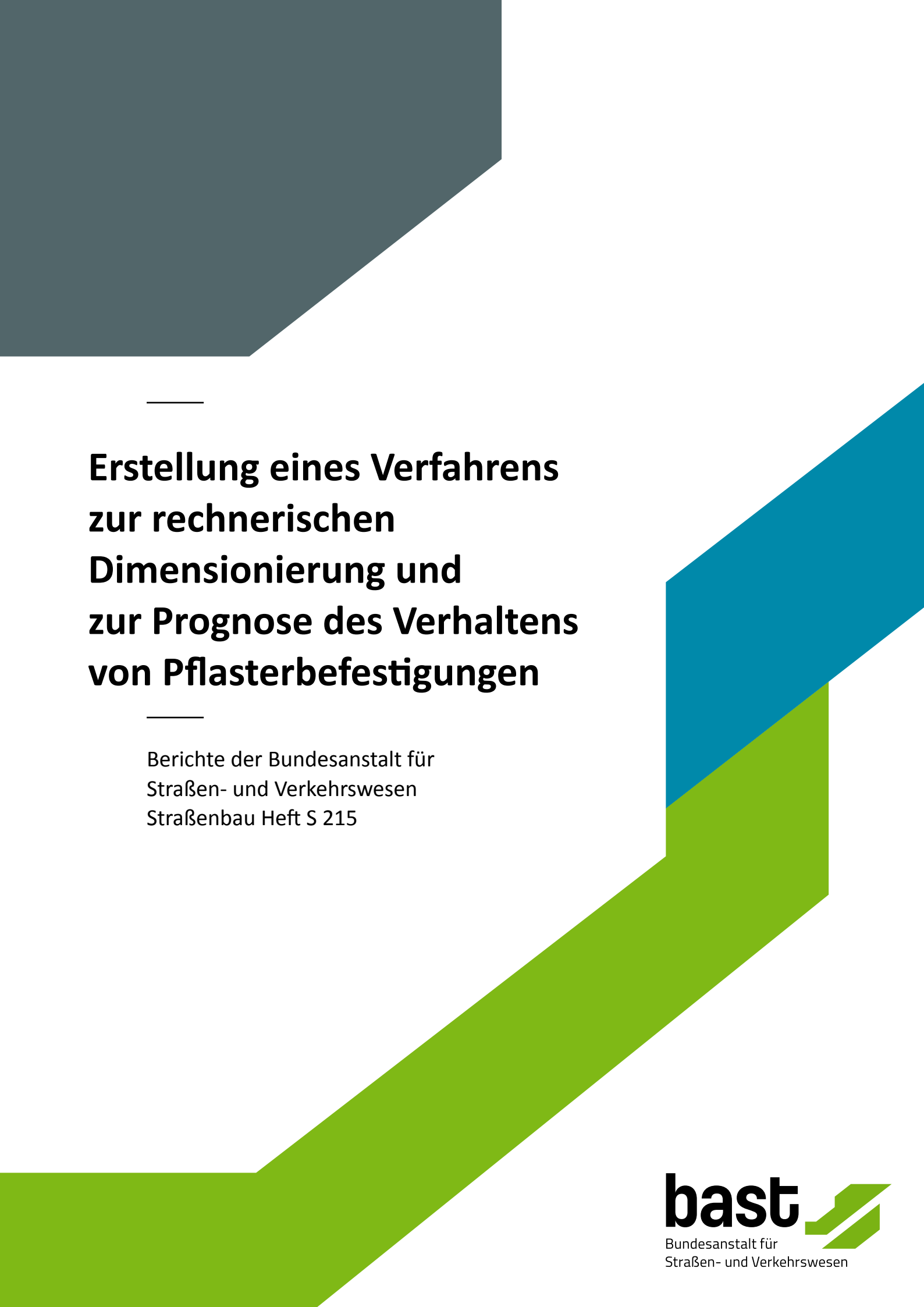




Erstellung eines Verfahrens zur rechnerischen Dimensionierung und zur Prognose des Verhaltens von Pflasterbefestigungen

Berichte der Bundesanstalt für
Straßen- und Verkehrswesen
Straßenbau Heft S 215

Erstellung eines Verfahrens zur rechnerischen Dimensionierung und zur Prognose des Verhaltens von Pflasterbefestigungen

von

Frohmut Wellner, Alexander Zeißler, Titus Spanier, Anita Blasl
GWT-TUD GmbH, Dresden

Die Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (BASt) veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe Berichte der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der BASt, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die Hefte der Schriftenreihe Berichte der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG bezogen werden. Seit 2015 stehen sie zusätzlich als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung: <https://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt 06.0119

Erstellung eines Verfahrens zur rechnerischen Dimensionierung und zur Prognose des Verhaltens von Pflasterbefestigungen für konzentriert eingetragene schwere Verkehrsbelastungen mit häufiger Frequentierung

Fachbetreuung:
Gudrun Golkowski

Referat:
Analyse und Entwicklung von Straßenoberbauten

Herausgeber:
Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0

Redaktion:
Stabsstelle Presse und Kommunikation

Gestaltungskonzept:
MedienMélange:Kommunikation

Druck, Verlag und Produktsicherheit:
Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 0 | E-Mail: kontakt@schuenemann-verlag.de
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9323 | ISBN 978-3-95606-837-9 | <https://doi.org/10.60850/bericht-s215>

Bergisch Gladbach, März 2025

Kurzfassung

Erstellung eines Verfahrens zur rechnerischen Dimensionierung und zur Prognose des Verhaltens von Pflasterbefestigungen für konzentriert eingetragene schwere Verkehrsbelastungen mit häufiger Frequentierung

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden Grundlagen für ein Dimensionierungsverfahren zur Prognose der Nutzungsdauer von ungebundenen Pflasterbefestigungen geschaffen. Hierfür wurden sowohl umfangreiche Laborversuche zur Untersuchung des elastischen und plastischen Verformungsverhaltes von ungebundenen granularen Baustoffgemischen als auch umfangreiche Sensitivitätsuntersuchungen unter Anwendung der Finiten Elemente Methode sowie großmaßstäbliche Versuche an Pflasterbefestigungen durchgeführt.

Die zur Berechnung von dimensionierungsrelevanten Beanspruchungszuständen erforderlichen Modellparameter wurden anhand von Ergebnissen aus Triaxialversuchen zu ermittelt.

In Ergänzung zu den Triaxialversuchen wurde untersucht, ob die Beschreibung des elastischen und des plastischen Materialverhaltens mit dem zyklischen Ödometer- und dem CBR-Versuche möglich ist.

Zur Kalibrierung und Bewertung des Berechnungsverfahrens wurden großmaßstäbliche Versuche im Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden durchgeführt. Dafür wurden zwei Versuchsflächen mit unterschiedlichen Betonpflastersteinen hergestellt

Zur Bewertung des Einflusses der versuchstechnisch untersuchten Materialien auf das Gesamtverhalten unterschiedlicher Pflasterbefestigungen wurden mittels der Finiten Elemente Software COM-SOL Multiphysics umfangreiche Berechnungen durchgeführt. Neben einem nichtlinear elastischen Stoffmodell wurde außerdem eine Verfahrensweise zur Berechnung bzw. Prognose plastischer Verformungen implementiert.

Es ist festzuhalten, dass die Berechnung dimensionierungsrelevanter Größen für die rechnerische Prognose der Nutzungsdauer von Pflasterbefestigungen mittels der Finiten Elemente Methode und unter Anwendung dreidimensionaler Berechnungsmodelle mit implementierten nichtlinear elastischen Stoffmodellen als praxistauglich hinsichtlich des erforderlichen Berechnungsaufwandes zu werten ist.

Abstract

Development of a method for the mathematical dimensioning and prediction of the behavior of pavements for concentrated heavy traffic loads with frequent use

As part of the research project, the foundations were laid for a dimensioning method to predict the service life of unbound pavements. For this purpose, extensive laboratory tests were carried out to investigate the elastic and plastic deformation behavior of unbound granular building material mixtures as well as extensive sensitivity tests using the finite element method and full-scale tests on pavement reinforcement.

The model parameters required for the calculation of dimensioning-relevant stress states were determined on the basis of results from triaxial tests.

In addition to the triaxial tests, it was investigated whether the description of the elastic and plastic material behavior is possible with the cyclic oedometer and CBR tests.

To calibrate and evaluate the calculation method, large-scale tests were carried out in the Otto Mohr Laboratory at TU Dresden. Two test surfaces with different concrete paving stones were produced for this purpose.

Extensive calculations were carried out using the finite element software COMSOL Multiphysics to evaluate the influence of the tested materials on the overall behavior of different pavers. In addition to a non-linear elastic material model, a method for calculating and predicting plastic deformations was also implemented.

It should be noted that the calculation of dimensioning-relevant variables for the computational prediction of the service life of pavements using the finite element method and applying three-dimensional calculation models with implemented non-linear elastic material models can be considered practicable with regard to the required calculation effort.

Summary

Development of a method for the mathematical dimensioning and prediction of the behavior of pavements for concentrated heavy traffic loads with frequent use

Research client: GWT-TUD GmbH

1 Objective and content

The R&D project should provide a suitable and - at least under laboratory conditions - validated method for the computational dimensioning of pavement reinforcement, which takes into account the special features of the construction method and the UBG used with regard to the relevant properties (resistance to plastic deformation and water permeability), taking into account concentrated loads. Furthermore, the procedure was to include a forecasting option for the mathematical estimation of maintenance intervals.

In order to realize the project, extensive laboratory tests were carried out to investigate the elastic and plastic deformation behaviour of unbound construction material mixtures as well as extensive sensitivity tests using the finite element method and large-scale tests on pavements.

2 Laboratory tests

The dimensioning procedure is based on material models whose parameters are determined in triaxial tests. The description of the elastic and plastic deformation behavior with the material models and material parameters used generally only provides reliable results within the limits of the stresses, load cycles and material conditions (compaction, water content) tested in the test. In preparation for the triaxial tests, FE calculations were therefore used to estimate the stresses to be expected in unbound pavements. On this basis, test procedures were set up to cover as wide a range as possible of the calculated stresses in pavements, see Fig. 2-1.

The tests carried out on 10 unbound construction material mixtures provided conclusive results for the description of the elastic and plastic deformation behavior on the basis of which the material parameters for the extended modified universal model and the extended strain-based plastic model could be determined. These material parameters formed the basis for sensitivity analyses using the finite element method and a method for estimating the plastic shakedown limits presented in the research project.

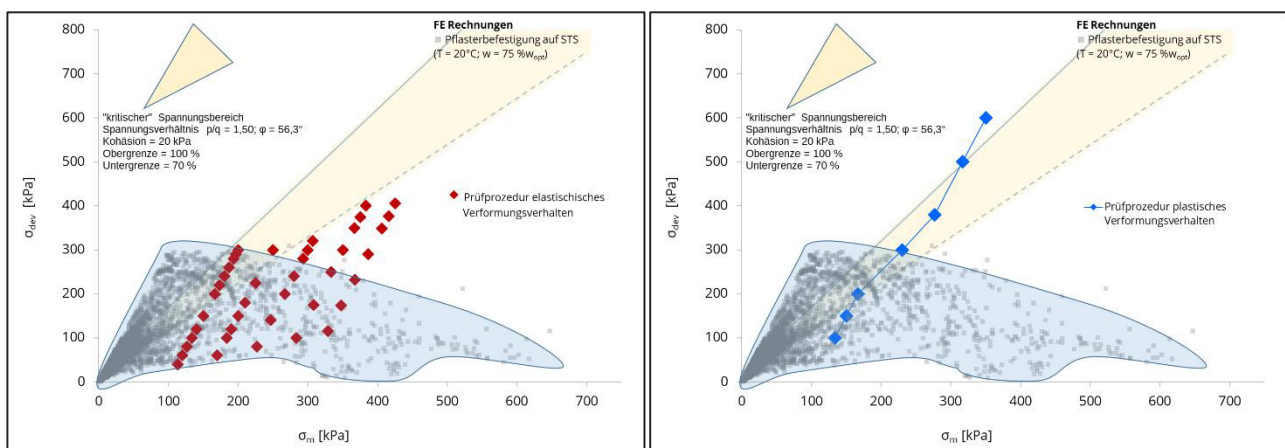


Fig. 2-1 Stress paths of the test procedures for the investigation of the elastic (graphic left) and plastic (graphic right) deformation behavior

3 Finite element calculations and forecast calculations

Extensive calculations were carried out using the finite element software COMSOL Multiphysics to evaluate the influence of the materials investigated in the tests on the overall behavior of different pavement reinforcements. In addition to a non-linear elastic material model, a method for calculating and predicting plastic deformations was also implemented. COMSOL Multiphysics was then used to determine the characteristic values relevant for evaluation and dimensioning. The individual verifications were implemented in Microsoft Excel in order to carry out various deformation verifications. The calculated stresses and prediction results can generally be considered plausible against the background of the models used. Simplified assumptions were made with regard to the modeling of the bond or friction between the individual paving blocks and the surrounding joint material or the underlying bedding, i.e. with regard to the contact conditions, due to a lack of well-founded knowledge in practice. In order to mathematically cover the stress range to be expected in practice, assumptions were therefore made for the most favorable case for the ToB (firmly bonded) and the most unfavorable case (free sliding) and the influence was investigated accordingly.

In addition to the modeling of paving surfaces with rectangular blocks in a stretcher bond, models were also created with small-format and large-format rectangular blocks in an elbow bond. Models with angled paving stones were also used for comparison. A comprehensive sensitivity analysis and parameter study was carried out for selected models, in which in particular geometric model variables such as block and layer thicknesses, joint widths and layer stiffnesses were systematically varied. The calculated results are consistently plausible.

In summary, it can be stated that the calculation of dimensioning-relevant variables for the mathematical prediction of the service life of pavement reinforcement using the finite element method and the application of three-dimensional calculation models with implemented non-linear elastic material models can be considered suitable for practical use with regard to the required calculation effort.

4 Large-scale tests

To calibrate the calculation method, large-scale tests were carried out in the Otto Mohr Laboratory at TU Dresden. Two test areas with different concrete paving blocks were produced for this purpose, one made of rectangular blocks 100 x 200 x 100 mm in a stretcher bond and one made of angular interlocking blocks 225 x 125 x 100 mm. Two load distribution plates with a diameter of 30 cm and a center distance of 1.80 m were used to apply synchronous vertical loads to the paving surface using a hydraulically controlled cylinder (load ram) (see Fig. 4-1). The comparison of the measurement results of the test with the calculation results in Figure 4-2 shows that, despite numerous assumptions and approximations in the calculation approach, the deformation behavior observed in the large-scale test is well represented by the calculation results.

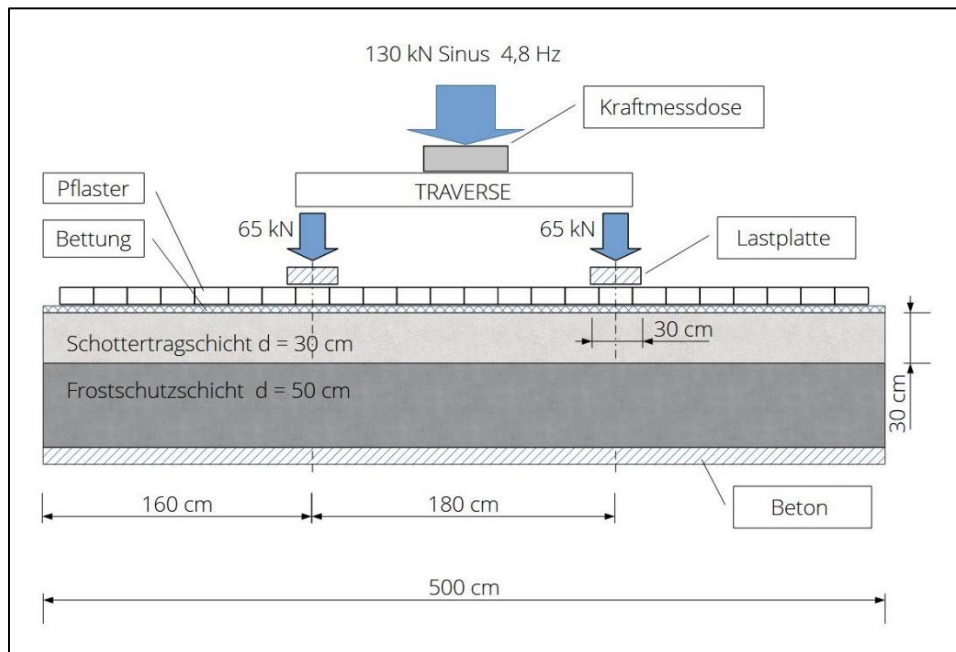


Fig. 4-1 Layout of the large-scale experiment - elevation

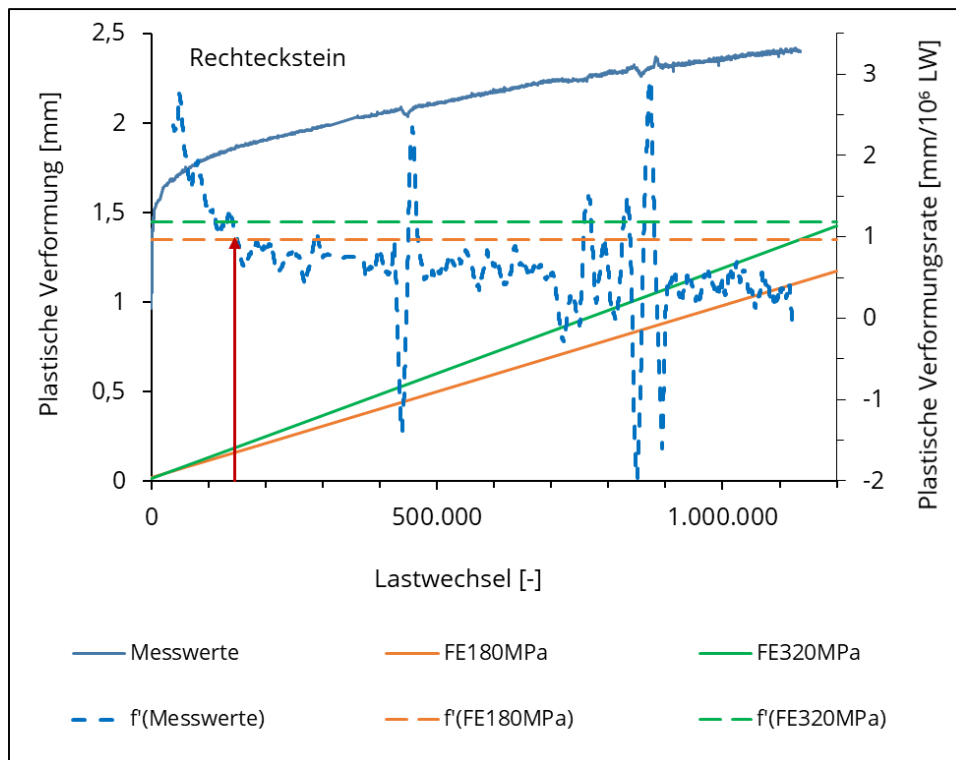


Fig. 4-1 Comparison of the calculation and measurement results for the test with the rectangular block, calculation results with consideration of an estimated initial settlement, second axis: increase in the accumulated plastic deformations

5 Dimensioning procedure

For the mathematical dimensioning and prediction of the service life of pavements, users of asphalt and concrete pavements already have access to the "Guidelines for the mathematical dimensioning of the superstructure of traffic areas with asphalt surface course" (RDO Asphalt 09 or the revised version 09/19, [RDO Asphalt 09] or [RDO Asphalt 19]) and the "Guidelines for the mathematical dimensioning of concrete pavements in the superstructure of traffic areas" (RDO Beton 09, [RDO BETON]) have been available for 14 years. The development and provision of an RDO for paving can therefore be seen as a logical continuation of the considerations regarding the mathematical dimensioning and evaluation of traffic area pavements.

On the basis of extensive laboratory tests on the elastic and plastic material behavior of granular road construction materials, supplemented by large-scale tests on different pavements and accompanied by a comprehensive sensitivity analysis and parameter study, carried out using the finite element method, a dimensioning method was developed as the basis for a future RDO pavement.

The methodology of the dimensioning approach developed appears to be expedient for estimating the service life of road pavements, provided a suitable data basis is available.

The calculation method presented in the dimensioning procedure for the verification of plastic deformations on the pavement surface currently still contains individual points or variables whose influences must be estimated due to a lack of knowledge. Regardless of the assumptions and approximations made, the calculation results to date represent the deformation behavior observed in the full-scale test well. The large-scale tests were used to analyze and formulate the uncertainties contained in the method and the potential for improvement.

Inhalt

1	Ausgangslage und Problemstellung	14
2	Zielstellung und Methodik	16
2.1	Ziel der Untersuchungen	16
2.2	Methodisches Vorgehen	16
3	Mechanisches Verhalten von ungebundenen Tragschichtmaterialien	17
3.1	Allgemeines	17
3.2	Elastisches Verformungsverhalten	17
3.3	Plastisches Verformungsverhalten	18
3.4	Wesentliche Einflussfaktoren auf das Verformungsverhalten	19
3.4.1	Allgemeines	19
3.4.2	Korngrößenverteilung	19
3.4.3	Gesteinsart und Kornform	20
3.4.4	Verdichtungsgrad	20
3.4.5	Wassergehalt	21
3.5	Charakterisierung des mechanischen Verhaltens von ungebundenen Tragschichtmaterialien	21
3.6	Klassifizierung von Gesteinskorngemischen	23
3.7	Anforderungen an granulare Gesteinskorngemische für Tragschichten ohne Bindemittel in Pflasterbefestigungen	24
4	Modellierung des mechanischen Verhaltens von granularen Gesteinskorngemischen	26
4.1	Allgemeines	26
4.2	Spannungs- und Verformungszustand	26
4.2.1	Linear elastisches Verformungsverhalten	27
4.2.2	Nichtlinear elastisches Verformungsverhalten	29

4.2.3	Nichtlinear elastische Stoffmodelle	29
4.2.4	Plastisches Stoffmodell	34
5	Rechnerische Dimensionierung von Pflasterbefestigungen	40
5.1	Regelwerke zur Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen	40
5.2	Besonderheiten bei der rechnerischen Dimensionierung von Pflasterbefestigungen	41
5.3	Beanspruchungsgrößen	41
5.3.1	Beanspruchungen infolge Frosteinwirkung	42
5.3.2	Beanspruchungen infolge Verkehrsbelastung	42
5.4	Nachweisführungen	43
5.4.1	Schadenshypothese nach Miner	43
5.4.2	Nachweise für Tragschichten ohne Bindemittel und Planum	44
6	Untersuchte Baustoffgemische	46
6.1	Laborversuche	46
6.2	Voruntersuchungen	46
6.3	Großmaßstäbliche Versuche	47
7	Laborversuche – Prüfprozedur	48
7.1	Anforderungen an die Prüfprozedur bei Durchführung von Triaxialversuchen	48
7.2	Beanspruchungsniveaus in Tragschichten ohne Bindemittel	49
7.2.1	Annahmen	49
7.2.2	Ergebnisse	49
7.3	Berücksichtigung von Grenzzuständen	50
7.4	Gewählte Prüfprogramme	52
8	Zyklische Triaxialversuche	54
8.1	Geräte und Versuchsanordnung	54
8.2	Probekörperherstellung	54
8.3	Vorversuche	56

8.4	Untersuchung des elastischen Verformungsverhaltens	57
8.4.1	Versuchsablauf	57
8.4.2	Ergebnisse - elastisches Verformungsverhalten	60
8.4.3	Bestimmung der Parameter für das erweiterte modifizierte Universal-Modell	63
8.5	Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens	67
8.5.1	Versuchsablauf	67
8.5.2	Ergebnisse - plastisches Verformungsverhalten	67
8.5.3	Bestimmung der Parameter für das erweiterte plastische Modell	69
9	Zyklische Ödometer- und CBR-Versuche	73
9.1	Geräte und Versuchsanordnung	73
9.2	Probekörperherstellung	75
9.3	Vorversuche	75
9.4	Untersuchung des elastischen Verformungsverhaltens im Ödometerversuch	75
9.4.1	Versuchsablauf	75
9.4.2	Ergebnisse	75
9.4.3	Bestimmung der Parameter für das erweiterte K- Θ Modell, Ödometerversuche	77
9.5	Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens mit dem CBR-Versuch	81
9.5.1	Versuchsablauf	81
9.5.2	Ergebnisse	81
9.5.3	Bestimmung der Parameter für das erweiterte plastische Modell	83
10	Vergleich triaxialer und einaxialer Laborversuche	86
10.1	Spannungsverhältnisse in den Versuchen	86
10.2	Vergleich des elastischen Verformungsverhaltens – Ranking der Materialien	86
10.3	Vergleich des elastischen Verformungsverhaltens - Elastizitätsmoduln bei gleichen Spannungszuständen	87
10.4	Vergleich des plastischen Verformungsverhaltens	89
11	Untersuchungen zur Wasserdurchlässigkeit	91
12	Bestimmung von Grenzzuständen	93

13	Großmaßstäbliche Versuche	100
13.1	Versuchsaufbau	100
13.2	Versuchsdurchführung	103
13.3	Ergebnisse der großmaßstäblichen Versuche	105
13.3.1	Aufbereitung der Messdaten	105
13.3.2	Verformungsmessungen auf den Lastplatten	107
14	Modellierung und Bewertung von Pflasterbefestigungen	112
14.1	Berechnungsmethoden	112
14.2	Verwendete Finite Elemente Berechnungsmodelle	113
14.2.1	Berechnungsmethodik und verwendete Software	113
14.2.2	Angewendete Methodik zur Dimensionierung und Bewertung von Pflasterbefestigungen	113
14.2.3	Modell- und Steingeometrien	113
14.2.4	Auflager- und Randbedingungen sowie Schichtenverband	118
14.2.5	Reifenkontaktdruckverteilung und Laststellung	119
14.2.6	FE-Netzgestaltung	120
14.2.7	Materialeigenschaften	122
14.2.8	Großmaßstäbliche Versuche	123
14.3	Auswertung der Finite Elemente Berechnungen	124
14.3.1	Beanspruchungszustände - Allgemeines	124
14.3.2	Einfluss der Querdehnzahl	126
14.3.3	Einfluss der Kontaktbedingungen	127
14.3.4	Einfluss des Wassergehaltes	128
14.3.5	Einfluss der Wahl des granularen Tragschichtmaterials	129
14.3.6	Variation Steinhöhe	130
14.3.7	Variation Fugenbreite	131
14.3.8	Variation Fugenfüllhöhe	132
14.3.9	Variation Dicke Bettung	133
14.3.10	Variation Steifigkeit Bettungs- und Fugenmaterial	134
14.3.11	Variation Dicke ToB	135
14.3.12	Vergleich unterschiedlicher Steingeometrien und Verbünde	136
14.3.13	Berücksichtigung schräger Lasten	137
14.3.14	Großmaßstäbliche Versuche	138

14.4	Nutzungsdauerprognose	141
14.4.1	Rechteckstein - Einsenkung auf der ToB in Abhängigkeit von der Anzahl der Achsübergänge	141
14.4.2	Rechteckstein – Nachweis der zulässigen Vertikalspannung auf den ToB	143
14.4.3	Vergleich Winkelstein und Rechteckstein	145
15	Verbesserung der Prognosesicherheit	148
16	Verfahren für die rechnerische Dimensionierung von Pflasterbefestigungen	150
16.1	Allgemeines	150
16.2	Dimensionierungsgrundsätze	151
16.2.1	Dimensionierungsverfahren	151
16.2.2	Verkehrslastkollektiv	152
16.2.3	Gestaltung der Pflasterdecke	152
16.2.4	Materialkennwerte	152
16.2.5	Schichtdicken	153
16.2.6	Modellbildung	153
16.2.7	Nachweise	153
17	Zusammenfassung und Empfehlungen	155
17.1	Triaxialversuche	155
17.2	Zyklische Ödometer- und CBR-Versuche	155
17.3	Wasserdurchlässigkeit	155
17.4	Großmaßstäbliche Versuche	156
17.5	Finite Elemente Berechnungen und Prognoseberechnungen	156
17.6	Dimensionierungsverfahren	158
	Literatur	160
	Bilder	167
	Tabellen	173

1 Ausgangslage und Problemstellung

In Deutschland sind Pflasterbefestigungen insbesondere in kommunalen Bereichen weit verbreitet. Diese Bauweise hat sich durchgesetzt, weil sie kosteneffektiv und ressourcenschonend ist, und im Vergleich zu Asphalt- oder Betonbefestigungen flexibel an geometrisch unregelmäßig geformte Flächen gut angepasst werden kann. Pflasterbefestigungen werden häufig in Fußgängerzonen in innerstädtischen Bereichen verwendet. In der Regel werden Betonpflasterelemente auf einer ungebundenen Bettung auf verschiedenen ausgebildeten (i. d. R) Trag- und Frostschutzschichten auf verdichtetem Planum eingesetzt. Die Tragfähigkeit dieser Befestigungen wird fast ausschließlich durch die überwiegend eingesetzten Tragschichten ohne Bindemittel (ToB = Schichten aus ungebundenen Baustoffgemischen - UBG) gewährleistet, wobei die flexible obere Schicht aus Pflastersteinelementen ohne Beitrag zur Biegesteifigkeit fungiert.

In der Praxis hat sich gezeigt, dass, trotz Einhaltung der derzeit in den deutschen Richtlinien für den Straßenbau festgeschriebenen Anforderungen, Schäden in Form von Spurrinnen bzw. Längsunebenheiten teilweise schon während der Gewährleistungszeit, oftmals aber innerhalb der geplanten Nutzungsdauer der Pflasterbefestigungen, auftreten.



Bild 1-1: Typisches Schadensbild einer Pflasterbefestigung - Spurrinnenbildung/vertikale Verformungen im Bereich der Radspur

Ähnlich wie bei Pflasterbefestigungen wird auch bei Asphaltbefestigungen mit dünnen Deckschichten die Nutzungsdauer maßgeblich durch das Verformungsverhalten der ToB beeinflusst. Zu hohe plastische Verformungen dieser, die sich dann als Spurrinnen an der Oberseite der Befestigung abbilden, sind als maßgebendes Kriterium im Rahmen für eine rechnerische Dimensionierung anzusehen. Wissenschaftliche Studien [ARN 06, CAN 13, RAH 14, WEL 14, WER 06, WER 15, BLA 21] brachten wichtige Erkenntnisse darüber, wie die Nutzungsdauer von Asphaltbefestigungen mit dünnen Deckschichten durch das Verformungsverhalten der SoB beeinflusst wird. Großmaßstäbliche Versuche, die an Straßenbefestigungen mit dünnen Asphaltdeckschichten durchgeführt wurden, zeigten, dass bis zu 70% der gesamten bleibenden Verformung den SoB zugeordnet werden können [ARN 06]. Die Spurrinnenbildung tritt insbesondere dann auf, wenn die UBG von schlechter Qualität sind und somit nicht genügend Widerstand gegen plastische Verformungen aufweisen, um hohen

Achslasten standzuhalten. Zudem können bei hohen Wassergehalten in den SoB verstärkt plastische Verformungen unter zyklischer Belastung auftreten. Daher ist ein umfassendes und tiefes Verständnis der Mechanismen erforderlich, welche die Entwicklung plastischer Verformungen in den SoB unter verschiedenen Wassergehaltsbedingungen hervorrufen.

