden.

7.2 Zyklisch-viskoplastischer Stoffansatz

7.2.1 Allgemeines

Das plastische Dehnungsverhalten zyklisch-dynamisch beanspruchter Elementproben kann in Abhängigkeit von der Zyklenzahl generell mit folgendem Potenzansatz:

$$\varepsilon_{cp,N} = \varepsilon_{cp,N=1} \cdot N^{\alpha_{cp}} \quad (7.4)$$

mit:

$\varepsilon_{cp,N=1}$ Plastische Dehnung während des 1. Lastzyklus

$\varepsilon_{cp,N}$ Plastische Dehnung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastzyklen

α_{cp} Anstieg der plastischen Dehnungskurve im doppellogarithmischen Maßstab

beschrieben werden.

Die Gleichungsparameter $\varepsilon_{cp,N=1}$ und α_{cp} lassen sich als Funktionen der Belastungsrandbedingungen und Materialkennwerte beschreiben. Die funktionalen Zusammenhänge für $\varepsilon_{cp,N=1}$ und α_{cp} sind in den Gleichungen (7.5a) und (7.5b) angegeben, wobei zu bemerken ist, dass auf Grundlage der Versuchsergebnisse der Anstieg α_{cp} unabhängig von der Porenzahl e ausgedrückt wird.

$$\varepsilon_{cp,N=1} = f(\sigma_3, X, f_B, e, M) \quad (7.5a)$$

$$\alpha_{cp} = f(\sigma_3, X, f_B, M) \quad (7.5b)$$

mit:

M Mineralogischer Parameter zur Berücksichtigung der Kornform und Rauigkeit

Mit den unter Abschnitt 6 durchgeführten Variationen am Basaltschotter 22,4/63 war es möglich, den jeweiligen Einfluss der einzelnen Untersuchungsparameter auf das plastische Dehnungsverhalten des Basaltschotters zu bestimmen. Die Einflussparameter nach Gleichung (7.5) wurden der Dehnung $\varepsilon_{cp,N=1}$ bzw. dem Kurvenanstieg α_{cp} gegenübergestellt und mögliche Korrelationen aufgezeigt. Dabei wurde der Einfluss der Parameter spezifiziert, einzelne eliminiert und Gleichungssysteme abgeleitet. Anschließend wurden die abgeleiteten Ansätze einer Grenzwertanalyse unterzogen, um auch in den nicht untersuchten Randbereichen der

Einflussparameter realistische Dehnungen prognostizieren zu können. Die abgeleiteten funktionalen Zusammenhänge wurden in Auswertung dieser Grenzwertanalyse gegebenenfalls abgeglichen. Bei dieser Grenzwertanalyse war z. B. maßgebend, dass auch bei einer Porenzahl im Zustand der theoretisch lockersten Lagerung ($e = 1$) die Dehnungen $\varepsilon_{cp,N=1}$ kleiner 100 % sind.

7.2.2 Ableitung des Dehnungsanteils $\varepsilon_{cp,N=1}$

Für $\varepsilon_{cp,N=1}$ wurde der nachfolgende Zusammenhang gefunden

$$\varepsilon_{cp,N=1} = \phi_f \cdot \kappa_p \cdot e^{\lambda_p} \quad (7.6)$$

mit:

ϕ_f	Einflussfaktor der Belastungsfrequenz
κ_p	Kurvenparameter im $\varepsilon_{cp,N=1}$ - Porenzahl-Diagramm
λ_p	Kurvenparameter im $\varepsilon_{cp,N=1}$ - Porenzahl-Diagramm

Nach Gleichung (7.6) sind die plastischen Dehnungen in erster Linie von der Porenzahl e des nichtbindigen Bodens bzw. des Schotters abhängig. Der Einflussfaktor ϕ_f stellt einen normierten Frequenzfaktor dar. Die plastischen Dehnungen $\varepsilon_{cp,N=1}$, wurden auf eine Belastungsfrequenz von 5 Hz normiert. ϕ_f ist damit bei einer Belastungsfrequenz von 5 Hz gleich 1,0.

$$\phi_f = \Phi_1 \cdot f_B^{\Phi_2} \quad (7.7)$$

mit:

Φ_i	Konstanten des Frequenzeinflusses
----------	-----------------------------------

Die Kurvenparameter κ_p und λ_p beschreiben den Kurvenverlauf im $\varepsilon_{cp,N=1}$ - e -Diagramm und sind von den Belastungsrandbedingungen σ_3 und X abhängig.

$$\kappa_p = \kappa_{p,1} \cdot X^{\kappa_{p,2}} \quad (7.8)$$

$$\lambda_p = \lambda_{p,1} \cdot X^{-(\lambda_{p,2})} \quad (7.9)$$

wobei:

$$\kappa_{p,1} = K_{p,1} \cdot \exp(K_{p,2} \cdot \sigma_3) \quad (7.8a)$$

$$\kappa_{p,2} = K_{p,3} \cdot \exp(K_{p,4} \cdot \sigma_3) \quad (7.8b)$$

$$\lambda_{p,1} = \Lambda_{p,1} \cdot \exp(\Lambda_{p,2} \cdot \sigma_3) \quad (7.9a)$$

$$\lambda_{p,2} = \Lambda_{p,3} \cdot \exp(\Lambda_{p,4} \cdot \sigma_3) \quad (7.9b)$$

mit:

$K_{p,i}, \Lambda_{p,i}$ Materialkonstanten, aus zyklischen Triaxialversuchen abzuleiten

\exp Basis des natürlichen Logarithmus (Eulersche Zahl $e = 2,718281828$), um Verwechslungen zur Potenzzahl e auszuschließen hier mit \exp bezeichnet

Werden in Gleichung (7.6) κ_p und λ_p durch die Gleichungen (7.8) und (7.9) substituiert, erhält man den nachfolgenden Zusammenhang mit den bekannten Gleichungsparametern σ_3, X, N, f_B und e sowie den zyklischen Stoffkonstanten $K_{p,i}$ und $\Lambda_{p,i}$.

$$\varepsilon_{cp, N=1} = \phi_f \cdot \left\{ \left[K_{p,1} \cdot \exp(K_{p,2} \cdot \sigma_3) \right] \cdot X \left[K_{p,3} \cdot \exp(K_{p,4} \cdot \sigma_3) \right] \right\} \cdot \left\{ \left[\Lambda_{p,1} \cdot \exp(\Lambda_{p,2} \cdot \sigma_3) \right] \cdot X \left[\Lambda_{p,3} \cdot \exp(\Lambda_{p,4} \cdot \sigma_3) \right] \right\} \cdot e \quad (7.10)$$

7.2.3 Ableitung des Kurvenanstieges α_{cp}

In einer zu $\varepsilon_{cp, N=1}$ affinen Form konnten die Einflussgrößen von α_{cp} spezifiziert werden. Es war möglich, α_{cp} mit Hilfe der zyklisch-dynamischen Belastungsrandbedingungen sowie den zyklischen Materialkonstanten $K_{p,i}^\alpha$ und $\Lambda_{p,i}^\alpha$ zu beschreiben. Für α_{cp} wurde ein exponentieller Ansatz aufgestellt, der unabhängig der Potenzzahl e ist. Die Terminologie der Gleichungsparameter zu α_{cp} entspricht der des plastischen Dehnungsanteils $\varepsilon_{cp, N=1}$ und ist zur Unterscheidung mit dem Hochindex $^\alpha$ gekennzeichnet.

$$\alpha_{cp} = \kappa_p^\alpha \cdot \exp(-\lambda_p^\alpha \cdot f_B) \quad (7.11)$$

Der Einfluss der Belastungsfrequenz wird in Gleichung (7.11) offenkundig. Mit zunehmender Frequenz wird der Kurvenanstiegsparameter α_{cp} kleiner. Die Kurvenparameter κ_p^α und λ_p^α können mit den nachfolgenden Gleichungen in Abhängigkeit der Seitenspannung und der zyklischen Spannungsamplitude beschrieben werden.

$$\kappa_p^\alpha = \kappa_{p,1}^\alpha \cdot X + \kappa_{p,2}^\alpha \quad (7.12)$$

$$\lambda_p^\alpha = \lambda_{p,1}^\alpha \cdot X + \lambda_{p,2}^\alpha \quad (7.13)$$

wobei:

$$\kappa_{p,1}^\alpha = K_{p,1}^\alpha \cdot \sigma_3 + K_{p,2}^\alpha \quad (7.12a)$$

$$\kappa_{p,2}^\alpha = K_{p,3}^\alpha \cdot \sigma_3 + K_{p,4}^\alpha \quad (7.12b)$$

$$\lambda_{p,1}^\alpha = \Lambda_{p,1}^\alpha \cdot \sigma_3 + \Lambda_{p,2}^\alpha \quad (7.13a)$$

$$\lambda_{p,2}^\alpha = \Lambda_{p,3}^\alpha \cdot \sigma_3 + \Lambda_{p,4}^\alpha \quad (7.13b)$$

Setzt man wiederum die Gleichungen (7.12) und (7.13) in Gleichung (7.11) ein, so erhält man für α_{cp} den Ausdruck:

$$\alpha_{cp} = \left[\left(K_{p,1}^\alpha \cdot \sigma_3 + K_{p,2}^\alpha \right) \cdot X + \left(K_{p,3}^\alpha \cdot \sigma_3 + K_{p,4}^\alpha \right) \right] \cdot \exp \left\{ - \left[\left(\Lambda_{p,1}^\alpha \cdot \sigma_3 + \Lambda_{p,2}^\alpha \right) \cdot X + \left(\Lambda_{p,3}^\alpha \cdot \sigma_3 + \Lambda_{p,4}^\alpha \right) \right] \cdot f_B \right\} \quad (7.14)$$

Die Gleichungsparameter $\varepsilon_{cp,N=1}$ und α_{cp} nach Gleichung (7.4) können nun durch die Gleichungen (7.10) und (7.14) substituiert werden. Die plastischen Dehnungen $\varepsilon_{cp,N}$ können somit zu jedem beliebigen Belastungszeitpunkt unter Berücksichtigung der Anwendungsgrenzen ermittelt werden.

Eine übersichtliche Darstellung der Stoffgleichungen des zyklisch viskoplastischen Stoffansatzes ist am Ende des Abschnittes 8 zu finden. In dieser Zusammenfassung sind die Gleichungen zum plastischen und elastischen Dehnungsverhalten des Gleisschotters sowie der nichtbindigen Böden SE, SW, und des Kalksteinschotters gegenübergestellt.

7.2.4 Vergleich von Versuchs- und Berechnungsergebnissen

Die Leistungsfähigkeit des abgeleiteten zyklisch-viskoplastischen Stoffansatzes nach Gleichung (7.4) soll im Folgenden in einem Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und berechneten plastischen Dehnungen dargestellt werden. Als Versuchsergebnisse wurden diejenigen für Basaltschotter 22,4/63 zugrunde gelegt. Weiterhin wird eine Grenzwertbetrachtung durchgeführt, die die plastischen Dehnungen im Bereich der Grenzporozahlen e_{min} und e_{max} nach DIN 18126 sowie der theoretisch maximalen Porozahl e'_{max} betrachtet.

In Bild 7.3 sind die Versuchswerte der Anfangsdehnungen $\varepsilon_{cp,N=1}$ über dem zyklisch-dynamischen Verhältniswert X dargestellt. Die Streuungen der Versuchsergebnisse sind ebenfalls zu erkennen und liegen darin begründet, dass dieser Parameter sehr stark von Einbauunregelmäßigkeiten abhängig ist. Für die Ableitung des plastischen Dehnungsverhaltens nach Gleichung (7.10) wurde aus den Streubereichen der einzelnen Parametervariationen die Mittelwerte verwendet.

Die in Bild 7.3 eingetragenen Berechnungskurven stimmen nur zum Teil mit den Mittelwertkurven der Versuchsergebnisse überein. Insbesondere für die Belastungsfrequenz von 1,0 Hz werden große Abweichungen zwischen gemessenen und berechneten Werten festgestellt. Im Hinblick auf die vorhandenen Streuungen der Versuchswerte zum Anfangsdehnungsverhalten wurden die Konstanten der Gleichung (7.10) nicht weiter präzisiert.

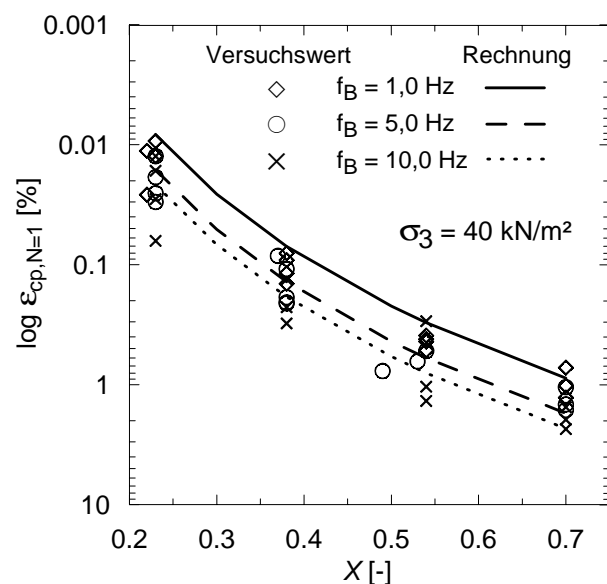


Bild 7.3:

Vergleich der plastischen Anfangsdehnung $\varepsilon_{cp,N=1}$ aus Elementversuch und Berechnung für Basaltschotter 22,4/63 bei verschiedenen Belastungsfrequenzen

Der Vergleich von Versuchs- und Rechenergebnissen der plastischen Dehnungen in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel ist in Bild 7.4 zu sehen. In Bild 7.4a ist jeweils die mittlere, der pro Versuchsvariation aufgenommenen Versuchskurven und die entsprechend

berechnete Dehnungskurve zusammengestellt. Dabei ist die gute Übereinstimmung der berechneten mit den dargestellten gemessenen Kurven zu erkennen. Der Vergleich der berechneten Dehnungskurven mit der Streuung der gemessenen Dehnungen ergab eine maximale Abweichung von ca. $\pm 30\%$. Dabei wurden ausschließlich die Versuchswerte größer $N = 1000$ berücksichtigt. Im Bereich $N < 1000$ können wesentlich größere Abweichungen auftreten, die sich jedoch im Laufe der Belastungsgeschichte reduzieren, (Bild 7.4).

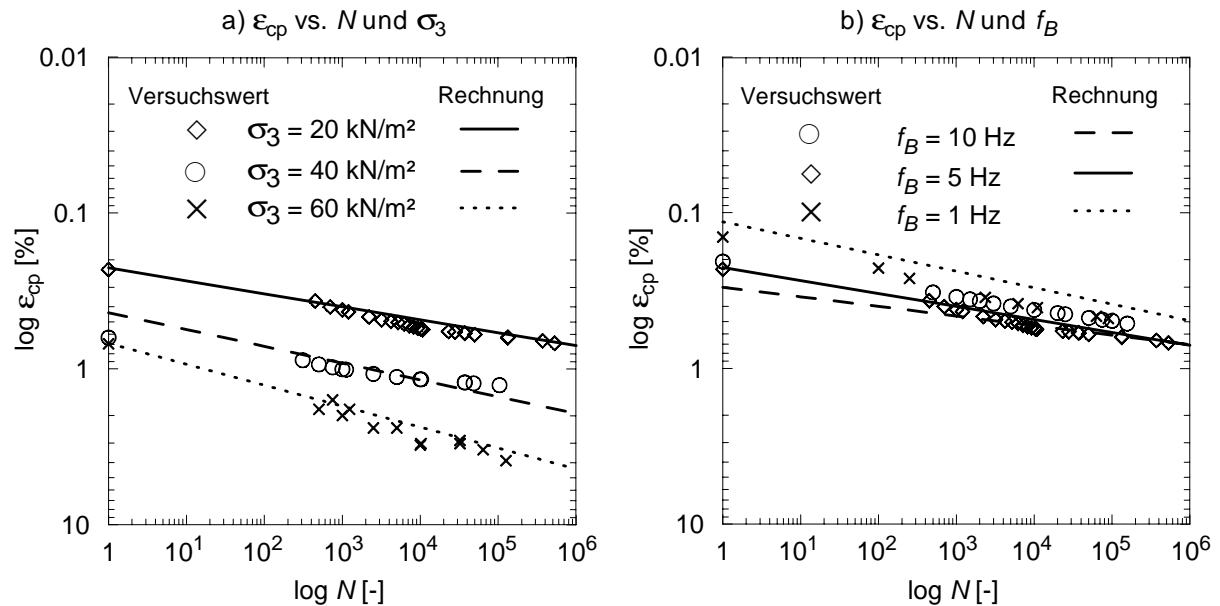


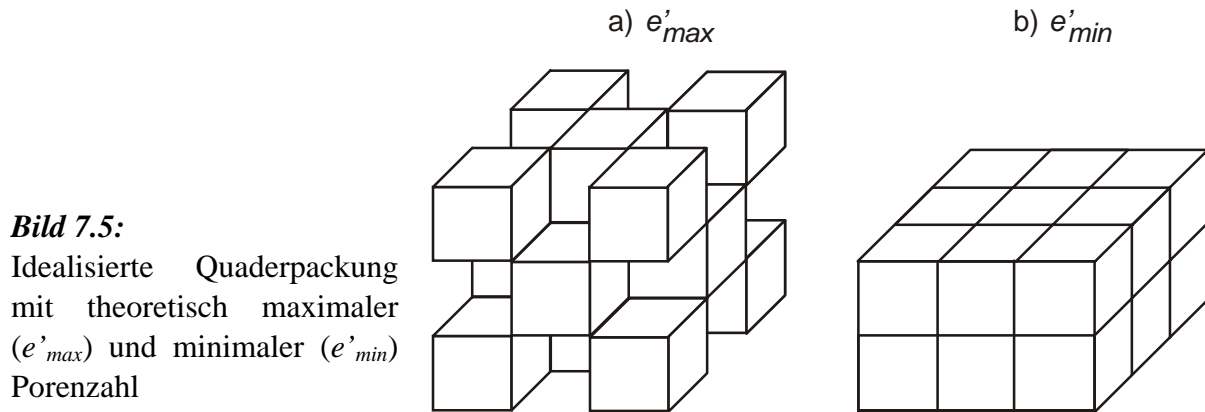
Bild 7.4: Vergleich der plastischen Dehnungen ϵ_{cp} , aus Messung und Rechnung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel N und σ_3 am Beispiel des Basaltschotters

In Bild 7.4b sind die plastischen Dehnungen in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel und der Belastungsfrequenz bei konstanter Seitenspannung σ_3 , Verhältnisfaktor X und Porenzahl e dargestellt. Neben der zuvor angesprochenen starken Abweichung von ca. 30 % des 1,0 Hz Versuches ist im Vergleich zu Bild 7.4a der geringere Einfluss der Belastungsfrequenz f_B gegenüber der Seitenspannung σ_3 zu erkennen.

Neben dem Vergleich von Messung und Rechnung wurde bezüglich des Einflusses der Porenzahl auf das zyklisch plastische Dehnungsverhalten eine Grenzwertbetrachtung vorgenommen. Ziel dieser Grenzwertbetrachtung war es, insbesondere für Proben im Zustand der lockersten Lagerung, die Berechnung realistischer Anfangdehnungen nach Gleichung (7.10) zu erreichen.

Die theoretische maximale Porenzahl e'_{max} beträgt nach *Herle (1997)* für eine ideale Quaderpackung $e'_{max} = 1,0$. Für eine reguläre Packung gleicher Kugeln kann die theoretisch maximale Porenzahl $e'_{max} = 0,91$ erreicht werden. In Bild 7.5a ist eine idealisierte Quaderpackung mit einem Porenanteil von 50 % ($e'_{max} = 1,0$) abgebildet. Wird dieses idealisierte Haufwerk

axial belastet, so kann eine maximale Axialdehnung von 33,3 % auftreten. Das Haufwerk befindet sich dann im Zustand der dichtesten Lagerung ($e'_{min} = 0$), (Bild 7.5b).



Die Übertragung dieser Idealisierungen auf nichtbindige Böden und insbesondere auf den Gleisschotter ist nicht ohne weiteres möglich. Zum einen kann aufgrund der Form der Einzelkörner der Porenzahlzustand infolge einer axialen Belastung den theoretischen Wert $e'_{min} = 0$ nicht erreichen. Ein gewisser Restporenraum bleibt immer vorhanden. Daraus ist zu schlussfolgern, dass die maximale Axialdehnung einer realistischen Bodenprobe stets $< 33,3$ % ist.

Als Nachteil des idealisierten Modells ist die fehlende Anschauung der Querdehnung der Quaderpackung zu sehen. Die Querdehnung des Einzelquaders sei dabei vernachlässigt. Wird eine Bodenprobe im Triaxialversuch axial belastet, tritt naturgemäß eine Querdehnung auf. Spannungspfade unter Erdruhedruckbedingungen (k_0) werden hier nicht betrachtet. Die Querdehnung bedingt unter der Annahme der Volumenkonstanz eine höhere Axialdehnung gegenüber der Quaderpackung, so dass auch Axialdehnungen $> 33,3$ % möglich wären.

Zur Klärung der Frage nach der maximalen Axialdehnung infolge des ersten Lastwechsels bei zyklisch-dynamischer Beanspruchung sind weitergehende theoretische und experimentelle Untersuchungen notwendig. Insbesondere der Einfluss der Zeitdauer der Lasteinwirkung sowie ggf. dilatantes Verhalten sind dabei zu berücksichtigen. Da dieser Fragestellung im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter nachgegangen wird, wurde eine maximal mögliche Axialdehnung nach dem ersten Lastwechsel von ca. 30 - 40 % angenommen. Dieser Wert sollte beim Einsetzen der Grenzporenzahl e_{max} nach Tabelle 6.1 in Gleichung (7.10) nicht überschritten werden.

Dem idealisierten Gedankenmodell liegt eine axiale, zyklisch-dynamische Beanspruchung von $X < 1$ zugrunde. Das heißt, die maximale zyklisch-dynamische Spannung ist stets kleiner als die statische Bruchspannung.

In Bild 7.6 sind die berechneten plastischen Dehnungen für den Bereich der ermittelten minimalen Porenzahl e_{min} bis zur theoretisch maximalen Porenzahl e'_{max} bei verschiedenen zyklisch-dynamischen Spannungsverhältnissen X dargestellt. Der theoretische Fall $e = 1,0$ ergibt eine plastische Anfangsdehnung von $\varepsilon_{cp,N=1} = 42 \%$ bei $X = 0,85$, und steht somit in Übereinstimmung mit dem zuvor beschriebenen Gedankenmodell. Bei der praktisch maximalen Porenzahl e_{max} und einem Verhältniswert von $X = 0,85$ wird eine plastische Anfangsdehnung von $\varepsilon_{cp,N=1} = 14 \%$ berechnet.

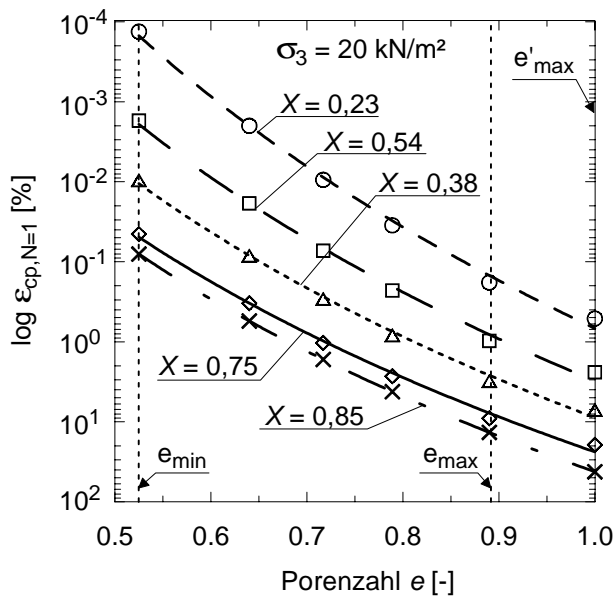


Bild 7.6: Berechnete plastische Anfangsdehnungen des Basaltschotter 22,4/63 in Abhängigkeit von der Porenzahl e bei verschiedenen zyklisch-dynamischen Verhältnisfaktoren X

Die Grenzwertbetrachtung hat gezeigt, dass mit Gleichung (7.10) auch im Grenzbereich der Porenzahl plausible Dehnungen nach dem ersten Lastwechsel berechnet werden. Die Plausibilität der nach Gleichung (7.10) berechneten $\varepsilon_{cp,N=1}$ -Werte ist damit für praktisch mögliche Porenzahlen gegeben.

7.3 Zyklisch-viskoelastischer Stoffansatz

7.3.1 Allgemeines

Aus den Versuchsergebnissen des Basaltschotter 22,4/63 nach Abschnitt 6 ergab sich für die Approximation des elastischen Verhaltens unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung ein Potenzansatz der Form:

$$E_{S,dyn,N} = E_{S,dyn,N=1} \cdot N^{\alpha_{ce}} \tag{6.10}$$

mit:

$E_{S,dyn,N=1}$	dynamischer Sekantenmodul des 1. Lastwechsel (Anfangssteifigkeit)
α_{ce}	Kurvenanstiegsparameter im $E_{S,dyn}-\log N$ -Diagramm

$E_{S,dyn,N=1}$ und α_{ce} können auf der Grundlage der unter Abschnitt 6 durchgeführten Untersuchungen in Abhängigkeit von den Belastungsrandbedingungen und Materialkennwerten dargestellt werden. Die Auswertung der Versuchsergebnisse ergab für das elastische Verhalten den folgenden funktionalen Zusammenhang:

$$E_{S,dyn} = f(\sigma_3, X, N, e, M) . \quad (7.15)$$

Die Belastungsfrequenz f_B besitzt, wie in Abschnitt 6.9 gezeigt, keinen Einfluss auf das elastische Verhalten und wird daher nicht weiter berücksichtigt. Die verbleibenden Variationsparameter des durchgeführten Versuchskonzeptes wurden einzeln eliminiert und mit dem elastischen Verhalten nach dem ersten Lastzyklus $E_{S,dyn,N=1}$ sowie dem Anstiegsparameter α_{ce} korrelativ gegenübergestellt.

7.3.2 Ableitung der Anfangssteifigkeit $E_{S,dyn,N=1}$

Für $E_{S,dyn,N=1}$ wurde eine lineare Abhängigkeit von der Porenzahl e und der Seitenspannung σ_3 abgeleitet. Die Spannungsamplitude besitzt definitionsgemäß keinen Einfluss auf den Sekantenmodul nach dem ersten Lastwechsel, siehe hierzu Abschnitt 6.9.5.

$$E_{S,dyn,N=1} = \zeta_1 - \zeta_2 \cdot e \quad (7.16)$$

mit:

$$\zeta_1, \zeta_2 \quad \text{Kurvenparameter nach Gleichung (7.17)}$$

Die Kurvenparameter ζ_1 und ζ_2 sind von der Seitenspannung σ_3 abhängig und können wie folgt berechnet werden:

$$\zeta_1 = \xi_1 \cdot \sigma_3 + \xi_2 \quad (7.17a)$$

$$\zeta_2 = \xi_3 \cdot \sigma_3 + \xi_4 . \quad (7.17b)$$

mit:

$$\xi_1 \text{ bis } \xi_4 \quad \text{Materialkonstanten, aus zyklischen Triaxialversuchen abzuleiten}$$

Werden die Gleichungen (7.17a) und (7.17b) in Gleichung (7.16) eingesetzt, kann die zyklische Anfangssteifigkeit $E_{S,dyn,N=1}$ in Abhängigkeit von der Seitenspannung σ_3 und der Porenzahl e berechnet werden. Gleichung (7.16) lautet dann:

$$E_{S,dyn,N=1} = (\xi_1 \cdot \sigma_3 + \xi_2) - (\xi_3 \cdot \sigma_3 + \xi_4) \cdot e \quad (7.18)$$

In Bild 7.7 ist qualitativ der nach Gleichung (7.18) berechnete Verlauf der zyklischen Anfangssteifigkeit in Abhängigkeit von der Seitenspannung und der Porenzahl dargestellt. Die Zunahme der zyklischen Anfangssteifigkeit mit zunehmender Seitenspannung und abnehmender Porenzahl ist zu erkennen.

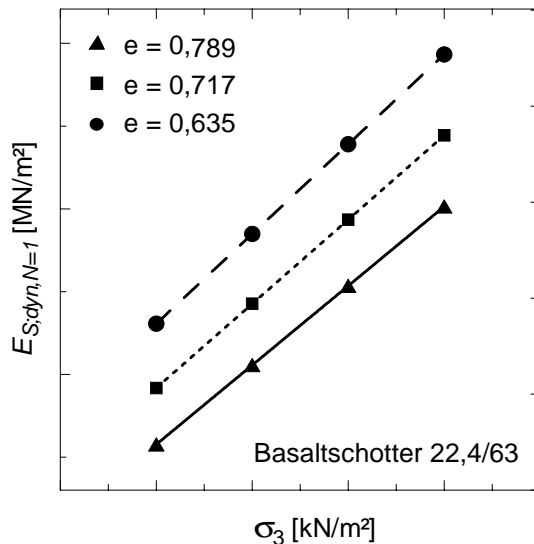


Bild 7.7:

$E_{S,dyn,N=1}$ in Abhängigkeit von der Seitenspannung σ_3 und der Porenzahl e

Diese Berechnungsergebnisse stimmen qualitativ mit den Ergebnissen nach Abschnitt 6.9 überein.

7.3.3 Ableitung des Kurvenanstiegsparameter α_{ce}

Der Kurvenanstiegsparameter α_{ce} kann in ähnlicher Form wie die zyklische Anfangssteifigkeit abgeleitet werden. Im Gegensatz zu $E_{S,dyn,N=1}$ kommt hier zusätzlich der Einfluss des zyklisch-dynamischen Spannungsverhältnisses X hinzu. α_{ce} ergibt sich zu:

$$\alpha_{ce} = (\zeta_1^\alpha \cdot e - \zeta_2^\alpha) \cdot X \quad (7.19)$$

mit:

$\zeta_1^\alpha, \zeta_2^\alpha$ Kurvenparameter nach Gleichung (7.20)

Die Kurvenparameter in Gleichung (7.19) sind wiederum von der Seitenspannung σ_3 abhängig und können wie folgt berechnet werden,

$$\zeta_1^\alpha = \xi_1^\alpha \cdot \sigma_3 + \xi_2^\alpha \quad (7.20a)$$

$$\zeta_2^\alpha = \xi_3^\alpha \cdot \sigma_3 + \xi_4^\alpha \quad (7.20b)$$

mit:

ξ_1^α bis ξ_4^α Materialkonstanten, aus zyklischen Triaxialversuchen abzuleiten

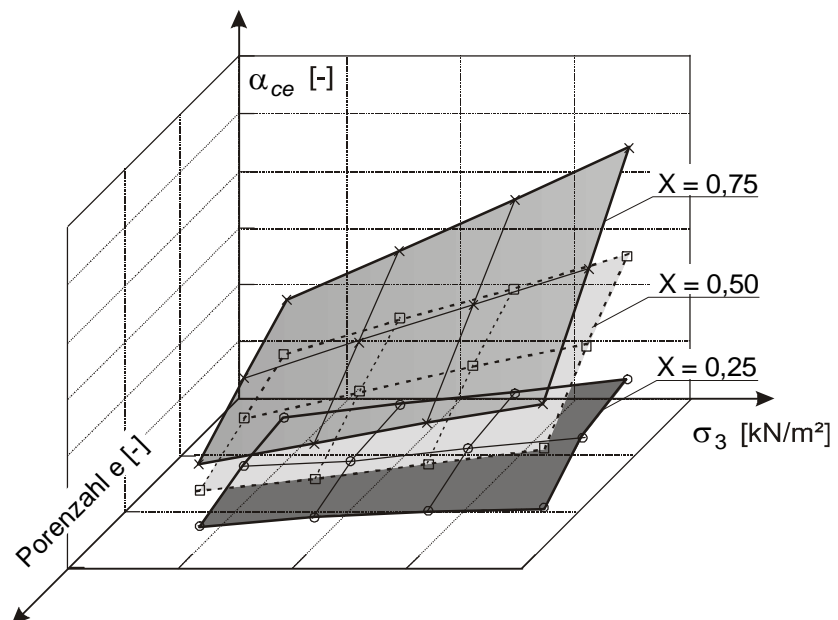
Substituiert man in Gleichung (7.19) ζ_1^α und ζ_2^α mit den gefunden Zusammenhängen der Gleichungen (7.20a) und (7.20b), so ergibt sich für α_{ce} :

$$\alpha_{ce} = \left[\left(\xi_1^\alpha \cdot \sigma_3 + \xi_2^\alpha \right) \cdot e - \left(\xi_3^\alpha \cdot \sigma_3 + \xi_4^\alpha \right) \right] \cdot X \quad (7.21)$$

In Bild 7.8 ist der vom Kurvenparameter α_{ce} nach Gleichung (7.21) aufgespannte Raum für den zyklisch-dynamisch stabilen Bereich $X \leq 0,75$ abgebildet.

Bild 7.8:

Kurvenanstiegsparameter α_{ce} in Abhängigkeit von der Porenzahl e , der Seitenspannung σ_3 und dem zyklischen Spannungsverhältnis X



Die Abhängigkeit vom zyklisch-dynamischen Spannungsverhältnis X wird durch die gekennzeichneten Ebenen sichtbar. Der aufgespannte α_{ce} -Raum gibt die Einflüsse der einzelnen Parameter wieder und steht in Übereinstimmung mit den in Abschnitt 6 beschriebenen Zusammenhängen.

7.3.4 Vergleich zwischen berechneten und gemessenen zyklischen Sekantenmoduln $E_{S,dyn,N}$

Nachfolgend sollen einige Versuchsergebnisse zum Verlauf des zyklischen Sekantenmoduls mit den entsprechenden rechnerischen Verläufen nach Gleichung (6.10) gegenübergestellt werden. Unter Berücksichtigung der Vielzahl der Versuchsergebnisse werden exemplarisch nur einige Mess- und Berechnungskurven verglichen. Die in Bild 7.9 dargestellten Mess- und Berechnungsergebnisse wurden ausschließlich unter der Zielstellung der Vergleichbarkeit von Messung und Rechnung zusammengestellt. Die Ableitung bzw. Demonstration des Einflusses einzelner Randbedingungen auf das veränderlich elastische Verhalten war nicht Intention dieser Darstellungen.

Wie aus Bild 7.9 hervorgeht, reproduzieren die nach Gleichung (6.10) sowie (7.18) und (7.21) berechneten zyklischen Sekantenmoduln recht gut die gemessenen Ergebnisse. Die maximale Abweichung zwischen Versuch und Rechnung wurde mit ca. 20 - 25 % festgestellt. Dabei darf nicht übersehen werden, dass für den Vergleich jeweils die Versuchskurven herangezogen wurden, welche in etwa den Mittelwerten der Streubereiche der Versuchsergebnisse nach Abschnitt 6 entsprechen. Werden hierzu die Bandbreiten der gemessenen Sekantenmoduln berücksichtigt, sind im Extremfall Abweichungen bis 50 % zwischen berechneten und gemessenen Moduln zu erwarten.

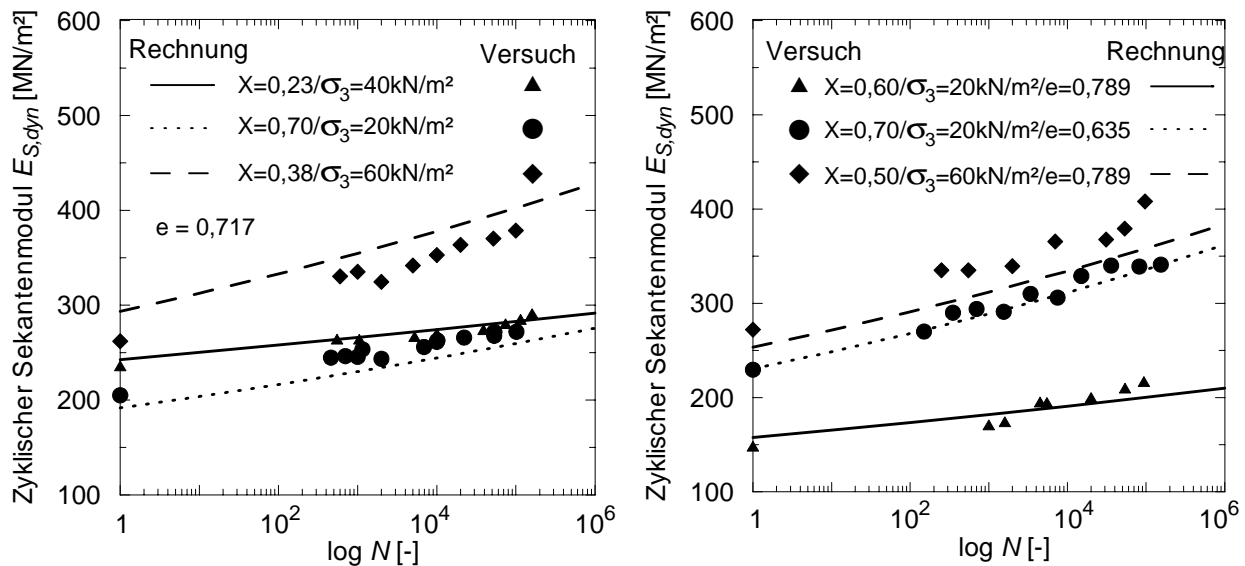


Bild 7.9: Vergleich von Mess- und Berechnungsergebnissen des zykl. Sekantenmoduls $E_{S,dyn}$ in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel N

8 Erweiterung des Stoffansatzes zum plastischen Dehnungsverhalten nichtbindiger Böden und Schotter

8.1 Allgemeines

In dem vorliegenden Abschnitt wurden die in Abschnitt 7 abgeleiteten und für Basaltschotter 22,4/63 beispielhaft belegten zyklisch-viskoplastischen Stoffansätze auf die untersuchten nichtbindigen Böden sowie den Kalkstein- und Granitschotter nach Tabelle 6.1 übertragen und mit den Versuchsergebnissen verglichen. Darüber hinaus wurden in diesem Abschnitt auch Ergebnisse aus der Literatur hinzugezogen, um die Brauchbarkeit der abgeleiteten Ansätze und deren mögliche Verallgemeinerungen zu belegen. Unabhängig davon sollten zur weiteren Absicherung ergänzende Versuchsserien ausgeführt werden.

8.2 Übertragung des plastischen Dehnungsverhaltens auf nichtbindige Böden und andere Schotterarten

Der zyklisch-viskoplastische Stoffansatz wird auf die in Tabelle 6.1 angeführten nichtbindigen Böden und den Granitschotter übertragen. Die Erweiterung erfolgte in der Art, dass die Versuchsergebnisse der nichtbindigen Böden und des Kalksteinschotters denen des Basaltschotters gegenübergestellt und entsprechende Gleichungskonstanten nach Abschnitt 7.2 abgeleitet wurden. Beim Granitschotter wurde auf eine Ableitung der Konstanten verzichtet. Hier wurden Verhältnisfunktionen zum Basaltschotter 22,4/63 aufgestellt, mit welchen insbesondere der Einfluss der Kornrauigkeit und Kantigkeit auf das plastische Dehnungsverhalten unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung berücksichtigt wird.

Es sei darauf hingewiesen, dass die abgeleiteten Gleichungskonstanten für den Kalksteinschotter sowie den weit- und enggestuften Sand auf einer begrenzten Versuchszahl basieren und daher zunächst nur für Voruntersuchungen bzw. für tendenzielle Vergleichsuntersuchungen herangezogen werden sollten. Bei Anwendung auf konkrete Problemstellungen sind ergänzende Untersuchungen für den jeweils aktuellen Spannungszustand und Porosität erforderlich.

Für die Gegenüberstellung des plastischen Dehnungsverhaltens war es notwendig, eine vergleichbare Materialkenngröße der nichtbindigen Böden sowie der Gleisschotterkörnungen zu verwenden. Hierzu wurde die Lagerungsdichte D nach *DIN 18126* herangezogen und in Gleichung (7.6) eingeführt. Gleichung (7.6) ergibt sich somit zu:

$$\varepsilon_{cp,N=1} = \phi_f \cdot \kappa_p \cdot D^{\lambda_p} \quad (8.1)$$

Das plastische Dehnungsverhalten des Basaltschotters unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung wurde nach Gleichung (7.6) in Abhängigkeit von der Porenzahl e beschrieben. Dieser Ansatz wurde weiterhin für die Gleisschotterkörnungen 22,4/63 aus Basalt und Granit verwendet, wobei in Gleichung (7.6) die Porenzahl e durch die Lagerungsdichte D nach der Beziehung:

$$e = \frac{\rho_s}{D \cdot (\rho_{max} - \rho_{min}) + \rho_{min}} - 1 \quad (8.2)$$

mit:

ρ_{max} Dichte bei dichtester Lagerung

ρ_{min} Dichte bei lockerster Lagerung

ersetzt wurde. Das Fehlen des Wassergehaltes in Gleichung (8.2) ist in der Verwendung ausschließlich trockener Bodenproben im Versuchsprogramm begründet.

Auf die Ableitung der Gleichungsparameter κ_p und λ_p nach Gleichung (8.1) wird an dieser Stelle verzichtet und auf Abschnitt 7.2 verwiesen. Die Materialkonstanten $K_{p,i}$ und $\Lambda_{p,i}$ der untersuchten nichtbindigen Böden und des Kalksteinschotters ergeben sich in ähnlicher Form wie die des Basaltschotters 22,4/63 nach Abschnitt 7.2.

Für den Granitschotter 22,4/63, der eine affine Kornverteilung zum Basalt 22,4/63 aufweist, aber eine höhere Kornrauhigkeit und scharfkantigere Korngeometrie besitzt, konnten die Materialkonstanten $K_{p,i}$ und $\Lambda_{p,i}$ des Basaltschotters verwendet werden. Die Berücksichtigung der mineralogischen Korneigenschaften des Granits erfolgt durch mineralogischen Anpassungsfunktion nach Gleichung (8.3) und (8.4). Diese werden direkt zur Anfangsdehnung $\varepsilon_{cp,N=1}$ bzw. zum Kurvenanstieg α_{cp} des Basaltschotters multipliziert.

$$\varepsilon_{cp,N=1}(\text{Granit}) = \varepsilon_{cp,N=1}(\text{Basalt}) \cdot M_1 \quad (8.3)$$

$$\alpha_{cp}(\text{Granit}) = \alpha_{cp}(\text{Basalt}) \cdot M_\alpha \quad (8.4)$$

wobei:

$$M_1 = \frac{I}{\mu_1 \cdot X + \mu_2} \quad (8.5)$$

$$M_{\alpha} = \frac{I}{\mu_3} \quad (8.6)$$

mit:

M_I Mineralogische Anpassungsfunktion der plastischen Anfangsdehnung $\varepsilon_{cp,N=1}$

M_{α} Mineralogische Anpassungsfunktion des Kurvenanstiegs α_{cp}

μ_i Gleichungskonstanten, $\mu_1 = 1,45$; $\mu_2 = 1,21$; $\mu_3 = 1,52$

Bei der vergleichenden Untersuchung von Granit und Basalt wurde festgestellt, dass M_I und M_{α} stets kleiner 1 sind. Das bedeutet, dass ein rauheres bzw. kantigeres Gestein sowohl mit einer geringeren plastischen Anfangsdehnung $\varepsilon_{cp,N=1}$, als auch mit einer geringeren inkrementellen Zunahme der plastischen Dehnungen reagiert.

8.3 Vergleich der berechneten plastischen Dehnungen mit eigenen Versuchsergebnissen

Das auf der Grundlage von Abschnitt 7.2 und 8.2 berechnete plastische Dehnungsverhalten der untersuchten Böden und Schotterarten ist in Bild 8.1 beispielhaft den zugehörigen Versuchswerten aus zyklisch-dynamischen Triaxialversuchen gegenübergestellt. Dabei ist, unter Berücksichtigung der Einschränkungen nach Abschnitt 8.2, eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen den gemessenen und den berechneten plastischen Dehnungen festzustellen.

Die gute Übereinstimmung zwischen den Versuchswerten und den berechneten plastischen Dehnungen ermöglicht den Vergleich des plastischen Dehnungsverhaltens der untersuchten nichtbindigen Böden und des Gleisschotters untereinander. Aus diesem Vergleich werden insbesondere die Einflüsse aus Kornverteilung und Mineralogie deutlich.