Bei Anwendung einer rechnerischen Dimensionierung von Pflasterbefestigungen unter realitätskonformer Berücksichtigung des Verformungsverhaltens der SoB erscheint es möglich, dauerhaftere Befestigungen als bisher auszuführen. Forschungsarbeiten [CAN 15, BLA 21] lassen erkennen, dass die SoB in Pflasterbefestigungen unter Berücksichtigung des nichtlinear-elastischen Verformungsverhaltens modelliert werden sollten.

Die Dimensionierung von Pflasterbefestigungen wird derzeit in Deutschland auf der Grundlage empirischer Erkenntnisse nach den RStO 12 durchgeführt. Ein rechnerischer Nachweis der Befestigungen ist nicht gefordert. Zur Verbesserung der Möglichkeiten der wirtschaftlichen Anpassung des Oberbaus von Pflasterbefestigungen an örtliche Gegebenheiten sowie in Hinblick auf ausreichend lange Nutzungsdauern ist es jedoch erforderlich, auch für Pflasterbefestigungen rechnerische Dimensionierungsverfahren zur Verfügung zu stellen. Voraussetzung dafür ist unter anderem die möglichst genaue versuchstechnische Erfassung sowie die mathematisch exakte Beschreibung des Verformungsverhaltens der in den SoB verwendeten UBG.

Voraussetzung für die Verformungsstabilität und somit Dauerhaftigkeit von Pflasterbefestigungen ist zunächst eine ausreichende Tragfähigkeit der SoB, welche nach derzeitigem Regelwerk auf der Grundlage des aus dem Plattendruckversuch zur bestimmenden Verformungsmoduls E_{v2} definiert wird. Zum Erreichen der straßenbautechnischen Anforderungen im Gebrauchszustand von Pflasterbefestigung müssen die Tragschichten und der Untergrund/Unterbau eine Tragfähigkeit gemäß den ZTV SoB-StB [ZTV SoB 07] bzw. den ZTV E-StB [ZTV E 17] besitzen. Unzureichende Tragfähigkeiten der SoB in Pflasterbefestigungen können verschiedene Ursachen haben, wie beispielsweise eine fehlerhafte Auswahl der Schichtenfolge, Schichtenarten und Tragschichtmaterialien, eine fehlerhafte Dimensionierung der Tragschichten sowie eine unzureichende Verdichtung der SoB bzw. des Untergrundes / Unterbaus. Der E_{v2} -Wert beschreibt jedoch nur wenig realitätskonform die Tragfähigkeit und das plastische Verformungsverhalten der SoB. Hierzu besteht Forschungsbedarf.

2 Zielstellung und Methodik

2.1 Ziel der Untersuchungen

Im Forschungsvorhaben war eine geeignete und - zumindest unter Laborbedingungen - validierte Verfahrensweise zur rechnerischen Dimensionierung von Pflasterbefestigungen zur Verfügung zu stellen, welche die Besonderheiten der Bauweise und der eingesetzten UBG bezüglich relevanter Eigenschaften (Widerstand gegen plastische Verformung und Wasserdurchlässigkeit) unter Berücksichtigung konzentriert eingetragener Belastungen berücksichtigt. Des Weiteren sollte eine Verfahrensweise erarbeitet werden, die eine Prognosemöglichkeit zur rechnerischen Abschätzung von Erhaltungsintervallen erlaubt. Mit der neuen Verfahrensweise zur rechnerischen Dimensionierung für Pflasterbefestigungen soll insbesondere für Pflasterbefestigungen mit hoher Verkehrsbelastung (Bk1,8 bis Bk3,2 der RStO 12), mit höherer Sicherheit als bisher, eine Auswahl von optimierten Baustoffgemischen für die SoB und eine daran gekoppelte Dimensionierung möglich sein. Die Optimierung soll dabei nach den Kriterien elastische und plastische Verformungsresistenz gegenüber der Wasserdurchlässigkeit erfolgen. Im Ergebnis des Forschungsvorhabens wird der Entwurf eines geeigneten und im Labormaßstab überprüften Dimensionierungsverfahrens für Pflasterbefestigungen erwartet. Bei Anwendung des Verfahrens zur Auswahl von geeigneten, nach den Kriterien Wasserdurchlässigkeit sowie elastischer und plastischer Verformungsresistenz optimierten UBG für die SoB/ToB unter Pflasterdecken (SoBuP/ToBuP), besteht die Möglichkeit, dauerhafte Pflasterbefestigungen zu dimensionieren und auszuführen.

2.2 Methodisches Vorgehen

Anhand einer Literaturstudie wurden Ergebnisse und Erfahrungen zur Thematik auf nationaler und internationaler Ebene zusammengetragen.

In einem zweiten Schritt wurde das Beanspruchungsniveau von Pflasterbefestigungen, insbesondere der ungebundenen Tragschicht, als Grundlage für die weiteren Untersuchungen bestimmt. Unter Verwendung der Finite Elemente Software COMSOL Multiphysics wurde eine Standardbefestigung nach den RStO 12 systematisch untersucht und das Spannungsniveau in der ToB unter Berücksichtigung der relevanten Belastungen bestimmt.

Auf Grundlage dieser Berechnungen wurde eine, auf die Beanspruchungen der ToB in Pflasterbefestigungen angepasste, Versuchsprozedur für zyklische Triaxialversuche entwickelt. Mit den Versuchsergebnissen dieser Prozedur können sowohl die Steifigkeiten von UBG in Pflasterbefestigungen (nichtlinear-elastisches Verformungsverhalten) als auch das plastische Verformungsverhalten charakterisiert werden.

Mit dieser Versuchsprozedur wurden anschließend zyklische Triaxialversuche an ausgewählten UBG durchgeführt und ausgewertet. Ergänzend dazu erfolgte die Durchführung und Auswertung von zyklischen Ödometer- und CBR- Versuchen. Ziel dieser Versuche war es, zu bewerten, inwiefern sich vereinfachte Versuchsanordnungen einaxialer Prüfeinrichtungen (zyklische CBR-Versuche oder zyklische Ödometerversuche) eignen, die maßgebenden Kenngrößen der elastischen und plastischen Verformung der UBG als Eingangsparameter für die Dimensionierung zu bestimmen.

Als nächster Schritt folgte die Entwicklung einer Verfahrensweise zur rechnerischen Dimensionierung von Pflasterbefestigungen unter Verwendung der Methode der Finiten Elemente.

Die Berechnungsergebnisse des vorgestellten Verfahrens für die rechnerische Dimensionierung von Pflasterbefestigungen wurden abschließend anhand großmaßstäblicher Versuche im Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden kalibriert und bewertet.

3 Mechanisches Verhalten von ungebundenen Tragschichtmaterialien

3.1 Allgemeines

Das Verformungsverhalten von Gesteinskorngemischen lässt sich durch elastische und plastische Verformungsanteile beschreiben. So setzt sich die sich unter Belastung einstellende Gesamtdehnung ε^{total} aus einem elastischen ε^{el} und einem plastischen ε^{pl} Dehnungsanteil zusammen (vgl. Gl. 3-1).

$$\varepsilon^{total} = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \quad \text{Gl. 3-1}$$

Bilden sich Verformungen vollständig nach Entlastung zurück, so werden diese als elastische Verformungen definiert. Nicht reversible (bleibende) Verformungen werden als plastische Verformungen bezeichnet.

Bei einmaliger Belastung ungebundener granularer Tragschichtmaterialien sind die plastischen Verformungsanteile im Vergleich zu den elastischen Anteilen i. d. R. sehr klein, bzw. vernachlässigbar klein, so dass innerhalb bestimmter Beanspruchungsgrenzen elastisches Materialverhalten überwiegt. ([QUECK 92], [WEL 20]) Zur Beschreibung belastungsabhängiger Verformungen (Spannungs-Dehnungsbeziehungen) können in diesem Fall „elastische Stoffgesetze“ verwendet werden (vgl. Abschnitt 4.2).

Sind aufgebrachte Belastungen jedoch so groß, dass bereits bei einmaliger Belastung merkliche plastische Verformungen entstehen, so verlieren elastische Stoffmodelle ihre Gültigkeit. Derartige Beanspruchungszustände sind im Rahmen von Dimensionierungsberechnungen zu vermeiden.

Bei sich wiederholender Belastung (zyklischer Belastung im Versuch oder bei Überrollung) akkumulieren sich die plastischen Dehnungsanteile. Im Laufe der Lebensdauer einer Straßenbefestigung können die plastischen Verformungen in den ungebundenen Schichten somit zu Unebenheiten auf der darüber liegenden Befestigungsschicht in nicht mehr vertretbaren Größenordnungen führen, so dass hier Erneuerungsmaßnahmen zwingend erforderlich werden. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass dies i. d. R. nur für flexible Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten sowie Pflasterbefestigungen gilt. Plastische Verformungen in den ungebundenen Schichten sind hauptsächlich auf zu hohe Belastungen zurückzuführen. ([BLA 21])

3.2 Elastisches Verformungsverhalten

Ungebundene Straßenbaustoffe weisen (so die weitverbreitete Kenntnis) ein nichtlinear elastisches Materialverhalten auf, das sich durch einen nichtlinearen Zusammenhang zwischen aufgebrachter Belastung und resultierender Beanspruchung äußert. Nichtlinear elastisches Verformungsverhalten kann hier durch spannungsabhängige Kenngrößen beschrieben werden. Die spannungsabhängigen Materialkenngrößen wiederum (und somit das spannungsabhängige Materialverhalten) können durch nichtlinear elastische Stoffmodelle mittels geeigneter Modellparameter beschrieben und in verschiedene Berechnungsalgorithmen implementiert werden (siehe Abschnitt 4.2.3).

Kolisoja u. a. ([KOL 97]) erklärt in seiner Arbeit, dass das nichtlineare Materialverhalten ungebundener granularer Baustoffe auf den Aufbau eines Korngerüsts und dessen Reaktion auf äußere Belastung zurückzuführen ist. In einem unbelasteten Korngerüst berühren sich benachbarte Gesteinskörner nur punktuell. Intergranulare Kontaktkräfte können hier nicht oder nur in einem sehr geringen Maße übertragen werden. Wird ein Korngerüst nun belastet, kommt es durch Annäherung der Kornerwerpunkte zu einer geringen Verschiebung zwischen den Gesteinskörnern. Die einzelnen Körner bewegen sich also aufeinander zu und aus den Kontaktpunkten entstehen kleine Kontaktflächen,

über die nun auch intergranulare Kontaktkräfte übertragen werden können. Aus den intergranularen Kontaktkräften und den sich einstellenden Kontaktflächen lässt sich senkrecht zu jeder Kontaktebene eine Flächenpressung berechnen. Nimmt die Belastung des Korngerüstes weiter zu, so nehmen auch die intergranularen Kontaktkräfte weiter zu. Gleichzeitig vergrößern sich jedoch auch die Kontaktflächen, was wiederum dazu führt, dass die Flächenpressungen in den Kontaktebenen und die Verschiebungen zwischen den Gesteinskörnern nicht im gleichen Maße wie die von außen einwirkende Belastung zunimmt. Daraus resultiert ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen Kontaktkraft und Verschiebung zwischen zwei Gesteinskörnern. ([BLA 21])

Die von Kolisoja und anderen beschriebene progressive Kontaktkraft-Verschiebungs-Abhängigkeit ist in Bild 3-1 dargestellt. Zur physikalischen Beschreibung dieses grundlegenden Verhaltens findet u. a. die Hertz'sche Kugeltheorie Anwendung (vgl. Kapitel 9).

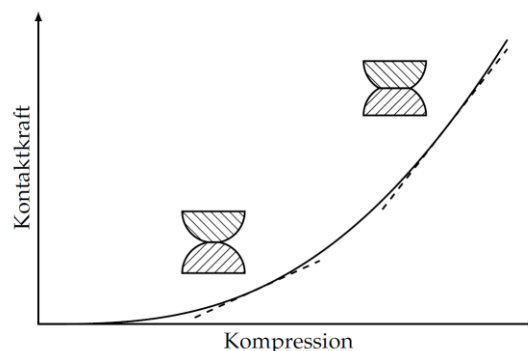


Bild 3-1 Prinzipskizze Kompression vs. Kontaktdruck ([BLA 21])

Mit zunehmender Belastung leistet das granulare Korngerüst zunehmend mehr Widerstand, was einer Versteifung des Korngerüstes gleichzusetzen ist. Werden die Belastungen jedoch zu groß, so greifen andere Überlegungen, es kommt zu Kornzertrümmerungen und Kornumlagerungen, was außerhalb des Gültigkeitsbereiches des elastischen Verformungsverhaltens liegt.

In flexiblen Straßenkonstruktionen mit relativ dünnen Asphaltsschichten auf Tragschichten ohne Bindemittel sowie in Pflasterbefestigungen sind die verkehrslastbedingten Beanspruchungen in der ungebundenen Schicht so groß, dass die beschriebenen nichtlinearen Zusammenhänge nicht grundsätzlich ausgeschlossen werden können und dementsprechend zu berücksichtigen sind. Die genaue Ausprägung des nichtlinear elastischen spannungsabhängigen Materialverhaltens muss für jedes Gesteinskornmisch differenziert bewertet werden. Ein entsprechender Vergleich verschiedener Materialien wird in [BLA 21] geboten.

Im Allgemeinen gilt jedoch, dass zur Modellierung des elastischen Materialverhaltens granularer Straßenbaustoffe geeignete nichtlinear elastische Stoffmodelle verwendet werden sollten (vgl. Abschnitt 4.2.3). Die vereinfachte Annahme linear elastischen Materialverhaltens kann im Rahmen von Modellierungsaufgaben zu unplausiblen bzw. unrealistischen Ergebnissen führen. ([BLA 21])

3.3 Plastisches Verformungsverhalten

Werden Beanspruchungen in ungebundenen Befestigungsschichten zu groß, so kann es zu einer Verschiebung und ggf. auch Rotation der Einzelkörner im Korngerüst sowie zur Kornzertrümmerung kommen. Ist die Verschiebung ausreichend groß und die Verschiebungsrichtung der Einzelkörner ungleich der Belastungsrichtung, so entstehen Kornumlagerungen und somit auch bleibende (plastische) Verformungen. Die Fähigkeit eines Gesteinskornmischs, solch einer Kornumlagerung

Widerstand zu leisten, hängt insbesondere von der Beschaffenheit der Kornform, der Kornoberfläche, dem Feuchtegehalt und den daraus resultierenden Reibbedingungen zwischen den Körnern ab. Die Reibbedingungen in Verbindung mit den intergranularen normalen Kontaktkräften bestimmen maßgeblich die Größe übertragbarer intergranularer Schubkräfte. Die bei Belastung in ein Gesteinskorngemisch eingebrachte Energie wird zunächst in Verformungsenergie umgewandelt. Bei zu großer Belastung werden Anteile der eingebrachten Energie durch die Entstehung plastischer Verformungen dissipiert. Bei sich wiederholender Belastung in ähnlicher Größenordnung akkumulieren sich die plastischen Verformungen. Die Folge können Spurrinnen sein.

Gehen plastische Verformungen ungebundener Schichten mit Volumenänderungen einher, so sind die bleibenden Verformungen auf Nachverdichtungsprozesse, d. h. auf eine Konsolidierung der Schichten, zurückzuführen. Hierfür ursächlich ist oft ein bei der Herstellung der ungebundenen Schicht zu gering eingestellter Verdichtungsgrad. Treten jedoch volumenkonstante Verformungen auf, so werden sie als Gestaltänderungen bezeichnet. Diese zeigen sich in Form von Verdrückungen und treten bei Überschreiten der übertragbaren intergranularen Schubkräfte zwischen zwei Gesteinskörnern auf. Verdrückungen entstehen außerhalb der Lasteinleitung in den Bereichen größter Schubspannungen. Folglich ist die maximale Spurrinnentiefe in der Mitte der Rollspur zu erwarten ([WEL 20]). Zudem können Verdrückungen zu Auflockerungen in den Gesteinskorngemischen und somit zu einer Reduzierung der Materialsteifigkeit führen.

In Verkehrsflächenbefestigungen mit dünnen Asphaltsschichten können plastische Verformungen in ungebundenen Schichten aufgrund der höheren Relevanz als in Befestigungen mit dicken Asphaltpaketen deutlich eher bleibende Schädigungen in den darüber liegenden Asphaltsschichten in nicht vertretbaren Größenordnungen bedingen. Mögliche Folgen sind Risse und Spurrinnen, wobei der Entstehung von Rissen eine in Hinblick auf in die Befestigung eindringendes Wasser besondere Bedeutung beizumessen ist. Die plastischen Verformungen in ungebundenen Schichten sind auf ein für die Gesamtbefestigung unschädliches Maß zu begrenzen.

Nachfolgend werden wesentliche Einflussfaktoren auf das Verformungsverhalten granularer Straßenbaustoffgemische kurz erläutert. ([BLA 21])

3.4 Wesentliche Einflussfaktoren auf das Verformungsverhalten

3.4.1 Allgemeines

Die Widerstandsfähigkeit und das Verformungsverhalten von Gesteinskorngemischen ist insbesondere von der Art und Kornform der verwendeten Gesteine, der Korngrößenverteilung, sowie dem eingestellten Verdichtungsgrad und Wassergehalt der Gesteinskorngemische abhängig. Zwar kann jeder Faktor differenziert betrachtet werden, eine ganzheitliche Bewertung des Verformungsverhaltens eines Gesteinskorngemisches erfordert jedoch die gleichzeitige Berücksichtigung aller maßgebenden Einflüsse. Hierbei gilt zu beachten, dass auch eine Wechselwirkung zwischen den einzelnen Einflussfaktoren bzw. ein gegenseitiges Aufheben der Wirkweisen möglich ist. Auf wesentliche Einflussfaktoren wird nachfolgend eingegangen. ([BLA 21])

3.4.2 Korngrößenverteilung

Autoren verschiedenster Quellen sind sich einig, dass die Steifigkeit von Gesteinskorngemischen insbesondere durch die Wahl und Zusammensetzung der Gesteinskorngemische bestimmt wird. Verschiedene Autoren (zum Beispiel [THORN 97] und [KAM 93]) berichten, dass der Elastizitätsmodul im Allgemeinen mit zunehmendem Feinkornanteil abnimmt. Niekerk ([NIE 02]) beispielsweise schlussfolgerte aus seinen Untersuchungen, dass ein weitgestuftes Baustoffgemisch höhere Steifigkeit und besseres Verformungsverhalten besitzt als ein eng gestuftes Gemisch. Bei gleicher

Zellspannung und gleichbleibender Verformung konnten größere deviatorische Spannungsanteile aufgenommen werden. Dies wird auf eine größere Anzahl an Kontaktflächen zwischen den Einzelkörnern zurückgeführt.

Wird die Korngrößenverteilung eines Gemisches so eingestellt, dass eine größere (optimale) Lagerungsdichte erreicht wird, so nimmt auch der Widerstand gegen plastische Verformungen zu. In der Literatur werden bezüglich des Zusammenhangs zwischen Korngrößenverteilung und plastischer Verformung verschiedene Untersuchungsergebnisse vorgestellt. Aus Sicht der Autorin sind die einzelnen Darstellungen jedoch nicht als allgemeingültige Erkenntnisse zu verstehen, sondern präsentieren nur exemplarische Untersuchungen.

Die Korngrößenverteilung für ungebundene Lockergesteine ist in Deutschland gemäß den TL SoB-StB 20 ([TLSOB 20]) einzuhalten. ([BLA 21])

3.4.3 Gesteinsart und Kornform

Der Einfluss der Gesteinsart und der Kornform steht in direktem Zusammenhang zur Oberflächenrauheit der Körner und zur Kornkantigkeit. Zunehmende Kornkantigkeit und Oberflächenrauheit unterstützen die Reibung und Kornverzahnung zwischen zwei Körnern maßgebend und können so zu einem höheren Elastizitätsmodul und zu einer höheren Scherfestigkeit ungebundener Gesteinskornmischungen und somit auch ungebundener Tragschichten führen. Aufgebrachte Belastungen können dadurch besser aufgenommen bzw. verteilt werden, wodurch für eine Befestigung schädliche Beanspruchungen begrenzt oder gar vermieden werden können. ([LEK 00a], [LEK 00b]) Gebrochene Gesteinskornmischungen weisen, bei gleicher Korngrößenverteilung, im Vergleich zu einem ungebrochenen Material folglich bessere Lastverteilungseigenschaften auf.

Aus Untersuchungen an der Professur für Straßenbau der TU Dresden zum plastischen und elastischen Verformungsverhalten ungebundener Tragschichtmischungen in einem großmaßstäblichen Versuchstand ([ROS 96]) geht hervor, dass für das elastische und plastische Verformungsverhalten unterschiedliche Kriterien maßgebend sind. So wird das elastische Verhalten vornehmlich durch die Anzahl der Kornkontakte beeinflusst. Kiessandtragschichten zeigten, vermutlich bedingt durch eine höhere Anzahl an Kornkontaktpunkten im Haufwerk (aufgrund einer spezifischen Korngrößenverteilung), geringere elastische Verformungen an der Oberfläche als die untersuchten Schottertragschichten. Diese zeigten hingegen geringere plastische Verformungen, wahrscheinlich zurückzuführen auf eine bessere Kornverzahnung und somit höhere innere Reibung.

Eine umfassende Einschätzung des Verformungsverhaltens verschiedener Mischungen kann jedoch nur anhand der Ergebnisse von zyklischen Triaxialversuchen vorgenommen werden. Aktuellere Untersuchungen hierzu werden in [WEL 14] und [WEL 20] beschrieben und diskutiert. ([BLA 21])

3.4.4 Verdichtungsgrad

Grundsätzlich ist davon auszugehen, dass mit zunehmendem Verdichtungsgrad eines Gesteinskornmischungen auch die Schichtsteifigkeit und somit der Widerstand gegen plastische Verformungen zunimmt. Im Umkehrschluss nimmt die Schichtsteifigkeit mit reduziertem Verdichtungsgrad ab. Die Ausprägung des Zusammenhangs zwischen Verdichtungsgrad und Schichtsteifigkeit ist insbesondere von der Art der verwendeten Gesteinskornmischungen abhängig. Je nach Art und Grad der Ausprägung kann der Zusammenhang zwischen Verdichtungsgrad und Schichtsteifigkeit nichtlinear geprägt sein.

So untersuchte beispielsweise Barksdale ([BAR 72]) mit Hilfe der Ergebnisse von zyklischen Triaxialversuchen den Einfluss des Verdichtungsgrades von Gesteinskornmischungen auf das plastische

Verformungsverhalten. Dabei zeigte sich für gebrochene Baustoffgemische, dass sich bei Reduzierung des Verdichtungsgrades um 5 %, bezogen auf eine Proctordichte von 100 %, die plastischen Dehnungen mehr als verdoppelten. Auch einen nichtlinearen Zusammenhang konnte er feststellen.

Bei den untersuchten Rundkorngemischen zeigte sich ein weniger ausgeprägter Zusammenhang zwischen dem Widerstand gegenüber plastischer Verformung und vorhandener Lagerungsdichte. Aufgrund der hier relativ glatten Kornoberflächen entstehen im Korngefüge bei gleicher Verdichtungsenergie geringere Reibungskräfte zwischen den Einzelkörnern, wodurch grundsätzlich eine höhere Lagerungsdichte erreicht wird ([BAR 72]).

Queck postuliert in seiner Arbeit ([QUECK 92]), dass eine ausreichende Verdichtung granularer Befestigungsschichten durch Einbauverdichtung, Baustellenverkehr sowie den Einbau darüber liegender Asphaltsschichten gewährleistet ist. Nachverdichtungsprozesse, die zu bleibenden irreversiblen Verformungen führen, können demnach ausgeschlossen werden. ([BLA 21])

3.4.5 Wassergehalt

Das mechanische Verhalten granularer Straßenbaustoffgemische wird maßgeblich durch den eingestellten bzw. vorhandenen Wassergehalt bestimmt. Eine ausreichende Verdichtung erfordert einen ausreichenden (optimal eingestellten) Wassergehalt.

Im eingebauten Zustand gilt, ein zu hoher Wassergehalt verringert die Materialsteifigkeit ungebundener Materialien. Bei der Herstellung ungebundener granularer Befestigungsschichten ist somit ganzjährig eine ausreichende Entwässerung zu gewährleisten. Die Steifigkeit bzw. Widerstandsfähigkeit ungebundener Befestigungsschichten kann infolge schwankenden Wassergehaltes jahreszeitlichen Schwankungen unterliegen. So ist beispielsweise in der Frühjahrstauperiode, bedingt durch einen temporär höheren Wassergehalt in den ungebundenen Schichten, oft eine geringe Steifigkeit/Widerstandsfähigkeit gegenüber plastischer Verformung im Vergleich zu anderen Zeiträumen zu beobachten. Um dies weitestgehend zu vermeiden, ist stets eine gezielte Gemischzusammensetzung anzustreben.

Über ein Kalenderjahr schwankende Steifigkeiten ungebundener Tragschichtmaterialien sollten vor allem bei der Betrachtung flexibler Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten sowie Pflasterbefestigungen berücksichtigt werden. ([BLA 21])

3.5 Charakterisierung des mechanischen Verhaltens von ungebundenen Tragschichtmaterialien

Das Gebrauchsverhalten einer Straßenkonstruktion ist sowohl vom Aufbau und den von außen einwirkenden Belastungen abhängig als auch vom mechanischen Verhalten der verwendeten Baustoffgemische und deren Zusammenwirken unter Belastung. Um das Gebrauchsverhalten einer Befestigung allumfassend prognostizieren oder bewerten zu können, ist zunächst das mechanische Verhalten der verwendeten Materialien bestmöglich anhand von Ergebnissen prüftechnischer Untersuchungen zu beschreiben.

Für die Realisierung von ungebundenen Pflasterbefestigungen ist die Auswahl geeigneter Gesteinskörngemische für die Verwendung in der Tragschicht ohne Bindemittel von besonderer Bedeutung. Für eine umfassende Bewertung des mechanischen Verhaltens granularer Baustoffgemische eignen sich im Besonderen Triaxialversuche ([DIN EN 13286-7], vgl. Abschnitt 8.1). Mit dem Triaxialversuch kann, bei Vorhandensein geeigneter Prüftechnik, das spannungsabhängige Materialverhalten unter Einbeziehung der in einer Verkehrsflächenbefestigung zu erwartenden Beanspruchung

gezielt untersucht werden. Auf Grundlage der Versuchsdaten können anschließend Modellparameter für Stoffmodelle zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Gesteinskorngemischen bestimmt werden. In Abhängigkeit von den anzuwendenden Stoffmodellen ist in Hinblick auf die sich anschließende Parameterbestimmung die Prüfprozedur i. d. R. gezielt festzulegen. ([BLA 21])

Triaxialprüfanlagen für Asphalte und granulare Straßenbaustoffe sind jedoch bisher kaum verbreitet. Es werden daher Bestrebungen verfolgt, mittels weniger aufwendigem Versuch eine gesicherte Bewertung des mechanischen Verhaltens granularer Straßenbaustoffe bereitzustellen. Hierfür wurde der klassische Ödometerversuch (entwickelt für Bodenproben und durchzuführen gemäß [DIN 18135] bzw. [DIN EN ISO 17892]) hinsichtlich der Prüfprozedur zunächst durch Cannon Falla ([WEL 14]) und aktuell durch Spanier ([WEL 20], [SPA 21]) angepasst. Der Ödometerversuch, auch als Kompressionsversuch bezeichnet, ist ein einaxialer Versuch, bei dem eine Baustoffprobe in einer zylindrischen Prüfform, d. h. bei verhinderter radialer Verformung, axial gestaucht wird. Spanier führte ergänzend zu den modifizierten Ödometerversuchen auch Triaxialversuche durch, um Korrelationen zwischen den verschiedenen Versuchsarten in Hinblick auf eine vereinfachte Versuchsdurchführung ableiten zu können. Voraussetzung für eine sinnvolle Bewertung der Ergebnisse des einaxialen Versuchs ist hierbei die Festlegung realitätsnaher Querdehnzahlen für die Prüfproben. Spanier erarbeitete durch Anpassen der Ergebnisse der einaxialen Versuche an die Ergebnisse von Triaxialprüfungen an den gleichen Materialien Querdehnzahlen zwischen 0,3 und 0,4. Auf diese Weise konnte der Bereich gültiger Querdehnzahlen zwar begrenzt werden, eine Klassifizierung von Gesteinskorngemischen ist mittels einaxialem Versuch bisher jedoch nicht möglich. Auch gilt zu bemerken, dass die berechneten Querdehnzahlen das tatsächliche Querdehnverhalten der einbezogenen Gesteinskorngemische nur sehr bedingt repräsentieren, aufgrund der verhinderten Verformung in radialer Richtung bei Durchführung des Ödometerversuches. Es kann postuliert werden, dass sich bei der Auswertung der Ergebnisse von Ödometer- und Triaxialversuchen unterschiedliche Querdehnzahlen ergeben, da das Querdehnverhalten eines Materials sowohl von der axialen als auch radialen Belastung abhängig ist. Dies bestätigen auch die Betrachtungen in der Arbeit von Blasl. ([BLA 21]) Weitere Ausführungen hierzu folgen in Kapitel 10.

Das mechanische Verhalten eines Gesteinskorngemisches bestimmt dessen Widerstand gegenüber bleibender und kurzzeitiger (elastischer) Verformung, bezeichnet als Verformungsbeständigkeit und Tragfähigkeit im eingebauten Zustand. Der Untersuchung der Tragfähigkeit wird in situ eine gesonderte Bedeutung beigemessen. Hierfür stehen verschiedene Prüfmethoden zur Verfügung. Eine besondere Relevanz wird dem statischen Plattendruckversuch ([DIN 18134]) aufgrund seiner praktischen Handhabung in situ, d. h. ohne größere Anwendungsgrenzen, zugesprochen. Obwohl der Plattendruckversuch in der Praxis besondere Beachtung erfährt, ist der Versuch derzeit umstritten. Im Ergebnis des Versuches werden Verformungen (bzw. Einsenkungen) gemessen. Eine Trennung der elastischen und plastischen Anteile erfolgt dabei nicht. ([BLA 21]) Spanier konzeptioniert daher eine modifizierte Form des Plattendruckversuchs, wonach eine Trennung und somit getrennte Bewertung der elastischen und plastischen Verformungsanteile möglich wird ([SPA 21]).

Neben dem statischen Plattendruckversuch können Aussagen zur Tragfähigkeit in situ auch mittels dynamischem Plattendruckversuch ([FGSV-591/B 8.3]), Benkelmanbalken ([FGSV-433 B 1], [FGSV- 433 C 1]), dem LACROIX ([FGSV-433 C 3]), dem Falling Weight Deflectometer (FWD) ([FGSV- 433 C 2.2]) oder dem Traffic-Speed- Deflectometer (TSD) oder dem Roadscanner getroffen werden. Die Durchführung des Plattendruckversuches ist ausschließlich auf ungebundenen Schichten des Straßenbaus möglich.

Ein im Labor anwendbares Verfahren stellt der CBR-Versuch dar ([DIN EN 13286–47], [FGSV-591/B 7.1]). Wie auch der Plattendruckversuch muss der CBR-Versuch für die Bereitstellung aussagekräftiger Versuchsdaten modifiziert werden. Für nähere Informationen zu den einzelnen Versuchen wird auf die genannten Quellen verwiesen. Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sowohl für Untersuchungen in situ als auch unter Laborbedingungen derzeit keine zufriedenstellenden einfachen Verfahren zur Untersuchung des Spannungs-Verformungs- sowie des Tragfähigkeitsverhaltens von Gesteinskorngemischen zur Verfügung stehen.

3.6 Klassifizierung von Gesteinskorngemischen

Zur Abschätzung der Eignung ungebundener granularer Straßenbaustoffe in Straßenbefestigungen mit geringer Verkehrsbelastung stellt die Europäische Norm DIN EN 13286-7 ([DIN EN 13286-7]) eine Möglichkeit der Klassifizierung von Gesteinskorngemischen auf Grundlage von zwei charakteristischen Werten bereit. Das plastische Dehnungsverhalten eines Gesteinskorngemisches ist demnach in einem zyklischen Triaxialversuch für eine definierte axiale und radiale Belastung sowie definierte Lastwechselanzahlen zu untersuchen. Ergebnis ist eine charakteristische plastische Axialdehnung. Des Weiteren ist rechnerisch ein charakteristischer Elastizitätsmodul zu bestimmen. Aus dem Wertepaar „charakteristische plastische Axialdehnung“ und „charakteristischer Elastizitätsmodul“ kann ein Gesteinskorngemisch einer spezifischen Wertegruppe (Klasse C1, C2 oder C3) zugeordnet und somit klassifiziert werden.

Gesteinskorngemische, die der Klasse C1 zugeordnet werden können, weisen i. d. R. einen hohen Widerstand gegen elastische und plastische Verformung auf. Sie sind somit für den Einsatz in Straßenbefestigungen besonders geeignet, in denen die ungebundenen Schichten besonders hoch belastet sind, d. h., i. d. R. in niedrig belasteten Straßen mit nur dünnen befestigten Schichten und in Pflasterstraßen. Gesteinskorngemische, die der Klasse C2 zugeordnet werden können, können hingegen im hoch belasteten Straßennetz verwendet werden. Für untere Befestigungsschichten/-lagen mit relativ geringer Beanspruchung können auch Gesteinskorngemische geringerer Qualität, d. h. Gesteinskorngemische der Klasse C3 verwendet werden.

In [WEL 14] wird eine modifizierte Variante dieser Methodik für Befestigungen mit dünnen Asphalt-schichten auf Tragschichten ohne Bindemittel vorgestellt. Sie beinhaltet eine angepasste charakteristische plastische Axialdehnung sowie geänderte Grenzen der spezifischen Wertegruppen C1 bis C3. Für detailliertere Informationen zur modifizierten Variante und zu Erfahrungen hinsichtlich deren Anwendung wird auf die Originalquelle ([WEL 14]) und einen weiteren Forschungsbericht ([WEL 20]) verwiesen. In letzterem diskutiert Spanier das Grundprinzip der Versuchsprozedur zur Bestimmung der charakteristischen plastischen Dehnung kritisch und zeigt eine zusätzliche Möglichkeit auf, beliebige Gesteinskorngemische den spezifischen Wertegruppen zuzuordnen.

In der Literatur lassen sich weitere Ansätze zur Bewertung und Klassifizierung von Gesteinskorngemischen auf Grundlage materialspezifischen Langzeitverhaltens finden. Diese basieren häufig auf der Shakedown Theorie. Erste Überlegungen zur Anwendung der Shakedown Theorie auf dem Gebiet des Straßenbaus gehen auf Sharp und Booker ([SHARP 84]) zurück. Hierauf aufbauend haben Collins et al. ([COLLINS 00]) wesentliche Grundlagen für eine Klassifizierung von Gesteinskorngemischen mittels Shakedown Theorie erarbeitet. Spätere nennenswerte Überlegungen wurden durch Gotschol ([GOTSCHOL 02]) bzw. Lesny und Richwien ([LESNY 04]) ergänzt. In Abhängigkeit von der Materialantwort eines Gesteinskorngemisches unter zyklischer Belastung lassen sich verschiedene Bereiche festlegen, die durch den Anteil elastischer und plastischer Dehnungsreaktionen definiert werden und Rückschlüsse auf das Versagensverhalten untersuchter Materialien ermöglichen. Die Dehnungsreaktion wird dabei durch unterschiedliche Spannungsniveaus provoziert, die somit

stabile und instabile Materialzustände voneinander abgrenzen, d. h. Shakedown-Grenzen definieren. Einen lesenswerten Überblick zur Shakedown Theorie in deutscher Sprache wird durch Patzak [PAT 15] bereitgestellt. In seiner Arbeit werden zahlreiche weitere Quellen zur genannten Problematik aufgeführt. Grundlage für eine Klassifizierung granularer Gesteinskorngemische mittels Shakedown Theorie bilden ebenfalls Triaxialprüfungen.

Für das deutsche Regelwerk werden in [WEL 14] und [WEL 20] die von Leischner ([WER 03]) bereitgestellten Shakedown-Grenzen empfohlen.

Für ergänzende Informationen wird auf die genannten Quellen verwiesen. Eine Klassifizierung der im Rahmen dieser Arbeit einbezogenen ungebundenen Gesteinskorngemische ist nicht Bestandteil der nachfolgend dargelegten Überlegungen.

3.7 Anforderungen an granulare Gesteinskorngemische für Tragschichten ohne Bindemittel in Pflasterbefestigungen

Da in Pflasterbefestigungen die Tragschichten ohne Bindemittel maßgeblich für die Verteilung aufgebrachtter Lasten zuständig sind, werden folgende Empfehlungen hinsichtlich der Anforderungen an zu verwendende Gesteinskorngemische für lastabtragende ungebundene Materialien gegeben:

- hoher Widerstand gegen plastische Verformung,
- Flexibilität gegenüber hohen elastischen Verformungen,
- Dauerhaftigkeit und
- begrenzter Feinkornanteil zur Gewährleistung ausreichender Wasserdurchlässigkeit.

Für lastverteilende ungebundene Befestigungsschichten sind somit qualitativ hochwertige gebrochene Gesteinskorngemische einzusetzen. Da die Lastabtragung aber nur im oberen Bereich der ungebundenen Tragschicht erfolgt (siehe Ausführungen in [BLA 21]), ist es möglich, die ungebundene Tragschicht mehrschichtig, bestehend aus einer oberen qualitativ hochwertigeren, und somit kostenintensiveren, und einer unteren kostengünstigeren Schicht geringerer Qualität, herzustellen. Kiesgemische sollten daher im oberen Bereich nicht verwendet werden.

Grundsätzlich gilt, dass die derzeit gültigen Anforderungen an Tragschichten ohne Bindemittel gemäß den Technischen Lieferbedingungen für Baustoffgemische zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau (TL SoBStB 20 [TL SOB 20]) berücksichtigt und beibehalten werden sollten. Anforderungen im gültigen Regelwerk hinsichtlich der Herstellung ungebundener Schichten sind in den ZTV SoB-StB 20 ([ZTV-SOB]) zusammengefasst. Im Allgemeinen ist der Feinkornanteil der Gesteinskorngemische zu begrenzen, um bei Wassereintritt eine für die gesamte Befestigung schädliche Reduzierung der Scherfestigkeit und damit auch der Tragfähigkeit zu vermeiden. In [WEL 14] wird empfohlen, zukünftig zu prüfen, ob durch eine Anpassung der Korngrößenbereiche eine Verbesserung des Verformungsverhaltens der Gesteinskorngemische erreicht werden kann. Außerdem wird darauf hingewiesen, dass im eingebauten Zustand mindestens ein Verdichtungsgrad von 97% der Proctordichte erreicht werden sollte.

In der oberen ungebundenen granularen Schicht können somit klassische Gesteinskorngemische verwendet werden, die bei normalen Bedingungen, d. h. bei natürlichem Wassergehalt, eine ausreichende Verformungsbeständigkeit und Tragfähigkeit gewährleisten. So ist insbesondere auf eine gute Kornverzahnung und eine hohe Kornfestigkeit zu achten. Dies ist in engem Zusammenhang mit der Kornform, der Beschaffenheit der Kornoberfläche, dem Widerstand gegen Zertrümmerung, dem Einbauwassergehalt und der Lagerungsdichte zu sehen. Entsprechend der Klassifizierung in Abschnitt 3.6 sollten Materialien der Kategorie Q1 (sehr gut) und Q2 (gut) gewählt werden.

Die untere Schicht kann als Frostschutzschicht fungieren und ist entsprechend den gültigen Anforderungen ([TISOB 20]) so auszuführen, dass eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit sichergestellt wird und Frostschäden im Oberbau verhindert werden. In einigen Ländern wird für die untere Tragschichtlage auch aufbereiteter anstehender Boden verwendet ([WORE 12]). Um auch granulare Straßenbaustoffe geringerer Qualität, i. d. R. definiert durch schlechteres Verformungsverhalten, zumindest im unteren Bereich verwenden zu können, können die entsprechenden Materialien bzw. Schichten stabilisiert werden. Dies kann beispielsweise durch Zugabe von Zement, Kalk, Schaumbitumen oder das Blenden mittels höherwertiger Gesteinskorngemische realisiert werden. Durch solch eine Stabilisierung wird der Einfluss material- und einbauspezifischer Parameter (wie Gesteinsform und Oberflächenrauheit bzw. Wassergehalt und Verdichtungsgrad) merklich reduziert und die Verformungsbeständigkeit deutlich erhöht.

Um die genannten Anforderungen einhalten und trotzdem eine wirtschaftliche Umsetzung sicherstellen zu können, wird vorgeschlagen, für verschiedene Schichten (Einbaulagen) individuelle Anforderungsprofile zu erstellen. Ähnliches ist in den australischen Dimensionierungsrichtlinien ([AUS 04]) verankert. In Abhängigkeit von der Schichtposition bzw. Schichttiefe werden hier verschiedene Anforderungen an den CBR-Wert der einzusetzenden ungebundenen Gesteinskorngemische definiert.

Eine zusammenfassende Literaturrecherche zu den in anderen Ländern verwendeten Baustoffen zur Realisierung von Befestigungen mit dünnen Decken, Asphaltsschichten, Oberflächenbehandlungen oder Ähnlichem auf Tragschichten ohne Bindemittel kann in [WEL 14] nachgelesen werden.

Aufgrund der Varianz ungebundener Tragschichtmaterialien und deren Bedeutung in Pflasterbefestigungen ist eine möglichst exakte Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Gesteinskorngemischen Voraussetzung für eine zuverlässige Bewertung der Gesamtkonstruktion im Rahmen von Prognoserechnungen. ([BLA 21])

4 Modellierung des mechanischen Verhaltens von granularen Gesteinskornmischungen

4.1 Allgemeines

Voraussetzung für die Berechnung realitätsnaher Beanspruchungszustände ist eine realitätsnahe Beschreibung des mechanischen Verhaltens der zu verwendenden Materialien. Das mechanische Verhalten eines Materials wird in der Mechanik als die Reaktion des Materials auf eine Verformung, bedingt durch äußere Belastung, bezeichnet. Hierbei wird die Reaktion des Materials durch sich im Materialgefüge aufbauende Spannungen beschrieben. (z. Bsp. [RÖS 19]) Dies erfolgt i. d. R. durch mathematische Zusammenhänge, die entweder auf physikalische Theorien oder empirisch gewonnene Abhängigkeiten zurückzuführen sind. Solche mathematischen Zusammenhänge werden meist als Stoffgesetze oder Stoffmodelle bezeichnet. Mittels geeigneter Stoffmodelle kann das mechanische Verhalten über die unter Laborbedingungen untersuchten Belastungskombinationen hinaus nachgebildet (simuliert) und bewertet werden.

Sowohl prüftechnisch ermittelte Kennwerte als auch daraus abgeleitete Stoffmodelle können fehlerbehaftet sein. Fehlerquellen können zwar begrenzt aber nie gänzlich ausgeschlossen werden.

Die Gültigkeitsgrenzen eines Stoffmodells beschränken sich streng genommen auf den Wertebereich der zur Modellbildung zugrunde gelegten Stichprobe. Beanspruchungszustände außerhalb des Wertebereiches sind daher mit Bedacht zu bewerten. Um eine möglichst realitätsnahe Modellierung des mechanischen Verhaltens eines Materials zu gewährleisten, sollten Stoffmodelle problembezogen formuliert werden.

Für die Dimensionierung und Bewertung flexibler Straßenkonstruktionen sind, ausgehend vom allgemeinen räumlichen Spannungszustand in einer Befestigung, unterschiedliche Beanspruchungszustände für die gebundenen und ungebundenen Schichten nachzubilden. Das zu modellierende mechanische Verhalten ist insbesondere vom betrachteten Versagenskriterium und der daraus abgeleiteten Nachweisführung abhängig (Kapitel 5).

Das mechanische Verhalten von Straßenbaustoffen lässt sich vereinfacht in elastisches und plastisches Materialverhalten trennen (vgl. Abschnitt 3.1). Beide Verformungseigenschaften sollten separat durch geeignete Modelle nachgebildet werden. In beiden Fällen kann sich das Material isotrop oder anisotrop verhalten. Isotrope Materialien zeigen ein richtungsunabhängiges Materialverhalten während anisotrope Materialien durch richtungsabhängiges Verhalten geprägt sind.

Beanspruchungszustände nahe dem Bruch und der Fließgrenze granularer Materialien sind im Rahmen von Dimensionierungsberechnungen durch geeignete Gesteinskornmischungen und angepasste Schichtdicken zu vermeiden und zählen nicht zu relevanten Beanspruchungszuständen sondern gelten als Sonderfall. Die Modellierung solcher Versagenszustände gilt es daher gesondert zu betrachten und ist nicht Bestandteil dieser Arbeit. Überlegungen hierzu können in der Arbeit von Oeser [OES 10] nachgelesen werden. ([BLA 21])

4.2 Spannungs- und Verformungszustand

Aus jeder auf eine Verkehrsflächenbefestigung einwirkenden Belastungskonstellation resultiert ein Beanspruchungszustand, der durch einen sich über den Querschnitt einer Befestigung ändernden mehraxialen Spannungs- bzw. Verformungszustand abgebildet werden kann. Dabei wird vornehmlich zwischen elastischer (reversibler) und viskoser bzw. plastischer (irreversibler) Verformung unterschieden. Plastisches Verformungsverhalten beschreibt meist ein zeitabhängiges Materialverhalten oder gar spontanes Materialversagen.

Nachfolgend werden zunächst die allgemeinen Grundlagen zur Modellierung elastischen richtungsabhängigen und richtungsunabhängigen Materialverhaltens überblicksgebend diskutiert. Auf die Modellierung des plastischen Materialverhaltens granularer Baustoffgemische wird anschließend kurz eingegangen.

Für die Anwendung des Hooke'schen Gesetzes auf dem Gebiet des Straßenbaus sind zwei Sonderfälle von besonderer Bedeutung, die transversale Isotropie sowie die vollständige Isotropie. Entscheidend für die Zuordnung des elastischen Materialverhalten eines Straßenbaustoffes korrekt beschreibenden Isotropie- bzw. Anisotropiefalls ist die Ausrichtung der Gesteinskörnungen in einem Baustoffgemisch. Dies gilt insbesondere für Gesteinskörnungsmische (wie Kies- bzw. Schottertrag-schichtgemische und Frostschutzgemische).

Die Ausrichtung von Gesteinskörnungen hängt insbesondere von der jeweiligen Kornform in Verbindung mit der vorhandenen Korngrößenverteilung und der verwendeten Verdichtungsmethodik ab. I. d. R. erfolgt die Verdichtung von Straßenbaustoffen (im Labor und in situ) weitestgehend vertikal. Dies ermöglicht Gesteinskörnern eine horizontale richtungsunabhängige Ausrichtung innerhalb einer Ebene. Je ungleichförmiger ein Korn ist, desto größer ist seine Tendenz, seine Lage unter Belastung anzupassen. Die Ausrichtung der Einzelkörner bedingt ein richtungsabhängiges Materialverhalten des gesamten Gemisches. In horizontaler und vertikaler Richtung können folglich Belastungen unterschiedlich aufgenommen werden, wodurch in horizontaler und vertikaler Richtung unterschiedliche Dehnungen bzw. Verformungen resultieren. In horizontaler Ebene verhalten sich die Gesteinskörnungen somit richtungsunabhängig, also isotrop. Die Gesteinskörnungen zeigen somit eine transversale Isotropie. Kugelähnliche Körnungen besitzen hingegen grundsätzlich kein Bestreben, bzw. keine Möglichkeit, sich unter Belastung auszurichten. Sie zeigen somit ein gänzlich richtungsunabhängiges, d. h. rein isotropes, Materialverhalten. ([BLA 21])

Für nähere Ausführungen zu den mathematischen Grundlagen zu den Sonderfällen transversale Isotropie und vollständige Isotropie wird auf [BLA 21] verwiesen. Weiterführende Erläuterungen zu den genannten und anderen Spezialfällen können nachgelesen werden in [ALTENB 18].

4.2.1 Linear elastisches Verformungsverhalten

Ungebundene Straßenbaustoffe weisen i. d. R. ein nichtlinear elastisches Materialverhalten auf. Das derzeit gültige Regelwerk zur rechnerischen Dimensionierung und Bewertung von Straßenkonstruktionen (vgl. Kapitel 5) sieht bisher keine Berücksichtigung nichtlinear elastischen Materialverhaltens ungebundener Materialien vor. Nichtlinear elastisches Materialverhalten ist demnach vereinfachend durch einen linear elastischen Ansatz zu modellieren. Auch hier wird isotropes Materialverhalten vorausgesetzt.

Für Straßenbefestigungen mit relativ dickem Asphaltpaket sowie Betonbefestigungen genügt diese vereinfachte Annahme, da hier die ungebunden granularen Schichten nur relativ geringen Beanspruchungen ausgesetzt sind und die elastischen Verformungen in den ungebundenen Schichten keine signifikanten Änderungen erfahren.

In Pflasterbefestigungen werden von außen aufgebrachte Lasten in Abhängigkeit von den verwendeten Pflastersteinen und dem verwendeten Verband teilweise nahezu vollständig in die ungebundene Tragschicht abgeleitet, wodurch die hier entstehenden elastischen Dehnungen in einem wesentlich größeren Spektrum auftreten als bei Befestigungen mit dicken Asphaltpaketen und nur durch nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehungen realitätsnah beschrieben werden können. Unterschiedliche Modellannahmen (linear oder nichtlinear) können zu merklich unterschiedlichen

Beanspruchungszuständen in einer Befestigung führen, was wiederum in unterschiedlichen prognostizierten Nutzungsdauern resultiert. Vergleichende Berechnungen hierzu sind in [BLA 21] zusammengefasst.

Wird vereinfacht linear elastisches Materialverhalten angenommen, so kann das Hookesche Gesetz Anwendung finden. Das verallgemeinerte Hookesche Gesetz postuliert für einen mehrdimensionalen Spannungszustand lineare Beziehungen zwischen den auftretenden Spannungen σ und den resultierenden Dehnungen ϵ , die mittels des Elastizitätstensors $\mathbf{C}$ in Beziehung gesetzt werden können (Gl. 4-1). Richtungsabhängiges Materialverhalten (definiert durch richtungsabhängige Elastizitäten) kann somit differenziert beschrieben werden. Hierfür ist die Matrixschreibweise erforderlich. Die Matrixschreibweise kann für jede Normalspannungsrichtung in eine Einzelgleichung überführt werden. Im Allgemeinen gilt dann Gl. 4-2.

$$\sigma = \mathbf{C} \cdot \epsilon \quad \text{Gl. 4-1}$$

Für einen homogenen rotationssymmetrischen Spannungszustand, wie er im Triaxialversuch zu finden ist, nehmen die in der x-y-Ebene (in Bild 4-1 X_2 - X_3 Ebene) wirkenden Spannungen (entspricht der auf die Gummimembran aufgetragenen Mantelspannung) gleiche Werte an. Aus Gl. 4-2 folgen somit für die beiden verbleibenden Normalspannungsrichtungen Gl. 4-3 und Gl. 4-4. Die volumetrischen und deviatorischen Dehnungsanteile ergeben sich nun nach Gl. 4-5 und Gl. 4-6. Die hydrostatische und die deviatorische Spannung können nach Gl. 4-7 und Gl. 4-8 berechnet werden.

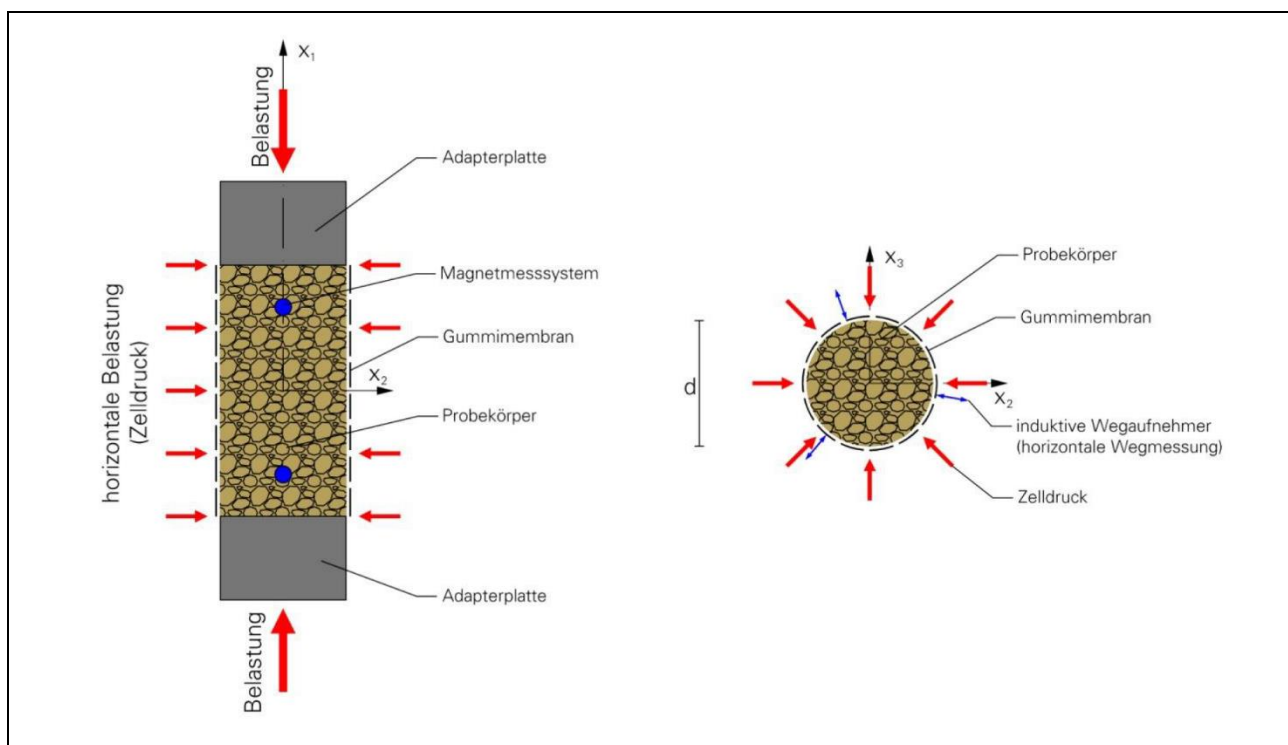


Bild 4-1 Prinzipskizze Spannungsrichtungen im Triaxialversuch [ZEI 15]

$$\sigma = E_r \varepsilon^{el} \quad \text{Gl. 4-2}$$

$$\varepsilon_1^{el} = \frac{1}{E_r} (\sigma_1 - 2\nu\sigma_3) \quad \text{Gl. 4-3}$$

$$\varepsilon_3^{el} = \frac{1}{E_r} [(1 - \nu)\sigma_3 - \nu\sigma_1] \quad \text{Gl. 4-4}$$

$$\varepsilon_v^{el} = \varepsilon_1^{el} + 2\varepsilon_3^{el} \quad \text{Gl. 4-5}$$

$$\varepsilon_{dev}^{el} = \frac{2}{3} (\varepsilon_1^{el} + \varepsilon_3^{el}) \quad \text{Gl. 4-6}$$

$$\sigma_{hyd} = \frac{1}{3} (\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad \text{Gl. 4-7}$$

$$\sigma_{dev} = \sigma_1 - \sigma_3 \quad \text{Gl. 4-8}$$

mit	ε_1^{el}	vertikale Dehnung [‰]
	ε_3^{el}	radiale Dehnung [‰]
	ε_v^{el}	volumetrische Dehnung [‰]
	ε_{dev}^{el}	deviatorische Dehnung oder Scherdehnung [‰]
	σ_1	Vertikalspannung [kPa]
	σ_3	Radialspannung [kPa]
	σ_{dev}	Deviatorspannung [kPa]
	σ_{hyd}	hydrostatische Spannung [kPa] (in engl. Literatur auch mit σ_m bezeichnet) im hydrostatischen Spannungszustand ist $\sigma_{hyd} = \sigma_1 = \sigma_3$
	ν	Querdehnzahl [-].

4.2.2 Nichtlinear elastisches Verformungsverhalten

Granulare Straßenbaustoffe weisen in Abhängigkeit von der jeweiligen Kornbeschaffenheit (Geometrie und Kantigkeit) sowie dem eingestellten Wassergehalt und Verdichtungsgrad ein mehr oder minder ausgeprägtes nichtlineares Materialverhalten auf (vgl. [BLA 21]). Das nichtlinear elastische Verformungsverhalten kann durch nichtlinear elastische Stoffgesetze (bzw. Stoffmodelle) nachgebildet und in verschiedene Berechnungsalgorithmen implementiert werden.

4.2.3 Nichtlinear elastische Stoffmodelle

Zur Modellierung des nichtlinear elastischen Materialverhaltens von Gesteinskornmischungen stehen bereits heute verschiedene Stoffmodelle zur Verfügung. In der Literatur werden u. a. E- n -Modelle ([NUM 03]), das K-Theta-Modell oder das G-K-Modell genannt. Auf eine detaillierte Beschreibung

und Diskussion verschiedener Stoffmodelle wird in dieser Arbeit verzichtet. Für einen recht ausführlichen Überblick wird zum Bsp. auf die Arbeiten von Schad ([SCHAD 79]), Gleitz ([GLE 96]) und Numrich ([NUM 03]) bzw. im englischsprachigen Raum auf Lekarp ([LEK 00a]) verwiesen.

Auf internationaler Ebene findet das Modifizierte Universal-Modell (in verschiedenen Ausführungen) zur Berücksichtigung eines spannungsabhängigen Elastizitätsmoduls besonderen Zuspruch. Es wurde daher und aufgrund seiner relativ einfachen Handhabung für die diesem Bericht zugrundeliegenden Untersuchungen und Berechnungen ausgewählt. Wesentliche Aspekte hinsichtlich der Modellbildung und -anwendung werden daher in Abschnitt 4.2.3.1 diskutiert.

Ein weiteres explizit zu nennendes Stoffmodell ist das Dresdner Modell. Es besteht, im Gegensatz zum Universal-Modell, aus zwei Gleichungen, die sowohl den Elastizitätsmodul als auch die Querdehnzahl eines Gesteinskorngemisches spannungsabhängig beschreiben können. Bei Anwendung des Dresdner Modells kann somit eine realitätsnähere Modellierung des mechanischen Verhaltens granularer Straßenbaustoffe erwartet werden (vgl. [BLA 21]). Der Rechenaufwand bei Anwendung des Dresdner Modells ist infolge der Berücksichtigung von zwei spannungsabhängigen Größen jedoch deutlich höher als bei Verwendung des Modifizierten bzw. Erweiterten Universal-Modells mit nur einem Funktionsansatz. Die Grundlagen des Dresdner Modells werden in Abschnitt 4.2.3.2 erläutert.

4.2.3.1 Modifiziertes Universal-Modell

Im Jahre 1985 entwickelte Uzan ein nichtlineares Stoffmodell (vgl. Gl. 4-9), dass neben dem Einfluss der Normalspannungen auch die Auswirkung der Schubspannungen auf den Elastizitätsmodul von granularen Baustoffgemischen berücksichtigt. Der Einfluss der Normalspannungen wird über die Spannung θ erfasst, während die Schubspannungen durch die Deviatorspannung σ_{dev} ins Modell einfließen. Nach den bisherigen Erfahrungen besitzt dieses Modell bei einer einfachen Struktur eine gute Approximationsgüte.

$$E_r = k_1 \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_{dev}}{p_a} \right)^{k_3} \quad \text{Gl. 4-9}$$

mit	E_r	Elastizitätsmodul [MPa]
	θ	Summe der drei Hauptspannungen [kPa] (Druckspannung sind positiv einzusetzen)
	p_a	Bezugsspannung 100 [kPa] (Luftdruck)
	σ_{dev}	Deviatorspannungen [kPa] (stets positiv)
	k_1	Materialparameter [MPa]
	k_2, k_3	Materialparameter [-].