Der Einfluss der Kornrauigkeit und Kantigkeit wird allein aus den aufgestellten mineralogischen Anpassungsfunktionen nach Gleichung (8.3) und (8.4) ersichtlich. Demnach verhält sich ein rauheres und/oder kantigeres Gestein hinsichtlich des plastischen Dehnungsverhaltens günstiger.

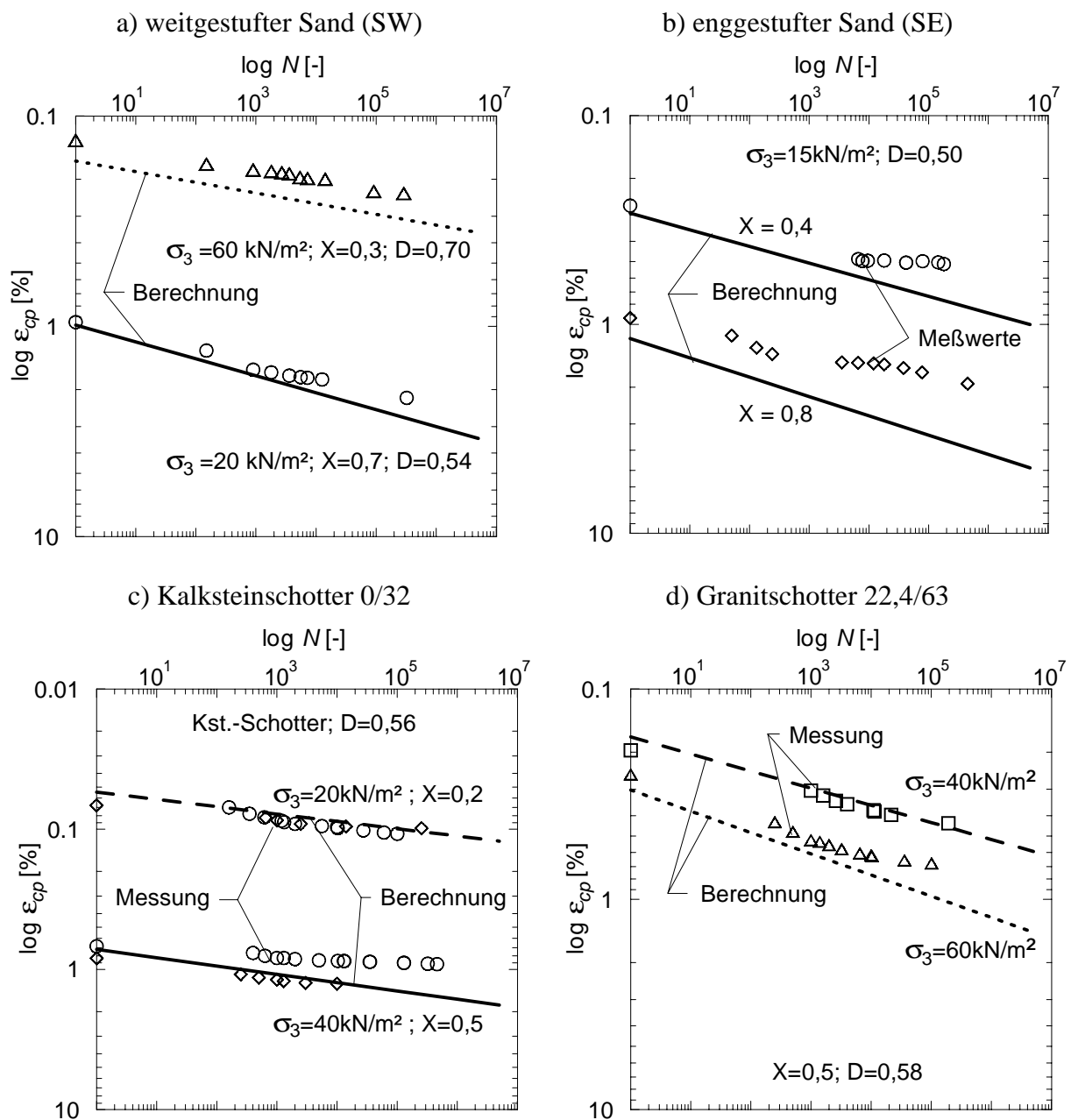
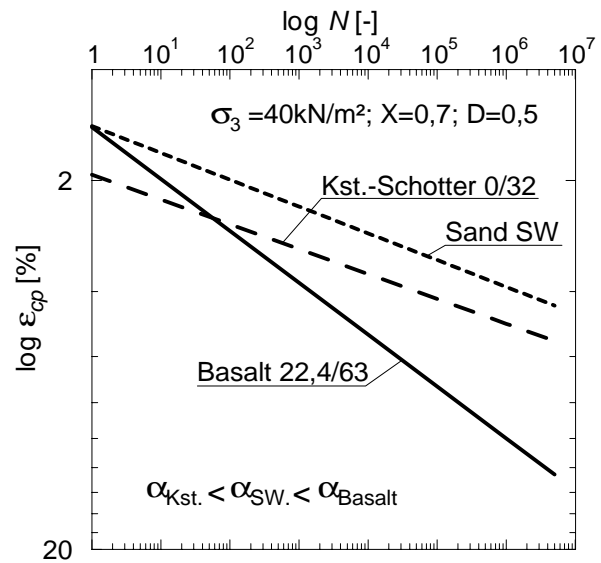


Bild 8.1: Vergleich der aus zyklisch-dynamischen Triaxialversuchen gemessenen und berechneten plastischen Dehnungen der untersuchten nichtbindigen Böden und Schotterarten

In der Darstellung in Bild 8.2 wurden exemplarisch die plastischen Dehnungskurven des Basalt- und Kalksteinschotters sowie des weitgestuften Sandes verwendet. Aufgrund der Affinität der Oberflächenrauigkeit und Kantigkeit der beiden Schotterarten kann das divergierende Dehnungsverhalten weitestgehend auf die Kornverteilung zurückgeführt werden.

Bild 8.2:

Vergleich des plastischen Dehnungsverhaltens von weit- und enggestuften nichtbindigen Böden und Schotter



Entgegen den Erwartungen traten im Vergleich zu den enggestuften Kornverteilungen Böden bei den weitgestuften Kornverteilungen größere Anfangsdehnungen $\varepsilon_{cp,N=1}$ auf, (Bild 8.2). Es ist anzunehmen, dass dieses Verhalten in der größeren Verdichtungswilligkeit der weitgestuften nichtbindigen Böden begründet ist. Inwiefern dieses Verhalten auch bei praktischen Erdbauwerken gegeben ist, kann hier noch nicht abschließend beantwortet werden. Hierzu sind weiterführende Untersuchungen in Anlehnung an Abschnitt 9, unter Berücksichtigung von Vorverformungen aus der Verdichtungsenergie und den daraus resultierenden Verspannungen, erforderlich.

Bindet man in diesen Vergleich den weitgestuften Sand mit ein und berücksichtigt dessen Ungleichförmigkeit von $U = 6,4$ nach Tabelle 6.1, so wird deutlich, dass mit abnehmender Ungleichförmigkeit U die plastischen Anfangsdehnungen $\varepsilon_{cp,N=1}$ kleiner werden.

Erwartungsgemäß wurde bei weitgestufter Kornverteilung eine geringere inkrementelle Zunahme der plastischen Dehnungen gegenüber enggestuften Kornverteilungen festgestellt. Dies wird durch den geringeren Kurvenanstieg in Bild 8.2 ersichtlich.

8.4 Vergleich mit Versuchsergebnissen aus der Literatur

Die Anwendung des zyklisch-viskoplastischen Stoffansatzes nach Abschnitt 7.2 soll im Folgenden mit Versuchsergebnissen aus der Literatur zum plastischen Dehnungsverhalten unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung überprüft werden. Hierzu werden die Versuchsergebnisse von *Shenton (1978)*, *Diyaljee/Raymond (1982)* und *Guldenfels (1996)* mit den nach Gleichung (7.10) bzw. (8.1) berechneten plastischen Dehnungen gegenübergestellt.

In Bild 8.3 sind die Anfangsdehnungen $\varepsilon_{cp,N=1}$ des Basaltschotters (22,4/63) und des von *Shenton (1978)* untersuchten Dolomitschotters (13/38) zusammengestellt. Beide Schotterkörnungen besitzen eine Ungleichförmigkeitszahl von $U = 1,5$.

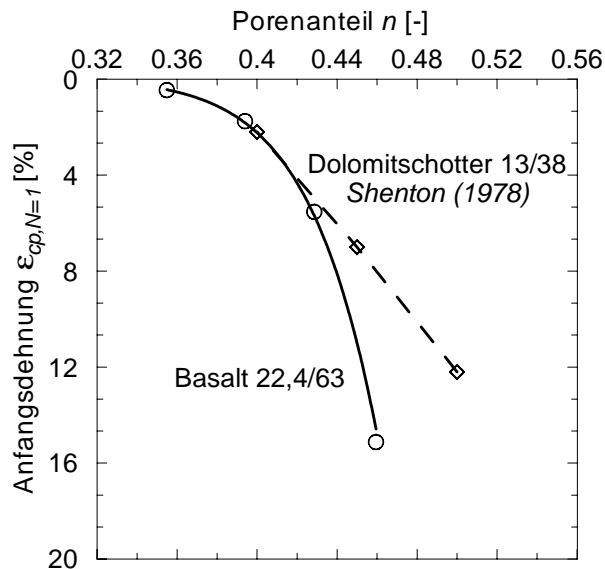


Bild 8.3:

Vergleich der Anfangsdehnungen $\varepsilon_{cp,N=1}$ des eigenen Basaltschotters 22,4/63 und des Dolomitschotters 13/38 nach *Shenton (1978)*

Für den praktisch relevanten Porenanteilsbereich von $0,38 < n < 0,42$ ergibt sich eine gute Übereinstimmung. Diese Feststellung wird mit den Ergebnissen nach Bild 8.2 weiter bestätigt. Es kann angenommen werden, dass hinsichtlich der plastischen Anfangsdehnung $\varepsilon_{cp,N=1}$ die Ungleichförmigkeitszahl U der maßgebliche, die Kornverteilung beschreibende, Parameter ist. Die Korngröße ist nach diesen Ergebnissen von untergeordneter Natur. Diese Erkenntnis ist insbesondere für die Optimierung von Schotterkörnungen von Interesse.

Durch den Vergleich der berechneten plastischen Dehnungen des Basaltschotters 22,4/63 mit den Versuchswerten von *Diyaljee/Raymond (1982)* an Dolomitschotter 4,5/38 wird dieses Ergebnis ebenfalls bestätigt, (Bild 8.4a). Der Dolomitschotter besitzt im Gegensatz zum Basaltschotter eine größere Ungleichförmigkeit und weist eine größere Anfangsdehnung auf. Die inkrementelle Zunahme der plastischen Dehnungen ist dagegen wiederum geringer.

In Bild 8.4b ist der Vergleich des plastischen Dehnungsverhaltens des eigenen Basaltschotters mit dem unverschmutzten Altschotter 22,4/63 von *Guldenfels (1996)* abgebildet. Die gemittelte Kurve für den unverschmutzten Altschotter ergibt zur berechneten Kurve des Basaltschotters eine etwas geringere plastische Dehnungen. Die berechnete Dehnungskurve für den eigenen Basaltschotter liegt jedoch innerhalb des von *Guldenfels (1996)* ermittelten Dehnungsbereiches und wird somit als zufriedenstellend angesehen.

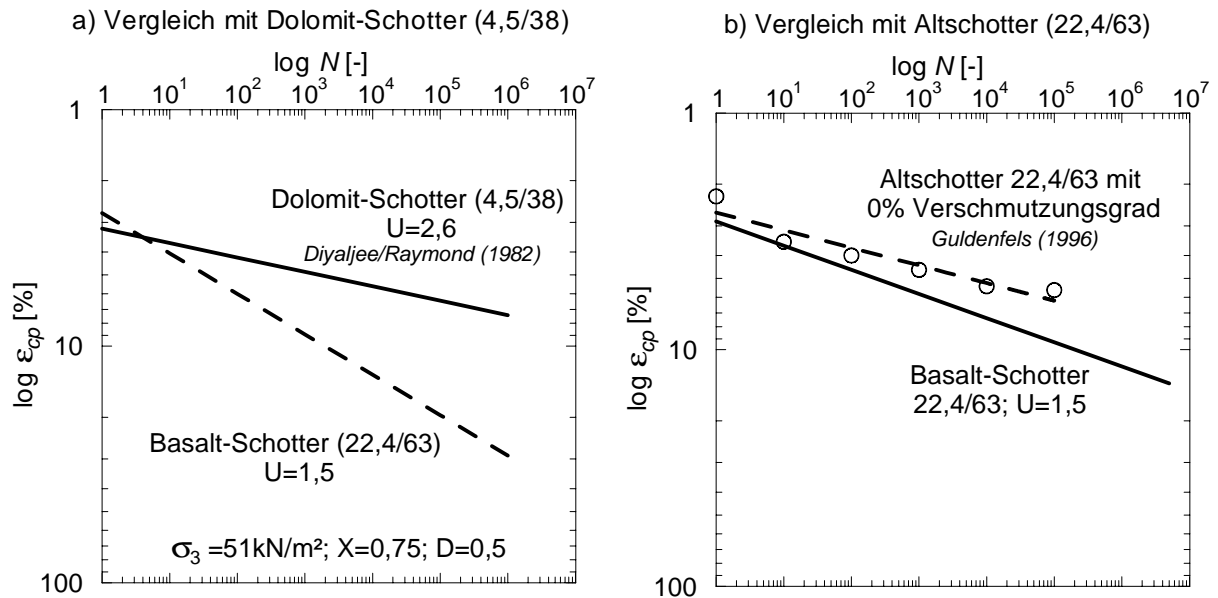


Bild 8.4: Vergleich der berechneten plastischen Dehnung des Basaltschotters (22,4/63) mit Versuchswerten der Literatur

Die durchgeführten Vergleiche der berechneten plastischen Dehnungen bei zyklisch-dynamischer Beanspruchung mit publizierten Ergebnissen zeigen eine gute Übereinstimmung. Der abgeleitete zyklisch-viskoplastische Stoffansatz zum plastischen Dehnungsverhalten konnte somit bestätigt werden. Weiterführende Anwendungsbeispiele sind in Abschnitt 9 und in *Stöcker (2002)* zu finden. *Stöcker (2002)* hat den abgeleiteten zyklisch-viskoplastischen Stoffansatz nach Gleichung (7.6) und (8.1) in das FE-Programm ABAQUS implementiert, und unter Berücksichtigung der Erkenntnisse nach Abschnitt 9 gute Übereinstimmungen zwischen berechneten und gemessenen plastischen Dehnungen erzielt.

8.5 Zusammenfassende Darstellung der entwickelten zyklisch-viskoplastischen Stoffgleichungen

Zur besseren Übersichtlichkeit sind in den nachfolgenden Tabellen die in dieser Arbeit abgeleiteten Stoffgleichungen für den zyklisch-viskoelastischen und den zyklisch-viskoplastischen Stoffansatz materialabhängig zusammengestellt.

Tabelle 8.1: Stoffgleichungen des zyklisch-viskoplastischen Stoffansatzes

Plastisches Dehnungsverhalten			
Gleisschotter (glattes Gestein)		nichtbindige Böden	Gl.-Nr.:
$\epsilon_{cp} = \epsilon_{cp,N=1} \cdot N^{\alpha_{cp}}$			(7.4)
$\epsilon_{cp,N=1} = \phi_f \cdot \kappa_p \cdot e^{\lambda_p}$		$\epsilon_{cp,N=1} = \phi_f \cdot \kappa_p \cdot D^{\lambda_p}$	(7.6)
Gl.-Nr.:	$\alpha_{cp} = \kappa_p^\alpha \cdot \exp(-\lambda_p^\alpha \cdot f_B)$		(7.11)
(7.7)	$\phi_f = \Phi_1 \cdot f_B^{\Phi_2}$		
(7.8)	$\kappa_p = \kappa_{p,1} \cdot X^{\kappa_{p,2}}$	$\kappa_p^\alpha = \kappa_{p,1}^\alpha \cdot X + \kappa_{p,2}^\alpha$	(7.12)
(7.9)	$\lambda_p = \lambda_{p,1} \cdot X^{-(\lambda_{p,2})}$	$\lambda_p^\alpha = \lambda_{p,1}^\alpha \cdot X + \lambda_{p,2}^\alpha$	(7.13)
(7.8a)	$\kappa_{p,1} = K_{p,1} \cdot \exp(K_{p,2} \cdot \sigma_3)$	$\kappa_{p,1}^\alpha = K_{p,1}^\alpha \cdot \sigma_3 + K_{p,2}^\alpha$	(7.12a)
(7.8b)	$\kappa_{p,2} = K_{p,3} \cdot \exp(K_{p,4} \cdot \sigma_3)$	$\kappa_{p,2}^\alpha = K_{p,3}^\alpha \cdot \sigma_3 + K_{p,4}^\alpha$	(7.12b)
(7.9a)	$\lambda_{p,1} = \Lambda_{p,1} \cdot \exp(\Lambda_{p,2} \cdot \sigma_3)$	$\lambda_{p,1}^\alpha = \Lambda_{p,1}^\alpha \cdot \sigma_3 + \Lambda_{p,2}^\alpha$	(7.13a)
(7.9b)	$\lambda_{p,2} = \Lambda_{p,3} \cdot \exp(\Lambda_{p,4} \cdot \sigma_3)$	$\lambda_{p,2}^\alpha = \Lambda_{p,3}^\alpha \cdot \sigma_3 + \Lambda_{p,4}^\alpha$	(7.13b)
Gleisschotter (rauhes Gestein)			
(8.3)	$\epsilon_{cp,N=1}(rauh) = \epsilon_{cp,N=1}(glatt) \cdot M_1$	$\alpha_{cp}(rauh) = \alpha_{cp}(glatt) \cdot M_\alpha$	(8.4)
(8.5)	$M_1 = \frac{1}{\mu_1 \cdot X + \mu_2}$	$M_\alpha = \frac{1}{\mu_3}$	(8.6)
Materialkonstanten:			
$K_{p,1}$ bis $K_{p,4}$ und $\Lambda_{p,1}$ bis $\Lambda_{p,4}$, μ_1 , μ_2		$K_{p,1}^\alpha$ bis $K_{p,4}^\alpha$ und $\Lambda_{p,1}^\alpha$ bis $\Lambda_{p,4}^\alpha$, μ_3	
Materialparameter/ Materialkennwert:			
e, D			

Tabelle 8.2: Stoffgleichungen des zyklisch-viskoelastischen Stoffansatzes

Elastisches Dehnungsverhalten			
Gleisschotter 22,4/63			Gl.-Nr.:
$E_{S,dyn,N} = E_{S,dyn,N=1} \cdot N^{\alpha_{ce}}$			(6.10)
(7.16)	$E_{S,dyn,N=1} = \zeta_1 - \zeta_2 \cdot e$	$\alpha_{ce} = (\zeta_1^\alpha \cdot e - \zeta_2^\alpha) \cdot X$	(7.19)
(7.17a)	$\zeta_1 = \xi_1 \cdot \sigma_3 + \xi_2$	$\zeta_1^\alpha = \xi_1^\alpha \cdot \sigma_3 + \xi_2^\alpha$	(7.20a)
(7.17b)	$\zeta_2 = \xi_3 \cdot \sigma_3 + \xi_4$	$\zeta_2^\alpha = \xi_3^\alpha \cdot \sigma_3 + \xi_4^\alpha$	(7.20b)
Materialkonstanten:			
ξ_1 bis ξ_4		ξ_1^α bis ξ_4^α	
Materialparameter:			
e			

9 Approximation des plastischen Dehnungsverhaltens aus den Laborversuchen an die realen Bedingungen von Verkehrsbauwerken

9.1 Zweck und Zielstellung der Approximation

Die in einem Verkehrsbauwerk auftretenden Setzungen werden prinzipiell in drei Setzungsanteile zerlegt:

- a) Setzungen des Untergrundes,
- b) Setzungen des Erdkörpers (bei Dämmen) und
- c) Setzungen infolge der Verkehrsbelastung.

Die Setzungsanteile zu a) und b) können, abhängig vom bodenmechanischen Untersuchungsaufwand, recht genau berechnet und im Hinblick der Gleislagestabilität durch konstruktive Maßnahmen vorweggenommen bzw. reduziert werden. Die Setzungen aus der Verkehrsbelastung ließen sich dagegen bisher nur sehr ungenau prognostizieren.

In der Vergangenheit wurde an verschiedenen Verkehrsbauwerken Setzungsmessungen unter Berücksichtigung der Zugüberfahrten durchgeführt. Die Nachrechnung der gemessenen plastischen Verformungen mit den quasistatischen Modellansätzen nach Abschnitt 2 ergab z. T. sehr unbefriedigende Ergebnisse mit Unterschieden zwischen Rechnung und Messung von $> 100\%$.

Die Ursache der ungenügenden Prognosen des Setzungsanteils aus Verkehrsbelastung sind zum einen in den verwendeten Stoffmodellen bzw. Stoffparametern und zum anderen in der Unkenntnis des tatsächlichen Spannungszustandes im Verkehrsweg begründet. In einer Vielzahl von Stoffmodellen wird das plastische Langzeitverhalten aus wenigen zyklisch-dynamischen Triaxialversuchen abgeleitet. Die Variation der Randbedingungen ist dabei relativ gering, und die zyklisch-dynamischen Gleichungsparameter werden während der quasistatischen Berechnung als fix angenommen. Spannungsumlagerungen während der Berechnung bleiben dabei unberücksichtigt.

Neben dieser Fehlerquelle spiegelt der Anfangszustand der plastischen Dehnungen $\varepsilon_{cp,N=1}$ der Elementversuche die tatsächlichen Dehnungen nicht eindeutig wider. Verspannungseffekte, die infolge der eingeleiteten Verdichtungsenergie bei der Herstellung der Erdbauwerke auftreten und bis zu einem gewissen Grad im Untergrund/Unterbau sowie in der Schotter-schicht verbleiben, finden bei diesen Berechnungen keine Berücksichtigung. Insbesondere der

hohe Energieeintrag im Bereich der Schotterschicht durch den dynamischen Gleislagestabilisator (DGS) bewirkt neben der Setzungsvorwegnahme einen hohen Grad der Verspannung des Korngerüstes.

Bei der Berücksichtigung der Verdichtungseffekte ging man in der Vergangenheit eher pragmatisch vor. Die den Verformungsprognosen zugrunde liegenden plastischen Dehnungskurven zyklisch-dynamischer Triaxialversuche wurden z. B. um das Dehnungsmaß der ersten 100 Lastzyklen $\varepsilon_{cp,N=100}$ korrigiert, siehe *Jaup (1999)*. Das heißt, die plastische Dehnungskurve wurde im doppellogarithmischen ε - N -Diagramm parallel in Richtung der Nullage verschoben. Der plastische Dehnungsanteil $\varepsilon_{cp,N=100}$ wurde dabei zu „Null“ gesetzt.

Diese Vorgehensweise stützt sich auf Vergleichsbetrachtungen von Modellversuchen und Setzungsmessungen ausgeführter Bauwerke. Eine wissenschaftliche Absicherung dieser Problemstellung wurde bisher noch nicht vorgenommen.

In den nachfolgenden Abschnitten soll ein möglicher Weg aufgezeigt werden, mit welchem der Einfluss der Verdichtungsenergie bei der Herstellung von Erdbauwerken bezüglich des plastischen Dehnungsverhaltens unter Verkehrsbelastung, bei den Berechnungen mit dem in dieser Arbeit abgeleiteten Stoffansätzen, berücksichtigt werden kann. Dazu wurde in einem eigens dafür konstruierten Modellversuch ein mehrschichtiger Aufbau mit einer starren kreisförmigen Lastplatte zyklisch-dynamisch belastet. Die sich ausbildende Setzungsmulde wurde mit einer FE-Berechnung auf der Grundlage des in Abschnitt 7 abgeleiteten zyklisch-viskoplastischen Stoffansatzes gegenübergestellt. Der sich einstellende Setzungsunterschied wurde in die Energiebilanz eingeführt und die zu reduzierende Anzahl der Lastwechsel ermittelt. Die Vorgehensweise wird im Abschnitt 9.2 näher erläutert.

Ziel des Modellversuches war, neben der Erfassung verdichtungsenergetischer Effekte einen Nachweis der Leistungsfähigkeit des zyklisch-viskoplastischen Stoffansatzes zum plastischen Langzeitverhalten nach Abschnitt 7 sowie deren Implementierung in den FE-Code ABAQUS von *Stöcker (2002)* aufzustellen.

Es sei an dieser Stelle ausdrücklich darauf hingewiesen, dass der nachfolgend skizzierte Weg zur Erfassung der Verdichtungseinflüsse in Form einer Energiebilanz lediglich eine mögliche Vorgehensweise beschreibt. Die gesamte Thematik bedarf einer weitergehenden, intensiven wissenschaftlichen Untersuchung.

9.2 Theoretischer Hintergrund

In diesem Abschnitt werden die theoretischen Grundlagen, die zur Aufstellung einer Energiebilanz der geleisteten Verdichtungsarbeit von Element- und Modellversuchen erforderlich sind, näher erläutert. Unter Verdichtung wird hier die Umlagerung/Umsortierung der Bodenstruktur mit dem Ziel, ein Haufwerk in eine höhere Lagerungsdichte zu versetzen, verstanden. Die Verdichtungsarbeit W_V ist das Wegintegral der in Richtung der Setzung wirkenden Verdichtungskraft:

$$W_V = \int F_V \cdot \partial s \quad [\text{Nm}, \text{J}] . \quad (9.1)$$

mit:

W_V Verdichtungsarbeit

F_V Verdichtungskraft

∂s geleisteter Verdichtungsweg

Die Grundidee der Energiebilanz besteht in dem Vergleich der aufgebrauchten Verdichtungsarbeit zwischen Element- und Modellversuch. Die sich ergebende Differenz ΔW_V wird mit der Verdichtungsarbeit der zyklisch-dynamischen Versuchsphase gleichgesetzt. Durch diese Gleichsetzung kann die erforderliche Anzahl von Lastzyklen ermittelt werden, bei der dieser Differenzbetrag der Verdichtungsarbeit im zyklischen Triaxialversuch erreicht wird. Bei der hier geführten Energiebetrachtung werden Feder- und Dämpferkräfte sowie Verstärkungsfaktoren und statische Auflasten der Verdichtungsgeräte vernachlässigt.

Die Aufstellung der Energiebilanz bedarf neben den Kenntnissen einiger physikalischer Grundlagen auch Kenntnisse bezüglich der Arbeitsweise der verwendeten Verdichtungsgeräte.

Für die Verdichtung von Böden im Allgemeinen und Schotter stehen eine Vielzahl dynamischer Verdichtungsgeräte zur Verfügung. Hinsichtlich ihrer Energieabgabe werden grundsätzlich zwei Typen unterschieden:

- Auflastrüttler, wie z. B. Vibrationswalzen und Vibrationplatten,
- Sprungrüttler, wie z. B. Stampfverdichter.

Auflastrüttler sind in ihrem Aufbau so konstruiert, dass die Summe aller vertikalen Kräfte in Richtung des Bodens wirkt. Es kann daher nicht zum Abheben des Verdichtungsgerätes von

der Aufstandsfläche kommen. Die Verdichtung wird durch die dynamische Anregung der Einzelkörner erzielt.

Das System Rüttler-Boden darf jedoch nicht als ein starres System betrachtet werden. Es besteht eine Interaktion zwischen Erreger und Boden. Mit zunehmender Verdichtung des Bodens erhöht sich dessen Steifigkeit, die dämpfende Wirkung nimmt ab. Aufgrund des starren Antwortverhaltens des verdichteten Bodens können dabei die nach oben gerichteten Kräfte größer als die vertikalen, nach unten gerichteten Kräfte werden, so dass der Rüttler vom Boden abhebt.

Bei den Sprungrütlern sind die nach oben gerichteten Vertikalkräfte konstruktionsbedingt stets größer, das Verdichtungsgerät hebt von der Aufstandsfläche ab. Die Verdichtung wird hier durch die herabfallende Masse des gesamten Sprungrütlers, d. h. durch den Kraftstoß beim Auftreffen auf den Boden erzeugt.

Beim Einbau des Schotters im Modellversuch wurden Auflastrüttler zur Verdichtung verwendet. Nachfolgend wird die Funktionsweise des Auflastrütlers mit dem Prinzip der Erregerkraftzerzeugung am Beispiel eines Gegenlauf-Kreisschwingers dargestellt.

Ein Gegenlauf-Kreisschwinger besteht aus zwei gegenläufig rotierenden Unwuchten, die ausschließlich vertikale Kräfte erzeugen. Horizontale Kräfte heben sich aufgrund der gegenläufigen Unwuchtrotation auf (Bild 9.1).

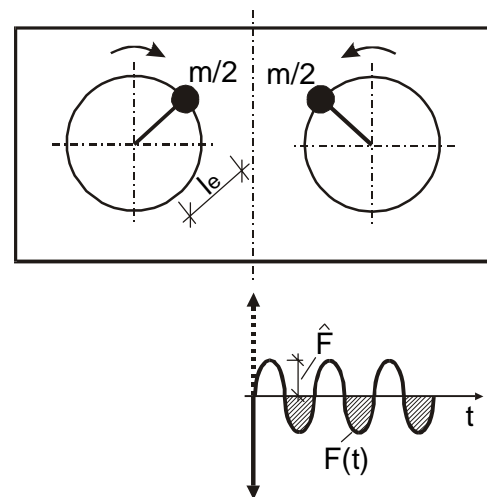


Bild 9.1:
Prinzip eines Gegenlaufkreisschwingers nach *Dimpfl (1966)*

Die Amplitude der Erregerkraft \hat{F} ergibt sich aus den rotierenden Massepunkten $m/2$ nach Bild 9.1 zu

$$\hat{F} = m \cdot l_e \cdot \omega^2 \quad (9.2)$$

mit:

\hat{F}	Amplitude der Erregerkraft
m	Masse der rotierenden Unwuchten
l_e	Exzentrizität der Unwuchtmassen
ω	Kreisfrequenz, $\omega = 2 \pi f$

Der zeitliche Verlauf der Erregerkraft $F(t)$ ist als harmonischer Kraftverlauf anzusehen und kann wie folgt berechnet werden.

$$F(t) = \hat{F} \cdot \sin(\omega \cdot t) \quad (9.3)$$

mit:

$F(t)$	Zeitverlauf der Erregerkraft
t	Zeit

Soll nun die Verdichtungsarbeit berechnet werden, wird das Flächenintegral des Kraftverlaufes nach der Zeit mit dem zugehörigen Setzungsmaß multipliziert, siehe Gleichung (9.4). Dabei ist zu beachten, dass nur die halbe Periodendauer bezüglich der Verdichtung wirksam ist. In Bild 9.1 ist der wirksame Flächenbereich durch die Schraffur gekennzeichnet.

$$W_{V,R} = \int_0^{T/2} [\hat{F} \cdot \sin(\omega \cdot t)] dt \cdot (t \cdot f) \cdot \delta s \quad (9.4)$$

mit:

$W_{V,R}$	Verdichtungsarbeit des Aufstandrüttlers
-----------	-----------------------------------------

Der Ausdruck $(t \cdot f)$ in Gleichung (9.4) berücksichtigt die Anzahl der Zyklen bei der Verdichtung und stellt somit die Akkumulation der schraffierten Flächen nach Bild 9.1 dar.

Der Einbau der nichtbindigen Böden und des Schotters in den Elementversuchen erfolgte mit Hilfe einer Impulsverdichtung. Ähnlich wie beim herkömmlichen Proctorversuch wurde das Versuchsmaterial lagenweise eingebaut und mit einem Fallgewicht verdichtet. Die Anzahl der Schläge (Impulse) sowie die Fallhöhe wurde im Hinblick auf die zu erreichende Probedichte in entsprechenden Versuchsreihen ermittelt. Damit kann die Summe der Kräfte, die zur Verdichtung der einzelnen Proben aufgebracht wurde, ermittelt werden. Die Stoßkraft F_S ergibt sich aus dem Differenzialquotienten des Impulses nach der Zeit,

$$F_S = \frac{\partial I}{\partial t} = \frac{\partial (m_G \cdot v)}{\partial t} . \quad (9.5)$$

mit:

F_S	Stoßkraft
I	Impuls
m_G	Masse des Fallgewichtes
v	Geschwindigkeit

Führt man in Gleichung (9.5) das Geschwindigkeits-Weg-Gesetz für die geradlinig, gleichmäßig beschleunigte Bewegung unter Vernachlässigung der Reibung ein, ergibt sich für die Verdichtungsarbeit im Elementversuch

$$W_{V,E} = \sum (F_S \cdot \partial s) = \sum \left(m_G \cdot \frac{\sqrt{(2 \cdot g \cdot h)}}{\Delta t} \cdot \partial s \right) . \quad (9.6)$$

mit:

g	Gravitationsbeschleunigung, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
h	Hubhöhe

Die Energiebilanz ergibt sich aus der Differenz der Verdichtungsarbeit von Modell- und Elementversuch

$$\Delta W = W_{V,R} - W_{V,E} . \quad (9.7)$$

Diese Differenz wird mit der im zyklisch-dynamischen Triaxialversuch geleisteten Arbeit gleichgesetzt. Dadurch ist es möglich, die Anzahl der Lastzyklen N^* zu bestimmen, bei der die zuvor berechnete Differenzarbeit erreicht wird.

Die während der zyklischen Triaxialversuchsphase aufgebrauchte Arbeit kann nach Gleichung (9.4) ermittelt und nach N^* aufgelöst werden. Die dafür erforderlichen Setzungen werden aus der plastischen Dehnung ε_{cp} nach Abschnitt 7 berechnet. Damit sind N^* und ε_{cp} unbekannte Größen und müssen iterativ ermittelt werden, da ε_{cp} von N abhängig ist.

$$N^* = \frac{\Delta W}{\int_0^{T/2} [F_{dyn} \cdot \sin(\omega \cdot t)] \cdot (\varepsilon_{cp,(N)} \cdot h_0)} \quad (9.8)$$

mit:

h_0 Ausgangshöhe der Triaxialprobe

Dieser Zusammenhang ist in Bild 9.2 noch einmal schematisch dargestellt und soll die Ermittlung von N^* verdeutlichen. Ist die Anzahl der Lastzyklen in Bezug zur Energiedifferenz nach Gleichung (9.8) bestimmt, werden die plastischen Dehnungen der Triaxialversuche um das Dehnungsmaß der Energiebilanz reduziert. Der Dehnungsanteil $\varepsilon_{cp,N=1}$ wird dadurch geringer, die Überschätzung der Verformungen in den FE-Berechnungen verringert sich entsprechend.

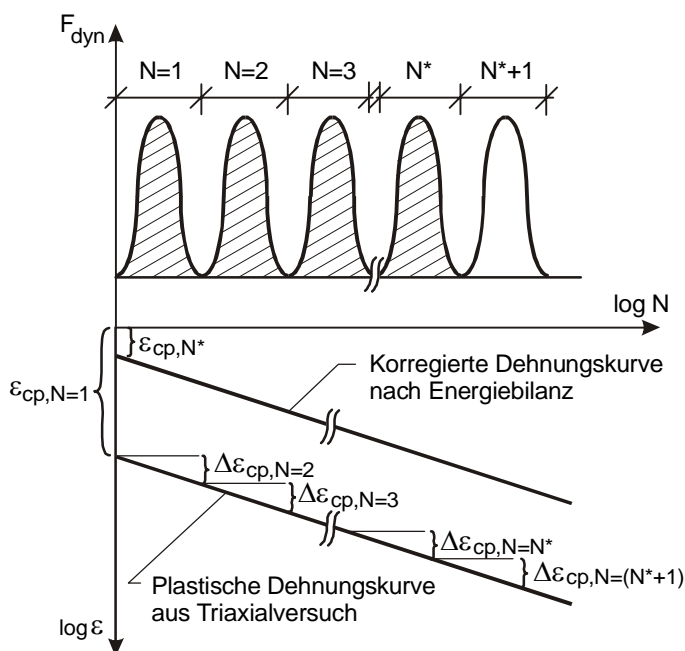


Bild 9.2:

Schematische Darstellung der Lastzyklenkorrektur nach der Energiebilanz

9.3 Versuchskonzeption für einen Modellversuch zur Prüfung der Brauchbarkeit des Energiebilanzansatzes

Zur Prüfung der Machbarkeit der in Abschnitt 9.2 theoretisch skizzierten Energiebilanz wurde ein Modellversuch geplant. Ziel war die Anpassung bzw. Korrektur der im Abschnitt 7 abgeleiteten plastischen Stoffansätze zum Langzeitverformungsverhalten an die realen Vorverdichtungsbedingungen im Verkehrsbauwerk. Dabei ist die Ermittlung des Verformungsverhaltens des Schotteroberbausystems unter Berücksichtigung des Kraftverlaufes vom Rad über Schiene und Schwelle in die Schotterschicht und schließlich in den Unterbau und Untergrund nicht Bestandteil der Aufgabenstellung.

Der Modellversuch sollte den nachfolgenden grundsätzlichen Überlegungen genügen:

- Widerspiegelung des prinzipiellen Aufbaus eines Schienenverkehrsweges,
- Eindeutig definierbare Lasteinleitungsfläche,
- Ermittlung des Spannungs- und Dehnungsverlaufes unter Ansatz der elastisch-isotropen Halbraumtheorie,
- Einfache numerische Umsetzbarkeit, um FE-Ergebnisse mit herkömmlichen Berechnungsmethoden überprüfen zu können.

Im Kontext dieser Vorüberlegungen wurde für den Modellaufbau ein Dreischichtensystem, bestehend aus einer Untergrundsicht, einer Frostschutzschicht (0/32) sowie einer Gleis-schotterschicht (22,4/63) gewählt. Die wesentlichen Materialkennwerte und Einbaubedingungen sind der Tabelle 9.1 zu entnehmen. Die Mächtigkeiten und Einbaubedingungen der einzelnen Schichten wurde an die Konstruktionsregeln für Erdbauwerke der DB-AG, der *DS RIL 836 (1999)* angelehnt. Die Lasteinleitung erfolgte über eine starre Kreisplatte mit einem Durchmesser von $d = 500$ mm. Vorteil einer Kreisplatte ist die rotationssymmetrische Ausbildung des Spannungs- und Dehnungsverlaufes im Modellversuch. Spannungskonzentrationen an Ecken und Kehlen treten nicht auf. Die messtechnische Aufnahme der Verformungsmulden der einzelnen Schichten ist störungsfrei möglich, da die Setzungspegel aufgrund der Rotationssymmetrie radial versetzt angeordnet werden können. Dafür war es notwendig, dass der Modellkasten in ausreichender Größe dimensioniert wurde. Randeinflüsse der Kastenwände sollten weitestgehend ausgeschlossen werden.

Es wurde ein quadratischer Modellkasten mit einer lichten Kantenlänge von 2500 mm konstruiert. Durch vorausgehende FE- Berechnungen konnten Reibungseinflüsse zwischen Boden und Kastenwand ausgeschlossen werden. Zur Minimierung von Wellenreflektionen wurden die Wände des Modellkastens zusätzlich mit Styrodurplatten ausgekleidet.

Tabelle 9.1: Materialkenngrößen und Einbaubedingungen der Böden im Modellversuch

	Untergrund	Frostschutz	Gleisschotter
Bodenmaterial	Lößlehm	Kalksteinschotter 0/32	Basaltschotter 22,4/63
w_L [%]	38,1	/	Kennwerte siehe Abschnitt 6
w_P [%]	21,9	/	
ρ_{Pr} [g/cm ³]	1,677	siehe Abschnitt 6	
w_{opt} [%]	16,8	siehe Abschnitt 6	
Einbaubedingung	$D_{Pr} = 103 \%$	$D_{Pr} = 97 \%$	$D = 0,46$ $e = 0,717$

Der Einbau der einzelnen Schichten erfolgte jeweils in mehreren Lagen. Während dem lageweisen Einbau in den Versuchskasten wurde jede Einbaulage vor und nach dem Verdichten höhenmäßig nivelliert. Damit wurde das Setzungsmaß infolge Verdichtung bestimmt. Im Zusammenhang mit der Zeiterfassung während der Verdichtung und der Kenntnis der Verdichtungsfrequenz kann die eingebrachte Verdichtungsenergie jeder Lage nach Gleichung (9.4) erfaßt werden.

In jeder Schicht wurden Setzungspegel und Erddruckgeber eingebaut. Die Setzungspegel wurden auf der jeweiligen Schichtoberkante angeordnet. Im Bereich der Untergrund- und der Frostschuttschicht wurden die Setzungspegel in Hüllrohren bis zur Modelloberkante geführt und mit induktiven Wegsensoren abgetastet. Auf OK Gleisschotterschicht wurden die Wegsensoren über Kontaktplatten direkt auf die Schotteroberfläche aufgesetzt. Die Befestigung der Wegaufnehmer erfolgte über eine Messbrücke. Diese wurde entkoppelt vom Modellversuchsstand installiert, so dass Schwingungen während der Versuchsdurchführung nicht übertragen werden konnte. Die Anordnung der Setzungspegel ist in Bild 9.3 zu sehen. Während der zyklisch-dynamischen Belastungsphase wurden die Messsignale der induktiven Wegaufnehmer zu gegebener Anzahl von Lastwechseln in Messfenstern aufgenommen. Die Abtastfrequenz betrug 600 Hz. Die Darstellung einzelner Hystereseschleifen entsprechend Bild 6.8 war somit möglich.

Die Spannungsmessung erfolgte in vertikaler und horizontaler Richtung in der Belastungsachse und in vertikaler Richtung in seitlichem Abstand zur Belastungsachse. Damit war es möglich, den Verlauf der Erddruckspannungen mit der Tiefe sowie deren räumlichen Ausbreitung aufzunehmen. Als Erddruckgeber kamen pneumatische Sensoren zum Einsatz, so dass ausschließlich statische Spannungsmessungen möglich waren. Spannungsänderungen während der zyklisch-dynamischen Belastung konnten nicht erfaßt werden. Hierzu fehlt,

insbesondere für das Gleisschottermaterial, eine zuverlässige Sensorik. Die Problematik besteht in der zufälligen Anordnung und Anzahl der Kornkontaktpunkte zwischen den einzelnen Körnern, die sich zudem während der Versuchsdurchführung ändern. Da sich die messtechnische Umsetzung hierfür noch im Anfangsstadium befindet, wurden herkömmliche statische Erddruckgeber verwendet, mit denen zumindest der Verspannungseffekt infolge der zyklisch-dynamischen Belastung erfaßt werden konnte. Die Oberfläche der Sensoren wurden mit einer leicht abkratzbaren Farbschicht eingefärbt, um Kornkontaktpunkte nach dem Ausbau der Erddruckgeber visuell zu erfassen. Die Lage der Erddruckgeber ist in Bild 9.3 zu erkennen.

Im Weiteren ist zu beachten, dass der zu prüfende zyklisch-viskoplastische Stoffansatz nach Abschnitt 7 nur statische Seitenspannungen berücksichtigt. Insofern ist die Anwendung statischer Erddruckgeber im Modellversuch als untergeordnete Fehlerquelle anzusehen.