Der Parameter (Exponent) k_2 nimmt stets positive Werte an, was darin begründet liegt, dass bei Erhöhung der hydrostatischen Druckspannung immer auch eine Erhöhung des Elastizitätsmoduls erfolgt (dichtere Kornlagerung, Hardening). Dieser Effekt würde sich erst dann umkehren, wenn die hydrostatischen Druckspannungen so groß sind, dass Kornbruch eintritt. Für derart hohe Beanspruchungszustände gilt das Modell jedoch nicht.

Ist die hydrostatische Druckspannung null, sind auch die Steifigkeiten null. Dies erscheint zwar zunächst nicht plausibel, jedoch können von ungebundenen Baustoffgemischen tatsächlich nur dann intergranulare Kräfte übertragen werden, wenn im System ein (wenn auch kleiner) hydrostatischer

Druckspannungsanteil vorliegt. Ist dies nicht der Fall und wird das ungebundene Baustoffgemisch beispielsweise lediglich durch Schub beansprucht, versagt das Material instantan (vorausgesetzt es treten keine Kornverzahnungen auf). Dieser Zustand ist jedoch nicht sehr wahrscheinlich, da im Korngerüst mindestens immer ein Druckspannungszustand infolge Eigengewichts vorliegt, aus dem dann ein hydrostatischer Druckspannungszustand abgeleitet werden kann.

Der Exponent k_3 in Gl. 4-9 ist im Regelfall negativ belegt, da das Vorhandensein von Schubspannungen im System im Allgemeinen zu einer Reduktion des Elastizitätsmoduls führt (Softening). Nicht erklärbar ist jedoch der Sachverhalt, dass Gl. 4-9 Werte von Null annimmt, wenn σ_{dev} Null ist, und zwar auch dann, wenn hydrostatische Druckspannungszustände vorliegen, d. h., θ größer Null ist. Um dieses Problem zu beheben, wurde im modifizierten Modell nach Uzan (siehe Gl. 4-10) zum auf die Spannung p_a bezogenen Schubspannungsäquivalent $\frac{\tau_{oct}}{p_a}$ der Wert Eins addiert. τ_{oct} , auch als Oktaederschubspannung bezeichnet, repräsentiert ebenso wie σ_{dev} die Schubspannungen im System. Der Wert 1 führt dazu, dass die hintere Klammer in Gl. 4-10 stets größer Null ist, (beachte, τ_{oct} ist ebenso wie σ_{dev} nie negativ).

$$E_r = k_1 \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad \text{Gl. 4-10}$$

$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad \text{Gl. 4-11}$$

Anzumerken gilt, dass beim Universal-Modell grundsätzlich eine konstante Querdehnzahl ν angenommen wird, was deren in der Praxis nachgewiesene Abhängigkeit vom vorherrschenden Spannungszustand nicht berücksichtigt. Das vermindert zwar den Rechenaufwand, führt aber zu Abweichungen gegenüber der Realität.

Modifiziertes Universal-Modell unter Berücksichtigung des Wassergehaltes

Wie bereits erläutert, wird im modifizierten Universal-Modell der Einfluss der hydrostatischen Druckspannungen durch den Exponenten k_2 gesteuert. Die Wirkung der Schubspannungen im System wird durch den Exponenten k_3 berücksichtigt. Der Faktor k_1 steuert die Größe des Elastizitätsmoduls. Im Ergebnis seiner Beobachtungen stellte Cannon Falla [CAN 13] fest, dass geringe Änderungen des Wassergehaltes im Baustoffgemisch nur geringe Auswirkung auf das Hardening- und Softening-Verhalten (Materialparameter k_2 , k_3) haben. Jedoch wurde eine Abnahme der absoluten Größe des Elastizitätsmoduls bei zunehmendem Wassergehalt beobachtet. Dieser Steifigkeitsverlust wurde in Gl. 4-10 aufgenommen, indem der Parameter k_1 durch eine Funktion ersetzt wird, welche vom Wassergehalt des Materials abhängt [CAN 13].

Die Parameter für dieses Modell lassen sich nur bestimmen, wenn Versuche bei mindestens zwei verschiedenen Wassergehalten durchgeführt wurden und haben nur Gültigkeit innerhalb der geprüften Wassergehalte. Ein Vorteil dieses Modells ist die Möglichkeit, Elastizitätsmoduln für beliebige, innerhalb der geprüften Grenzen liegende, Wassergehalte bestimmen zu können. Darüber hinaus kann aus dem Verhältnis $k_{w2} / (k_{w1} + k_{w2})$ der Einfluss des Wassergehaltes auf die Steifigkeit abgeleitet werden. Die Bestimmung der Parameter ist jedoch etwas aufwändiger als beim modifizierten Universal-Modell nach Gl. 4-10. Für alle innerhalb des diesem Bericht zugrundeliegenden Projektes

untersuchten granularen Baustoffgemische wurden die Parameter für das erweiterte Modell nach Gl. 4-12 bestimmt.

$$E_r = \left(k_{w1} + k_{w2} \left(\frac{WC}{WC_{opt}} \right) \right) \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad \text{Gl. 4-12}$$

mit	k_{w1}, k_{w2}	Materialparameter [MPa]
	k_2, k_3	Materialparameter [-]
	WC	Wassergehalt [M.-%]
	WC_{opt}	optimaler Wassergehalt [M.-%].

4.2.3.2 Dresdner Modell

Das Dresdner Stoffmodell berücksichtigt sowohl das spannungsabhängige Verhalten des Elastizitätsmoduls als auch der Querdehnzahl von Gesteinskorngemischen. Das Dresdner Modell wurde zunächst von Wellner ([WEL 93]) und Queck ([QUECK 92]) entwickelt und später von Gleitz ([GLE 96]) modifiziert. Eine Erweiterung folgte durch Blasl ([BLA 21]).

Die ursprüngliche Formulierung des Stoffmodells gründet auf Beobachtungen von Wellner ([WEL 6]), die während der Durchführung von Plattendruckversuchen gemacht wurden. Demnach ist bei zunehmender Druckbeanspruchung ein Anwachsen des Verformungswiderstandes von Gesteinskörnungen zu verzeichnen ([NUM 03]).

Zur physikalischen Formulierung des beobachteten Verhaltens wurde zunächst die Hertz'sche Theorie zur Beschreibung des Verhaltens von Kugelhauwerken ([HERTZ 82]) zugrunde gelegt. Demnach wird davon ausgegangen, dass sich jede einzelne Kugel unter Belastung verformt, wodurch sich der Abstand zwischen zwei Kugelschwerpunkten ändert und eine belastungsabhängige Verformung des gesamten Kugelhauwerkes resultiert (vgl. Bild 3-1). Hierbei wird angenommen, dass mit zunehmender Belastung der Druck zwischen zwei Kugeln ansteigt, infolge dessen sich die Berührungsflächen zwischen den zwei Elementen vergrößern. Durch die Druckzunahme von außen und die damit einhergehende Vergrößerung der Kontaktflächen bildet sich innerhalb der Einzelelemente zunehmend ein Widerstand gegen eine weitere Annäherung der Kugelschwerpunkte aus. Dieses belastungsabhängige nichtlineare Verhalten beschreibt Hertz über den Zusammenhang zwischen eingebrachter Belastung und daraus resultierender Änderung des Abstandes zwischen zwei Kugelschwerpunkten mittels einer Potenzfunktion.

Die Überlegungen, basierend auf der Hertz'schen Theorie, decken sich weitestgehend mit den allgemeinen Betrachtungen zum mechanischen Verhalten granularer Straßenbaustoffe in Kapitel 3. Der Nachweise der Übertragbarkeit der Hertz'schen Theorie auf Gesteinskorngemische, bestehend aus unterschiedlich großen Elementen (hier Einzelkörnern), erfolgte durch Landau und Liefshitz ([LANDAU 83]) anhand von Ähnlichkeitsbetrachtungen. Demnach können die für die Hertz'sche Kugelhauwerktheorie geltenden Gleichungen auch für Hauwerke bestehend aus Einzelelementen kugelfremder Geometrie angewendet werden. Die Berücksichtigung des Einflusses der Geometrie der Einzelkörner in einem Hauwerk (bzw. Korngerüst) erfolgt über materialspezifische Faktoren, die jeweils für ggf. richtungsabhängige Gleichungen (Modellansätze) anzupassen sind.

Es gilt zu bemerken, dass die ursprüngliche Entwicklung des Dresdner Modells unter Annahme eines rotationssymmetrischen homogenen Spannungszustandes erfolgte, wie er unter Bedingungen

im Triaxialversuch erwartet werden kann. Eine Anwendung des Stoffmodells für Berechnungsmodelle, in denen örtlich begrenzte Lasten aufgebracht werden, z. Bsp. bei der Nachbildung des Plattendruckversuches oder eines Befestigungsaufbaus unter Verkehrslast, erfordert die Umrechnung der im Stoffmodell berücksichtigten Spannungen in Spannungen, die auch allgemeine Spannungszustände repräsentieren können. Für eine solche Umrechnung zur Nachbildung allgemeiner Spannungszustände wird eine Modellerweiterung gemäß den Ausführungen in [BLA 21] empfohlen.

Allgemeine inhomogene Spannungszustände können dazu führen, dass im Berechnungsmodell Zugbeanspruchungen auftreten, für die das Dresdner Modell wegen der zugrundeliegenden Kugeltheorie in seiner ursprünglichen Form nicht definiert ist. Das Dresdner Stoffmodell ist somit für den Fall auftretender Zugbeanspruchungen entsprechend zu erweitern. Durch geeignete Erweiterungen bzw. Vorkehrungen im Berechnungsmodell bei Implementierung des Stoffmodells können in Tragschichten ohne Bindemittel auftretende Zugbeanspruchungen deutlich reduziert werden. Für nähere Ausführungen hierzu wird auf die Arbeit von Blasl (2021) verwiesen. ([BLA 21])

Neben der Stoffmodellerweiterung für etwaige Zugbeanspruchungen besteht außerdem die Möglichkeit, durch weitere Nebenbedingungen im Berechnungsprogramm lokal Zugbeanspruchungen auf ein definiertes Minimum zu begrenzen. Hierbei gilt es jedoch genau zu prüfen, inwieweit die getroffenen Annahmen und die daraus resultierenden Änderungen des Modellverhaltens überhaupt physikalisch sinnvoll sind.

Bei der Einbindung des Dresdner Modells (wie auch anderer nichtlinearer Stoffmodelle) sind verschiedene Aspekte zu berücksichtigen, um verlässliche Ergebnisse bei vertretbarer Rechenzeit zu erzeugen. Einige Ausführungen hierzu können [BLA 21] entnommen werden.

Im Rahmen künftiger Forschungstätigkeiten sollte überprüft werden, inwieweit die Verwendung des Dresdner Modells zielführender ist als die Nutzung des Universal-Modells. In diesem Zusammenhang gilt abschließend anzumerken, dass für die Nutzung des Dresdner Modells geeignete Versuchsdaten für die Ermittlung der Modellparameter benötigt werden. D. h., die Versuchsprozedur muss unbedingt an die Erfordernisse der Parameterbestimmung angepasst werden.

4.2.3.3 Begrenzung von Zugspannungen

Gesteinskorngemische verfügen nur über eine sehr begrenzte Fähigkeit, Zugspannungen aufnehmen zu können. Für eine realitätsnahe Beschreibung des mechanischen Verhaltens granularer Baustoffe ist daher ein angemessener Umgang mit Zugspannungen bei der Berechnung von Beanspruchungszuständen unbedingt erforderlich (i. d. R. durch Begrenzung bzw. Reduktion).

Grundsätzlich sollten Stoffmodelle zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Straßenbaustoffen so formuliert werden, dass sie den gesamten Bereich möglicher Beanspruchungszustände (d. h. Zug- und Druckbeanspruchungen) berücksichtigen. Das Universal-Modell und das Dresdner Modell sind in ihrer Grundform jedoch nur für Beanspruchungen im Druck- und nicht im Zugbereich definiert. Dies gilt es insbesondere bei der Modelleinbindung in Finite Elemente Programme zu berücksichtigen. Vorzugsweise sollten Modell zunächst für den nicht definierten Bereich angepasst werden. Verbleibende Zugbeanspruchungen sollten zudem auf ein vertretbares Maß begrenzt werden. Quantitative Angaben zur Aufnahmefähigkeit granularer Straßenbaustoffe hinsichtlich Zugbeanspruchungen konnten nicht gefunden werden. ([BLA 21])

In [BLA 21] wird eine Möglichkeit aufgezeigt, das Universal-Modell und das Dresdner Modell für den bisher nicht definierten Bereich zu erweitern, wodurch als Nebeneffekt auch eine Reduzierung auftretender Zugbeanspruchungen erfolgt. Des Weiteren wird ein Verfahren beschrieben, wonach Zugkräfte durch das Ansetzen innerer Volumenkräfte gezielt reduziert werden können.

In der Literatur des Straßenbaus werden im Zusammenhang mit Zugbeanspruchungen in granularen Konstruktionsschichten die Begriffe Spannungsumlagerung sowie Zugspannungsreduktion und -begrenzung aus Sicht der Autoren oft vermischt verwendet. Zwar führt eine Spannungsumlagerung i. d. R. zu einer Zugspannungsreduktion, eine Zugspannungsreduktion oder –begrenzung kann jedoch nicht nur durch eine Spannungsumlagerung realisiert werden.

Das Baulexikon, herausgegeben von Wormuth und Schneider ([BLA 21] Abbildung 112), beschreibt Spannungsumlagerungen mit dem „Abbau von (rechnerischen) Spannungen durch Plastifizieren in den höchstbeanspruchten Bereichen und Vergrößerung der Spannung in den weniger stark beanspruchten Bereichen eines Tragwerks“.

Die Begrenzung, Reduzierung oder Umlagerung von Spannungen innerhalb von Berechnungsmodellen ist nicht an die Wahl eines Stoffmodells gebunden und kann beliebig mit beispielsweise linearen oder nichtlinearen Modellen kombiniert werden.

4.2.4 Plastisches Stoffmodell

Bei zyklischer Belastung akkumulieren sich die plastischen Dehnungsanteile. Zur Beschreibung des plastischen Verformungsverhaltens ungebundener Befestigungsschichten ist daher neben der Berücksichtigung möglicher Beanspruchungszustände, resultierend aus unterschiedlichen Belastungszuständen, die Einbeziehung der Anzahl an zu ertragenden Überrollungen maßgebend.

Lekarp ([LEK 00b]) untersuchte im Rahmen einer umfassenden Literaturstudie verschiedene Ansätze. Die Autoren des Forschungsvorhabens „Straßenbefestigungen aus dünnen Asphaltsschichten auf qualitativ hochwertigen Tragschichten ohne Bindemittel für Bundesstraßen“ ([WEL 14]) schlagen zur Vorhersage bleibender Verformungen in Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten, unter Einbeziehung der Recherchen von Lekarp, das plastische Verformungsmodell in Gl. 4-13 vor.

$$\frac{\varepsilon_{Labor}^{pl}}{\varepsilon_{Feld}^{pl}} = \frac{\varepsilon_{Labor}^{el}}{\varepsilon_{Feld}^{el}} \quad \text{Gl. 4-13}$$

mit	ε_{Labor}^{pl}	plastische Dehnung unter Laborbedingungen [-]
	ε_{Feld}^{pl}	plastische Dehnung unter Feldbedingungen [-]
	ε_{Labor}^{el}	elastische Dehnung unter Laborbedingungen [-]
	ε_{Feld}^{el}	elastische Dehnung unter Feldbedingungen [-]

Grundannahme dieses Modells ist, dass die in realen Befestigungen auftretenden bleibenden Verformungen mit denen, bestimmt unter Laborbedingungen, korrelieren, vorausgesetzt es werden die gleichen Materialien und die gleiche Materialzusammensetzung (inkl. Wassergehalt und Verdichtungsgrad) zugrunde gelegt. Hieraus folgt, dass aus im Labor bestimmten plastischen Verformungen das plastische Verhalten der gleichen Materialien in einer Straßenbefestigung abgeleitet werden kann.

Das Modell beschreibt weiter einen Zusammenhang zwischen elastischer und plastischer Dehnung. Es besagt, dass der Quotient aus plastischer Dehnung, bestimmt unter Laborbedingungen, und plastischer Dehnung, bestimmt in situ, dem Quotienten entspricht, der sich aus dem Verhältnis elastischer Dehnung bestimmt unter Laborbedingungen zu elastischer Dehnung bestimmt in situ ergibt.

(1) Berechnung der elastischen Dehnungen ε_{Labor}^{el} unter triaxialen Spannungsbedingungen

Die korrekte Berechnung der im Triaxialversuch entstehenden elastischen Dehnungen erfordert grundlegende Kenntnisse zum Spannungszustand im Probekörper während eines Triaxialversuchs, d. h. zum axialsymmetrischer Spannungszustand, sowie zur Umrechnung in äquivalente Spannungen für den allgemeinen Spannungszustand.

Aus den Komponenten des Cauchy-Spannungstensors $(\sigma_{ij})_{Feld}$ sind die Spannungen des äquivalenten axialsymmetrischen Hauptspannungszustandes $(\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3)$ zu berechnen, welcher dem Spannungszustand im Triaxialversuch $(\sigma_1 \sigma_3)_{Labor}$ entspricht. Zunächst sind für den Cauchy Spannungstensor $(\sigma_{ij})_{Feld}$ (welcher den allgemeinen Spannungszustand des beobachteten Punktes beschreibt) die erste Invariante und die Oktaederschubspannung zu bestimmen (vgl. Gl. 4-14 und Gl. 4-15).

Erste Invariante des Spannungstensors (Summe der drei Hauptspannungen):

$$I_1 = \theta = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \quad \text{Gl. 4-14}$$

Druckspannungen sind hier positiv einzusetzen.

Oktaederschubspannung:

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} ((\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + 6(\sigma_{12} + \sigma_{23} + \sigma_{31})^2)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Gl. 4-15}$$

Für den axialsymmetrischen Spannungszustand im Triaxialversuch lassen sich diese Größen wie folgt darstellen:

$$\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3 \quad \text{Gl. 4-16}$$

$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad \text{Gl. 4-17}$$

Mit den Beziehungen in Gl. 4-16 und Gl. 4-17 können die zum allgemeinen Spannungszustand $((\sigma_{ij})_{Feld})$ äquivalenten Spannungen im Triaxialversuch $((\sigma_1 \sigma_3)_{Labor})$ berechnet werden. Dafür ist das Gleichungssystem (bestehend aus Gl. 4-16 und Gl. 4-17) nach σ_1 und σ_3 aufzulösen (siehe Gl. 4-18 und Gl. 4-19) und die nach Gl. 4-14 und Gl. 4-15 für θ und τ_{oct} bestimmten Größen einzusetzen.

$$\sigma_1 = \frac{1}{3} \theta + \sqrt{2} \tau_{oct} \quad \text{Gl. 4-18}$$

$$\sigma_3 = \frac{1}{3} \theta - \frac{1}{\sqrt{2}} \tau_{oct} \quad \text{Gl. 4-19}$$

Mit Hilfe der äquivalenten Spannungen in Gl. 4-18 und Gl. 4-19 kann nun mit Gl. 4-21 die elastische Dehnungen ε_{Labor}^{el} im Triaxialversuch berechnet werden. Diese Dehnung ist als elastische Dehnungskomponente zu interpretieren, welche sich beim berechneten Spannungszustand im Prüfkörper in vertikaler Richtung ausbildet.

$$(\varepsilon_1^{el})_{lab} = \frac{1}{E_r} (\sigma_1 - 2\nu\sigma_3) \quad \text{Gl. 4-20}$$

(2) Berechnung der äquivalenten plastischen Dehnungen ε_{Labor}^{pl} unter triaxialen Spannungsbedingungen

Aus der elastischen Dehnungen ε_{Labor}^{el} , resultierend aus dem Triaxialversuch und der mittels Triaxialversuch bestimmten plastischen Dehnungsrate kann die äquivalente plastische Dehnung ε_{Labor}^{pl} ermittelt werden.

In [WEL 14] wird anhand eines Beispiels gezeigt, wie die plastische Dehnung ε_{Labor}^{pl} unter Laborbedingungen versuchstechnisch mittels triaxialem Druck-Schwellversuch bestimmt werden kann. Ergebnis ist die plastische Dehnung in Abhängigkeit von der aufgebrachten Lastwechselanzahl. Es wird außerdem erklärt, dass zu Versuchsbeginn oft Nachverdichtungsprozesse beobachtet werden konnten, die zu einem schnellen kurzzeitigen Anstieg der plastischen Dehnungen führten. Nach dieser Adaptionsphase stellte sich i. d. R. ein linearer Zusammenhang zwischen plastischer Dehnung und Lastwechselanzahl ein. Der Bereich des linearen Zusammenhangs lässt sich gemäß Gleichung Gl. 4-23 beschreiben.

Der Parameter α resultiert aus dem anfänglichen Anstieg der plastischen Dehnung während der Adaptionsphase. λ repräsentiert hingegen die Dehnungsrate, die sich nach der Adaptionsphase einstellt (vgl. Bild 4-2). Da die Adaptionsphase sowohl von der Herstellung der Prüfkörper als auch von der Art der Versuchsdurchführung (Single- oder Multistage) abhängig und schwer eindeutig zu definieren ist, wurden für die Bewertung der vorgestellten Untersuchungen nur die Verformungen nach der Adaptionsphase berücksichtigt. Der Parameter α wurde somit vernachlässigt, so dass sich Gl. 4-23 zu Gl. 4-22 vereinfachen lässt. Dieser vereinfachte Ansatz wurde auch im Rahmen dieser Arbeit in Anwendung gebracht und kritisch bewertet. ([BLA 21])

$$\varepsilon_{Labor}^{pl} = \alpha + \lambda \cdot N_{pl} \quad \text{Gl. 4-21}$$

$$\varepsilon_{Labor}^{pl} = \lambda \cdot N_{pl} \quad \text{Gl. 4-22}$$

mit	λ	Plastische Dehnungsrate [%o / 10^6 Zyklen] (plastische Dehnung in Promille je 10^6 LW)
	α	plastische Dehnung nach kurzer Belastungsdauer
	N_{pl}	Anzahl Lastwechsel

Für die Berechnung von λ wird in [WEL 14] der empirisch aufgestellte Ansatz in Gl. 4-23 vorgestellt. Ausgehend von der Überlegung, dass ein eindeutiger Zusammenhang zwischen eingetragendem Spannungsniveau und resultierender plastischer Dehnungsrate besteht, wurde postuliert, dass, wenn verschiedene Beanspruchungszustände zu gleichen elastischen Dehnungen führen, die gleichen Beanspruchungszustände dann auch zu identischen plastischen Dehnungen führen.

$$\lambda = a_1 (\varepsilon_{1,lab}^{el})^{a_2} \quad \text{Gl. 4-23}$$

$$\lambda = \frac{(\varepsilon_{1,lab}^{pl})_{50k} - (\varepsilon_{1,lab}^{pl})_{25k}}{25.000} * 10^6 \quad \text{Gl. 4-24}$$

mit	a_1	Materialparameter [$1/10^6$ Zyklen]
	a_2	Materialparameter [-]
	$\varepsilon_{1,lab}^{el}$	vertikale elastische Dehnung unter dreiaxialen Bedingungen [‰]
	$(\varepsilon_{1,lab}^{pl})_{50k}$	vertikale plastische Dehnungen bei 50.000 Lastwechseln [‰]
	$(\varepsilon_{1,lab}^{pl})_{25k}$	vertikale plastische Dehnungen bei 25.000 Lastwechseln [‰]

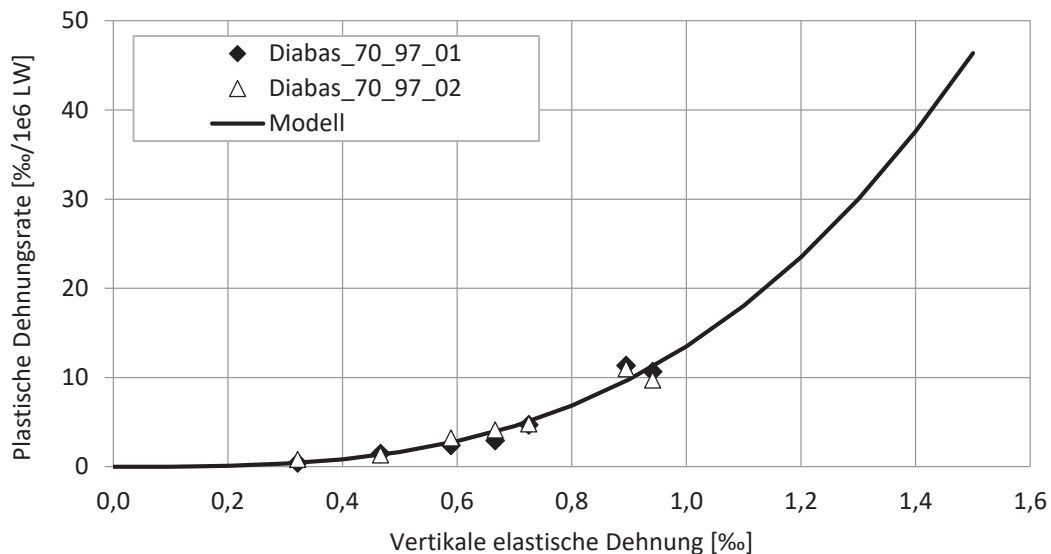


Bild 4-2 Vertikale plastische Dehnungsrate λ in Abhängigkeit von den vertikalen elastischen Dehnungen, Versuchsergebnisse und dehnungsbasiertes Modell [WEL 20] (exemplarische Darstellung)

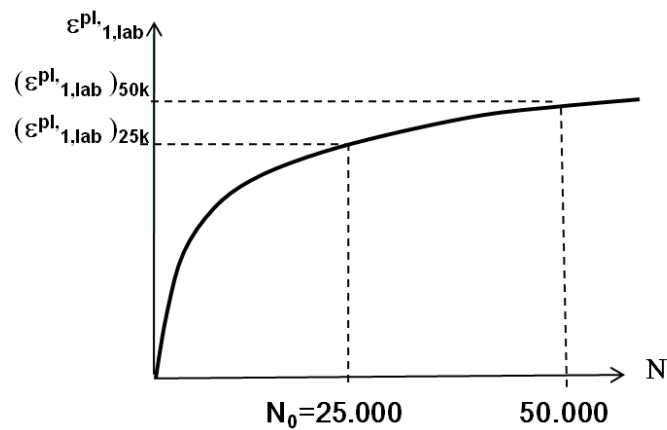


Bild 4-3 Typischer Verlauf der plastischen Dehnungen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl [WEL 14]

Der Ansatz wurde auf Grundlage der Ergebnisse zyklischer Dauerversuche unter dreiaxialen Belastungen entwickelt. Die plastische Dehnungsrate wurde mit Hilfe der plastischen akkumulierten Dehnungskurve (gemäß Bild 4-3) bestimmt, indem der Anstieg des Grafen zwischen dem 25.000-ten und dem 50.000-ten Lastwechsel genutzt wurde.

Grundsätzlich gilt anzumerken, dass dieser Ansatz nur bedingt zu empfehlen ist. Weitere Überlegungen hierzu folgen in Kapitel 15.

(3) Berechnung der elastischen Dehnungen ε_{Feld}^{el} in einer (fiktiven) Befestigung

Die Anwendung des Modellansatzes in Gl. 4-13 setzt die Verwendung geeigneter Software zur Berechnung von Beanspruchungszuständen voraus. In Abhängigkeit von der zu bewertenden Befestigungsvariante kann sowohl die Methode der Finiten Elemente als auch die Mehrschichtentheorie genutzt werden. Für Pflasterbefestigungen sollte die Finiten Elemente Methode gewählt werden. Die Möglichkeit der vereinfachten Modellbildung unter Anwendung der Mehrschichtentheorie wurde bisher noch nicht überprüft.

Zunächst ist eine zu bewertende Pflasterbefestigung möglichst realitätsnah zu modellieren. Voraussetzung hierfür ist, dass zu den in der fiktiven (modellierten) Pflasterbefestigung zu bewertenden granularen Baustoffen Versuchsergebnisse aus Triaxialprüfungen vorliegen, sowohl elastischer als auch plastischer Natur, so dass jeweils geeignete Modellparameter bestimmt werden können (vgl. Abschnitt 4.2.3 und Abschnitt 4.2.4). Die Modellparameter zur Beschreibung des nichtlinear elastischen Materialverhaltens sind in das Berechnungsmodell einzubinden. Vereinfacht kann auch linear elastisches Materialverhalten angenommen werden, wodurch jedoch größere Abweichungen zum realen Verhalten in-situ erwartet werden können.

Ist das Berechnungsmodell erstellt, so können unter Einbeziehung maßgebender Belastungen (wie beispielsweise die Radlast) im Befestigungsquerschnitt die gewünschten elastischen Dehnungen ε_{Feld}^{el} berechnet werden. Benötigt werden jedoch nur die elastischen Dehnungen in der Schicht, für die auch Modellparameter für das plastische Modell in Gl. 4-23 vorliegen.

(4) Berechnung der plastischen Dehnungen ε_{Feld}^{pl} in einer (fiktiven) Befestigung

Mit dem beschriebenen Ansatz können die plastischen Verformungen berechnet werden, die sich unter angenommener beliebiger Belastung auf einer Befestigungsschicht bestehend aus granularem Material und gleichzeitig resultierend aus der Verformung dieser Schicht ergeben. Eine Berechnung und Bewertung der Verformung, resultierend aus allen ungebundenen Schichten, ist nur möglich, wenn für jede der Schichten Modellparameter für das plastische Modell in Gl. 4-23 vorliegen.

Aus dem Modellansatzes in Gl. 4-13 folgt für die plastische Dehnung in situ nach Umstellen Gl. 4-25, wobei die beiden elastischen Dehnungen und die plastische Dehnung im Triaxialversuch bekannt sind. Die plastischen Dehnungen, ermittelt unter Laborbedingungen, können somit in plastische Dehnungen, zu erwarten unter Realbedingungen, umgerechnet werden.

$$\varepsilon_{Feld}^{pl} = \varepsilon_{Labor}^{pl} \frac{\varepsilon_{Feld}^{el}}{\varepsilon_{Labor}^{el}} \quad \text{Gl. 4-25}$$

(5) Berechnung der plastischen Verformungen in einer (fiktiven) Befestigung

Um von der plastischen Dehnung ε_{Feld}^{pl} auf die plastische Verformung zu schließen, die als eigentliche Bewertungsgröße anzusehen ist, stehen verschiedene Möglichkeiten zur Verfügung. Wird das beschriebene Modell in Gl. 4-25 sowie die hierfür benötigten Modellparameter in ein Finite Elemente Modell eingebunden, so kann die plastische Verformung direkt im Finite Elemente Modell berechnet werden.

Die plastische Dehnung kann dann über die Dicke der zu bewertenden Schicht in Abhängigkeit von der horizontalen Koordinate integriert werden (siehe Gl. 4-26). Schichten, für die das Modell nicht konzipiert ist, d. h. für die keine Modellparameter für das plastische Modell in Gl. 4-23 vorliegen, dürfen hierbei nicht einbezogen werden. Die Integration über die Dicke einer Schicht innerhalb eines

Finite Elemente Modells muss i. d. R. nicht durch den Anwender realisiert werden. Hierfür stehen i. d. R. geeignete Funktionen zur Auswahl.

$$w_{pl}(r) = \int_{dT_{0B}}^0 \epsilon_{Feld}^{pl}(r) dz \quad \text{Gl. 4-26}$$

Alternativ besteht die Möglichkeit, nur die elastischen Dehnungen ϵ_{Feld}^{el} mittels Finite Elemente Modell zu berechnen und die plastische Verformung als Post Processing zu ermitteln. Hierfür werden jedoch die Höhen der einzelnen Elemente in der zu bewertenden Schicht benötigt. Für jedes Element kann dann die anteilige plastische Verformung durch Multiplikation mit ϵ_{Feld}^{el} berechnet werden. Die gewünschte Gesamtverformung ergibt sich dann aus der Summe der anteiligen Verformungen.

Im Ergebnis der aufgeführten Berechnungsschritte (zusammengefasst in Bild 4-4) erhält man die plastische Verformung auf der zu bewertenden Schicht, i. d. R. resultierend aus der zu bewertenden Schicht nach Lastwechseln N , und zwar für eine definierte Kombination aus Befestigungsaufbau, Verkehrslast und spezifischem Materialverhalten des einbezogenen granularen Baustoffgemisches.

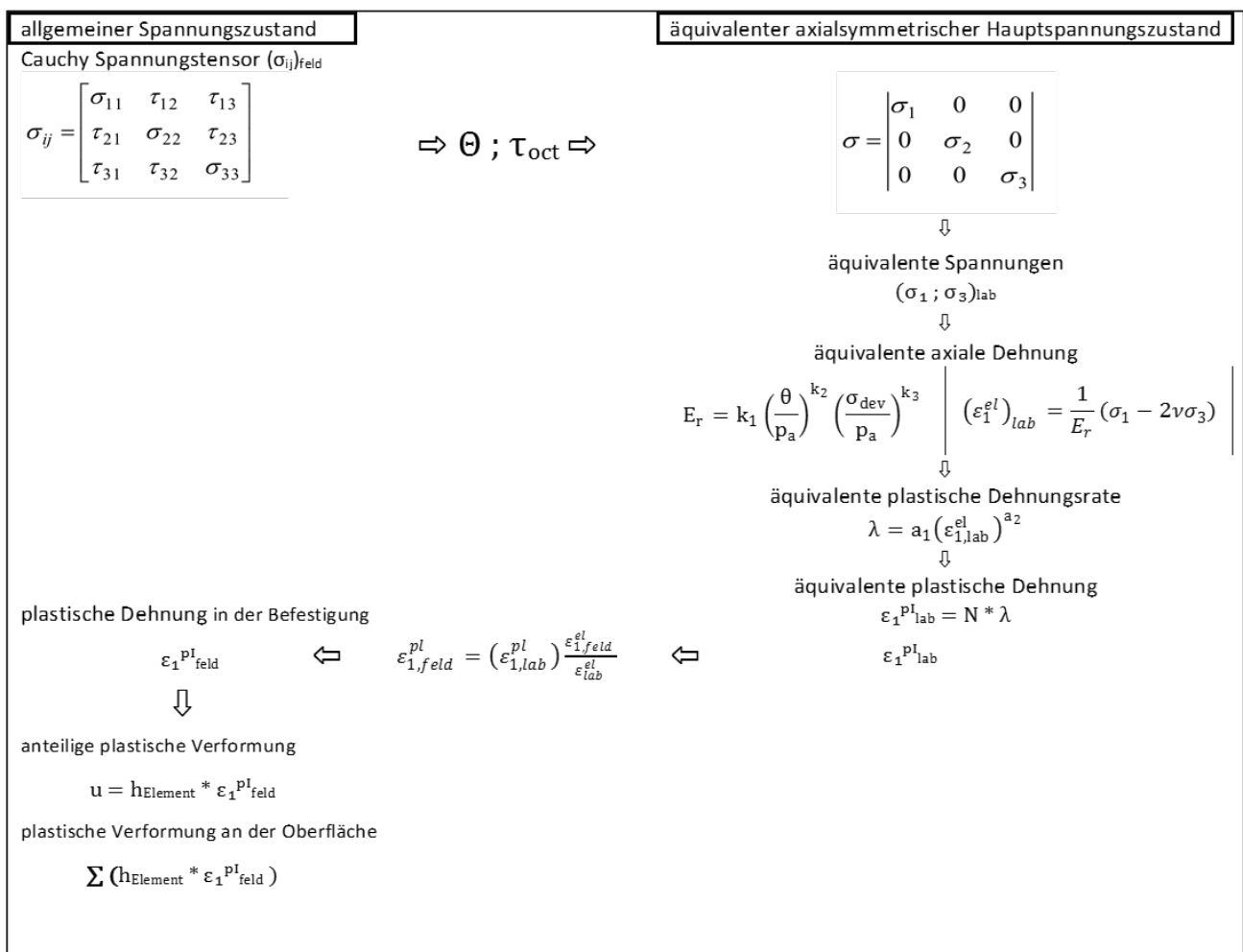


Bild 4-4 Ablaufschema Berechnung der vertikalen plastischen Verformung

5 Rechnerische Dimensionierung von Pflasterbefestigungen

5.1 Regelwerke zur Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen

Die Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen hat zum Ziel, Befestigungsaufbauten so auszuwählen (und in ihrer Dicke festzulegen), dass die jeweilige Befestigung, inklusive anstehendem Untergrund, den von außen einwirkenden Belastungen ausreichend Widerstand entgegenbringen kann, um die erforderliche Gebrauchstauglichkeit im angestrebten Nutzungszeitraum gewährleisten zu können. Die Bewertung von Verkehrsflächenbefestigungen dient hingegen der Beurteilung einer (bestehenden) Befestigung zu einem gewünschten Zeitpunkt mit Hinblick auf die zu erwartende Restnutzungsdauer, d. h. die verbleibende Nutzungsdauer, in der ausreichende Gebrauchstauglichkeit vorhergesagt wird.

Die Dimensionierung von Verkehrsflächen erfolgt derzeit in Deutschland auf Grundlage verschiedener Methodiken. Gemäß anzuwendendem Regelwerk sind in Abhängigkeit von der vorhandenen oder prognostizierten Verkehrsbelastung sowie der gewünschten Bauweise (z. Bsp. Asphalt- oder Betonbauweise bzw. Pflasterbauweise) aus Tafel 1, Tafel 2 bzw. Tafel 3 der „Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 12)“ [RStO 12] zu realisierende Zielschichtdicken (unter Einhaltung zulässiger Schwankungen) abzulesen. Die aufgeführten Schichtdicken basieren im Wesentlichen auf empirisch gewonnenen Erkenntnissen. Auch die notwendige Gesamtdicke einer Befestigung, als frostsichere Dicke des Oberbaus bezeichnet, lässt sich nach den Vorgaben der RStO 12 ([RStO 12]) berechnen und ist ebenfalls Bestandteil der RStO 12. Eine standardisierte Dimensionierung nach den RStO 12 ermöglicht einerseits eine relativ schnelle Festlegung eines Befestigungsaufbaus, andererseits erlaubt die Methodik keine Berücksichtigung befestigungsspezifischer Gegebenheiten. D. h., insbesondere das materialspezifische Verhalten der in den einzelnen Schichten einzubauenden Materialien werden außer Acht gelassen. Neuartige Baumaterialien und Bauweisen können grundsätzlich nicht berücksichtigt werden. Eine wirtschaftlich orientierte Anpassung von Schichtdicken ist ebenfalls nicht möglich. Auch können sich verändernde Verkehrsbelastungen und klimatische Bedingungen bei der Wahl des Konstruktionsaufbaus nicht ausreichend detailliert einbezogen werden. ([BLA 21])

Das empirische Dimensionierungsverfahren nach den RStO 12 wird derzeit bereits durch rechnerische Verfahren ergänzt, die das tatsächliche Materialverhalten zu verwendender Baustoffgemische in Form materialspezifischer Modelle sowie berechneter Beanspruchungen, resultierend aus vorhandener Verkehrsbelastung und vorhandenen klimatischen Einflüssen, einbeziehen. Aus Belastungszuständen werden Beanspruchungszustände ermittelt, aus denen Lebensdauern prognostiziert werden können, wodurch objektbezogene Schichtdickenanpassungen wiederum ermöglicht werden. Hierfür stehen bereits heute dem Anwender für Asphalt- und Betonbefestigungen die „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht“ (RDO Asphalt 09 bzw. die überarbeitete Version 09/19, [RDO Asphalt 09] bzw. [RDO Asphalt 19]) sowie die „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen“ (RDO Beton 09, [RDO BETON]) zur Verfügung. Eine Richtlinie für die rechnerische Dimensionierung von Pflasterbauweisen (RDO Pflaster) gibt es hingegen noch nicht.

5.2 Besonderheiten bei der rechnerischen Dimensionierung von Pflasterbefestigungen

In Befestigungen mit nur dünner Asphalt- oder Pflasterdecke werden von außen aufgebrachte Lasten zum Teil nahezu vollständig in die ungebundene Tragschicht abgeleitet. Das Maß der Lastaufnahmefähigkeit ist je nach Befestigungsvariante von unterschiedlichen Faktoren abhängig. Befestigungen mit dünnen Asphaltsschichten auf ungebundenen granularen Tragschichten werden in der Arbeit von Blasl (2021) umfänglich diskutiert. Die dabei erzielten Erkenntnisse sind auch bei der Erarbeitung eines Verfahrens zur rechnerischen Dimensionierung von Pflasterbefestigungen hilfreich. In Hinblick auf Pflasterbefestigungen im Speziellen können insbesondere die Arbeiten von Lerch ([LERCH 15]) und Wellner ([WEL 93]) als weitere Grundlagen genannt werden.

Dimensionierungsrelevante Größen für die rechnerische Prognose der Nutzungsdauer von Pflasterbefestigungen wurden im Rahmen dieses Forschungsvorhabens untersucht, sowohl unter Einbeziehung sehr umfangreicher Laboruntersuchungen als auch einer sehr umfassenden Sensitivitätsanalyse bzw. Parameterstudie, durchgeführt mittels Finiter Elemente Methode. Nähere Ausführungen hierzu folgen in Kapitel 14.

Allgemein bekannt ist, dass, wenn in Befestigungen mit nur dünner Asphalt- oder Pflasterdecke aufgebrachte Lasten weitestgehend in die darunterliegende granulare Befestigungsschicht abgeleitet werden, elastische Dehnungen in den granularen Schichten in einem wesentlich größeren Spektrum als bei Befestigungen mit beispielsweise dicken Asphaltpaketen auftreten. Dies resultiert daraus, dass ungebundene Straßenbaustoffe i. d. R. ein nichtlinear elastisches Materialverhalten aufweisen, welches wiederum nur durch nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehungen realitätsnah beschrieben werden kann.

Das derzeit gültige Regelwerk zur rechnerischen Dimensionierung und Bewertung von Straßenkonstruktionen sieht bisher keine Berücksichtigung nichtlinear elastischen Materialverhaltens ungebundener Materialien vor. Nichtlinear elastisches Materialverhalten ist demnach vereinfachend durch einen linear elastischen Ansatz zu modellieren, wobei isotropes Materialverhalten vorausgesetzt wird.

Für Straßenbefestigungen mit relativ dickem Asphaltpaket genügt diese vereinfachte Annahme, da hier die ungebundenen granularen Schichten nur relativ geringen Beanspruchungen ausgesetzt sind und die elastischen Verformungen in den ungebundenen Schichten keine signifikanten Änderungen erfahren. In Befestigungen mit nur dünner Asphalt- oder Pflasterdecke kommt das nichtlineare Materialverhalten ungebundener granularer Baustoffgemische hingegen zum Tragen und sollte berücksichtigt werden.

Im Rahmen der rechnerischen Dimensionierung und Bereitstellung dimensionierungsrelevanter Eingangsdaten (vgl. Kapitel 4) können unterschiedliche Modellannahmen (linear oder nichtlinear) zu merklich unterschiedlichen Beanspruchungszuständen in einer Befestigung führen, was wiederum in unterschiedlichen prognostizierten Nutzungsdauern resultiert.

5.3 Beanspruchungsgrößen

Eine Verkehrsflächenbefestigung wird im Laufe ihrer Nutzungszeit verschiedenen klimatisch- und verkehrslastbedingten Beanspruchungen ausgesetzt. Bei Pflasterbefestigungen sind vor allem die überrollenden Verkehrslasten sowie hydraulische Beanspruchungen, d. h. Wasserlasten, ggf. in Verbindung mit Frosteinwirkung, maßgebend. Thermische Beanspruchungen können vernachlässigt werden.

5.3.1 Beanspruchungen infolge Frosteinwirkung

Verkehrsflächen sind grundsätzlich so zu konzipieren, dass eine frostsichere Dicke des Oberbaus gemäß den RStO 12 [RStO 12] gewährleistet ist und eindringendes Wasser abgeleitet wird. Um mögliche Folgen gefrierenden Wassers zu minimieren, sind frostsichere Baustoffe mit einer ausreichenden Festigkeit zwingend erforderlich. Die in den ungebundenen Schichten zu verwendenden Gesteinskornmischungen sind hinsichtlich der granulometrischen Zusammensetzung so zu konzipieren, dass eventuelle Gefrierprozesse in den Hohlräumen stattfinden können.

In den RDO Asphalt 09 ([RDO Asphalt 09]) wird die kritische Frühjahrsperiode (Tauperiode) für Asphaltoberflächentemperaturen von -10°C und $+10^{\circ}\text{C}$ definiert. Für die Berechnung korrespondierender Beanspruchungszustände sind (im Falle, dass die frostsichere Dicke beispielsweise im Rahmen von Erhaltungsmaßnahmen nicht eingehalten werden kann) die Elastizitätsmoduln der granularen Schichten um 30% zu mindern. Vorgaben oder Hinweise zur Berücksichtigung von Beanspruchungen infolge Frosteinwirkung in den ungebundenen granularen Schichten sind nicht beinhaltet, da frostbedingte Beanspruchungen grundsätzlich auszuschließen sind.

5.3.2 Beanspruchungen infolge Verkehrsbelastung

Von besonderer Relevanz sind neben Beanspruchungen infolge klimatischer Einflüsse Beanspruchungen infolge Verkehrsbelastung. Diese werden in den RStO 12 über die dimensionierungsrelevante Beanspruchung B definiert. Die dimensionierungsrelevante Beanspruchung B ergibt sich aus der Summe gewichteter äquivalenter 10-t-Achsübergänge, ermittelt aus der, während des für eine Befestigung gewünschten Nutzungszeitraums, zu erwartenden Verkehrsbelastung. Je detaillierter die Erfassung der Verkehrsbelastung ist, desto realitätsnäher und gesicherter können tatsächliche Beanspruchungen in einer Befestigung ermittelt bzw. prognostiziert werden. Eine möglichst realitätsnahe Erfassung der Verkehrsbelastung beinhaltet neben Daten aus Verkehrszählungen auch detaillierte Angaben zu den Achslasten überrollender Fahrzeuge und folglich zur Verteilung der Achslasten.

Zur Ermittlung der dimensionierungsrelevanten Beanspruchung B werden in den RStO 12 [RStO 12] zwei Berechnungsmethoden vorgestellt. Für nähere Ausführungen hierzu wird auf die RStO 12 [RStO 12] verwiesen.

Liegen detaillierte Angaben zur zahlenmäßigen Zusammensetzung der Achslasten des täglichen Verkehrs vor, so können die einzelnen Achslasten zu einem Achslastkollektiv zusammengefasst werden. Um zu vermeiden, dass für jede Achslast ein Beanspruchungszustand rechnerisch zu erfassen ist, d. h. zur Reduzierung des Berechnungsaufwandes, werden Achslasten zu Achslastgruppen gebündelt. Jeder Achslastgruppe ist wiederum eine Häufigkeit zuzuordnen. Die Summe aller Achslastgruppen mit der zugrundeliegenden Häufigkeitsverteilung bildet ein Achslastkollektiv. Liegt für einen Straßenabschnitt keine Achslastverteilung vor, so kann in Abhängigkeit von der maßgebenden Straßenklasse eine Häufigkeitsverteilung gemäß gültigem Regelwerk näherungsweise angenommen werden. ([BLA 21])

Für die Festlegung der Achslastgruppen sehen die RDO Asphalt 09 ([RDO Asphalt 09]) und die Arbeitspapiere Verkehrsbelastung und Klima ([FGSV-498/1] und [FGSV-498/1]) unterschiedliche Einteilungen vor. In der derzeit gültigen Version der RDO Asphalt ([RDO Asphalt 09]) sind 11 Achslastklassen mit einer Klassenbreite von jeweils 2 t definiert. Die RDO Asphalt 09 hält insgesamt drei Achslastkollektive bereit. In Abhängigkeit von der Verbindungsfunktionsstufe einer Straße (gemäß den „Richtlinien für die Anlage von Landstraßen, RAL“ ([RAL]) und den „Richtlinien für die Anlage von Autobahnen, RAA“ ([RAA]) kann vereinfacht ein Achslastkollektiv ausgewählt werden.

Im Gegensatz zu den RDO Asphalt 09 sieht die RDO Asphalt 09/19 ([RDO Asphalt 19]) bzw. das Arbeitspapier Verkehrsbelastung ([FGSV-498/1]) 26 Achslastgruppen mit einer Klassenbreite von jeweils 1 t vor. Dies ermöglicht eine differenziertere Berücksichtigung maßgebender Achslasten, insbesondere nun auch oberhalb von 20 t. Im Gegensatz zu den RDO Asphalt 09 werden im Arbeitspapier „Verkehr“ Häufigkeitsverteilungen für sechs unterschiedliche Achslastkollektive vorgehalten. Diesen Achslastkollektiven liegen deutlich umfangreichere Achslastdaten zugrunde als es bei denen der RDO Asphalt 09 der Fall ist.

Werden für die Berechnung von Beanspruchungszuständen in einer Straßenbefestigung lineare Stoffmodelle für das Verformungsverhalten der in den einzelnen Schichten eingebauten Materialien in Anwendung gebracht, so erhöht sich bei Anwendung der Häufigkeitsverteilungen im Arbeitspapier Verkehrsbelastung ([FGSV-498/1]) der zeitliche Rechenaufwand nicht merklich. Aus den Beanspruchungen, die für eine Achslastklasse ermittelt werden, können linear die Beanspruchungen für jede beliebige Achslastklasse abgeleitet (bzw. extrapoliert) werden. Besteht allerdings der Wunsch bzw. die Notwendigkeit, nichtlineares Materialverhalten mittels nichtlinearer Stoffmodelle zu berücksichtigen, dann muss für jeden Beanspruchungszustand (hier: für jede Achslastklasse) die resultierende Beanspruchung differenziert ermittelt werden. Eine lineare Ableitung zwischen verschiedenen Beanspruchungszuständen ist nicht möglich. Dies erhöht den notwendigen Rechenaufwand erheblich. ([BLA 21])

5.4 Nachweisführungen

5.4.1 Schadenshypothese nach Miner

Eine Asphaltbefestigung ermüdet in Abhängigkeit von den einwirkenden Belastungen (thermisch- oder verkehrslastbedingt) unterschiedlich stark. Die einzelnen Belastungszustände treten zudem unterschiedlich häufig auf.

Um von Einzelschädigungen auf eine Gesamtschädigung zu schließen, sollten die Teilschädigungen in Abhängigkeit von den jeweiligen Auftretenshäufigkeiten kumuliert werden. Besonders etabliert ist die Anwendung der Schadenshypothese nach Miner von 1945 ([MINER 54]). Durch die lineare Akkumulation aller Teilschädigungen pro Lastwechsel s_i ergibt sich eine Gesamtschädigung. Diese wird auch als Schadenssumme S oder Summe nach Miner bezeichnet (vgl. Gl. 5-1). Nimmt die Gesamtschädigung einen Wert ≥ 1 an, so ist eine Schädigung $\geq 100\%$ anzunehmen. Dies entspricht beim Ermüdungsnachweis einem Ermüdungsstatus von $\geq 100\%$. Das Jahr, in dem ein Schädigungsgrad von 100% erreicht wird, wird als Ausfalljahr oder Ausfallzeitpunkt definiert.

Eine Teilschädigung, resultierend aus einem Beanspruchungszustand i lässt sich aus dem Verhältnis von vorhandener ($N_{vorh,i}$) zu zulässiger ($N_{zul,i}$) Lastwechselanzahl berechnen (vgl. Gl. 5-2). Dieser Zusammenhang kann als Grundlage für verschiedene Nachweise herangezogen werden. Die Berechnung der zulässigen (ertragbaren) Lastwechselanzahl ist vom gewählten Nachweis abhängig.

$$\sum Miner = S = \sum_i s_i \leq 1 \quad \text{Gl. 5-1}$$

$$\sum_i s_i = \sum_{i=1}^I \frac{N_{vorh,i}}{N_{zul,i}} = \frac{N_{vorh,1}}{N_{zul,1}} + \frac{N_{vorh,2}}{N_{zul,2}} + \dots + \frac{N_{vorh,I}}{N_{zul,I}} \quad \text{Gl. 5-2}$$

mit	S	Schadenssumme [%]
	i, I	Nummer, Anzahl zu berücksichtigender Belastungszustände [-]
	s_i	Teilschädigung im Belastungszustand i [MPa]
	$N_{vorh,i}$	zu erwartende bzw. vorhandene Lastwechselanzahl für den Belastungszustand i [-]
	$N_{zul,i}$	zulässige Lastwechselanzahl für den Belastungszustand i [-]

Die vorhandene Lastwechselanzahl errechnet sich aus dem Produkt der Auftretenshäufigkeiten der Belastungszustände, die den Beanspruchungszustand i bedingen, und der prognostizierten Anzahl äquivalenter 10-t-Achsübergänge (AÜ) im Prognosezeitraum. Bei Änderung der Zunahme des Schwerverkehrsanteils während des Nutzungszeitraums ist jahresweise vorzugehen.

5.4.2 Nachweise für Tragschichten ohne Bindemittel und Planum

Die Schadenshypothese nach Miner kann für jede beliebige dimensionierungsrelevante Größe genutzt werden, die durch eine oder mehrere Belastungsgrößen beeinflusst wird. In Pflasterbefestigungen sind vornehmlich die Beanspruchungen in bzw. auf den ungebundenen Schichten maßgebend.

Grundsätzlich gilt, dass die ungebundenen Schichten einer Straßenbefestigung so zu konzipieren sind, dass von außen einwirkende Belastungen zu keinen schädlichen Beanspruchungen in bzw. auf den ungebundenen Tragschichten und dem Planum führen. Eventuell auftretende plastische Verformungen der ungebundenen Schichten müssen während des geplanten Nutzungszeitraumes so gering sein, dass sie keine schädigende Wirkung für den Oberbau haben.

Die RDO Asphalt 09 [RDO Asphalt 09] setzt voraus, dass bis zu einer spezifischen Grenzlastwechselanzahl die maximalen vertikalen Spannungen auf den ungebundenen Schichten in Abhängigkeit von den einwirkenden Belastungen in unschädlicher Größenordnung vorzufinden sind. Mit Gl. 5-3 und Gl. 5-4 nach Heukelom ([HEUKELOM 62]) lässt sich in Abhängigkeit vom E_{v2} -Wert (als Ergebnis des statischen Plattendruckversuches) auf der jeweiligen ungebundenen Schicht entweder die zulässige maximale Vertikalspannung $\sigma_{z,zul}$ oder die kritische Grenzlastwechselzahl N_{zul} berechnen, wieder unter Einbeziehen eines Sicherheitsbeiwertes, der der jeweils gültigen Version der RDO Asphalt entnommen werden kann. Für die Durchführung des eigentlichen Nachweises ist Gl. 5-4 zu verwenden.

Neben der Vertikalspannung $\sigma_{z,zul}$ ist hier auch der E_{v2} -Wert auf der nachzuweisenden Schicht als Ergebnis des Plattendruckversuches einzutragen. Sowohl der Plattendruckversuch als auch der E_{v2} -Wert gelten als umstritten und verbesserungswürdig.

Aus jedem Belastungszustand resultiert ein Beanspruchungszustand i . Aus jedem Beanspruchungszustand i lässt sich eine maximale Vertikalspannung $\sigma_{z,zul}$ ermitteln, die wiederum zu einer spezifischen Grenzlastwechselanzahl N_{zul} führt. Jedem Belastungszustand i kann eine Grenzlastwechselzahl N_{zul} zugeordnet werden. Um auf die Gesamtschädigung $\sum s_i$ zu schließen, müssen gemäß Schadenshypothese nach Miner nun die Teilschädigungen wieder nach Gl. 5-2 kumuliert werden. Nimmt die Summe nach Miner einen Wert ≥ 1 an, so ist davon auszugehen, dass während der Nutzungszeit plastische Verformungen in schädlichen Größenordnungen auftreten.

$$\sigma_{z,zul} = \frac{0,00875 \cdot E_{V2}}{(1 + 0,7 \cdot \log N_{vorh}) \cdot AF} \quad \text{Gl. 5-3}$$

$$N_{zul} = 10^{\frac{1}{0,7} \cdot \left[\frac{0,00875 \cdot E_{V2}}{\sigma_{vorh,z} \cdot AF} \right]} \quad \text{Gl. 5-4}$$

mit	E_{V2}	Verformungsmodul, bestimmt bei statischer Belastung auf der Oberfläche ungebundener Schichten [MPa]
	$\sigma_{vorh,z}$	vorhandene maximale vertikale Spannung auf der Oberfläche ungebundener Schichten infolge Verkehrslast [MPa]
	$\sigma_{z,zul}$	zulässige maximale vertikale Spannung auf der Oberfläche ungebundener Schichten infolge Verkehrslast [MPa]
	N_{vorh}	zu erwartende Lastwechselanzahl im geplanten Nutzungszeitraum [-]
	N_{zul}	zulässige Lastwechselanzahl im geplanten Nutzungszeitraum [-]
	AF	Anpassungsfaktor für nachzuweisende Schicht [-]

6 Untersuchte Baustoffgemische

6.1 Laborversuche

In die Untersuchungen zum elastischen und plastischen Verformungsverhalten mit dem zyklischen Triaxialversuch wurden zehn ungebundene Baustoffgemische (UBG) einbezogen. Untersuchungen mit dem einaxialen Ödometer- und CBR- Versuch wurden an sechs dieser Baustoffgemische durchgeführt. Tabelle 6-1 listet die untersuchten Baustoffgemische und deren im Bericht verwendete Kurzbezeichnung auf.

lfd. Nr.	UBG Gesteinsart / Gemisch	Kurzbezeichnung	Ödometer- CBR- Versuche
1	Andesit	Andesit	x
2	Chloritgneis	Chloritgneis	x
3	Chloritgneis + Natursand, sandarm	ChltgnsNSA	
4	Chloritgneis + Natursand, Fullerlinie	ChltgnsNSF	
5	Chloritgneis + Natursand, sandreich	ChltgnsNSR	
6	Gneis	Gneis	x
7	Granodiorit	Granodiorit	x
8	Granodiorit + Natursand	GranoNS	x
9	Granulit	Granulit	x
10	Grauwacke	Grauwacke	

Tabelle 6-1 Materialauswahl für die Untersuchungen, Kurzbezeichnung

Alle Baustoffgemische wurden mit zwei verschiedenen Wassergehalten untersucht, jeweils mit Wiederholungsversuch.

Insgesamt ergeben sich somit 40 Probekörper für Triaxialversuche und 24 Probekörper für Ödometer- und CBR- Versuche. Die in diesem Bericht verwendete Bezeichnung der einzelnen Proben setzt sich aus der Kurzbezeichnung des Materials, dem Wassergehalt in Bezug auf den optimalen Wassergehalt in % und der fortlaufenden Probennummer zusammen.

Beispiel: Chloritgneis_70_04: vierter Probekörper aus Chloritgneis mit einem Wassergehalt $WC = 70\%/WC_{opt.}$

6.2 Voruntersuchungen

Die verwendeten UBG wurden aus regionalen Steinbrüchen bzw. Lagerstätten beschafft. Für alle Materialien wurden Proctordichte und Korngrößenverteilung bestimmt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in Tabelle 6-2 und Bild 6-1 zusammengefasst.

Die Ergebnisse der Proctorversuche nach [DIN EN 13286-2] bilden die Grundlage zur Festlegung der Einbauwassergehalte und der Zieldichten für die Probekörperherstellung.