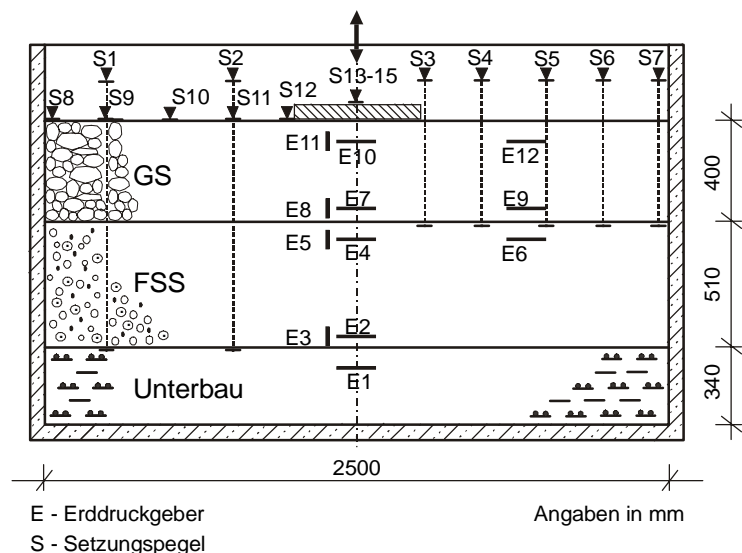


Bild 9.3:
Lage der Messelemente im
Modellversuch

Die auf Oberkante der Gleisschotterschicht zentrisch angeordnete Kreisplatte wurde während der Versuchsdurchführung mit 1,0 Millionen Lastwechseln mit einer Lastwechselfrequenz von 5 Hz beansprucht. Die zyklisch-dynamische Spannung betrug 235 kN/m^2 und war damit etwas höher als die maximale Sohlspannung der Schwelle im Schienenverkehrsweg. Die Oberfläche der Gleisschotterschicht wurde im Bereich der Lastplatte in Sektoren eingeteilt, die mit unterschiedlichen Farben gekennzeichnet wurden. Mit dieser farbigen Kennzeichnung sollte ein Aufschluss über die Mobilität der oberflächennahen Einzelkörner während der zyklisch-dynamischen Belastungsphase gewonnen werden, (Bild 9.4).

**Bild 9.4:**

Fertiggestellter Modellversuch mit Messbrücke und sektorielle Farbkennzeichnung der Schotteroberfläche

9.4 Ergebnisse des Modellversuches

9.4.1 Verformungsverhalten

Die Aufnahme der Setzungen erfolgte in Abhängigkeit der Anzahl der Belastungszyklen in zeitlich begrenzten Messfenstern. Werden die gemessenen Setzungen der verschiedenen Belastungszeitpunkte miteinander verbunden, erhält man die plastischen Setzungskurven der einzelnen Setzungspegel. In Bild 9.5 sind die bleibenden Verformungskurven der einzelnen Wegaufnehmer der Gleisschotter- und der Untergrundschicht abgebildet. Wie zu erwarten, treten in der unmittelbaren Umgebung der Lastplatte die größeren Verformungen auf. Mit zunehmender Entfernung der Setzungspegel von der Lastplatte sind die Setzungen wesentlich geringer. Diese werden zudem sehr stark von eventuellen Translationen bzw. Rotationen einzelner Körner beeinflusst. Darin sind auch die Streuungen der Langzeit-Setzungs-Kurven der Randbereiche begründet.

Während der zyklisch-dynamischen Belastungsphase war die Ausbildung einer sehr eng begrenzten Setzungsmulde an OK Schotterschicht zu beobachten. Diese Setzungsmulde war auch im Bereich der Frostschutz- und der Untergrundschicht zu erkennen. In Bild 9.6 sind die gemessenen Setzungsmulden der einzelnen Schichten nach $N = 10^6$ Lastwechseln zusammengestellt.

Für die Darstellung der Setzungsmulde wurde die Rotationssymmetrie unterstellt. Die Setzung der Lastplatte wurde aus dem Mittelwert der drei Setzungspegel S13 bis S15 gebildet.

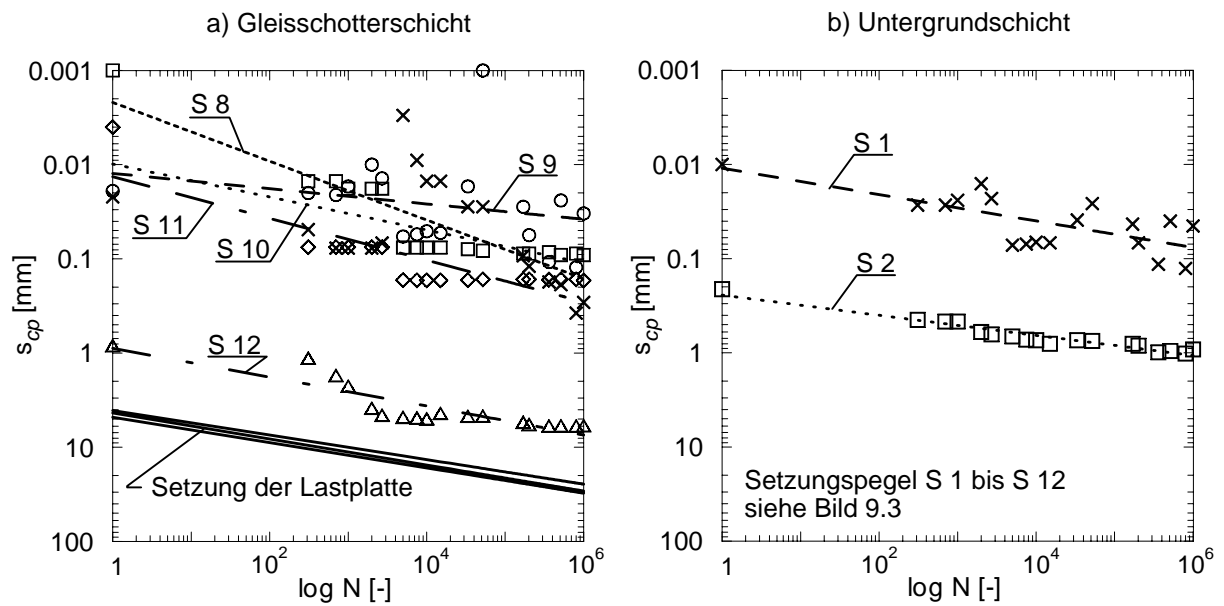


Bild 9.5: Entwicklung der Verformungen mit zunehmender Zahl von Lastwechseln im Modellversuch

Aufgrund des gewählten Versuchsaufbaus war eine Installation von Setzungspegeln unterhalb der Lastplatte im Bereich der Frostschutz- und der Untergrundschiicht nicht möglich. Zur Darstellung der Setzungsmulden dieser Schichten wurden jeweils die dem Lastzentrum nächstliegenden Setzungspegel horizontal verbunden.

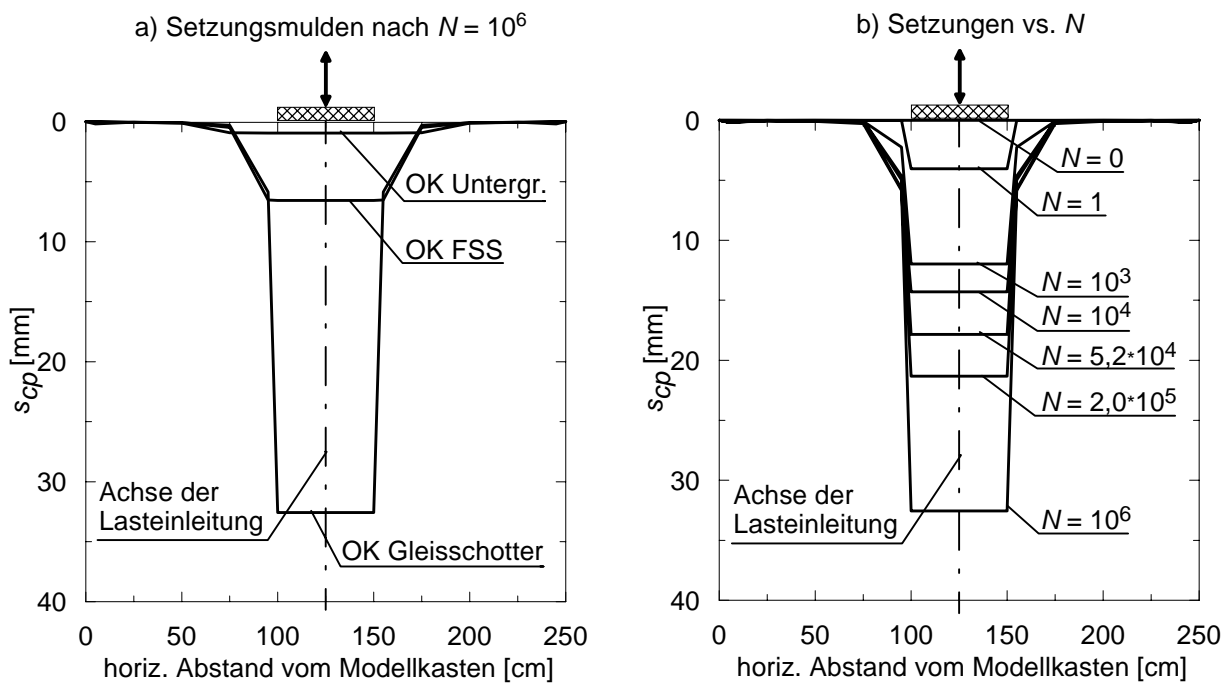


Bild 9.6: Setzungsmulden im Modellversuch, a) absolute Setzungen der einzelnen Schichten nach $N = 10^6$, b) absolute Setzungsmulden an OK Gleisschotter-schiicht bei unterschiedlichen Belastungszeitpunkten

Aus der Differenz der Setzungsmulden der Schotter- und der Frostschutzschicht (FSS) sowie der FSS- und der Untergrundsicht erhält man die relativen Verformungen der einzelnen Schichten. Dabei wird deutlich, dass die größten Setzungsanteile mit 78 % im Bereich der Schotterschicht auftreten, (Bild 9.6). Die Setzungen in der Frostschutzschicht betragen ca. 19 % und in der Untergrundsicht noch 3 %. Zur Reduzierung der bleibenden Verformungen aus Verkehrsbelastung im Schienenverkehrsweg mit Schotteroberbau muss vor allem im Bereich des Gleisschotters angesetzt werden.

9.4.2 Spannungsverteilung im Modellversuch

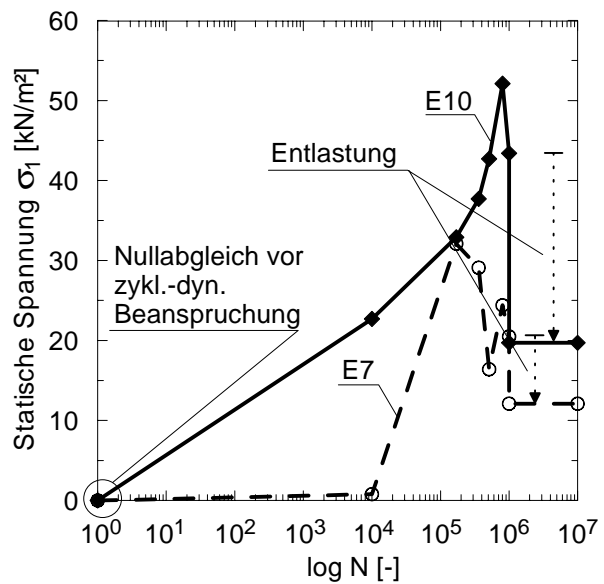
Die Druckspannungsmessung erfolgte zu gewählten Belastungszeiten während der zyklisch-dynamischen Belastungsphase. Aufgrund der Trägheit des pneumatischen Messsystems konnte die Spannungsmessung erst ab der Lastwechselzahl $N = 10^4$ erfolgen. Es sei an dieser Stelle nochmals darauf hingewiesen, dass die durchgeführte Spannungsmessung nur eine tendenzielle Aussagekraft besitzt. Eine quantitative Beurteilung der Messergebnisse kann bei dieser Untersuchung nicht erfolgen.

In Bild 9.7 ist beispielhaft der Verlauf der vertikalen Spannung der oberen und unteren Messebene der Gleisschotterschicht, im Bereich der Lastplatte in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel dargestellt. Die obere Messebene ist in Bild 9.7 in Anlehnung an Bild 9.3 mit E10 bezeichnet, die untere mit E7. Es ist zu erkennen, dass die Spannungen im Mittel mit steigender Anzahl der Lastwechsel kontinuierlich zunehmen. Zwischen den einzelnen Messungen wurde jedoch ein ständiger Wechsel zwischen Zu- und Abnahme der Spannung festgestellt. Dieser Wechsel ist auf Kornumlagerungen zurückzuführen, wie die spätere visuelle Auswertung der Farbabkratzungen an den Erddruckgebern bestätigt.

Nach Wegnahme der zyklisch-dynamischen Beanspruchung, d. h. $\sigma_{dyn} = 0$ wurde eine verbleibende vertikale Restspannung festgestellt. Diese Restspannung deutet auf Verspannungen innerhalb der Schotterschicht hin, die auch noch nach ca. 8 h nach dem Entfernen der zyklisch-dynamischen Spannungsamplitude in den Schichten gemessen wurden. Inwiefern diese Restspannung im unbelasteten Zustand mit der Zeit abgebaut wird, kann an dieser Stelle nicht beantwortet werden. Dieser Frage sollte durch weitergehende Versuche nachgegangen werden.

Bild 9.7:

Beispielhafter Verlauf der vertikalen Spannung in der oberen (E10) und unteren (E7) Messebene der Gleisschotterschicht und im Bereich der Lastplatte in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel



In Bild 9.8a ist der horizontale Spannungsverlauf in Abhängigkeit von der Tiefe z und der Anzahl der Lastzyklen N abgebildet. In dieser Darstellung ist der doppelte Nullabgleich der Messelemente zu beachten. Die mit Nullsignal bezeichnete Kurve entspricht dem Nullabgleich unter Atmosphärendruck. Ein weiterer Nullabgleich wurde kurz vor dem Versuchsstart der zyklisch-dynamischen Belastungsphase durchgeführt und ist in Bild 9.8 entsprechend gekennzeichnet. Die betragsliche Differenz zwischen Nullsignal und dem Nullabgleich vor Versuchsbeginn resultiert aus dem Überlagerungsdruck der im Modellversuch eingebauten Schichten. An dieser Stelle wird der Einfluss der Verdichtung auf die Seitenspannung bereits offensichtlich. Berechnet man unter der Annahme steifer und verformungsarmer Modellwände den Erdruehdruck in einer Tiefe von $z = 0,9$ m, so ergibt sich eine rechnerische Horizontalspannung von ca. $e_{0,g,h} \approx 7$ kN/m^2 . Die Differenz zur gemessenen Seitenspannung beträgt bei $z = 0,9$ m ca. 10 kN/m^2 und ist auf den Verdichtungseinfluss zurückzuführen. Zum Vergleich ist hierzu der theoretische Verdichtungserddruck $e_{h,v}$ nach *Spotka (1977)* sowie der Erdruehdruck e_0 in Bild 9.8b angegeben.

Im Bereich der Schotterschicht waren die gemessenen horizontalen Spannungen größer als der berechnete Erdruehdruck, liegen jedoch deutlich unter dem Verdichtungserddruck. Innerhalb der Frostschutzschicht nähern sich die gemessenen Horizontalspannungen recht gut dem Verdichtungserddruck nach *Spotka (1977)* an. Unter Berücksichtigung der ungenügenden Spannungsmesstechnik für den Gleisschotter ist reell von dem berechneten Verdichtungserddruck auch in der Schotterschicht auszugehen. Diese Annahme wirkt sich insbesondere auf die Berechnung der plastischen Dehnungen der zyklisch-dynamischen Belastungsphase aus und sollte daher nicht unberücksichtigt bleiben. Bei gleicher Spannungsamplitude

ergeben sich mit zunehmender Seitenspannung geringere plastische Dehnungen, siehe Abschnitt 6 und Abschnitt 7.

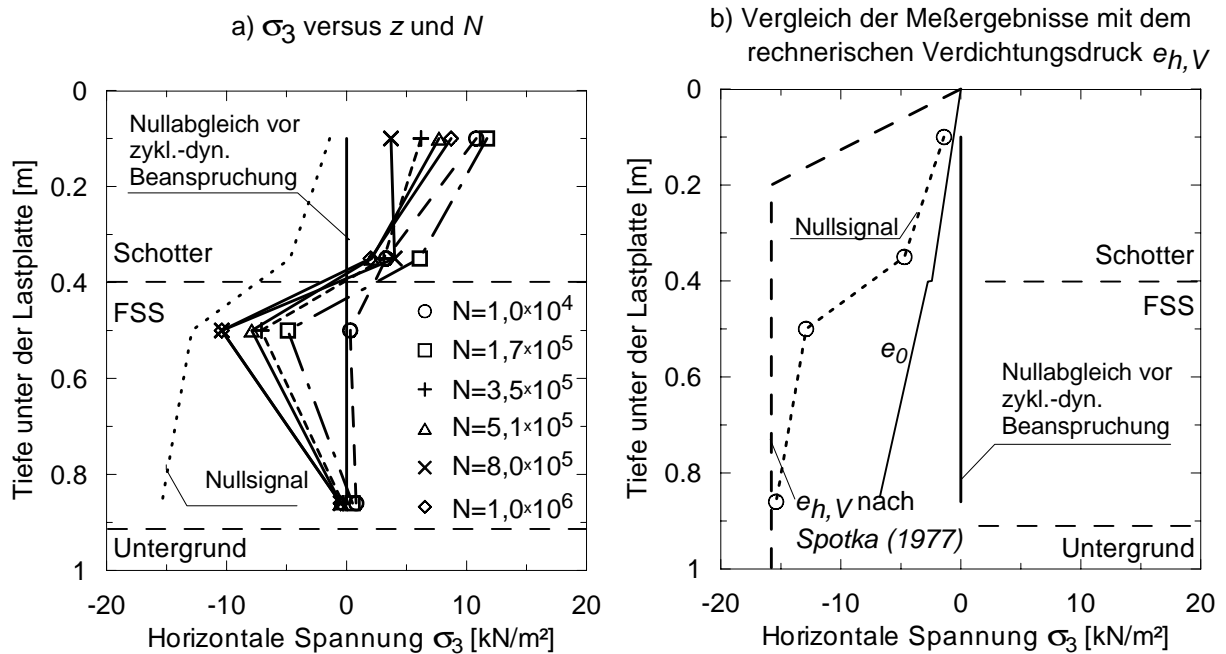


Bild 9.8: Verlauf der horizontalen Spannung unter der Lastplatte in Abhängigkeit von der Tiefe z und der Anzahl der Lastzyklen N

In Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel war im Bereich der Schotterschicht tendenziell eine Zunahme der Seitenspannung festzustellen. Wie in Bild 9.8a zu erkennen, ist zwischen den einzelnen Messungen ein Wechsel von Zu- und Abnahme der horizontalen Spannung zu beobachten. Diese können auf Kornumlagerungen zurückgeführt werden.

In der Frostschuttschicht tritt nach dem 1. Lastwechsel keine Erhöhung der Seitenspannung auf. Mit weiterer Steigerung der Lastzyklen sinkt in der oberen Lage der Frostschuttschicht die Seitenspannung ab. Die Messergebnisse der unteren Ebene bleiben im Rahmen der Messwertgenauigkeit nahezu konstant um den Nullpunkt. Die Abnahme der Seitenspannungen des Erddruckgebers der oberen Lage der Frostschuttschicht entspricht einer Zugspannung im Frostschutzmaterial und ist praktisch nicht möglich. Es wird angenommen, dass die Ausbildung eines horizontalen Gewölbes für dieses Messsignal verantwortlich ist. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse von Eisenmann (1988) ist die Horizontalspannung dieser Messebene ebenfalls auf Null zu setzen. Das heißt, der Verspannungseffekt infolge der zyklisch-dynamischen Versuchsphase tritt nur in der Schotterschicht auf.

9.4.3 Visuelle Beobachtungen während und nach der zyklisch-dynamischen Versuchsdurchführung

Die Farbkennzeichnung an der Oberfläche der Schotterschicht sollte Aufschluss über eventuelle translatorische oder rotierende Kornbewegungen geben. Dazu wurde um die Lastplatte ein 10 cm breiter Farbring mit einer sektoriellen Unterteilung von 60° auf die Schotteroberfläche gesprüht. Dieser Farbring wurde um einen weiteren Ring mit einer Breite von 40 cm erweitert (Bild 9.4).

Während sowie nach Versuchsende wurde keine translatorische oder rotierende Kornbewegung festgestellt. Ausgenommen sind dabei die Kornbewegungen, die durch die sich einstellende Setzungsmulde auftraten.

Beim Rückbau des Schotters wurde bis in eine Tiefe von ca. 15 bis 20 cm Kornbruch und verstärkte Abrasion festgestellt. Daraus kann abgeleitet werden, dass in diesem Bereich Kornkräfte auftreten, die die Gesteinsfestigkeit teilweise übersteigt. Die beobachtete Schotterzerstörung deckt sich mit den Erkenntnissen von *Eisenmann (1988)*, der die maximale Schubspannung in einer Tiefe von ca. 10 bis 15 cm unterhalb der Schwelle für Fragmentation und Abrasion im Schottergleis verantwortlich macht.

Nach dem Ausbau der Erddruckgeber aus der Schotterschicht konnten Abkratzungen auf den eingefärbten Oberflächen festgestellt werden (Bild 9.9). Aus der unterschiedlichen Intensität der Farbabkratzungen an den Erddruckgebern konnte auf differierende Korn zu Korn Kräfte geschlossen werden. Stellenweise wurden durch die Körner sogar kleine Furchen in die Aluminiumplatten der Erddruckgeber eingefügt. Die längliche Form der Kratzer deutet auf vorwiegend translatorische Bewegungen der einzelnen Körner hin.

Eine quantitative Bewertung der Farbabkratzungen in Bezug zu möglichen Kornkräften wird an dieser Stelle aufgrund der geringen Aussagekraft dieser Messungen nicht vorgenommen.