Probenbezeichnung	Proctordichte	Optimaler Wassergehalt bezogen auf die Trockenrohdichte
	ρ_d [g/cm³]	w_{opt} [M.-%]
Andesit	1,96	8,0
Chloritgneis	1,97	5,1
ChltgnsNSA	2,03	5,0
ChltgnsNSF	2,07	5,0
ChltgnsNSR	2,05	6,5
Gneis	2,11	7,5
Granodiorit	1,97	5,9
GranoNS	2,08	7,4
Granulit	2,03	4,5
Grauwacke	2,1	7,1

Tabelle 6-2 Parameter der untersuchten Baustoffgemische

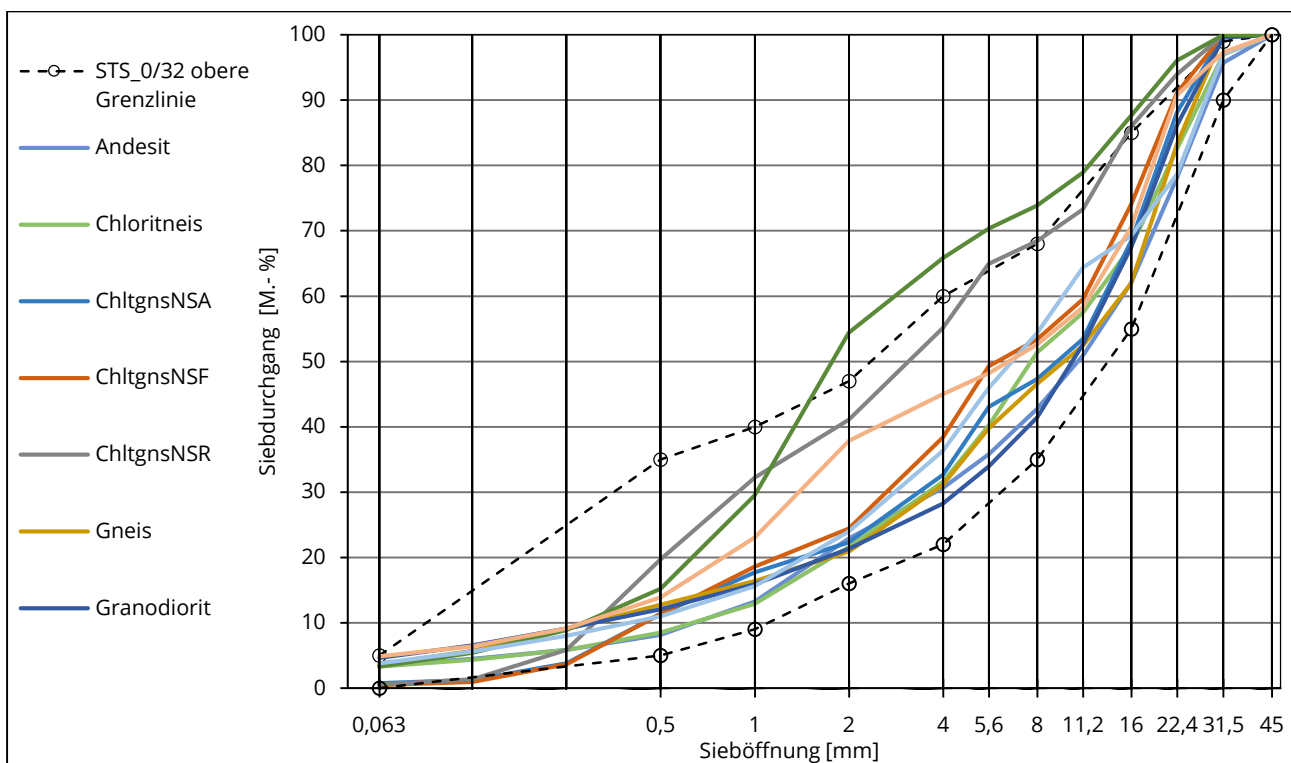


Bild 6-1 Korngrößenverteilungen der untersuchten Baustoffgemische im Lieferzustand

6.3 Großmaßstäbliche Versuche

Im Vergleich der Untersuchungsergebnisse zum Verformungsverhalten (siehe Abschnitte 10.2 bis 10.4) und der Wasserdurchlässigkeit (vgl. Kapitel 11) zeigte der Chloritgneis ausgewogene Materialeigenschaften. Für die Durchführung der großmaßstäblichen Versuche wurde deshalb der Chloritgneis ausgewählt.

7 Laborversuche – Prüfprozedur

7.1 Anforderungen an die Prüfprozedur bei Durchführung von Triaxialversuchen

Die Durchführung von Triaxialversuchen ermöglicht die Untersuchung mehrdimensionaler Beanspruchungszustände, wie sie in einer realen Straßenbefestigung vorhanden sind (siehe Kapitel 8).

Ziele der durchzuführenden Triaxialversuche sind:

- Charakterisierung des nichtlinear-elastischen Verformungsverhaltens der UBG
- Charakterisierung des plastischen Verformungsverhaltens der UBG
- Informationen zu dimensionierungsrelevanten Grenzzuständen der UBG

Zum Erreichen dieser Ziele ist eine geeignete Versuchsprozedur sicherzustellen. Diese beschreibt den Versuchsablauf im Wesentlichen durch:

- 1) Prüfspannungen (Spannungsniveaus)
- 2) Spannungspfade (Sequenzen)
- 3) Anzahl der Lastwechsel
- 4) Prüffrequenz
- 5) Reihenfolge der Untersuchungen

Um die Eignung der Versuchsprozedur für eine Standardisierung des Verfahrens zu gewährleisten, sind weitere Aspekte zu berücksichtigen:

- Sicherstellung der Unversehrtheit der Probe bis zur letzten Prüfsequenz
- effiziente Gestaltung der Versuchsdurchführung (zeitlicher und gerätetechnischer Aufwand)
- Beim Erstellen einer Versuchsprozedur sind die zu erreichenden Ziele gegen die Möglichkeiten deren zweckmäßiger Umsetzung abzuwägen. Faktoren, welche diesen Prozess beeinflussen, sind:

- 1) Prüfspannungen (Spannungsniveaus)
 - Spannungsniveaus in der ToB
 - Prüftechnik
 - Grenzzustände des Materialversagens
- 2) Spannungspfade (Sequenzen) / Reihung
 - Verwendete Stoffmodelle
 - Einfluss der Spannungsgeschichte auf das Materialverhalten
 - Grenzzustände des Materialversagens
- 3) Anzahl der Lastwechsel
 - untersuchte Materialeigenschaft (elastisches / plastisches Verhalten)
 - Versuchsdauer
- 4) Prüffrequenz
 - Prüftechnik
 - Versuchsdauer

Die zu erstellende Versuchsprozedur ist folglich als Kompromiss zu verstehen.

7.2 Beanspruchungsniveaus in Tragschichten ohne Bindemittel

7.2.1 Annahmen

Zur Beschreibung und Modellierung des i. d. R. nichtlinear elastischen Materialverhaltens granularer Straßenbaustoffe sind geeignete Stoffmodelle erforderlich (vgl. Abschnitte 4.2.3 und Abschnitt 4.2.4). Die Gültigkeitsgrenzen eines Stoffmodells beschränken sich streng genommen auf den Wertebereich der zur Modellbildung zugrunde gelegten Stichprobe. Beanspruchungszustände außerhalb des Wertebereiches sind daher mit Bedacht zu bewerten. Prüfprozeduren zur Bereitstellung repräsentativer Stichproben sollten daher auf tatsächlich in einer Befestigung zu erwartende Beanspruchungen abgestimmt werden.

Stehen für die Modellierung von zu erwartenden Beanspruchungen noch keine Modellparameter zur Verfügung, so müssen vereinfacht Annahmen getroffen werden.

Unter Anwendung des in Kapitel 4 beschriebenen Berechnungsmodells für eine Pflasterbefestigung mit rechteckigem Betonsteinpflaster im Längsverband, sowie bekannten Materialparametern, wurden für eine Radlast von 5 t die sich in der unter der Pflasterbettung befindenden ungebundenen Tragschicht einstellenden Spannungen berechnet. Die ermittelten Spannungen repräsentieren die in-situ im Mittel zu erwartenden Beanspruchungsniveaus.

7.2.2 Ergebnisse

Die mit dem FE-Modell ermittelten Spannungen (bzw. Spannungsniveaus) im Befestigungsquerschnitt der ungebundenen Tragschicht werden in Bild 7-1 durch graue Quadrate repräsentiert. Die blaue Linie säumt den Bereich aller in der ungebundenen Tragschicht unter der Pflasterbefestigung auftretenden Spannungsniveaus. Im Vergleich dazu sind mit farbigen Quadraten die Spannungsniveaus in einer ungebundenen Tragschicht unter 4 cm Asphaltdecke für unterschiedliche Szenarien dargestellt. Die Beanspruchungen in der ungebundenen Tragschicht in der untersuchten Pflasterbefestigung entspricht in etwa denen unter einer 4 cm dicken Asphaltdecke in den Szenarien „Winter“ und „Frühling“, und liegt unter dem Niveau des Szenarios „Sommer“.

Die aus dem Modellquerschnitt aus der ungebundenen Tragschicht in jedem Netzelement ausgelesenen Spannungen sollen hinsichtlich der Häufigkeit Ihres Auftretens nur einen groben Überblick bzw. ein grobes Verständnis bezüglich der in einer Pflasterbefestigung in der ungebundenen Tragschicht zu erwartenden Beanspruchungen unter und neben der Lasteinleitungsfläche geben. Die Verteilung der einzelnen Werte ist insbesondere von der Modelbreite und der Netzdichte abhängig.

Ein wertender Vergleich der sich bei verschiedenen Belastungen einstellenden maximalen Beanspruchungen in den ungebundenen Tragschichten der nachfolgend betrachteten Pflasterbefestigungen unter Einbeziehung der im Rahmen des zugrundeliegenden Forschungsvorhabens untersuchten Materialien mit den in Anwendung gebrachten Annahmen der Spannungen in den durchgeführten Triaxialversuchen folgt in Kapitel 12. Im Modell berechnete und als tatsächlich zu erwartende Beanspruchungen bzw. Spannungen werden mit den Annahmen der Prüfprozedur verglichen und geben somit Auskunft über die Güte der verwendeten Materialparameter.

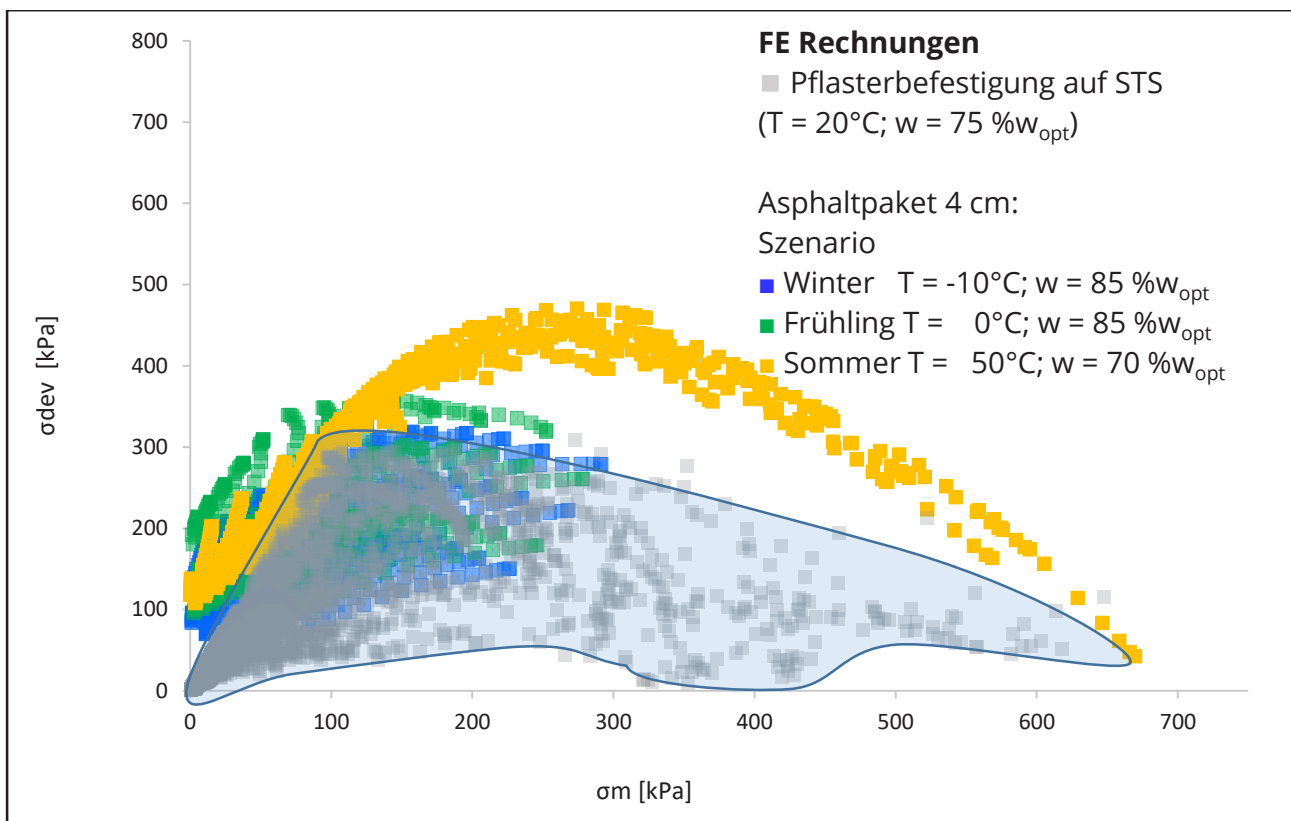


Bild 7-1 Spannungen in der ungebundenen Tragschicht unter der Bettung unterhalb der Pflasterdecke; Vergleich zu den Spannungen unter einer Asphaltdecke der Dicke = 4 cm [FE 04.0294/2015]

7.3 Berücksichtigung von Grenzzuständen

Zu den in Abschnitt 7.1 aufgelisteten Anforderungen an eine Prüfprozedur gehört die Berücksichtigung von Grenzzuständen. Für die Erstellung der Prüfprozedur besteht die Notwendigkeit, ohne Kenntnis des Materialverhaltens eine Prognose zum Grenzzustand des Materialversagens zu treffen. Der Grenzzustand wird dabei durch einen Spannungszustand σ_1/σ_m beschrieben. Dieser Spannungszustand sollte erst in den letzten Sequenzen der Prüfprozedur überschritten werden. Um den Grenzzustand möglichst genau bestimmen zu können, ist im erwarteten Versagensbereich eine enge Staffelung der aufzubringenden Spannungen notwendig.

Untersuchungen zum elastischen Verformungsverhalten sollten bei maximal 70% dieses Spannungszustandes durchgeführt werden, um Schädigungen der Probe zu vermeiden. Aussagen zum Materialversagen von UBG im zyklischen Triaxialversuch werden u. a. in [ARN 06] getroffen. Die Versagenslinie für ein UBG hoher Qualität ist dort im p/q Diagramm ($p=\sigma_1$; $q=\sigma_m$; $\sigma_m = (\frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3))$) mit einem Steigungswinkel von $\varphi \sim 63,48^{\circ}$ und einer Kohäsion von ca. 90 kPa angegeben. Die angegebene Kohäsion entspricht der maximal ertragbaren Axialspannung σ_1 ohne anliegender Zellspannung, d. h. bei $\sigma_3 = 0$.

In Auswertung der plastischen Versuchsergebnisse der Forschungsvorhaben FE 09.0175/2011/ERB [WEL 14] und FE 04.0294/2015/OGB [WEL 20] wurde die Versagenslinie für die in diesem Forschungsprojekt zu untersuchenden UBG mit $\varphi = 58^{\circ}$ und einer Kohäsion = 20 kPa angenommen. Es wird vermutet, dass beim Überschreiten dieses Spannungszustandes die Probe geschädigt wird. In Bild 7-2 ist diese Line (hellblau, durchgehend) die obere Begrenzung des „kritischen“ Spannungsbereiches, welcher gelb ausgefüllt ist. Die untere Grenzlinie dieses Bereiches (hellblau, unterbrochen) entspricht 70% der Grenzspannung.

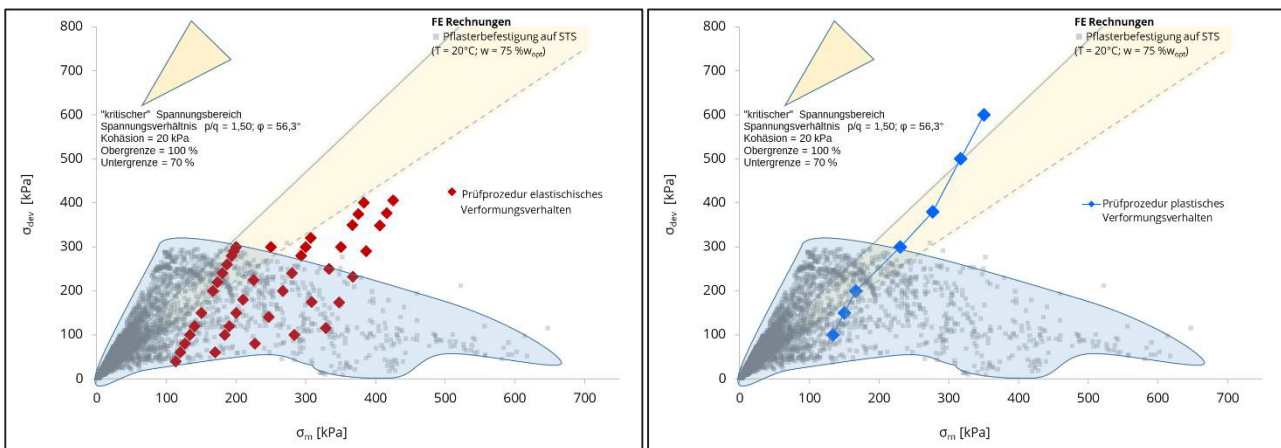


Bild 7-2 Spannungspfade der Prüfprozeduren für die Untersuchung des elastischen (Grafik links) und plastischen (Grafik rechts) Verformungsverhaltens

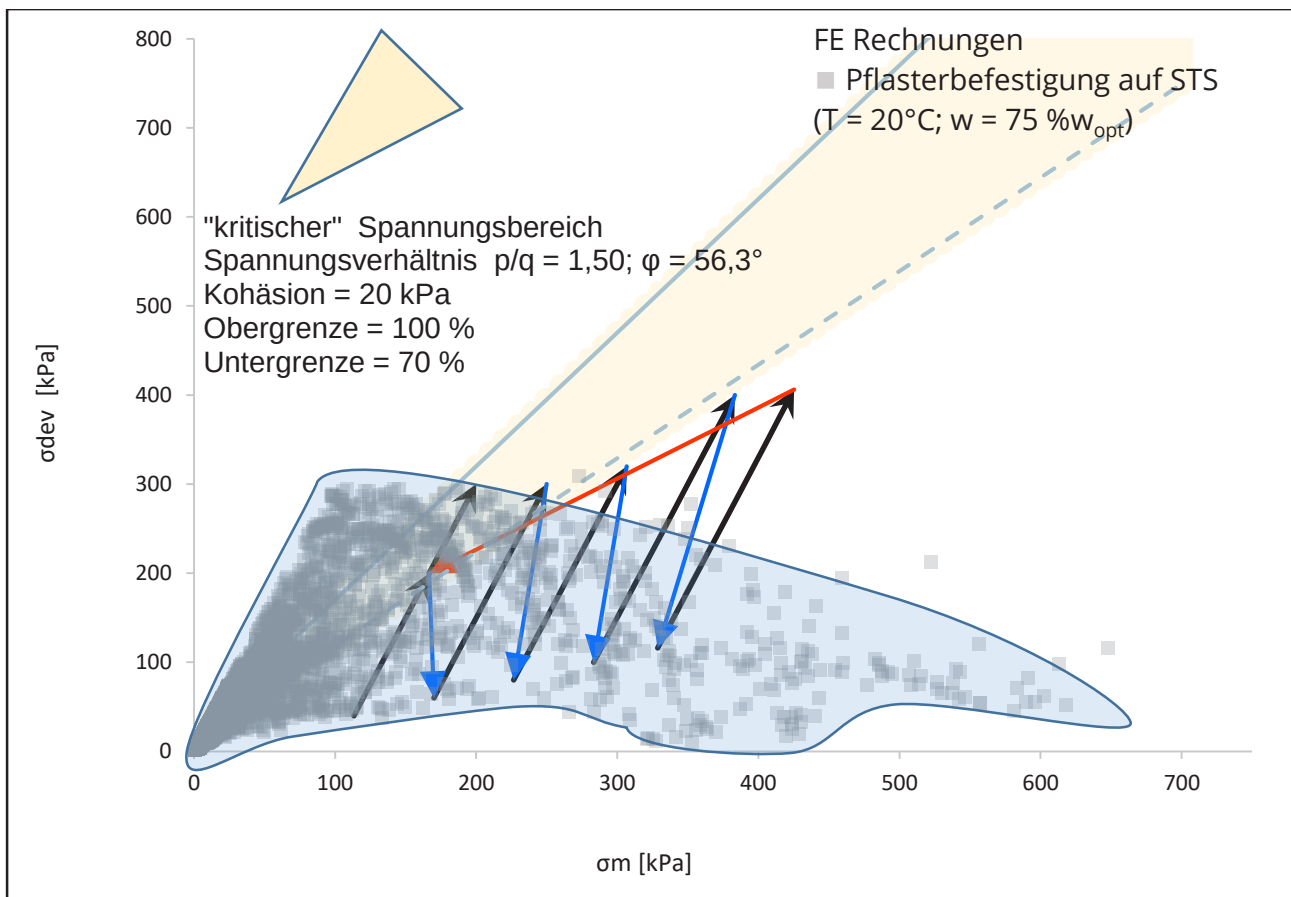


Bild 7-3 Untersuchung des elastischen Verformungsverhaltens, Reihung der Prüfsequenzen unter Berücksichtigung der prognostizierten Grenzzustände

Es ist erkennbar, dass eine Teilmenge der mit dem FE-Modell prognostizierten Spannungen im „kritischen“ Bereich liegt und auch den prognostizierten Grenzzustand des Versagens übersteigt. Gesicherte Aussagen zum Materialverhalten bei diesen Spannungen erfordern entsprechende Versuchsspannungen. Damit die Probe während der Versuchssequenzen keinen Schaden nimmt, ist dieser Spannungsbereich zu vermeiden.

Die gewählten, in Bild 7-2 dargestellten, Spannungspfade der Prüfprozeduren bilden einen Kompromiss aus dem Vorgenannten. Die Prüfsequenzen des elastischen Versuches in Bild 7-2 links bestehen aus jeweils sieben Spannungszuständen, gekennzeichnet durch rote Rauten/ Datenpunkte. Die Prüfprozedur enthält insgesamt sechs Prüfsequenzen. Der erste Spannungspfad des elastischen Versuches reicht deutlich in den „kritischen“ Bereich hinein. Um eine vorzeitige Schädigung der Probe auf diesem Spannungspfad zu vermeiden, wurde der Spannungspfad in zwei Prüfsequenzen geteilt und die Reihung der Prüfsequenzen angepasst. Die Sequenz mit den Spannungen im „kritischen“ Bereich steht an letzter Stelle.

Bild 7-3 zeigt den daraus resultierenden Versuchsablauf. Die einzelnen Prüfsequenzen (siehe Bild 7-2 links, eine Sequenz = sieben Rauten) sind hier durch schwarze Pfeile dargestellt. Die Abfolge der Prüfsequenzen 1 bis 5 (schwarze Pfeile) ist durch blaue Pfeile dargestellt. Am Ende der Sequenz 5 folgt der „Rücksprung“ zum ersten Spannungspfad, bzw. zur Sequenz 6, gekennzeichnet durch einen roten Pfeil.

Der plastische Versuch, dessen Ablauf in Bild 7-2 rechts dargestellt ist, besteht aus sieben Spannungszuständen. Diese sind durch blaue Rauten gekennzeichnet. Um den Grenzzustand des Materialversagens zum Ende der plastischen Untersuchungen sicher zu erfassen, wurden die letzten Prüfspannungen dicht an der prognostizierten Versagenslinie positioniert (Bild 7-2 rechts).

7.4 Gewählte Prüfprogramme

Nachfolgend werden die in Anwendung gebrachten Versuchsbedingungen zur Untersuchung des plastischen und elastischen Materialverhaltens zusammengefasst.

Laststufe	Zellspannung σ_3 [kPa]	axiale Deviatorspannung σ_{dev} [kPa]		σ_m [kPa]	f [Hz]	LW [-]
	konstant	min	max	max		
1	150	0	300	250	10	20.000

Tabelle 7-1 Prüfprogramm des Vorversuches für die zyklischen Triaxialversuche

Laststufe	Zellspannung σ_3 [kPa]	axiale Deviatorspannung σ_{dev} [kPa]		σ_m [kPa]	f [Hz]	LW [-]
	konstant	min	max	max		
1	100	0	100	133	5	50.000
2	100		150	150		
3	100		200	167		
4	130		300	230		
5	150		380	277		
6	150		500	317		
7	150		600	350		

Tabelle 7-2 Prüfprogramm für die zyklischen Triaxialversuche zur Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens

Laststufe	Zellspannung σ_3 [kPa]	axiale Deviatorspannung σ_{dev} [kPa]		σ_m [kPa]	f [Hz]	LW [-]
	konstant	min	max	max		
1	100	0	40	113	1	100
2			60	120		
3			80	127		
4			100	133		
5			120	140		
6			150	150		
7			200	167		
8	150		60	170		
9			100	183		
10			120	190		
11			150	200		
12			180	210		
13			225	225		
14			300	250		
15	210		80	227		
16			140	247		
17			200	267		
18			240	280		
19			280	293		
20			300	300		
21			320	307		
22	250		100	283		
23			175	308		
24			250	333		
25			300	350		
26			350	367		
27			375	375		
28			400	383		
29	290		116	329		
30			174	348		
31			232	367		
32			290	387		
33			348	406		
34			377	416		
35			406	425		
36	100		200	167		
37			220	173		
38			240	180		
39			260	187		
40			280	193		
41			290	197		
42			300	200		

Tabelle 7-3 Prüfprogramm für die zyklischen Triaxialversuche zur Untersuchung des elastischen Verformungsverhaltens

8 Zyklische Triaxialversuche

8.1 Geräte und Versuchsanordnung

Die Versuchsdurchführung erfolgte mit der Triaxialanlage der Professur für Straßenbau der TU Dresden. Wesentliche Elemente der Versuchsanlage mit den entsprechenden Wegmesssystemen sind in Bild 8-2 schematisch dargestellt. Die Anlage stellt zur Messung der axialen Verformungen zwei induktive Wegmesssysteme (System 1 und 2) und ein magnetisches Wegmesssystem (System 3, 3 Paare von Magneten, die jeweils 120° versetzt angeordnet sind) zur Verfügung. Für die durchgeführten Versuche wurden die Messwerte des magnetischen Wegmesssystems genutzt. Darüber hinaus besitzt die Anlage ein Radialwegmesssystem, bestehend aus neun induktiven Wegaufnehmern, welches zur Messung der radialen Verformungen genutzt werden kann.

Die Zellspannung wird bei dieser Triaxialanlage mittels Öl aufgebracht. Die Stützdruckregelung kann sowohl statisch als auch dynamisch mit verschiedenen Belastungsfunktionen erfolgen. Im Forschungsprojekt wurde mit statischem Stützdruck gearbeitet.

Die kleinste realisierbare Zellspannung wird durch die Konstruktion der verwendeten Versuchseinrichtung bzw. der Messwerterfassung bestimmt. Zellspannungen kleiner als 100 kPa ließen sich an der Anlage der TU Dresden nicht sicher erzeugen, da die Größenordnung der resultierenden Messwerte im Bereich der Messgenauigkeit liegt und eine Mindestzellspannung benötigt wird, um sicherzustellen, dass die Membran am Probekörper anliegt.



Bild 8-1 Triaxialzelle der TU Dresden

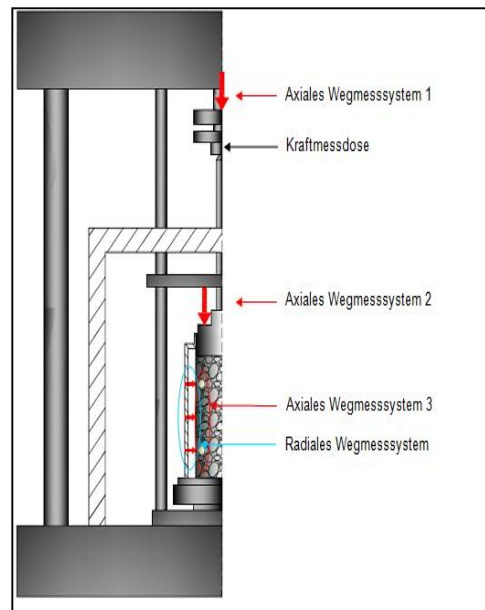


Bild 8-2 Schematische Darstellung der Triaxialanlage [GRO 05]

8.2 Probekörperherstellung

Für die Triaxialversuche wurden zylindrische Probekörper mit den Maßen, Höhe $H = 290$ mm und Durchmesser $D = 150$ mm hergestellt. Das Probenmaterial wurde mit 97% Proctordichte und Wassergehalten von $0,85 \cdot w_{\text{opt}}$ bzw. $0,7 \cdot w_{\text{opt}}$ eingebaut. Die Wassergehalte für die Probekörperherstellungen wurden unter der Annahme festgelegt, dass der Wassergehalt in einer ungebundenen granularen Tragschicht unterhalb von w_{opt} liegt, und im Normalfall (d. h. bei intakter Entwässerung) jahreszeitlich bedingt ca. zwischen 70% und 85% w_{opt} schwankt.

Die durch Probenteilung hergestellte Mischprobe des jeweiligen UBGs (ca. 15 kg) wurde zunächst durch ein Sieb mit 32 mm Öffnungsweite gegeben um das Überkorn (Korngröße > 32 mm) zu separieren und anschließend getrocknet. Danach wurde der jeweilige Zielwassergehalt eingestellt. Das vorbereitete UBG wurde dann in eine Einbauform in 4 Lagen eingebaut. Für jede Lage wurde eine der geforderten Probenmenge entsprechende Masse in die Form gegeben und mit einem Boschhammer (GSH 11E) mit Verdichtungsteller ($\varnothing = 115 \text{ mm}$) solange verdichtet, bis die vorgegebene Solldichte erreicht war. Um verzahnte Schichtgrenzen und eine homogene Probe über die gesamte Höhe zu erhalten, wurde die Oberfläche jeder Zwischenlage nach dem Verdichten wieder aufgekratzt. Da es sich um kohäsionslose (bzw. -arme) Lockergesteine handelte und die Versuche unter dränierten Bedingungen durchgeführt wurden, waren keine Konsolidierungsphasen erforderlich. Die Versuche wurden in der Regel unmittelbar nach Fertigstellung der Probekörper durchgeführt.