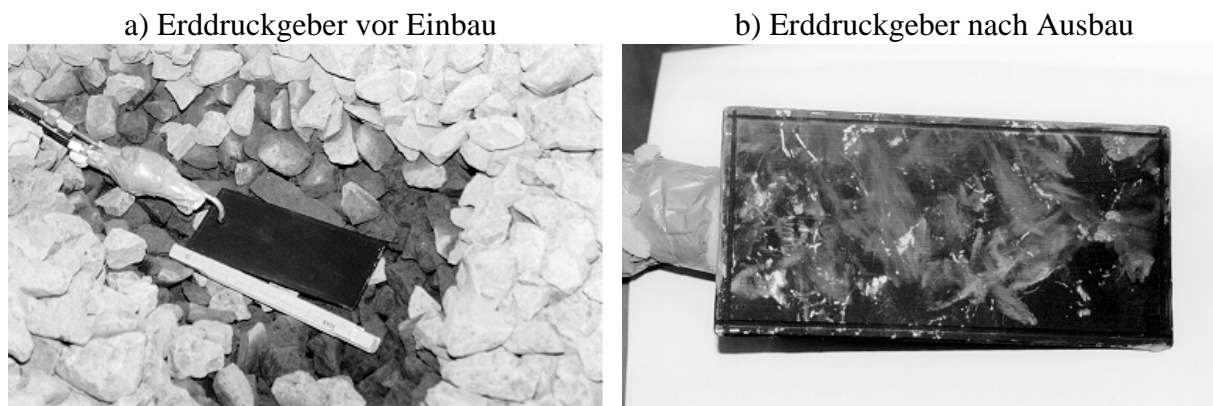


Bild 9.9: Farbkezeichnung der Erddruckgeber in der Schotterschicht

Die visuellen Beobachtungen während und nach der Versuchsdurchführung bestätigen die Interpretationen der Spannungsmessungen und untermauern die Notwendigkeit der Weiterentwicklung der Messtechnik für Spannungs- bzw. Kraftmessungen im Bereich des Gleis- schotters. Damit kann der Spannungs- bzw. Kraftverlauf analysiert und das Schädigungsverhalten im Schotterbett besser verstanden werden. Darauf aufbauend können Optimierungsun- tersuchungen zielgerichtet durchgeführt werden.

9.5 Energiebilanz und Approximation von Berechnung und Messung

Zur Aufstellung der Energiebilanz nach Abschnitt 9.2 wurden im Modellversuch die Zeitdauer der einzelnen Verdichtungsübergänge und das erzielte Setzungsmaß aufgenommen. Die maschinentechnischen Daten wie Vibrationsfrequenz und Fliehkraft wurden den technischen Datenblättern des Herstellers entnommen. In den Elementversuchen wurde das Fallgewicht, die Fallhöhe, die Schlagzahl je Einbaulage und die Anzahl der Einbaulagen bei der Probenherstellung registriert. Mit diesen Angaben und Messwerten konnte die Energiebilanz nach Abschnitt 9.2 geführt werden.

Parallel zur Energiebilanz wurden die plastischen Verformungen des Modellversuchs numerisch nachgerechnet. Die Berechnung der Verformungen erfolgte mit dem FE-Programm ABAQUS. Die Berechnungsgrundlage stellt der von *Stöcker (2002)* in ABAQUS implementierte zyklisch-viskoplastischen Stoffansatz nach Abschnitt 7 dar. Näheres zur Implementierung und zum Berechnungsablauf siehe *Stöcker (2002)*.

Tabelle 9.2: Versuchstechnische Daten zur Erstellung der Energiebilanz

Modellversuch			Elementversuch		
Amlitude der Erregerkraft	\hat{F}	9,3 kN	Masse Fallgewicht	m_G	5 kg
Frequenz	f	90 Hz	Fallhöhe	h_F	10,0 cm
Zeitdauer der Verdichtung	Δt	125 s	Dauer d. Kraftstoßes	Δt	0,02 s
Setzungsmaß	δs	4,0 mm	Setzungsmaß	δs	39,0 mm
			Anzahl der Schläge je Schicht		10
			Anzahl der Schichten		10

Nach den Angaben der Tabelle 9.2 ergibt sich die Verdichtungsarbeit der Gleisschotterschicht im Modellversuch nach Gleichung (9.4) mit $W_{V,R} = 1,435$ kNm. Dabei ist zu berücksichtigen, dass ausschließlich die Verdichtungsarbeit berechnet wurde, die im Bereich der Setzungmulde eingebracht wurde. Die Verdichtungsenergie der Randbereiche blieb bei der Energiebilanz unberücksichtigt.

Die in den Elementversuchen eingeleitete Verdichtungsarbeit errechnet sich nach Gleichung (9.6) zu $W_{V,E} = 1,365$ kNm.

Die Energiedifferenz ΔW zwischen Modell- und Elementversuch berechnet sich somit nach Gleichung (9.7) zu $\Delta W = 70$ Nm. Mit dieser Energiedifferenz wird die zu korrigierende Anzahl der Lastwechsel N^* nach Gleichung (9.8) ermittelt. Dazu ist es notwendig, die zugehörige plastische Dehnungskurve des Elementversuches nach Gleichung (7.6) aufzustellen. $\varepsilon_{cp,(N)}$ ergibt sich zu:

$$\varepsilon_{cp,N} = 7,8024 \cdot N^{0,1106}. \quad (9.9)$$

Wird nun $\varepsilon_{cp,N}$ in Gleichung (9.8) eingesetzt, kann N^* iterativ berechnet werden. N^* ist in der Iterationsstufe erreicht, in der für das eingesetzte N in Gleichung (9.9) bzw. (9.8) gilt:

$$N^* = N. \quad (9.10)$$

Im vorliegenden Modellversuch ist dies bei $N \sim 7$ der Fall. Das heißt, die mit dem zyklisch-viskoplastischen Stoffansatz nach Abschnitt 7 berechneten Verformungen müssen um den rechnerischen Setzungsanteil bei $N = 7$ reduziert werden. Nachfolgend wird in Bezug zum verwendeten Stoffansatz anstelle der Setzungen, die Dehnungen betrachtet. Bei dem Vergleich der berechneten zu den gemessenen Verformungen des Modellversuches in Bild 9.10, sind wiederum die Setzungen unter Einbeziehung der Schichtdicke dargestellt.

Die Dehnungskorrektur bezieht sich ausschließlich auf den Dehnungsanteil $\epsilon_{cp,N=1}$. Konkret heißt das, dass Anstelle des mit ABAQUS berechneten Dehnungsanteils $\epsilon_{cp,N=1}$, der reduzierte Dehnungsanteil des ersten Lastwechsels ϵ_{cp,N^*} nach Gleichung (9.12) verwendet wird. Gleichung (7.6) lautet somit:

$$\epsilon_{cp,N}^k = \epsilon_{cp,N^*} \cdot N^{\alpha_{cp}} \tag{9.11}$$

mit:

$\epsilon_{cp,N}^k$ Korrigierte plastische Dehnung in Abhängigkeit von N

Der reduzierte Dehnungsanteil ϵ_{cp,N^*} ergibt sich zu

$$\epsilon_{cp,N^*} = \epsilon_{cp,N=1} \cdot \left(2 - N^{\alpha_{cp}}\right) \tag{9.12}$$

In Bild 9.10 ist die mittlere gemessene, plastische Setzungskurve der Lastplatte, die berechnete sowie die korrigierte Setzungskurve abgebildet. Berechnungs- und Messergebnis zeigen die relative Schichtverformung der Gleisschotterschicht. Dabei ist bereits eine gute Übereinstimmung der berechneten zur gemessenen Setzungskurve zu erkennen. Die Überschätzung des berechneten Setzungsverhaltens beträgt im Mittel ca. 40 bis 45 %. Das auf der Grundlage der Energiebilanz korrigierte Berechnungsergebnis reduziert die Setzungsunterschiede auf < 10 % .

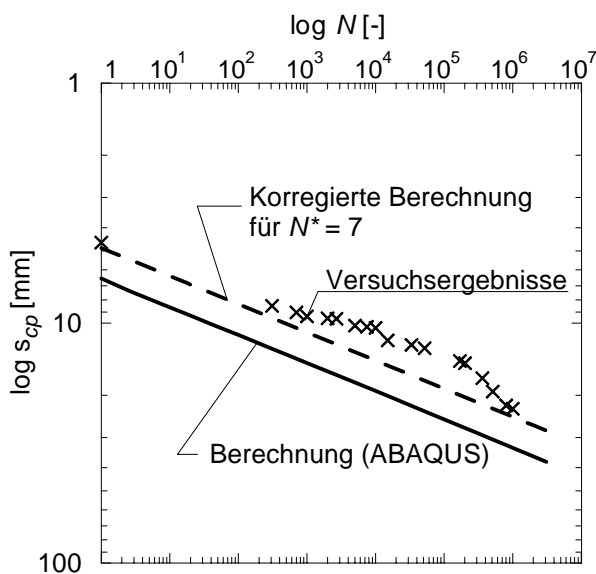


Bild 9.10: Berechnete plastische Setzungskurve vor und nach dem Energiebilanzabgleich im Vergleich zur gemessenen Setzungskurve

Mit dem unter definierten Randbedingungen im Labor durchgeführten Modellversuch konnte gezeigt werden, dass mit dem zyklisch-viskoplastischen Stoffansatz zum plastischen Lang-

zeitverhalten unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung sowie dessen Implementierung in das FE-Programm ABAQUS gute Prognosen zum plastischen Verformungsverhalten berechnet werden können. Die prognostizierten Verformungen sind gegenüber den tatsächlichen Verformungen etwas größer und liegen somit auf der sicheren Seite. Entscheidend für die Qualität der Berechnungsergebnisse ist die richtige Definition des Primärspannungszustandes. In der FE-Berechnung des Modellversuches wurde der erhöhte horizontale Erddruck infolge der Verdichtung berücksichtigt.

Die dennoch aufgetretene Abweichung zwischen der gemessenen und der berechneten plastischen Setzungskurve ist neben Messungenauigkeiten auf die Nichtberücksichtigung der Energiedifferenz bei der Herstellung von Element- und Modellversuch zurückzuführen. Bei deren Berücksichtigung und entsprechender Korrektur der Berechnungsergebnisse werden mit dem von *Stöcker (2002)* implementierten zyklisch-viskoplastischen Stoffansatz nach Abschnitt 7 sehr gute Übereinstimmungen der Berechnungsergebnisse und den realen Verformungen erreicht.

In *Stöcker (2002)* sind hierzu weiterführende Anwendungsbeispiele zusammengestellt. Dabei hat sich gezeigt, dass für praktische Anwendungsfälle nach dem derzeitigen Kenntnisstand der Korrekturwert von $N^* = 10$ für den Gleisschotter zu einer ausreichenden Übereinstimmung von Berechnung und Messung führt.

Für die nichtbindigen Böden konnte der Korrekturwert N^* mit diesem Modellversuch nicht abgeleitet werden. Beim derzeitigen Wissenstand wird empfohlen, keine Korrektur der plastischen Dehnungen nichtbindiger Böden aus Elementversuchen vorzunehmen. Eine damit ggf. verbundene Überschätzung der plastischen Verformungen bei der Berechnung realer Strukturen liegt somit auf der sicheren Seite.

10 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde das plastische und elastische Dehnungsverhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung untersucht, und ein zyklisch-viskoplastischer sowie ein zyklisch-viskoelastischer Stoffansatz auf der Grundlage des quasistatischen Modellansatzes von *Hu (2000)* abgeleitet. Mit diesen Stoffansätzen ist es möglich, das plastische und elastische Verhalten nichtbindiger Böden und des Gleisschotter (22,4/63) unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung zu beschreiben.

Ein Schwerpunkt dieser Arbeit lag auf der experimentellen Untersuchung des Stoffverhaltens unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung. Die Untersuchungen sollten einerseits den Kenntnisstand erweitern und andererseits zielgerichtet die Grundlage und praktikable Stoffgleichungen für numerische Berechnungen von Gründungen unter nichtruhenden Lasteinwirkungen liefern. In der Arbeit von *Stöcker (2002)* sind die gewonnenen Erkenntnisse zum Materialverhalten in das FEM Programm ABAQUS implementiert und Verformungsberechnungen an zyklisch-dynamisch erregten Gründungskörpern vorgenommen worden. Insofern sind beide Arbeiten in einem engen und ergänzenden Zusammenhang zu sehen.

Mit einer umfangreichen Literaturstudie wurde in Abschnitt 3 der gegenwärtige Kenntnisstand und die wesentlichen Einflussgrößen zum elastischen und plastischen Materialverhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung dargestellt. Sie bildet die Grundlage der Vorgehensweise dieser Arbeit sowie der Formulierung des zyklisch-viskoplastischen und zyklisch-viskoelastischen Stoffansatzes.

Ebenfalls in Abschnitte 3 erfolgte eine Begriffsbestimmung zur kinematischen und bodendynamischen Terminologie, wie sie in dieser Arbeit verwendet wurde. Darüber hinaus wurde der Versuch unternommen, die in der Literatur oft mißverständlich verwendeten Definitionen der *zyklischen* bzw. der *dynamischen* Stabilität klarer zu definieren. Die Begriffe „*Zyklische Beruhigung*“ und „*Zyklisches Versagen*“ wurden eingeführt und eine Unterteilung in *zyklische*, *zyklisch-dynamische* und *dynamische* Beanspruchungsvorgänge des Bodens und des Schotter vorgenommen.

Im Hinblick der Aufgabenstellung konnten im Abschnitt 4 verschiedene Messprojekte der DB AG bezüglich der Beanspruchungsgrößen im Schienenverkehrsweg ausgewertet werden. Aus der geschwindigkeitsabhängigen Spannungsverteilung über die Tiefe sowie den maßgeblichen Frequenzbereichen im Unterbau/Untergrund, wurden Nomogramme zur Ermittlung der Beanspruchungsgröße abgeleitet. Aus ihnen kann die tiefenabhängige Spannungsverteilung und der Frequenzbereich als Eingangsgrößen für Element- und Modellversuche aber auch für numerische Berechnungen abgeschätzt werden.

Auf der Grundlage der in der Literatur herausgearbeiteten Einflussgrößen sowie der abgeleiteten Beanspruchungsgrößen der Schienenverkehrswege wurde im Abschnitt 5 ein zyklisches Triaxialgerät in Kombination mit einer Resonant-Column-Versuchseinrichtung (CTRC) entwickelt. Mit diesem Versuchsstand ist es möglich, neben der Ermittlung des plastischen Langzeitverhaltens unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung auch das veränderlich elastische Verhalten in Abhängigkeit von der zyklisch-dynamischen Belastungszeit zu untersuchen. Darüber hinaus können auch zyklisch-dynamische, anisotrope Spannungszustände mit diesem Versuchsgerät untersucht werden, die jedoch nicht Gegenstand dieser Arbeit waren.

Im Abschnitt 6 wurde ein umfangreiches Untersuchungsprogramm an Gleisschotter (22,4/63) aus basaltischem und granitischem Gestein in dem neuentwickelten CTRC-Gerät, unter Anwendung der in der Literaturstudie herausgearbeiteten maßgeblichen Einflussgrößen durchgeführt. Diese Untersuchungen stellten die Grundlage zur Beschreibung des plastischen und elastischen Dehnungsverhalten des Gleisschotters unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung dar. Dabei konnten verschiedene in der Literatur beschriebene Einflussgrößen und deren Einwirkung auf das Materialverhalten bestätigt bzw. davon abweichende Aussagen präzisiert werden. Neue Erkenntnisse zum plastischen wie auch zum elastischen Verhalten unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung wurden gewonnen. Eine Relevanz der einzelnen Einflussgrößen auf das Materialverhalten wurde aufgestellt sowie die pseudokritische Porenzahl $e_{ps,krit}$ definiert, die den Übergang des anfänglich dilatanten Verhaltens zum kontraktanten Volumen-Dehnungs-Verhalten beschreibt.

Ein signifikanter Unterschied zwischen dem elastischen Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter statischer bzw. rein dynamischer Beanspruchung konnte unter Berücksichtigung der elastischen Dehnung nicht festgestellt werden. Nichtbindige Böden und insbesondere Gleisschotter sind unter ungesättigten und drainierten Randbedingungen, hinsichtlich des elastischen Verhaltens offenbar nicht von der Zeitdauer der Aufbringung eines Lastschrittes abhängig. Unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung ist dagegen ein nicht zu vernachlässigender Zuwachs der Steifigkeit mit zunehmender Anzahl an Lastwechseln zu erkennen, deren Begründung vorwiegend in Verspannungseffekten des Korngerüsts zu suchen ist.

Zusätzlich wurden drei weitere nichtbindige Böden unterschiedlicher Kornverteilung in die Untersuchungen einbezogen. Ziel war es, dass generelle Dehnungsverhalten dieser Materialien unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung zu analysieren und dem des Gleisschotters gegenüberzustellen.

Aus den Untersuchungsergebnissen konnte in Abschnitt 7 ein zyklisch-viskoplastischer und ein zyklisch-viskoelastischer Stoffansatz abgeleitet werden. Mit diesen Ansätzen ist es mög-

lich, die plastischen und elastischen Dehnungen des Gleisschotters unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung in Abhängigkeit der wesentlichen Einflussparameter rechnerisch zu ermitteln. Die analytische Nachrechnung durchgeführter, zyklisch-dynamischer Triaxialversuche ergab eine gute Übereinstimmungen. Dieser Ansatz ist insoweit auch pragmatisch, das er unter den heutigen EDV-Bedingungen bereits in numerische Programme implementiert wurde und damit größere Strukturen (2D, 3D) berechnet werden können, siehe *Stöcker (2002)*.

Im Abschnitt 8 wurden die zusätzlich zum Basaltschotter 22,4/63 untersuchten nichtbindigen Böden sowie der Granitschotter 22,4/63 in den zyklisch-viskoplastischen Stoffansatz eingebunden. Die Erweiterung erfolgte in der Art, dass die Untersuchungsergebnisse dieser Materialien denen des Basaltschotters gegenübergestellt und entsprechende Gleichungskonstanten nach Abschnitt 7 abgeleitet wurden. Beim Granitschotter 22,4/63 konnte auf eine Ableitung neuer Gleichungskonstanten verzichtet werden. Hier wurden Verhältnisfunktionen aufgestellt, mit welcher insbesondere der Einfluss der Kornrauigkeit und Kantigkeit auf das plastische Dehnungsverhalten unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung berücksichtigt wird.

Schließlich konnte am Schluss der Arbeit ein möglicher Weg aufgezeigt werden, mit dem der Einfluss der Verdichtungsenergie bei der Herstellung von Erdbauwerken bezüglich des plastischen Dehnungsverhaltens unter Verkehrsbelastung, bei der Berechnung mit dem in dieser Arbeit abgeleiteten zyklisch-viskoplastischen Stoffansatz berücksichtigt werden kann. Dazu wurde ein mehrschichtiger Aufbau in einem Modellversuch mit einer starren kreisförmigen Lastplatte zyklisch-dynamisch belastet. Die sich ausbildende Setzungsmulde wurde mit einer FE-Berechnung auf der Grundlage des abgeleiteten zyklisch-viskoplastischen Stoffansatzes verglichen. Der sich einstellende Setzungsunterschied konnte mit Hilfe einer Energiebilanz analysiert und in Form einer Reduzierung der plastischen Anfangsdehnung $\varepsilon_{cp,N=1}$ berücksichtigt werden. Diese Vorgehensweise ist aber insgesamt noch weiter wissenschaftlich abzuschern.

Es konnte gezeigt werden, dass mit dem zyklisch-viskoplastischen Stoffansatz sowie dessen Implementierung in das FE-Programm ABAQUS, siehe *Stöcker (2002)*, unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Energiebilanz zutreffende Prognosen zum plastischen Verformungsverhalten unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung möglich sind.

Unabhängig davon ergaben sich neue Fragestellungen zum Materialverhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung, die im Rahmen dieser Arbeit nicht geklärt werden konnten. Hierzu sind weiterführende Untersuchungen erforderlich.

11 Summary

In this work it is reported on the plastic and elastic material behaviour of non-cohesive soils and railway ballast under cyclic loading. Both, a cyclic-viscoplastic and a cyclic-viscoelastic constitutive approach have been derived on the basis of the quasi-static model theory of *Hu (2000)*. Hence the constitutive description of the plastic and elastic behaviour of non-cohesive soils and railway ballast (22,4/63) under cyclic-dynamic loading is made possible.

Focus in this work has been set on the experimental investigation of the constitutive behaviour under cyclic dynamic loading. The knowledge advance gained through these experimental investigations should provide the basis for applicable constitutive equations for the numerical modelling of foundations under live load. *Stöcker (2002)* has implemented the derived constitutive approach into the FEM program ABAQUS and carried out the modelling of the long-term deformation behaviour on distinct foundation structures under cyclic loading. Therefore, both works are to be seen in close coherence.

A comprising literature study in section 3 provides an overview of the current state of the art and the essential influencing parameters onto the elastic and plastic material behaviour of non-cohesive soils and railway ballast under cyclic-dynamic loading. This literature study is the basis for the further proceeding in this work and the derivation of the cyclic-viscoplastic and a cyclic-viscoelastic constitutive approach.

Section 3 also provides a terminology for the kinematics and soil dynamics that is generally used in this work. Furthermore an effort is undertaken for a clear definition of the terms *cyclic-* respectively *dynamic stability*, which in the past have been used misleadingly. The terms „*Cyclic Calming*“ and „*Cyclic Failure*“ were introduced and a differentiation into *cyclic*, *cyclic-dynamic* and *dynamic* loading patterns is given.

With regard to the objectives for this work, from section 4 the evaluation of several measurement projects by the german rail, DB AG, covering the loading quantities in situ, can be seen. Load quantity nomograms have been derived from the stress distribution vs. depth, in dependence of the train speed, as well as the decisive frequency range for the substructure and underground. From these nomograms, the required stress distribution vs. depth and the frequency range for cyclic triaxial tests, model tests and numerical simulations can be determined.

Based on the essential influencing parameters taken from literature study and the evaluated loading quantities of in situ tracks, a combined cyclic triaxial resonant column test device (CTRC) has been developed. Next to the investigation of the long-term behaviour in cyclic

triaxial tests, the CTRC makes possible the identification of altering elastic short-term parameters vs. loading time/load-cycles, such as shear modulus and damping coefficient. Furthermore the investigation of anisotropic cyclic-dynamic states of stress is made possible with the CTRC, nevertheless it was not dealt with in this work.

In section 6 an extensive testing scheme on railway ballast (22,4/63) of basalt and granite rock material, has been carried out with the CTRC under consideration of the decisive influencing parameters taken from literature. These investigations provide the basis for the description of the plastic and elastic strain of railway ballast under cyclic-dynamic loading. Some influencing parameters taken from literature and their influence on the material behaviour could be confirmed and partly specified regarding their differing behaviour. Latest findings regarding the plastic and elastic behaviour under cyclic-dynamic loading could be updated. A survey of the importance of the single influencing parameters is given and the so called pseudo critical void ratio $e_{ps,krit}$ be defined. It describes the transition of the initially dilatant material behaviour vs. the contractant volume-strain behaviour.