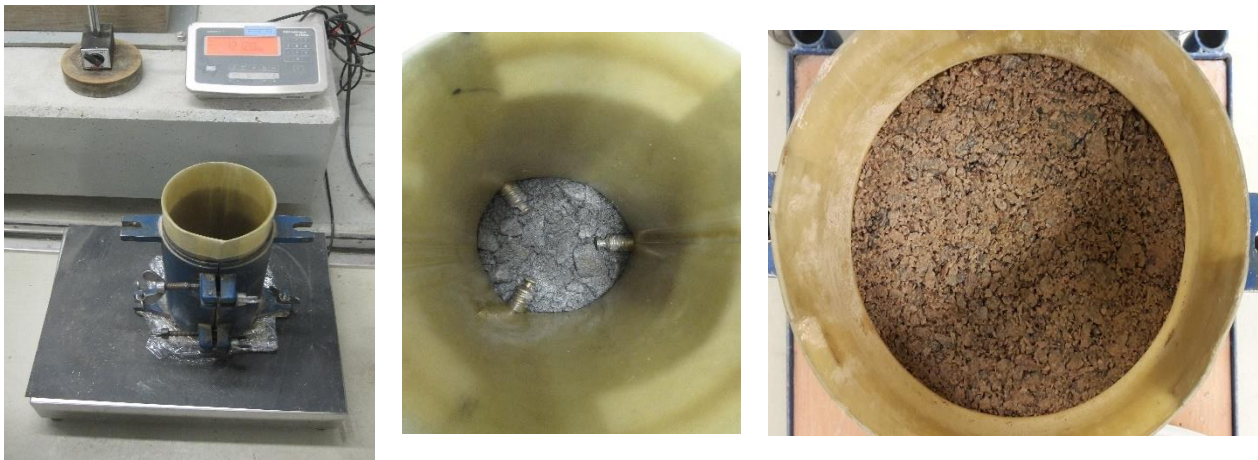


Bild 8-3 Probekörperherstellung für den Triaxialversuch



Bild 8-4 Probekörperherstellung: Links - Probekörper im Kunststoffzylinder, nach Entfernen der Stahlschalung, Mitte - Probekörper mit Gummimembran, Rechts – vollständig ausgeschalteter Probekörper nach Versuchsdurchführung (Chloritgneis)

Die Probekörperherstellung erfolgte unter Zuhilfenahme einer für UBG entwickelten Einbauhilfe. Diese besteht aus einem dünnwandigen Kunststoffzylinder, welcher in die zylindrische Stahlform eingebaut wird. Beim Ausschalen des Probekörpers wird zuerst nur die Stahlform entfernt. Während dieses Vorganges stabilisiert der Kunststoffzylinder den Probekörper. In einem zweiten Arbeitsschritt wird der Kunststoffzylinder geöffnet und entfernt. Anschließend wird die Formstabilität des Probekörpers nur durch die dünne Gummimembran und die Kohäsionskräfte im UBG aufrecht erhalten (siehe Bild 8-4).

8.3 Vorversuche

Für die Untersuchung des elastischen Verformungsverhaltens sind Spannungsverhältnisse zu wählen, die nahezu ausschließlich zu elastischen Verformungen des Probekörpers führen. Um diesen Zustand zu erreichen, d. h. die anfänglichen hohen plastischen Verformungen vorwegzunehmen, ist es notwendig, eine Vorbelastung aufzubringen. Diese Vorbelastung wurde durch einen Vorversuch mit einer Zellspannung von 150 kPa, einer Deviatorspannung von 300 kPa und einer Prüffrequenz von 10 Hz über eine Lastwechselanzahl von 20.000 realisiert. Der Versuch wird grundsätzlich spannungsgeregelt durchgeführt. Untersuchungen in den Forschungsprojekten FE 09.0175/2011/ERB [WEL 14] und FE 04.0294/2015/OGB [WEL 20] haben gezeigt, dass mit der Wahl dieser Spannungsverhältnisse am Ende der Vorversuche vorwiegend nur elastische Verformungen auftreten, und die plastische Dehnungsrate sehr gering ist. Die gewählte Belastungsfrequenz von 10 Hz sichert für den Vorversuch eine ausreichend genaue Messwerterfassung bei kurzer Versuchsdauer. Bild 8-5 zeigt für die Vorversuche mit Diabas die Entwicklung der plastischen Dehnungen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl. Die anfänglich hohen Dehnungsraten klingen schnell ab, spätestens nach 5000 Lastwechseln kann der Dehnungsverlauf hinreichend genau durch eine Gerade mit geringem Anstieg beschrieben werden. Die Versuche zum elastischen- und plastischen Verformungsverhalten werden als Multistageversuche am gleichen Probekörper durchgeführt. Die Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens erfolgt unmittelbar nach den Versuchen zum elastischen Verformungsverhalten am selben Probekörper.

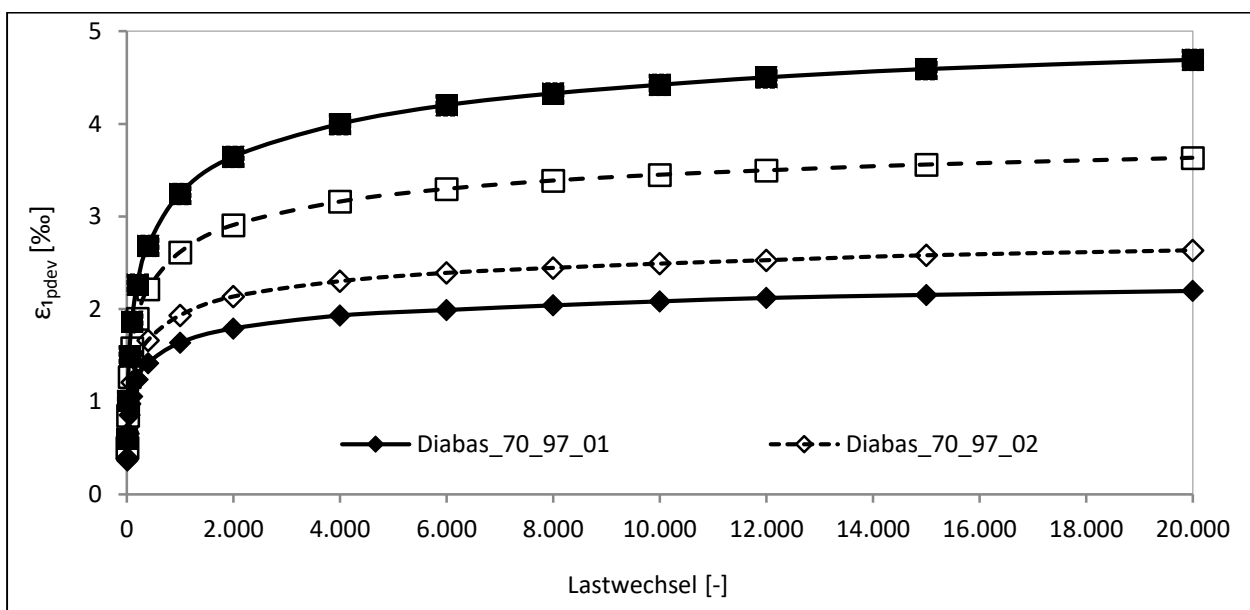


Bild 8-5 Entwicklung der plastischen Dehnungen in Abhängigkeit der Lastwechselzahl beim Vorversuch [WEL 20]

8.4 Untersuchung des elastischen Verformungsverhaltens

8.4.1 Versuchsablauf

Die Ergebnisse der Triaxialversuche zur Untersuchung des elastischen Verformungsverhaltens sollen die Bestimmung der Parameter für das elastische Stoffmodell ermöglichen.

Um das Verformungsverhalten in einem möglichst großen Belastungsbereich beschreiben zu können, erfolgten die Triaxialversuche bei verschiedenen Hauptspannungsverhältnissen sowie bei unterschiedlichen Zellspannungen. Ausgangspunkt für die Wahl der Spannungsverhältnisse und Laststufen der Versuchsprozedur sind im Wesentlichen die Ergebnisse der FE-Berechnungen und Grenzzustände des Versagens, darüber hinaus sind technologische Aspekte zu berücksichtigen (siehe Kapitel 7).

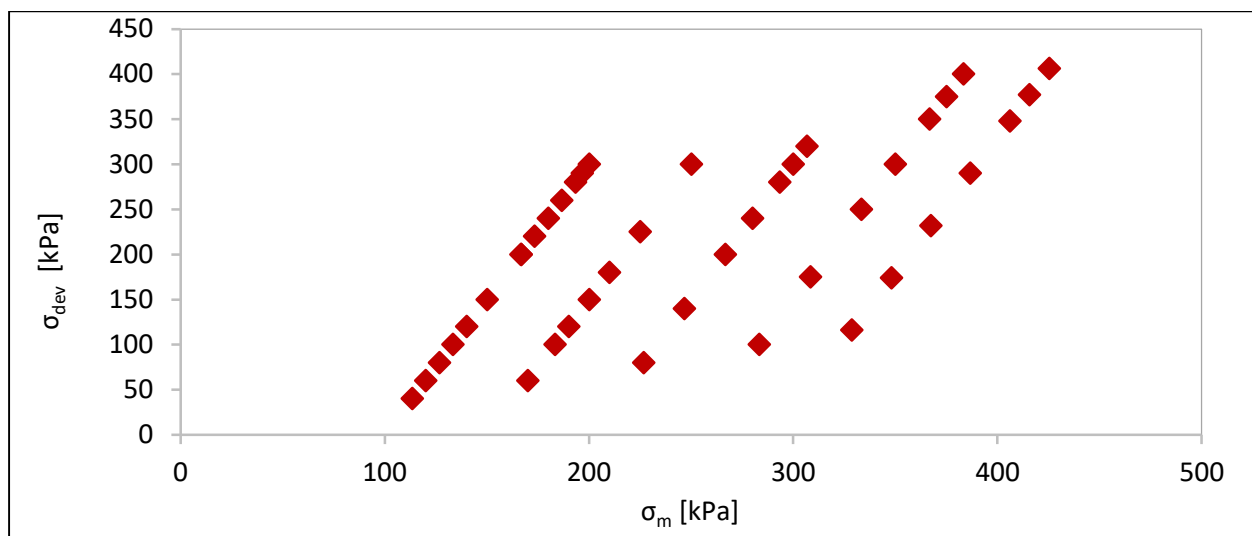


Bild 8-6 Spannungspfade für die Untersuchung der elastischen Verformungseigenschaften im Triaxialversuch

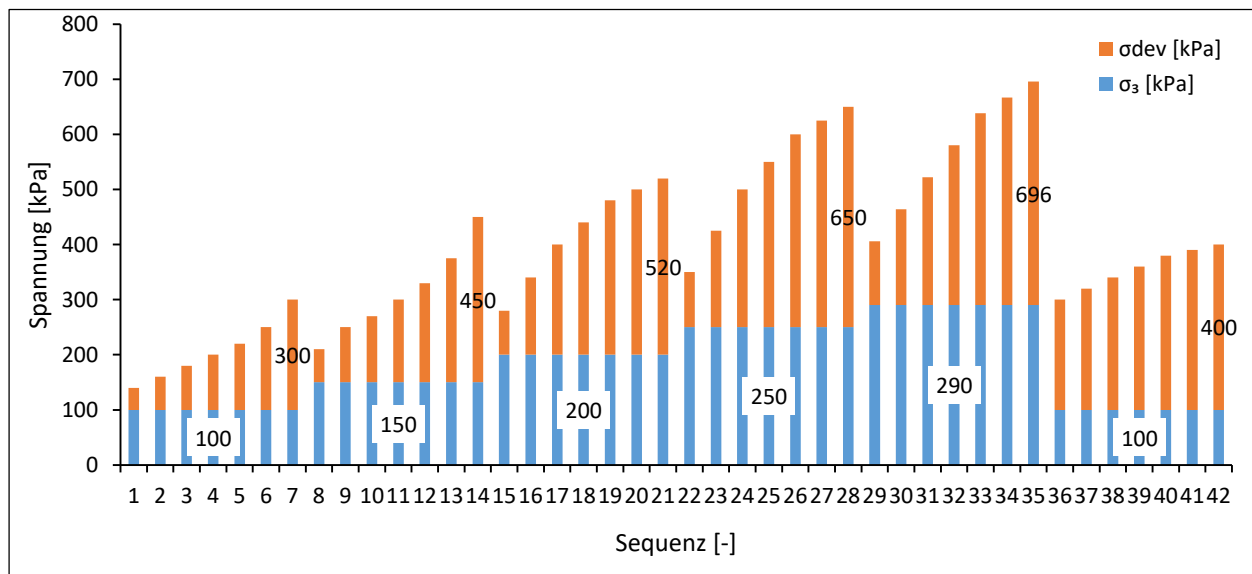


Bild 8-7 Spannungen für die Untersuchung des elastischen Verformungsverhaltens, je Laststufe 100 LW bei 1 Hz

Bild 8-6 zeigt die gewählten Spannungspfade, in Bild 8-7 sind die nacheinander aufgebrauchten Spannungen zu sehen. Insgesamt wurden zur Bestimmung des elastischen Verformungsverhaltens auf jede Probe 42 unterschiedliche Spannungen aufgebracht. Zuerst wurde ein hydrostatischer Spannungszustand durch zeitgleiches Aufbringen der konstanten Zellspannung ($\sigma_3 = 100, 150, 180, 210, 250$ und 290 kPa) und einer vertikalen Spannung $\sigma_1 = \sigma_3$ eingestellt. Danach wurden bei konstanter Zellspannung jeweils zusätzliche sinusförmige Vertikalspannungen σ_d auf die Probe gegeben. Die Spannungsverhältnisse σ_1/σ_3 variierten zwischen 1 und 3. Die Vertikalbelastung σ_d wurde bei allen Versuchen sinusförmig mit einer Frequenz von 1 Hz aufgebracht.

Aus der Anzahl der zu untersuchenden Materialzustände (eine Lagerungsdichte, zwei Wassergehalte) ergibt sich das in den folgenden Tabellen Tabelle 8-1, Tabelle 8-2, Tabelle 8-3, und Tabelle 8-4 aufgestellte Untersuchungsprogramm.

Untersuchte Baustoffgemische	Wassergehalt	Spannungszustände zur Bestimmung des elastischen Verformungsverhaltens	Spannungszustände zur Bestimmung des plastischen Verformungsverhaltens	
UBG 1	natürlicher Wassergehalt (70 % w_{opt})	42	7	-
		42	7	Doppelbelegung
	erhöhter Wassergehalt (85 % w_{opt})	42	7	-
		42	7	Doppelbelegung

Tabelle 8-1 Aufstellung der zyklischen Triaxialversuche für ein Material (mit Doppelbelegung)

Korngrößenverteilung	variabel, max. Korngröße < 32 mm (Absiebung Überkorn)
Probekörperabmessungen	150 mm Durchmesser und 290 mm Höhe
Probenherstellung	Vibrationshammer
Zieldichte	97% Proctordichte
Wassergehalt	70 % w_{opt} und 85 % w_{opt}
Triaxialanlage	Sinusförmige vertikale Belastung und konstantem Stützdruck
Drainierung	Drainierte Bedingungen
Spannungsverhältnisse	Vorversuch: $\sigma_1 = 450$ kPa $\sigma_3 = 150$ kPa ($\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$) Bestimmung der elastischen Parameter: siehe Tabelle 7-3 und Bild 8-7 Bestimmung der plastischen Parameter siehe Tabelle 7-2 und Bild 8-13
Lastwechselzahlen / Frequenz	Vorversuch: 20.000 Lastwechsel bei 10 Hz elastische Parameter: je Spannungsniveau 100 Lastwechsel bei 1 Hz plastische Parameter: je Spannungsniveau 50.000 Lastwechsel bei 5 Hz

Tabelle 8-2 Versuchsparameter für die zyklischen Triaxialversuche

Vorversuch			
	Lastwechsel (LW)	Aufzeichnung	LW Gesamt
	1 - 1.000	komplett	1.000
	1.001 -20.000	10 LW je 100 LW	1.900
Summe Vorversuch			2.900
Versuche zum elastischen Verformungsverhalten:			
	Lastwechsel (LW)	Aufzeichnung	LW Gesamt
je Laststufe	1-100	komplett	100
Summe elastische Versuche (35 Laststufen)			4.200
Versuche zum plastischen Verformungsverhalten:			
	Lastwechsel (LW)	Aufzeichnung	LW Gesamt
je Laststufe	1 - 50	komplett	50
	51 - 1.000	10 LW je 100 LW	90
	1.001 - 50.000	10 LW je 5.000 LW	100
Summe je Laststufe			240
Summe plastische Versuche (7 Laststufen)			1.680

Tabelle 8-3 Triaxialanlage, aufgezeichnete Versuchsdaten

Versuche zum elastischen Verformungsverhalten:	
elastische Dehnung	je Laststufe 5 LW bei LW {92}
Versuche zum plastischen Verformungsverhalten:	
plastische Dehnung kumulativ	komplett
elastische Dehnung	je Laststufe 5 LW bei LW {5;45;195;495;995;4.995;14.995;19.995;24.995;29.995;34.995;39.995;44.995;49.992}

Tabelle 8-4 Triaxialversuch, ausgewertete Versuchsdaten

8.4.2 Ergebnisse - elastisches Verformungsverhalten

Zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls wurden für ein aufgebrachtes Spannungsverhältnis die jeweils fünf letzten Lastwechsel einer Lastwechselgruppe ausgewertet. Die Aufbereitung der Messwerte erfolgte dabei in Anlehnung an die in Punkt 6 der TP Asphalt StB Teil 26 beschriebenen, Verfahrensweise. Zur Berechnung des Elastizitätsmoduls im Ergebnis des Spaltzugschwellversuches an Asphaltprobekörpern werden in der TP Asphalt StB Teil 26 [FGSV-756/26] die Differenzen zwischen maximaler und minimaler Kraft bzw. Horizontalverformung ermittelt. Hierfür werden die Messwerte der Kraft und der Horizontalverformung des Probekörpers mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate an entsprechende Sinusfunktionen angenähert. Im Unterschied zum Spaltzugschwellversuch nach [FGSV-756/26] wird im Triaxialversuch mit konstanter Radialspannung die (vertikale) Axialverformung ausgewertet. Der Elastizitätsmodul ist in diesem Fall als Sekantenmodul gemäß Gl. 8-1 definiert (siehe auch [DIN EN 13286-7] Tabelle 1)

$$E_r = \frac{\sigma_1^r}{\varepsilon_1^r} \quad \text{Gl. 8-1}$$

mit	E_r	Elastizitätsmodul [MPa]
	σ_1^r	Amplitude der vertikalen Spannung ($\sigma_{1 \max} - \sigma_{1 \min}$)
	ε_1^r	Amplitude der vertikalen Dehnungen [‰] ($\varepsilon_{1 \max} - \varepsilon_{1 \min}$)

Bild 8-9 und Bild 8-8 zeigen die Elastizitätsmoduln in Abhängigkeit von der Deviatorspannung und der Zellspannung für alle durchgeführten Versuche. Für jedes UBG wurden 4 Versuche durchgeführt. In der linken Spalte sind die Versuche mit einem Wassergehalt $w/w_{\text{opt}} = 70 \%$ zu sehen, rechts die Versuche mit $w/w_{\text{opt}} = 85 \%$. Die Ergebnisse des ersten Versuches sind mit einem Dreieck (Marker $\triangle$) und einer durchgehenden Linie (–) gekennzeichnet, die Ergebnisse des zweiten Versuches (Wiederholungsversuch, $\cup$) haben eine gestrichelte Linie (--). Die einzelnen Zellspannungen werden durch eine Farbe gemäß Legende repräsentiert.

Alle Diagramme zeigen deutlich eine Staffelung der Elastizitätsmoduln in Abhängigkeit von der wirkenden Zellspannung. Diese Ergebnisse bestätigen die bisherigen Kenntnisse über das Verformungsverhalten von UBG. Eine höhere Zellspannung bewirkt durch das stärkere Zusammendrücken der einzelnen Körner einen Steifigkeitszuwachs und somit eine Erhöhung des Verformungswiderstandes gegenüber einer einwirkenden Belastung. Der Einfluss der Deviatorspannung auf den Elastizitätsmodul ist erkennbar, jedoch ist dieser weniger deutlich ausgeprägt im Vergleich zum Einfluss der Zellspannung auf den Elastizitätsmodul, insbesondere bei niedrigen Deviatorspannungen. Hinsichtlich der qualitativen Verläufe zeigen Erst- und Wiederholungsversuch eine gute Übereinstimmung. Quantitativ sind große Unterschiede bei ChltgnsNSA_85, ChltgnsNSF_70, Gneis_70 + _85, und Granulit_70 + _85 festzustellen. Beim UBG Granulit sind die Abweichungen zwischen Erst- und Wiederholungsversuch unabhängig vom Wassergehalt.

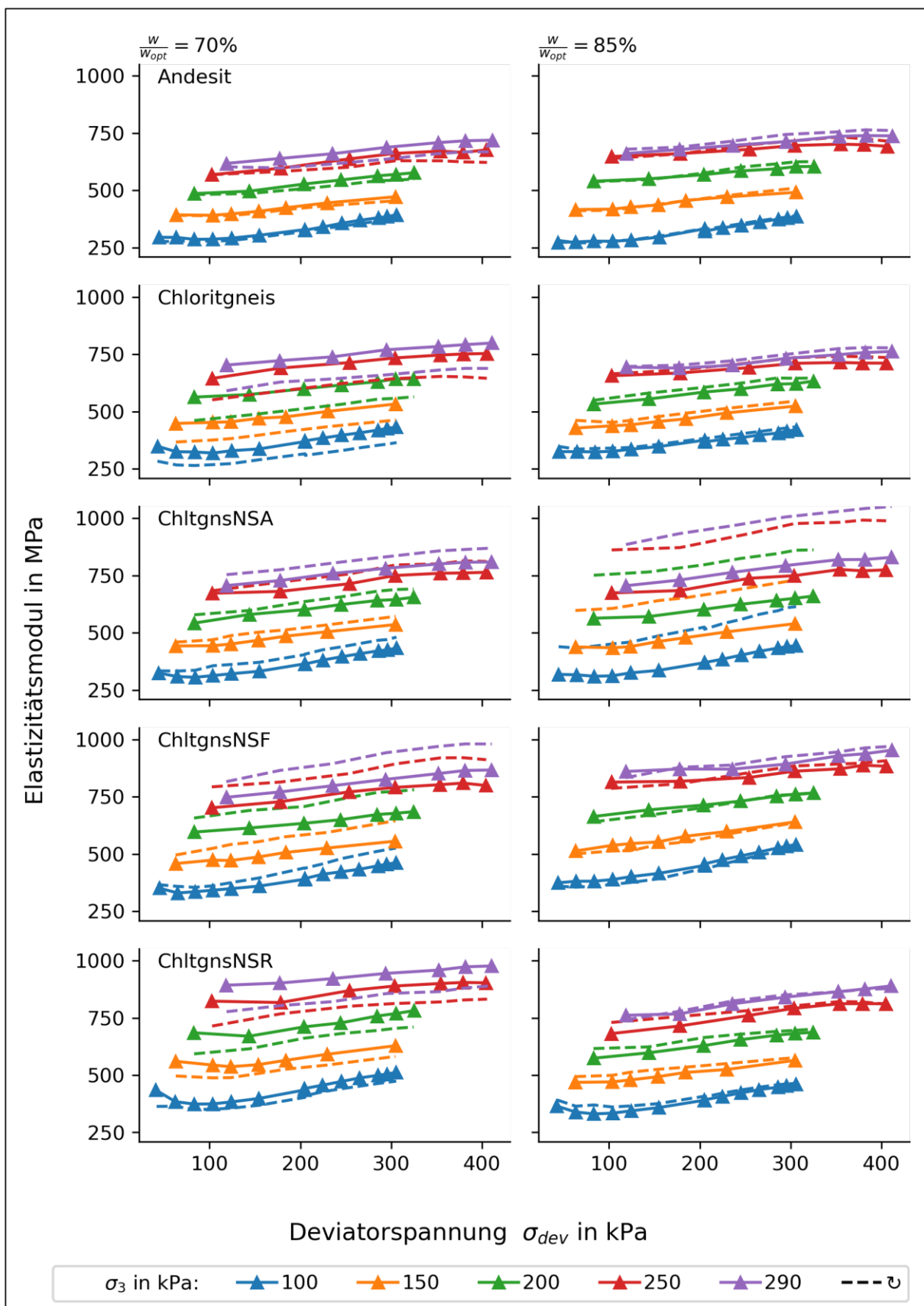


Bild 8-8 Elastizitätsmodul in Abhängigkeit der deviatorischen Axialspannung für verschiedene Zellspannungen Teil 1

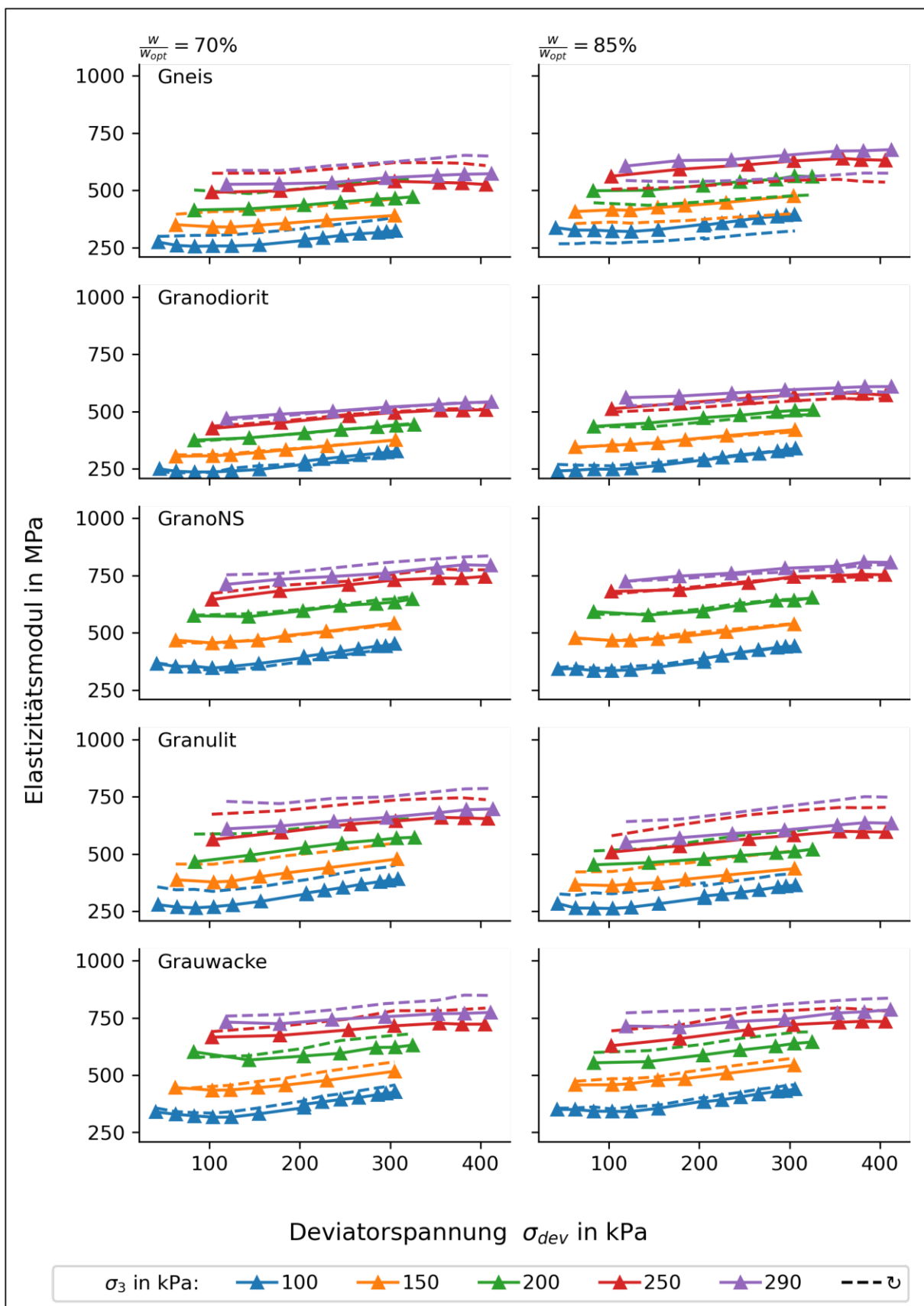


Bild 8-9 Elastizitätsmodul in Abhängigkeit der deviatorischen Axialspannung für verschiedene Zellspannungen Teil 2

8.4.3 Bestimmung der Parameter für das erweiterte modifizierte Universal-Modell

Die Modellparameter für das erweiterte modifizierte Universal-Modell (siehe Abschnitt 4.2.3.1) wurden für die einzelnen Baustoffgemische anhand der Triaxialversuche zur Bestimmung des elastischen Verformungsverhaltens ermittelt. Die Bestimmung der Modellparameter erfolgte mittels der Methode der kleinsten Fehlerquadrate. Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Tabelle 8-5 zusammengefasst. Die ermittelten Modellparameter sind nur für die untersuchten UBG, Dichten und Wassergehalte (70 % und 85 % w_{opt}) gültig.

UBG	$E_r = \left(k_{w1} + k_{w2} \left(\frac{WC}{WC_{opt}} \right) \right) \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3}$					
	k_{w1} [MPa]	k_{w2}	k_2	k_3	R^2	$k_{w2}/(k_{w1}+k_{w2})$
Andesit	44,92	40,85	0,92	-0,10	0,98	0,48
Chloritgneis	63,99	34,90	0,87	-0,09	0,95	0,35
ChltgnsNSA	40,28	85,93	0,86	-0,07	0,88	0,68
ChltgnsNSF	78,65	33,31	0,89	-0,08	0,97	0,30
ChltgnsNSR	129,88	-41,82	0,91	-0,10	0,98	-0,47
Gneis	76,62	16,28	0,80	-0,11	0,90	0,18
Granodiorit	33,64	58,55	0,81	-0,07	0,99	0,64
GranoNS	98,42	-1,88	0,87	-0,11	0,99	-0,02
Granulit	132,56	-49,04	0,82	-0,07	0,91	-0,59
Grauwacke	89,45	8,28	0,87	-0,10	0,98	0,08
Chloritgneis (OML)	135,35	-20,17	0,82	-0,31	0,98	-0,17

Tabelle 8-5 Modellparameter für Gl. 4-12 und Bestimmtheitsmaß R^2 für die untersuchten UBG

Mit den ermittelten Modellparametern wird für die untersuchten UBG ein Bestimmtheitsmaß R^2 von mindestens 88% erreicht. Die unter 95% liegenden Werte für ChltgnsNSA, Gneis, und Granulit lassen sich auf die geringe Übereinstimmung der Ergebnisse im Erst- und Wiederholungsversuche zurückführen.

Die elastischen Verformungseigenschaften der UBG GranoNS und Grauwacke sind nahezu unabhängig vom Wassergehalt, der Betrag des absoluten Verhältniswertes $k_{w2}/(k_{w1}+k_{w2})$ ist sehr klein. Bei den übrigen Baustoffgemischen ist diese Abhängigkeit ebenfalls nicht stark ausgeprägt. Auffällig ist die überwiegend wassergehaltsabhängige Zunahme der Steifigkeit (negatives Vorzeichen des Verhältniswertes $k_{w2}/(k_{w1}+k_{w2})$).