Considering the elastic straining, a significant difference between the elastic behaviour of non-cohesive soils and ballast material under static respectively under pure dynamic loading could not be identified. The elastic material behaviour of unsaturated and drained non-cohesive soils, especially railway ballast, seems to be independent of the duration of the load application. On the other hand, under cyclic-dynamic loading, there is a significant increase in stiffness with progressing cycle numbers to be observed. Such behaviour is to be seen in the bracing of the grain structure.

In addition to the different materials described before, another 3 non-cohesive soils with distinct grain distributions have been investigated. With the objective of the description of the general straining behaviour of materials under cyclic-dynamic loading, a comparison with the investigated railway ballast is made possible.

From results in section 7, a cyclic-viscoplastic and a cyclic-viscoelastic constitutive approach could be derived. By means of these analytical approaches, the description of the plastic and elastic strains of railway ballast under cyclic-dynamic loading in dependence of the essential influencing parameters is made possible. The analytical recalculation of the cyclic-dynamic triaxial tests carried out with the CTRC, has proven good congruency. The approach chosen is of pragmatic nature, as it could already be implemented into a numerical program, which allows the modelling of complex structures in 2 and 3 dimensions, see *Stöcker (2002)*.

In section 8, the investigated additional non-cohesive soils and granite ballast 22,4/63 were integrated into the cyclic-viscoplastic constitutive approach. The extension of the constitutive

approach onto these materials was carried out as follows. Test results of these materials were hold against those of the basalt ballast and corresponding equation coefficients were derived according to section 7.

For the granite ballast 22,4/63 the derivation of new equation coefficients could be renounced. Relational functions describing the influence of grain roughness and squareness onto the plastic strain behaviour under cyclic-dynamic loading were derived instead.

Finally at the end of this work, for the practical application of the described cyclic-viscoplastic approach, a possible approach for the analytical description of the influence of the compaction energy that is introduced in situ, on the plastic strain behaviour under live load has been shown. A laboratory model test with a stratified half space and a rigid circular load plate that is exerted to a cyclic load has been carried out. The evolving settlement d_{ell} vs. load cycle number below the load plate was numerically modelled on the basis of the derived cyclic-viscoplastic constitutive approach. The occurring settlement difference could be analysed by means of an energy balance and be included in the constitutive approach with a reduced initial plastic strain $\varepsilon_{cp,N=1}$ at the first load cycle number. This procedure nevertheless has to be further improved and verified scientifically.

It was shown that, under consideration of the energy balance, the newly derived cyclic-viscoplastic constitutive approach and it's numerical implementation into ABAQUS, see *Stöcker (2002)*, can provide a suitable tool for the description and modelling of the plastic deformation behaviour under cyclic-dynamic loading.

Nevertheless new questions and objectives regarding the material behaviour of non-cohesive and ballast materials under cyclic dynamic loading have arisen, which finally could not be solved within the presented work. Further experimental and theoretical investigations have to be done in this context.

12 Literaturverzeichnis

- Acar, Y. / El-Tahir, A. (1986):* Low strain dynamic properties of artificially cemented sand. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 11, pp. 1001-1003
- Adegoke, C. W. / Chang, C. S. / Selig, E. T. (1979):* Study of Analytical Models for Track Support Systems. Transportation Research Record, 733, pp. 12-19
- Alva-Hurtado J. E. / Selig, E. T. (1981):* Permanent Strain Behavior of Railroad Ballast. Proceedings of the X International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol., pp. 543-546
- Arbeitskreis 9 Baugruddynamik (1992):* Empfehlungen des Arbeitskreises 9 „Baugruddynamik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V., Bautechnik 69, Heft 9, S. 518-534
- Arslan, M. U. (1980):* Zur Frage des elastoplastischen Verformungsverhaltens von Sand. In Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden, Mitteilung der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, Heft 23
- ASTM Standard D 4015-81 (1981):* Modulus and Damping of Soils by the Resonant-Column Method
- Barkan, D. D. (1962):* Dynamics of bases and foundations. Mc Graw-Hill Book Company
- Bolton, S. H. / Wong, R. T. / Idriss, I. M. / Tokimatsu, K. (1986):* Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 11, pp. 1016-1030
- Boyce, H. R. (1980):* A non-linear model for the elastic behaviour. International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, Vol. 1, pp. 285 - 294
- Brinkgreve, R. B. J. / Vermeer, P. A. (1998):* PLAXIS - Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. Version 7, A. A. Balkema Verlag
- Brown, S. F. / Pell, P. S. (1967):* An experimental investigation of the stresses, strains and deflections in a layered pavement structure subjected to dynamic loads. Proceedings, Second international Conference Structural Design of Asphalt Pavements, Vol 1, USA, pp. 487-504
- Brüggemann, K. / Toussaint, A. (1989):* Die Erkundung von Boden und Fels im Verkehrswege-, Grund- und Wasserbau. Werner-Verlag
- Castro, G. (1987):* On the Behavior of Soils During Earthquakes - Liquefaction. Soil Dynamics and Liquefaction, eds. Cakmak, A. S., Elsevier, pp. 169-204
- Castro, G. / Enos, J. L. / France, J. W. (1982):* Liquefaction induced by cyclic loading. Springfield-Verlag, Virginia
- Cundall, P. A. / Konietzky, H. / Potyondy, D. O. (1996):* PFC - ein neues Werkzeug für numerische Modellierungen. Bautechnik 73, Heft 8, S. 492-498

- Cundall, P. A. / Martin, J. (1979):* Some new developments in discrete numerical methods for dynamic modelling of jointed rock masses. Rapid Excavation and Tunnelling Conference, Atlanta, Georgia
- Das, B. M. (1983):* Fundamentals of Soil Dynamics. Elsevier Verlag
- Datta, M. / Rao, G. V. / Gulhati, S. K. (1980):* Development of pore water pressure in a dense calcareous sand under repeated compressive stress cycles. International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, 7-11 January 1980, pp. 33-47
- Dimpfl, G. (1966):* Untersuchungen über den Energieaustausch bei der Bodenverdichtung mit Sprungrüttlern. Lehrstuhl und Institut für Baumaschinen und Baubetrieb der Rhein.-Westf. Techn. Hochschule Aachen, Nr. 1780
- DIN 1311 (1974):* Schwingungslehre, Kinematische Begriffe. Blatt 1
- DIN 18126 (1996):* Baugrund; Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung.
- DIN 4019 (1981):* Baugrund; Setzungsberechnungen bei lotrechter, mittiger Belastung.
- DIN 4150 (1999):* Erschütterungen im Bauwesen. Teil 1-3,
- DIN 45672 T2 (1995):* Schwingungsmessungen in der Umgebung von Schienenverkehrswegen. Teil 2
- Diyaljee, V. A. / Raymond, G. P. (1982):* Repetitive Load Deformation of Cohesionless Soil. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, No. GT10, pp. 1215-1229
- Drnevich, V. P. / Hardin, B. O. / Shippy, D. J. (1981):* Modulus and Damping of soils by the Resonant-Column Method. Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, pp. 91-125
- DS 836 (1997, Entwurf):* Vorschrift für Erdbauwerke. Deutsche Bahn AG
- DS RIL 836 (1999):* Erdbauwerke planen, bauen und instand halten. Deutsche Bahn AG
- Duddeck, H. / Winselmann D. (1986):* Stoffgesetz mit isotroper und kinematischer Verfestigung für langsame zyklische Beanspruchungen. Geotechnik, H. 3, S. 82 - 88
- Duncan, I. M. / Chang, C. Y. (1970):* Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceeding of the ASCE, Vol. 96, pp. 1629-1651
- Dyvik, R. / Dobry, R. / Thomas, G. E. / Pierce, W. G. (1984):* Influence of consolidation shear stresses and relative density on threshold strain and pore pressure during cyclic straining of saturated sand. Department of Civil Engineering Rensselaer Polytechnic Institute Troy, New York, Miscellaneous Paper GL-84-15
- Edil, T. B. / Luh, G. F. (1978):* Dynamic moduls and damping relationships for sands. Proceeding ASCE Specially Conference of Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Vol. 1, pp. 394-409

- Eisenmann, J. (1977):* Die Schiene als Träger und Fahrbahn - theoretische Grundlagen und praktische Beispiele. In: *Fastenrath, F. (1977):* Die Eisenbahnschiene. Ernst & Sohn Verlag, S. 9-78
- Eisenmann, J. (1988):* Schotteroberbau - Möglichkeiten und Perspektiven für die moderne Bahn. in: *Der Oberbau - Basis der neuen Bahn.* Hestra-Verlag Darmstadt, S. 11-14
- Evans, M. D. / Bolton, S.H. (1987):* Undrained cyclic triaxial testing of gravels - The effect of membrane compliance. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California
- Faust, B. / Sarfeld, W. / Fritsche, M. (1998):* Numerische Simulation eines Überrollvorganges für ein Gleissystem auf geschichtetem Baugrund. Vorträge der Baugrundtagung 1998 in Stuttgart, S. 445-455
- Fellin, W. (2000):* Hypoplastizität für Einsteiger. Bautechnik 77, Heft 1, S. 10-14
- Fitzpatrick, C. (1977):* Repeated Loading on Standard Ottawa Sand in Triaxial Test. report present to Queen, University at Kingston, Canada
- Flesch, R. (1993):* Baudynamik praxisgerecht. Band 1 - Berechnungsgrundlagen, Bauverlag GmbH Wiesbaden und Berlin
- Fröhlich, O. K. (1934):* Druckverteilung im Baugrund. Julius Springer Verlag, Wien
- Fröhling, R. (1998):* Low Frequency Dynamic Vehicle/Track Interaction: Modelling and Simulation. Vehicle System Dynamics Supplement 28, pp. 30 - 46
- Gilbert, P. A. (1984):* Investigation of density variation in triaxial test specimen of cohesionless soil subjected to cyclic and monotonic loading. Springfield-Verlag, Virginia
- Gleitz, T. (1997):* Beitrag zur rechnerischen Erfassung des nichtlinearer Spannungs- Verformungsverhaltens ungebundener Tragschichtmaterialien in flexiblen Straßenkonstruktionen. Dissertation TU- Dresden
- Göbel, C. / Lieberenz, K. / Richter, F. (1996):* Der Eisenbahnunterbau. DB-Fachbuch Band 8/20, Eisenbahn-Fachverlag, Heidelberg, Mainz
- Gudehus, G. (1990):* Stoffgesetze. Grundbautaschenbuch, 4. Auflage Teil 1, S. 175-203
- Gudehus, G. (1996):* A comprehensive constitutive equation for granular materials. Soils and Foundations, 36 (1), pp. 1-12
- Gudehus, G. / Huber, G. (1997):* Sackung von Korngerüsten unter Rad/Schiene-Systemen, DFG - Forschungsantrag zum Schwerpunktprogramm „Systemdynamik und Langzeitverhalten von Fahrwerk, Gleis und Untergrund“, unveröffentlicht
- Guldenfels, R. (1996):* Die Alterung von Bahnschotter aus bodenmechanischer Sicht. Veröffentlichung des Institutes für Geotechnik der ETH Zürich, Band 209
- Güttler, U. (1984):* Beurteilung des Steifigkeits- und Nachverdichtungsverhaltens von ungebundenen Mineralstoffen. Schriftenreihe des Institutes für Grundbau Wasserwesen und Verkehrswesen Ruhr- Universität Bochum, Heft 8

- Hain, S. J. (1980):* An application of cyclic triaxial testing to field model test. International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, 7-11 January 1980, pp. 23-31
- Hardin, B. / Black, W. (1966):* Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, Proceeding of the ASCE, Vol. 94, No. SM 2, pp. 353-369
- Haupt, W. (1986):* Bodendynamik - Grundlagen und Anwendung. Vieweg Verlag, Braunschweig/Wiesbaden
- Haupt, W. (1987):* Ermittlung der Bodendämpfung im ResCol-Gerät. Landesgewerbeanstalt Bayern, Grundbauinstitut, Nürnberg, VDI Berichte Nr. 27, S. 231-245
- Haupt, W. / Herrmann, R. (1986):* Querschnittsbericht 1986 - Dynamische Bodenkennwerte. Veröffentlichung des Grundbauinstituts der Landesgewerbeanstalt Bayern, Nürnberg
- Hausner, H. (1971):* Dynamische Stabilität nichtbindiger Lockergesteine bei stationärer Anregung durch Maschinenfundamente. Dissertation TU Dresden
- Heiniger, Ch. (1985):* Dynamic parameters of sand and gravel from „Resonant-Column Tests“. Geotechnik, H 2, S. 76-82
- Helm, J. / Laue J. / Triantafyllidis, T. (2000):* Untersuchungen an der RUB zur Verformungsentwicklung von Böden unter zyklischen Beanspruchungen. Heft 32 der Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr- Universität Bochum, S. 201-222
- Herle, I. (1997):* Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste. Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 142
- Herzog, M. (1992):* Eigenschwingungsdauer sowie dynamischer Gleitmodul von Erd- und Steinschüttdämmen. Bautechnik 9, S. 515-517
- Hettler, A. (1981):* Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung. Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe, Heft 90
- Hettler, A. (1986):* Modelluntersuchungen der Gleissetzungen am Übergang Brücke-Damm. ETR 4, S. 49-72
- Hettler, A. (1987):* Schottertriaxialversuche mit statischem und zyklischem Belastungsverlauf. ETR 36, S. 399-405
- Hettler, A. / Gudehus, G. (1988):* Influence of the Foundation width on the bearing Capacity Factor. Soils and Foundation 28, pp 81-92
- Hodjera, B. (1979):* Das Verhalten der Böden unter dynamischer Dauerbelastung. Geotechnik, Heft 2, S. 84-97
- Holzlohner, U. (1986):* Langzeit- und plastische Effekte. in Bodendynamik - Grundlagen und Anwendung, Hrsg. Haupt, W. (1986), Vieweg Verlag, S. 280-321

- Holzlöhner, U. (1988):* Dynamische Bodenkennwerte - Meßergebnisse und Zusammenhänge. Bautechnik 65, H. 9, Ernst & Sohn Verlag, S. 306-312
- Hu, Y. (2000):* Zum Verformungsverhalten von wassergesättigten bindigen Böden unter zyklischer Belastung. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Habilitationsschrift, Heft 8
- Hveem, F. N. (1955):* Pavement deflections and fatigue failures. Highway Research Board, Bulletin Nr. 114
- Janbu, N. (1963):* Soils Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Test. Europäische Baugrundtagung Wiesbaden, Band 1, S. 19 ff, Deutscher Auszug im Bauingenieur 39 (1964), S. 246-248
- Jaup, A. (1999):* Anwendung von 1g Modellversuchen auf das Setzungsverhalten im Hinterfüllungsbereich von Brückenwiderlagern. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 7
- Javey, L. (1999):* Monitoring Campaign at Chaulnes Measurements at Time 1 EUROBALT II Project. Ref.- Nr.: 205.040.RA.04.A (unveröffentlicht)
- Jessberger, H. / Dörr, R. (1981):* Behavior of Dynamically Loaded granular Materials. Proceedings of the 11. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 655-671
- Kalcheff, I. V. / Hicks, G. R. (1973):* A test procedure for determining the resilient characteristics of granular materials. Journal of Testing and Evaluation, Vol. 1, No. 6, pp. 472-479
- Kempfert, H. G. / Berner, U. (1997):* Schlußbericht zum Meßprojekt Feste Fahrbahn Wittenberge-Dergenthin. Zusammenfassende Darstellung und Bewertung der Meß- und Untersuchungsergebnisse, (unveröffentlicht)
- Kempfert, H. G. / Gotschol, A. / Stöcker, T. (1999):* Vergleich der Meßergebnisse der Festen Fahrbahn Bauart Bögl mit vergangenen Meßkampagnen des DB AG Projektes „Systemvergleich Feste Fahrbahn, Reststrecke Waghäusel“. 2. Bericht, Universität Kassel (unveröffentlicht)
- Kempfert, H. G. / Gotschol, A. / Stöcker, T. (2000):* Kombiniert zyklische und dynamische Elementversuche zur Beschreibung des Kurz- und Langzeitverhaltens von Schotter und granularen Böden. In: Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und Forschungsergebnisse. Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 32
- Kempfert, H. G. / Hu, Y. (1999a):* Numerical Modeling of the Deformation in Railway Foundation - A Case Study. Proc. of the International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, NUMOG VII, Graz, Austria, pp. 669-674
- Kempfert, H. G. / Hu, Y. (1999b):* Prediction on the long-term behavior of subsoils under high-speed railways. Proc. of the XIIth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, Niederlande, pp. 1823-1828

- Kempfert, H. G. / Hu, Y. (1999c):* Unterbau- und Untergrundbeanspruchung infolge Eisenbahnverkehrslasten sowie Langzeitverhalten von Gering tragfähigen Böden. 2. Zwischenbericht zum DFG Schwerpunktprogramm; Systemdynamik und Langzeitverhalten von Fahrwerk, Gleis und Untergrund, Universität Kassel, (unveröffentlicht)
- Kempfert, H. G. / Hu, Y. (2001):* Some important aspects in evaluating cyclic triaxial tests on clayey soils. Proceeding of the 14th Southeast Asian Geotechnical Conference, Hong Kong
- Kempfert, H. G. / Vogel, W. (1992):* Grundsatzfragen des Erd- und Grundbaus für Hochgeschwindigkeitstrecken. AET-Archiv für Eisenbahntechnik, Band 44, Hestra-Verlag Darmstadt, S. 11-38
- Koberstein, J. / Kempfert, H. G. (1996):* 1. Versuchsbericht zur Messung dynamischer Einwirkungen im Unterbau und Untergrund infolge Zugüberfahrten. Projekt Bahnhof Schwarzenbek, Sanierungsbereich Südgleis, Hamburg-Büchen, km 249+720 (unveröffentlicht)
- Kokusho, T. / Esashi, Y. (1981):* Cyclic Triaxial Test on Sands and Coarse Materials. Proceedings of the 11. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 673-676
- Kolymbas, D. (1991):* An outline of hypoplasticity. Archive of Applied Mechanics, Vol. 61, pp. 143-151
- Konietzky, H. / Hart, R.; Billiaux, D. (1994):* Mathematische Modellierung von geklüftetem Fels. Felsbau 12, Nr. 6, S. 395-400
- Laurent, J. (1999):* Monitoring Campaign at Chaulnes Measurements at Time 1, EURO-BALT II Project. Work Package 2 - Task 2.3, Document Reference: 205.040.RA.04.A, unveröffentlicht
- Lentz, R. W. (1982):* Repetitive load deformation of cohesionless soil. University of Missouri-Rolla
- Lentz, R. W. / Baladi, G. Y. (1980):* Simplified Procedure to Characterize Permanent Strain in Sand Subjected to Cyclic Loading. International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, Jan. 7.-11., pp. 89-95.
- Leykauf, G. (1997):* Bemessung des Feste Fahrbahn-Systems „Spannbetonschwelle SATO 300 auf Asphalttragschicht“. Oberbauberechnung im Auftrag der SATO-GmbH, unveröffentlicht
- Mallwitz, K. (1999):* Prediction of Settlement due to cyclic loads. Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure, Barends et al. (eds), Balkema, pp. 1845-1851
- Martinek, K. (1976):* Bodendruckmessungen bei den Schnellfahrversuchen zwischen Gütersloh und Neubeckum. ZEV-Glas. Ann. 100 Nr. 12, S. 367-372
- Mayhew, H. C. (1983):* Resilient Properties of unbound road base under repeated Triaxial Loading. Transport and Road Research Laboratory, Nr.: 1088

- McVay, M. C. / Seereearm, D. / Linton, P. F. (1984):* Generalized phenomenological cyclic stress-strain-strength characterization of granular media. Springfield-Verlag, Virginia
- Meek, J. W. (1994):* Eine Festigkeitslehre für den Baugrund unter statischer und dynamischer Belastung. Bautechnik (7), S. 421-429
- Müller, G. / Huber, H. (1991):* Dynamische Bodenbeanspruchungen infolge bewegter Lasten. Bauingenieur 66, S. 375-380
- Muzzy, M. W. (1983):* Cyclic triaxial behaviour of Monterey No. 0 and Mo. 0/30 sands. Springfield-Verlag, Virginia, pp.
- Nimunis, A. (2000):* Akkumulation der Verformungen infolge zyklischer Belastung des Bodens - numerische Strategien. In Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und Forschungsergebnisse, Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 32, S. 1-20
- ORE (1982):* Das Verhalten der Tragschichten des Gleises und des Unterbaus und Untergrunds unter wiederholter Belastung. Versuche in Wien-Arsenal - 1. Teil, ORE Bericht Nr. 18, Frage D117
- ORE Frage D 117 (1974):* Ergänzende Untersuchung der Boden- und Schottereigenschaften unter dynamischer Last. Optimale Anpassung des klassischen Oberbaus an den künftigen Verkehr, Report 5.
- ORE Frage D 117 (1978):* Wirksamkeit der verschiedenen Verfahren hinsichtlich der Fehlerberichtigung. Optimale Anpassung des klassischen Oberbaus an den künftigen Verkehr, Report 10.
- Pande, G. N. / Zienkiewicz, O. C. (1982):* Soil mechanics - transient and cyclic loads, constitutive relations and numerical treatment. Department of civil engineering university of wales, swanssea
- Prange, B. (1981):* Resonant Column Test of Railroad Ballast. Proceedings of the X International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol., pp. 273-278
- Prange, B. (1983):* Der Resonant Column Test in Theorie und Experiment. Symposium Messtechnik im Erd- und Grundbau, DGEG, München, S. 99 - 104
- Queck, U. (1992):* Grundlagen zur Berechnung der Spannungs- Verformungszustände ungebundener Konstruktionsschichten als Teil flexibler Befestigungen im Straßenbau. Dissertation TU- Dresden
- Raad, L. / Thompson, M. R. (1979):* Discussion to: Study of Analytical Models for Track Support Systems. Transportation Research Record, 733, pp. 19-20
- Ramirez, H. / Jirsa, J. O. (1980):* Effect of axial load on shear behaviour of short RC columns under cyclic lateral deformation. Springfield-Verlag, Virginia
- Raymond, G. P. / Davies, J. R. (1978):* Triaxial tests on dolomite railroad ballast. Journal of the Geotechnical Engineering Division, GT 6, pp. 737 - 751

- Raymond, G. P. / Diyaljee, V. A. (1979):* Railriad ballast load ranking classification. Journal of the Geotechnical Engineering Division, GT 10, pp. 1133 - 1153
- Raymond, G. P. / Williams, D. R. (1978):* Repeatet Load Triaxial Tests on a Dolomite Ballast. Journal of the Geotechnical Engineering Division, GT 7, pp. 1013 - 1029
- Rehfeld, E. (2000):* Wirkung der Zugüberfahrt auf Oberbau, Unterbau und Untergrund. Eisenbahningenieur 51, Heft 12/2000, S. 30-33
- Rehfeld, E. / Täubert / Rauch (1996):* Dynamische Beanspruchungen von Unterbau und Untergrund bei Hochgeschwindigkeitsstrecken der Deutschen Bahn AG - Messungen an der SFS Hannover-Würzburg. unveröffentlicht
- Richart, F. E. / Hall, J. R. / Woods, R. D. (1970):* Vibration of Soils and Foundations. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey
- Roßberg, K. / Wellner, F. / Bader, E. / Gleitz, T. (1996):* Bemessung von Tragschichten ohne Bindemittel. Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 744
- Rücker, W. (1995):* Fahrzeug-Fahrweg-Wechselwirkung. in *Niedermeyer S.* Schotteroberbau versus Feste Fahrbahn. Tagungsband, S. 17-34
- Rumpf, R. / Ehling, B. / Rehfeld, E. (1996):* Wirkung von Verkehrserschütterungen auf Bauwerke und ungebundene Tragschichten im Oberbau. Eisenbahn Technische Rundschau, Heft 7/8, S. 485-491
- Sagaseta, C. / Cuellar, V. / Pastor, M. (1991):* Cyclic loading, in Deformation of Soils and Displacements of Structures. Proceedings of the tenth European conference oh soil mechanics and foundation engineering, Florence, 26.-30. May, Vol. 3, pp. 981-999
- Sarfeld, W. (1994):*Numerische Verfahren zur dynamischen Boden - Bauwerk - Interaktion. Dissertation an der TU - Berlin.
- Savidis, S. / Hirschauer, R. / Bode, C. / Bergmann, S. (2000):* Dynamische Wechselwirkung zwischen Schienenfahrwegen und dem geschichteten Untergrund unter Berücksichtigung von Nichtlinearitäten. Vorträge der Baugrundtagung 2000, Hannover, Verlag Glückauf, S. 285-292
- Savidis, S. / Schuppe, R. (1982):* Dynamisches Triaxialgerät zur Untersuchung des Verflüssigungsverhaltens von isotrop und anisotrop konsolidierten Sanden. Bautechnik (1), S. 21-23
- Sawicki, A. (1991):* Mechanika gruntow dla obciazen cyklicnych. Wydawnictwo IBW PAN, Gdansk
- Schanz, T. (1998):* Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Mitteilung des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 45
- Schilder, R. / Hettler, A. (1986):* Das kunststoffsbewehrte Schotterbett. ETR 35, Heft 11, S. 747-751
- Schneider, E. (1973):* Versuche zur Ermittlung des dynamischen Elastizitätsmoduls von Schotter. ETR 5., S. 169-174

- Schwarz, P. / Laier, (1989):* Bericht zum Versuchsprogramm Feste Fahrbahn Kutzenhausen. Folgemessungen Juli 1989, Durchführung von Druckspannungs- und Schwinggeschwindigkeitsmessungen, Ausbaustrecke Günzburg-Augsburg, Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München (unveröffentlicht)
- Schwarz, P. / Laier, (1991):* Schlußbericht zum Versuchsprogramm Feste Fahrbahn Kutzenhausen, Ausbaustrecke Günzburg - Augsburg. Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München (unveröffentlicht)
- Seed, H. B. / Chan, C. K. / Lee, C. E. (1962):* Resilience Characteristics of Subgrade Soils and their Relation to Fatigue Failures in Asphalt Pavements. Proceedings of the International Conference Structural Design of Asphalt Pavements, Volume 1, pp. 611-636
- Shenton, M. J. (1978):* Deformation of Railway Ballast under Repeated Loading Conditions. Railroad Track Mechanics and Technology, Pergamon Press, pp. 405-425
- Shenton, M. J. (1985):* Ballast Deformation and Track Deterioration. Proceeding of a Conference organized by the Institution of Civil Engineers and held at the University of Nottingham, 11. - 13. Juli, pp. 175-187
- Shibuya, S. / Mitachi, T. / Fukuda, F. / Degoshi T. (1995):* Strain rate effects on shear modulus and damping of normally consolidated clay. Geotechnical Testing
- Singh, S. / Bolton S. / H.; Chan, C. K. (1980):* Undisturbed Sampling and Cyclic Load Testing of Sands. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
- Spotka, H. (1977):* Einfluß der Bodenverdichtung mittels Oberflächen-Rüttler auf den Erdruckeiner Stützwand bei Sand. Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Stuttgart, Heft 9
- Stieber, J. (1986):* Spannungsverlauf im Schotterbett und Untergrund bei verschiedenen Oberbaukonstruktionen. Der Nahverkehr 1, S. 42-45
- Stöcker, T. (2002):* Zur Modellierung von granularen Materialien bei nichtruhenden Lastwirkungen. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 13
- Studer, J. A. / Koller, M. G. (1997):* Bodendynamik. 2. Auflage, Springer Verlag
- Suiker, A. S. J. / de Borst, R. (1997):* Low-Cycle Fatigue of Granular Materials. in Computational Plasticity - Fundamentals and Applications, CIMNE, Barcelona, pp. 1729-1736
- Terzaghi, K. (1943)* Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York
- Thiel, G. (1988):* Steifigkeit und Dämpfung von wassergesättigtem Feinsand unter Erdbelastung. Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Wasserwesen und Verkehrswesen, Heft 14, Ruhr-Universität Bochum.
- TL 918061 (1997):* Technische Lieferbedingung Gleisschotter. Deutsche Bahn AG

- Toki, S. / Shibuya, S. / Yamashita, S. (1995):* Standardization of laboratory test methods to determine the cyclic deformation properties of geomaterials in Japan. in Pre-failure Deformation of Geomaterials, Balkema Verlag, pp. 741-783
- Torkamani, M. A. (1984):* Elastic-Plastic Analysis for Cyclic Loading Using a Linearized Yield Condition. Research Report, University of Pittsburgh, Department of Civil Engineering
- Vrymoed, J. / Bennett, W. / Jafroudi, S. / Shen, C. K. (1980):* Cyclic strength and shear modulus as a function of time. International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, 7-11 January, pp. 135-142
- Wagenbreth, B. (1970):* Beitrag zur Bestimmung der Grösse der Kapillarkohäsion nichtbindiger Böden. Dissertation an der Fakultät für Bau-, Wasser- und Forstwesen TU Dresden
- Wanninger, R. (1980):* Zur Lösung von Grundbauaufgaben mit Hilfe von elastoplastischen Stoffgesetzen vorgeführt am Einzelfundament und an der verankerten Wand. In: Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden. Mitteilung der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau, Heft 23
- Wellner, F. (1995):* Grundlagen zur Bemessung flexibler Straßenkonstruktionen mit Trag-schichten ohne Bindemittel. Schriftenreihe des Lehrstuhls Straßenbau, Habilitationsschrift
- Wittke, W. (1984):* Felsmechanik - Grundlagen für wirtschaftliches Bauen im Fels. Springer Verlag
- Wittke, W. / Werfling, J. / Gerhard, M. (1998):* Interpretation von Meßergebnissen am Schotteroberbau von Hochgeschwindigkeitsstrecken. Vorträge der Baugrundtagung 1998 in Stuttgart, S. 475-484
- Wood, M. D. (1991):* Approaches to modelling the cyclic stress-strain response of soil. In: *O'Reilly/Brown (1991):* Cyclic Loading of Soils: from theory to design. Pp. 19-69
- Wörner, J. D. (1984):* Zur Erdbebenauslegung in Japan, ein Erfahrungsbericht. Bautechnik 4, S. 117-121
- Yamashita, S. / Toki, S. (1993):* Effects of Fabric Anisotropy of Sand on Cyclic Undrained Triaxial and Torsional Strengths. Journal Soils and foundations, Vol. 33, No. 3, pp. 92-104
- Zacher, M. (1996):* Unrunde Räder und Oberbausteifigkeit. ETR 45, H. 10, S. 605-610
- Zacher, M. / Reinecke, J. M. (1996):* Vertikale Kräfte am Oberbau- Messung und Rechnung. Journal ETR 45, H. 1-2, S. 75-82
- Zaeske, D. (2001):* Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Trag-schichten über pfahlartigen Gründungselementen. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 10
- Zienkiewicz, O. C. / Taylor, R. L. (1999):* The Finite Element Method. Volume 2, Solid Mechanics, 5. Edition

Anhänge

A Liste häufig verwendeter Bezeichnungen und Symbole

- A1 Kleine lateinische Buchstaben
- A2 Große lateinische Buchstaben
- A3 Kleine griechische Buchstaben
- A4 Große griechische Buchstaben

B Zusammenstellung der ausgewerteten Messprojekte

A Liste häufig verwendeter Bezeichnungen und Symbole

Nachfolgend sind die wichtigsten im Text benutzten Symbole zusammengestellt und kurz erläutert. Verschiedentlich haben einige Symbole auch eine mehrfache Bedeutung. Die entsprechenden Symbolen wurden zusätzlich in der Erklärung mit der jeweiligen Literaturquelle gekennzeichnet.

A1 Kleine lateinische Buchstaben

c_K	Kapillarkohäsion	[kN/m ²]
e	Porenzahl	[-]
e'_{max} e'_{min}	theoretische maximale und minimale Porenzahl	[-]
e_c	Porenzahl im kritischen Zustand unter statischer Beanspruchung	[-]
e_{max} e_{min}	maximale und minimale Porenzahl nach <i>DIN 18126</i>	[-]
$e_{ps,krit}$	Pseudokritische Porenzahl unter zyklischer Beanspruchung	[-]
exp	Basis des natürlichen Logarithmus (Eulersche Zahl $e = 2,718281828$)	[-]
$f()$	Funktion von (...)	[-]
f_A	Abtastfrequenz	[1/s, Hz]
Δf	Frequenzschrittweite	[1/s, Hz]
f_{AN}	Anregungsfrequenz	[1/s, Hz]
f_B	Axiale Belastungsfrequenz	[1/s, Hz]
f_R	Resonanzfrequenz	[1/s, Hz]
f_V	Vibrationsfrequenz	[1/s, Hz]
f_d	Plastizitätskriterium	[-]
g	Erdbeschleunigung ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)	[m/s ²]
h	Höhe	[m]
$h^*(\kappa_p)$	Verfestigungsgesetz	[-]
k_0	Erdruchdruckbeiwert	[-]
k_T	Torsionsfederkonstante	[kNm]
k_{2mi}	durchschnittliche Fahrwegsteifigkeit	[-]

k_{dyn}	Lasterhöhungsfaktor	[-]
l	Länge	[m]
m	Masse eines Körpers	[g]
m_d	Richtungsvektor der plastisch-deviatorischen Dehnungen	[-]
n	Konstante	[-]
p	Isotroper Druck	[kN/m ²]
p_a	Atmosphärendruck	[kN/m ²]
q	Deviatorspannung $q = \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot [\sigma_1 - \sigma_3]$	[kN/m ²]
s	Setzung	[mm]
t	Zeit	[sec]
\ddot{u}	Beschleunigung	[m/s ²]
$v_{res,eff}$	Resultierende, effektive Schwinggeschwindigkeit	[mm/s]
w	Wassergehalt	[%]

A2 Große lateinische Buchstaben

C	Dehnungsamplitude pro Zyklus	[-]
C_1, C_2	Stoffkonstanten	[-]
D	Lagerungsdichte	[-]
D_δ	Dämpfungsgrad	[%]
\hat{F}	Kraftamplitude	[kN]
F_S	Stoßkraft	[kN]
E	Elastizitätsmodul	[MN/m ²]
E_{dyn}	dynamischer Elastizitätsmodul aus G_{dyn} berechnet	[MN/m ²]
$E_{S,dyn}$	zyklisch-dynamischer Sekantenmodul aus zyklisch-dynamischem Triaxialversuch	[MN/m ²]
$E_{S,dyn,N}$	zyklisch-dynamischer Sekantenmodul in Abhängigkeit von der Zahl der Lastwechsel	[MN/m ²]

$E_{S,dyn,N=1}$	Anfangssteifigkeit des zyklisch-dynamischen Sekantenmoduls beim ersten Lastwechsel im zyklisch-dynamischen Triaxialversuch	[MN/m ²]
E_T	Tangentanfangssteifigkeit aus statischem Triaxialversuch	[MN/m ²]
G_{dyn}	dynamischer Schubmodul	[MN/m ²]
I	Impuls	[kgm/s]
J	Masseträgheitsmoment	[kg m ²]
J_2	2. Invariante des Deviators der Dehnungsamplitude	[-]
K	Bruch- oder Versagenszustand unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung	[-]
K_1, K_2	Konstanten	[-]
N	Anzahl der Lastzyklen	[-]
N_{krit}	kritische Anzahl der Lastzyklen	[-]
OCR	Überkonsolidierungsverhältnis	[-]
P_{dyn}	dynamische Radkraft	[kN]
P_N	Normierungsfaktor der pseudokritischen Porenzahl	[-]
P_{ref}	Referenzkraft	[kN]
S_R	Sättigungsgrad	[-]
T	Periodendauer	[s]
V	Volumen	[m ³]
ΔV	Volumendifferenz	[m ³]
V_P	Kompressionswellengeschwindigkeit	[m/s]
V_R	Rayleigh-Wellengeschwindigkeit	[m/s]
V_S	Scherwellengeschwindigkeit	[m/s]
V_{Zug}	Zuggeschwindigkeit	[km/h]
W	Energie	[kNm, Ws, J]
ΔW	Energiedifferenz	[kNm, Ws, J]
X	zyklisch-dynamisches Spannungsverhältnis	[-]

A3 Kleine griechische Buchstaben

α_{ce}	Kurvenanstiegsparameter im $E_{S,dyn}$ -log N -Diagramm	[-]
α_{cp}	Kurvenanstiegsparameter der plastischen Dehnungen	[-]
β	Gleichungskonstant	[-]
γ_{ce}	elastischen Scherdehnung	[%]
$\varepsilon_{cp}(N)$	plastische Dehnung nach dem n'-ten Lastzyklus	[%]
ε_{cp}	plastische oder bleibende Dehnung	[%]
$\varepsilon_{cp, N=1}$	plastische Dehnung nach dem 1. Lastzyklus	[%]
$\varepsilon_{cp, N}$	Plastische Dehnung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastzyklen	[%]
$\varepsilon_{dyn}, \varepsilon_{ce}$	dynamische bzw. elastische oder reversible Dehnung	[%]
ε_S	Scherdehnung	[%]
ε_V	Volumendehnung	[%]
$\varepsilon_{vol, cp}$	plastisch-volumetrische Dehnung unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung	[%]
ζ_1, ζ_2	Kurvenparameter im $E_{S, dyn, N=1}$ -Porenzahl-Diagramm	[-]
$\zeta_1^\alpha, \zeta_2^\alpha$	Kurvenparameter im α_{ce} - X -Diagramm	[-]
κ	empirische Gleichungskonstante	[-]
κ_p^α	Kurvenparameter im α_p - X - Diagramm	[-]
κ_{cp}	Äquivalente plastisch-deviatorische Dehnung	[-]
κ_p	Kurvenparameter im $\varepsilon_{cp, N=1}$ - Porenzahl-Diagramm	[-]
λ_p^α	Kurvenparameter im α_p - X - Diagramm	[-]
λ_p	Kurvenparameter im $\varepsilon_{cp, N=1}$ - Porenzahl-Diagramm	[-]
ν	Poissonzahl	[-]
ν_{dyn}	Dynamische Poissonzahl	[-]
$\xi_1 - \xi_4$	Kurvenparameter im ζ - σ_3 -Diagramm	[-]
$\xi_1^\alpha - \xi_4^\alpha$	Kurvenparameter im ζ^α - σ_3 -Diagramm	[-]
ρ	Dichte	[g/cm ³]
ρ_D	Trockendichte	[g/cm ³]

ρ_E	Einbaudichte		[g/cm ³]
ρ_S	Korndichte		[g/cm ³]
σ_{oct}	Oktaeder Normalspannung		[kN/m ²]
σ_1	größte Hauptspannung		[kN/m ²]
$\sigma_{1,c}, \sigma_{3,c}$	zyklische Spannung in Richtung der größten bzw. kleinsten Hauptachse		[kN/m ²]
$(\sigma_1 - \sigma_3)_c$	zyklisch-deviatorische Spannung, entspricht σ_c im Triaxialversuch		[kN/m ²]
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{s,f}$	deviatorische Bruchspannung unter statischen Belastungsbedingungen		[kN/m ²]
σ_3	kleinste Hauptspannung		[kN/m ²]
$\sigma_{c,m}$	mittlere zyklische Spannung		[kN/m ²]
σ_{dyn}, σ_c	dynamische oder zyklische Spannung		[kN/m ²]
σ_m	mittlerer Spannungszustand	$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$	[kN/m ²]
τ_c	zyklische Schubspannung		[kN/m ²]
τ_{dyn}	dynamischen Schubspannung		[kN/m ²]
τ_{oct}	Oktaeder Schubspannung		[kN/m ²]
ϕ	Verdichtungsfunktion		[-]
ϕ_1, ϕ_2	Konstanten des Frequenzeinflusses		[-]
ϕ_f	Einflußfaktor der Belastungsfrequenz		[-]
ω	Kreisfrequenz		[1/s, Hz]
ω	experimentell zu bestimmender Exponent (<i>Fröhling (1998)</i>)		[-]

A4 Große griechische Buchstaben

$K_{p,i}^\alpha, A_{p,i}^\alpha$	Materialkonstanten zum Kurvenanstiegparameter α_p , aus zyklischen Triaxialversuchen abzuleiten		[-]
$K_{p,i}, A_{p,i}$	Materialkonstanten zum plastischen Dehnungsverhalten nach dem ersten Lastwechsel, aus zyklischen Triaxialversuchen abzuleiten		[-]

Zusammenstellung der ausgewerteten Messprojekte

Projekt	Oberbauform	Bodenart	v_{Zug} [km/h]	Meßkomponenten	Meßtiefe [m uSO]
NBS Hannover- Würzburg	MQ 1 bis 5: Schotteroberbau	Sande, kiesig, schluffig, tonig	bis 400	Druckspannungen, Beschleunigungen, und Verformungen	bis 1,38
Kutzenhausen	MQ1: mod. Rheda-Ob. MQ2: SBV-Oberbau MQ3: Schotteroberbau	Schluffe und sandige Schluffe	90 - 160	Druckspannungen, Schwinggeschwindig- keiten	bis 1,48
Hösbach	MQ1: SBV-Oberbau MQ2: FTR-Oberbau MQ3: Übergang zum Schotteroberbau	Dammschüttung: Ton und schwach feinsandig	bis 140	Druckspannungen, Schwinggeschwindig- keiten	bis 1,43
Schwarzenbek	Schotteroberbau	Bodenaustausch bis 3,2m uSO darunter Schluff und Torf	60 - 110	Druckspannungen, Schwinggeschwindig- keiten	bis 7,7
Wittenberge- Dergenthin	Feste Fahrbahn	Fein- und Mittelsand organische Bänder Schotterssäulen	bis 160	Absolutsetzungen Schwinggeschwindigkeit Verformungen	bis 5,0
Waghäusel	Feste Fahrbahn und Schotteroberbau	kiesiger Sand sandiger Kies	80 - 200	Druckspannungen Schwinggeschwindig- keiten	bis 5,0
SFS Hannover- Würzburg	Schotteroberbau	sandige, schwachbin- dige Kiese (Damm) sowie bindige Böden	bis über 250	Schwinggeschwindigkeit Schwingbeschleunigung Porenwasserüberdruck	bis 6,0
DB-Strecke Hamburg-Berlin	Schotteroberbau	Torf, Mudde und Sand; Rüttelstopf-säulen	30/80	Porenwasserüberdruck	bis 7,0
NBS Hannover-Berlin	Feste Fahrbahn und Schotteroberbau	kiesig, schluffiger Sand	160 - 330	Beschleunigung	bis 4,5

Mitteilungen des Fachgebietes Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Universität Gh Kassel

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. H. Sommer

- Heft 1** **Buczek, H., 1991:**
Beitrag zur Berechnung der horizontalen Belastung auf
steife Elemente zur Stabilisierung von Rutschungen in
Tonhängen.
- Heft 2** **Böckmann, F.-J., 1991:**
Modellversuche zur Grenzlastermittlung von Pfahlgruppen,
Vertikalpfähle unter Vertikallast in symmetrischer Anordnung.
- Heft 3** **Meyer-Kraul, N., 1991:**
Geomechanische Eigenschaften von Röttonsteinen, Scher-
festigkeit bei schichtenparalleler Beanspruchung.
- Heft 4** **Müllner, B., 1991:**
Beitrag zur Untersuchung der Erosionssicherheit bindiger
Mischböden bei vertikaler Durchströmung.

Schriftenreihe Geotechnik der Universität Kassel

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert

- Heft 5** **Voß, T., 1996:**
Beitrag zur Festigkeitsentwicklung von Klärschlämmen in
Monodeponien
- Heft 6** **Raithel, M., 1999**
Zum Trag- und Verformungsverhalten von geokunststoff-
ummantelten Sandsäulen
- Heft 7** **Jaup, A., 1999:**
Anwendung von 1g Modellversuchen auf das Setzungs-
verhalten im Hinterfüllungsbereich von Brückenwiderlagern
- Heft 8** **Hu, Y., 2000:**
Zum Verformungsverhalten von wassergesättigten
bindigen Böden unter zyklischer Belastung

- Heft 9** **Sammelveröffentlichung , 2001:**
Beiträge aus der Umweltgeotechnik
- Heft 10** **Zaeske, D., 2001:**
Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen
- Heft 11** **Ott, E., 2001:**
Zum bodenmechanischen Verhalten von Abfallrostdaschen
- Heft 12** **Gotschol, A., 2002:**
Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung
- Heft 13** **Stöcker, T., 2002:**
Zur Modellierung von granularen Materialien bei nichtruhenden Lasteinwirkungen

Universitätsbibliothek Kassel

ISBN: 3-89792-081-6