Die Diagramme in Bild 8-11 und Bild 8-10 zeigen die Approximationsgüte des Modells in Bezug auf die Messergebnisse. In der linken Spalte sind die Versuche mit einem Wassergehalt $W / W_{opt} = 70 \%$ zu sehen, rechts die Versuche mit $W / W_{opt} = 85 \%$. Die Ergebnisse des ersten Versuches sind mit einem Dreieck, Spitze nach oben (Marker $\triangle$) gekennzeichnet, die Ergebnisse des Wiederholversuches ($\cup$) einem Dreieck, Spitze nach unten (Marker ∇). Die jeweilige Zellspannung wird durch eine zugeordnete Farbe (siehe Legende) repräsentiert. Die Ergebnisse der Berechnungen nach Tabelle 8-5 entsprechen den gestrichelten Linie (- - - Modell) in Bild 8-11 und Bild 8-10.

Die direkte Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Elastizitätsmoduln zeigt Bild 8-12.

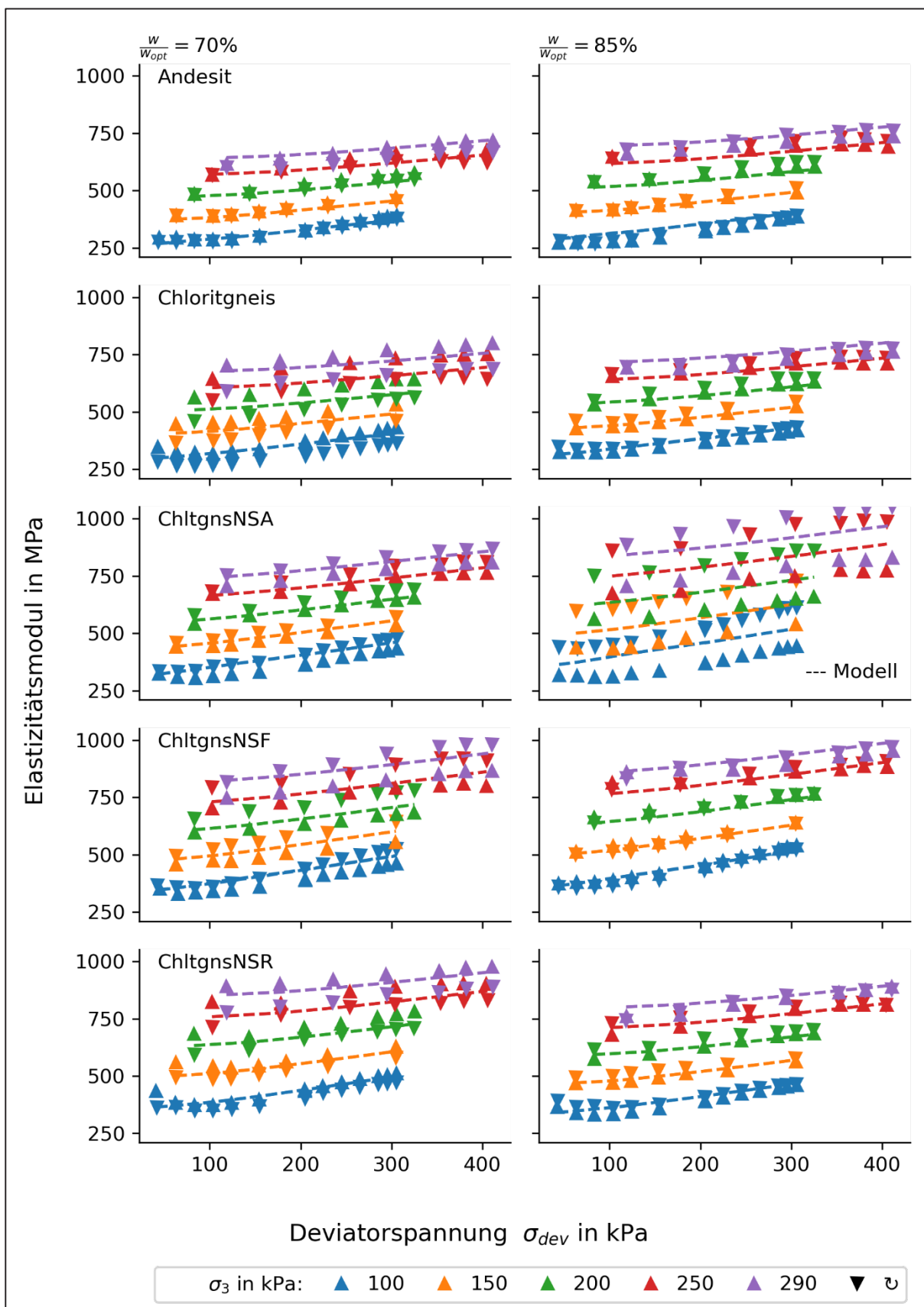


Bild 8-10 Versuchsergebnisse und Emoduln nach Modell Gl. 4-12 in Abhängigkeit von der Deviatorspannung, Teil 1

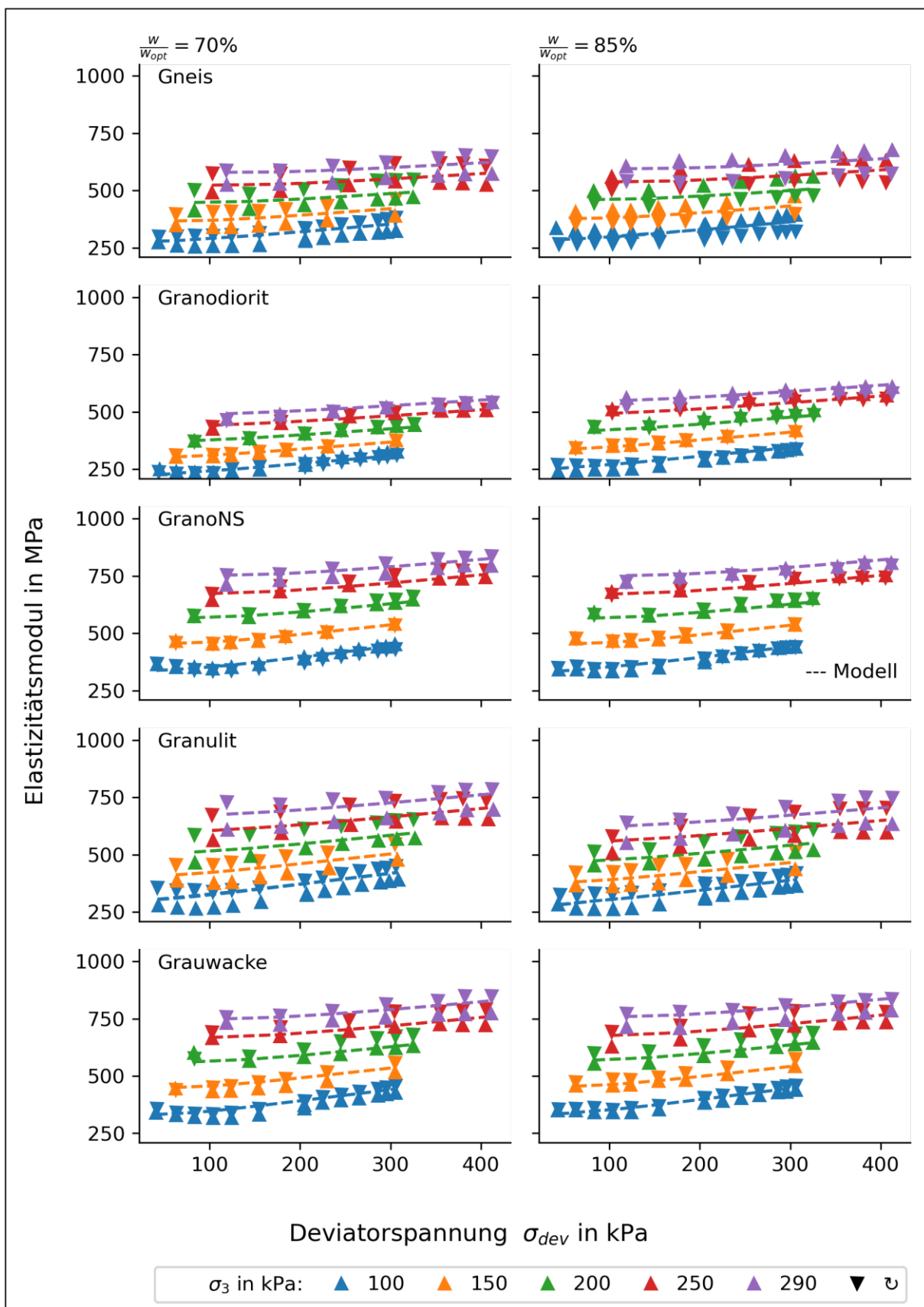


Bild 8-11 Versuchsergebnisse und Emoduln nach Modell Gl. 4-12 in Abhängigkeit von der Deviatorspannung, Teil 2

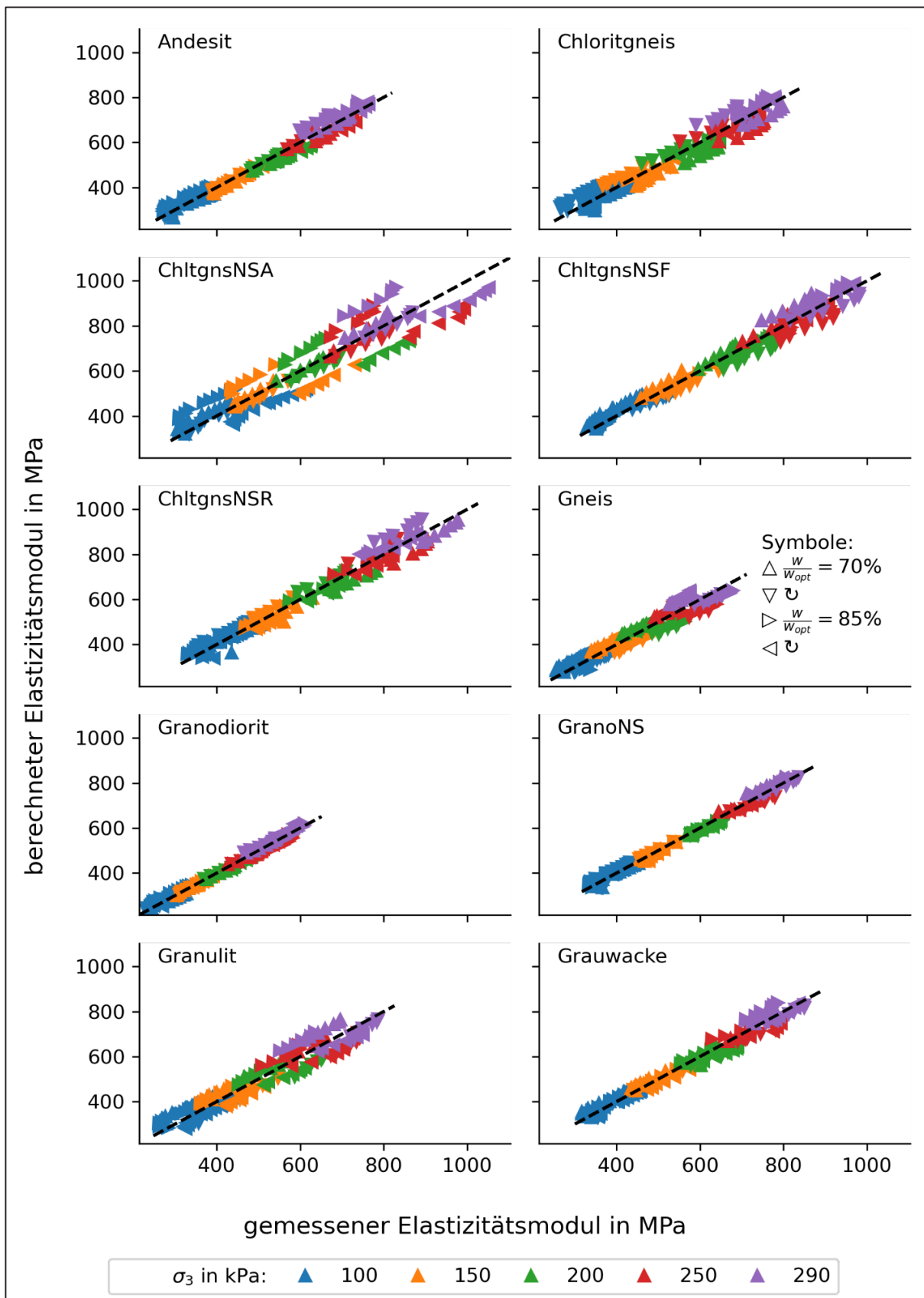


Bild 8-12 Gegenüberstellung der gemessenen und nach Modell Gl. 4-12 berechneten Elastizitätsmoduln, für jeden Spannungszustand wurden 4 Elastizitätsmoduln ermittelt, siehe Symbollegende

8.5 Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens

8.5.1 Versuchsablauf

Zur Beschreibung und Einschätzung des plastischen Verformungsverhaltens wurden an jedem UBG Multi-Stage-Triaxialversuche bei jeweils zwei Wassergehalten durchgeführt.

Zur Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens wurden sieben Belastungsstufen mit je 50.000 Lastwechseln (Multi-Stage Versuche analog EN 13286-7 [EN 13286-7]) und einer Frequenz von 5 Hz auf die Probe aufgebracht. Das Multi-Stage Verfahren stellt eine verkürzte Methode zur Beurteilung des plastischen Verformungsverhaltens dar, wobei unterschiedliche Spannungsniveaus nacheinander auf ein und denselben Probekörper mit einer bestimmten Lastwechselzahl aufgebracht werden. Auf die Probekörper wurden Spannungen gemäß Tabelle 7-1 aufgebracht. Diese Spannungsniveaus basieren auf Erfahrungen aus dem Forschungsvorhaben FE 09.0175/2011/ERBFE [WEL 14], den ermittelten Belastungsniveaus und den Überlegungen in Kapitel 7. Sie unterscheiden sich von den Spannungsniveaus nach EN 13286-7 Tabelle 6 und Tabelle 7 [EN 13286-7].

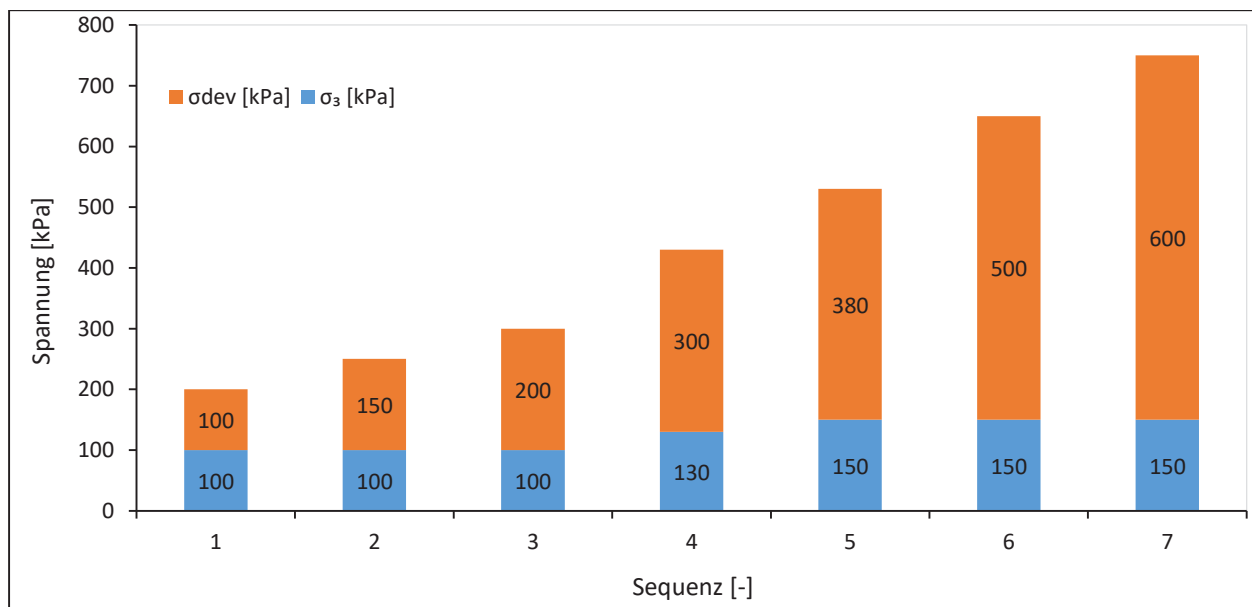


Bild 8-13 Belastungsniveaus für die Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens, je Laststufe 50.000 LW bei 5 Hz

8.5.2 Ergebnisse - plastisches Verformungsverhalten

Die Ergebnisse der Triaxialversuche zur Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens zeigt Bild 8-14. Dargestellt ist die Entwicklung der plastischen Dehnungen und des Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl für die aufgebrachten sieben Laststufen (Spannungsniveaus). Nach jeweils 50.000 Lastwechseln wird ein zunehmend höheres Beanspruchungsniveau auf die Probe gebracht. Sehr gut ist die Spannungsabhängigkeit des Elastizitätsmoduls zu erkennen, mit steigendem Beanspruchungsniveau nimmt die Steifigkeit des UBG zu. In jeder Laststufe nehmen die plastischen Dehnungen während der ersten Lastwechsel (ca. 500 LW) rasch zu (Nachverdichtung). Anschließend kommt es in den Laststufen 1 und 2 zu einer Stabilisierung der plastischen Dehnungen auf nahezu konstantem Niveau. Im Unterschied dazu ist in den Laststufen 3, 4 und 5 auch nach der anfänglichen Nachverdichtungsphase eine stetige Zunahme der plastischen Deh-

nung auf niedrigem Niveau zu beobachten. In den Belastungsstufen 6 und 7 ist keine Stabilisierungsphase zu erkennen, hier nimmt die plastische Dehnung auf hohem Niveau zu (zunehmendes Versagen).

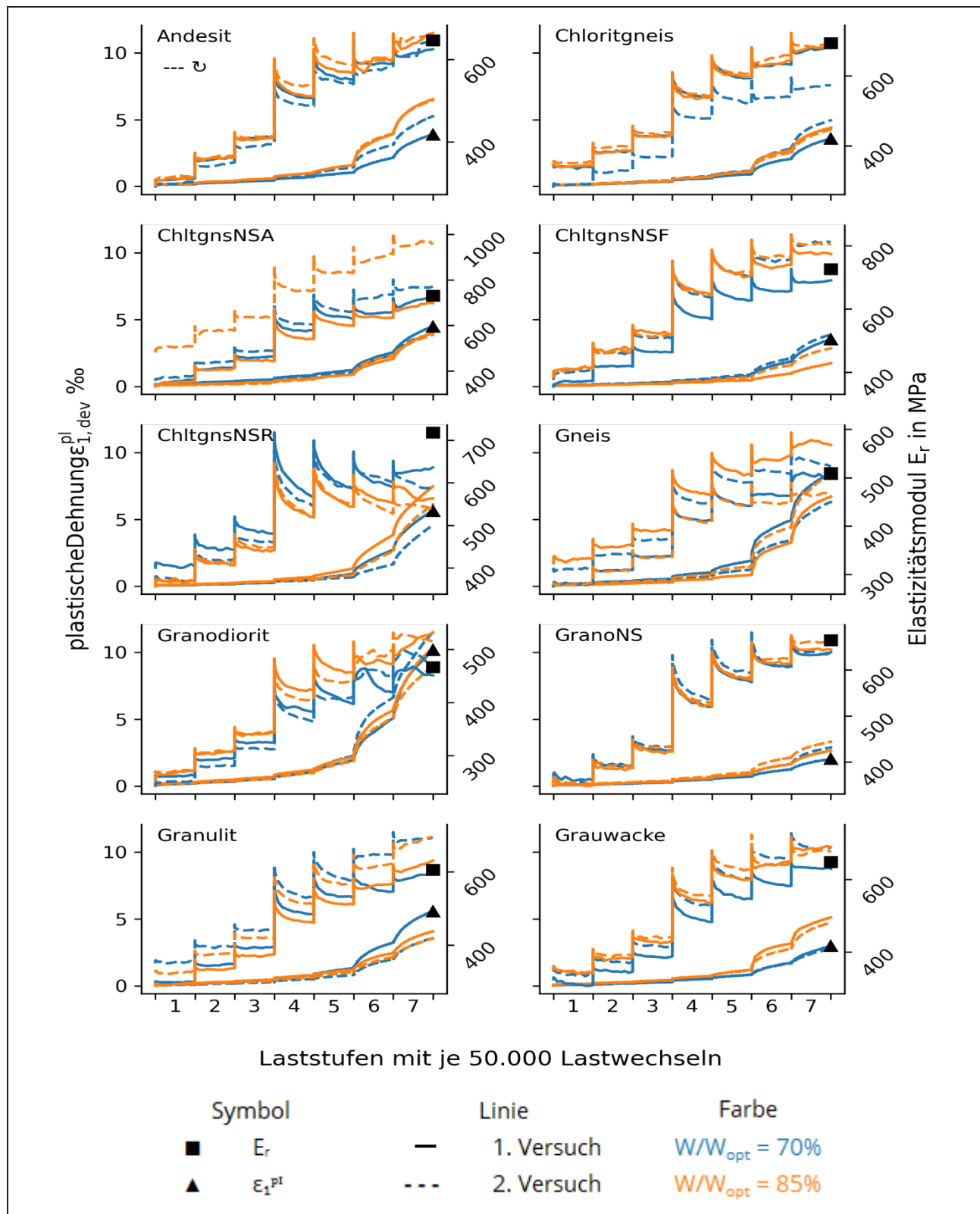


Bild 8-14 Entwicklung der plastischen Dehnungen und des Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

Die im elastischen Versuch festgestellte Streubreite zwischen Erst- und Wiederholversuchen der einzelnen Proben (mit gestrichelter Linie dargestellt) ist auch im plastischen Versuch erkennbar. Quantitativ sind große Unterschiede bei ChltgnsNSA $W/W_{\text{opt}} = 70\%$, ChltgnsNSF $W/W_{\text{opt}} = 70\%$, Gneis $W/W_{\text{opt}} = 70\%$, Gneis $W/W_{\text{opt}} = 85\%$, Granulit $W/W_{\text{opt}} = 70\%$ und Granulit $W/W_{\text{opt}} = 85\%$ festzustellen.

Bis zur Laststufe 5 (LW 200.000 – 250.000) scheint der untersuchte Wassergehalt bei allen Baustoffgemischen keinen wesentlichen Einfluss auf das plastische Verformungsverhalten zu haben. Die Differenz der akkumulierten plastischen Dehnungen der einzelnen Probekörper bei unterschiedlichem Wassergehalt und gleicher Lastwechselzahl ist gering. Für Andesit und Grauwacke ist ab Laststufe 6 eine eindeutige Zunahme der plastischen Dehnungen bei steigendem Wassergehalt festzustellen. Das UBG ChltgnsNSF hat bei höherem Wassergehalt geringere Dehnungen.

8.5.3 Bestimmung der Parameter für das erweiterte plastische Modell

Um den Einfluss des Wassergehaltes besser zu verdeutlichen und das UBG, unabhängig vom Wassergehalt, mit einem Modellparametersatz beschreiben zu können, wurde im Forschungsvorhaben FE 04.0294/2015/OGB [WEL 20] das dehnungsbasierte Modell (siehe Gl. 4-24) auf gleiche Weise wie das modifizierte Universal-Modell erweitert (siehe Gl. 4-12). Die Aufteilung des Parameters a_1 in einen konstanten (a_{w1}) und einen vom Wassergehalt abhängigen Anteil (a_{w2}) ist in Gl. 8-2 dargestellt.

$$\lambda = \left(a_{w1} + a_{w2} \left(\frac{WC}{WC_{\text{opt}}} \right) \right) (\varepsilon_{1,\text{lab}}^{\text{el}})^{a_2} \quad \text{Gl. 8-2}$$

Die Parameter für dieses Modell wurden anhand der Ergebnisse der Triaxialversuche für alle untersuchten UBG ermittelt (vgl. Abschnitt 4.2.4). Dabei erfolgte keine Berücksichtigung der Nachverdichtungsphase. Die plastische Dehnungsrate wurde mit Hilfe der plastischen akkumulierten Dehnungskurve bestimmt, indem der Anstieg der Kurve zwischen dem 25.000-ten und dem 50.000-ten Lastwechsel für jedes der sieben aufgetragenen Spannungsverhältnisse genutzt wurde. Die ermittelten Materialparameter (a_{w1} ; a_{w2} , a_2) für die untersuchten Baustoffgemische sind in Tabelle 8-6 aufgeführt. Die gute Approximationsgüte des Modells ist in Bild 8-15 erkennbar. Werden die mit den Parametern berechneten plastischen Dehnungen mit den im Triaxialversuch gemessenen plastischen Dehnungen gegenübergestellt, so ergibt sich die Darstellung in Bild 8-15. Die bisherigen Beobachtungen zur Abhängigkeit vom Wassergehalt spiegeln sich auch in diesen Diagrammen wieder.

Für alle UBG konnte eine gute Abbildungsgüte des Modells erzielt werden. Die Wasserabhängigkeit ist unterschiedlich stark ausgeprägt. Es ist hierbei zu beachten, dass die Wasserabhängigkeit des elastischen Verformungsverhaltens bereits in die Modellierung des erweiterten modifizierten UZAN – Modells eingeht. Eine eindeutige Tendenz der Auswirkung des Wassergehaltes ist nicht vorhanden. Der erhöhte Wassergehalt führt bei den UBG Andesit, ChltgnsNSA, und Granodiorit zu größeren plastischen Dehnungen, beim UBG Granulit ist die gegenläufige Tendenz vorhanden.

UBG	$\lambda = \left(a_{w1} + a_{w2} \left(\frac{WC}{WC_{opt}} \right) \right) (\varepsilon_{1,lab}^{el})^{a_2}$			
	a_{w1}	a_{w2}	a_2	R^2
Andesit	-32,23	74,64	4,56	0,96
Chloritgneis	-4,51	36,72	4,63	0,98
ChltgnsNSA	-128,21	257,55	5,22	0,96
ChltgnsNSF	164,05	-111,19	5,82	0,97
ChltgnsNSR	317,01	-203,40	6,36	0,97
Gneis	-2,14	22,08	5,36	0,94
Granodiorit	-23,33	55,22	5,23	0,97
GranoNS	0,91	22,32	4,06	0,95
Granulit	93,00	-89,61	4,72	0,94
Grauwacke	-13,45	55,35	4,51	0,98
Chloritgneis (OML)	30,70	-24,54	4,46	0,97

Tabelle 8-6 Modellparameter Gl. 8-2 und Bestimmtheitsmaß R^2 für die untersuchten UBG, Triaxialversuch

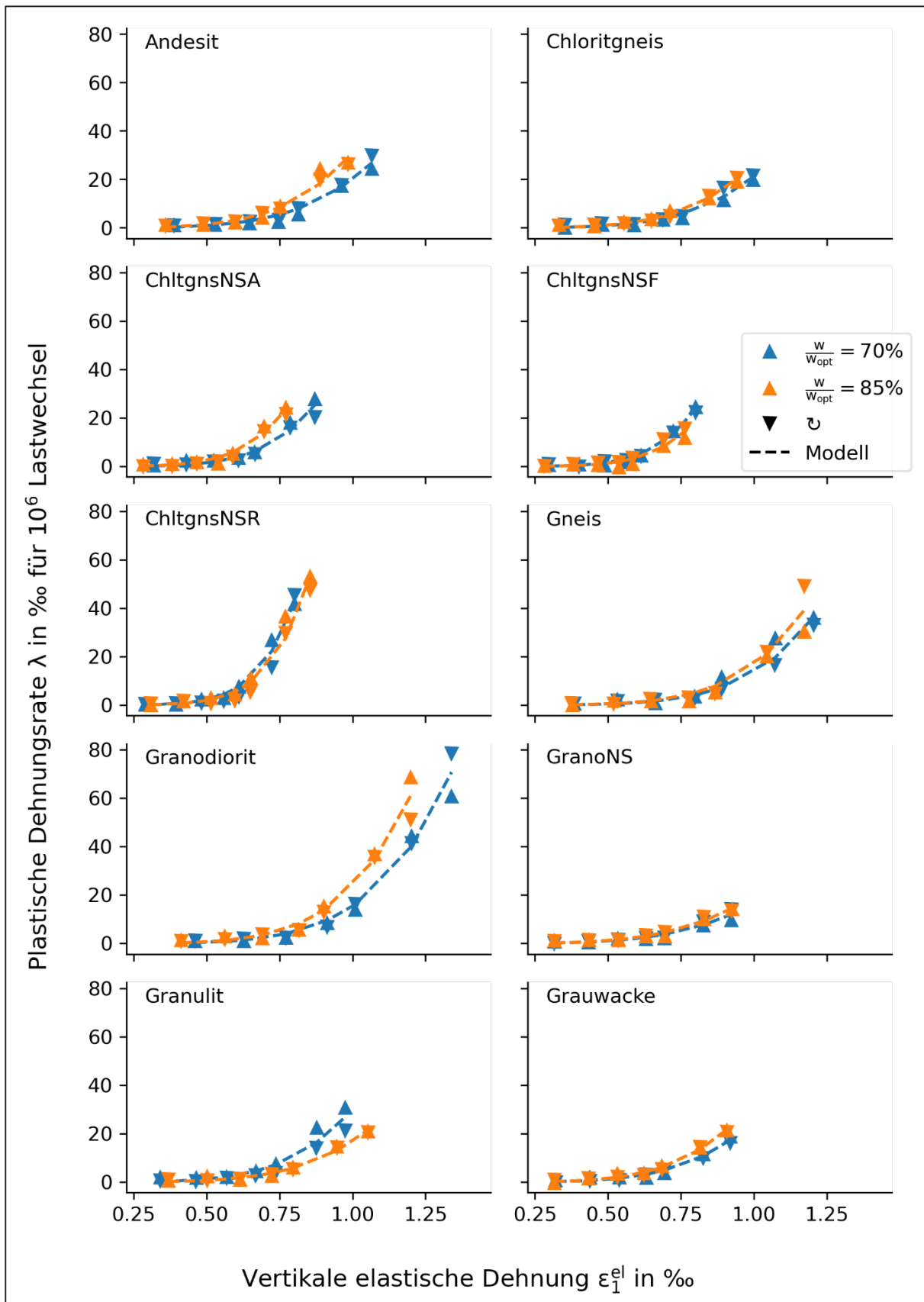


Bild 8-15 Vertikale plastische Dehnungsrate in Abhängigkeit von den vertikalen elastischen Dehnungen, Modell nach Gl. 8-2

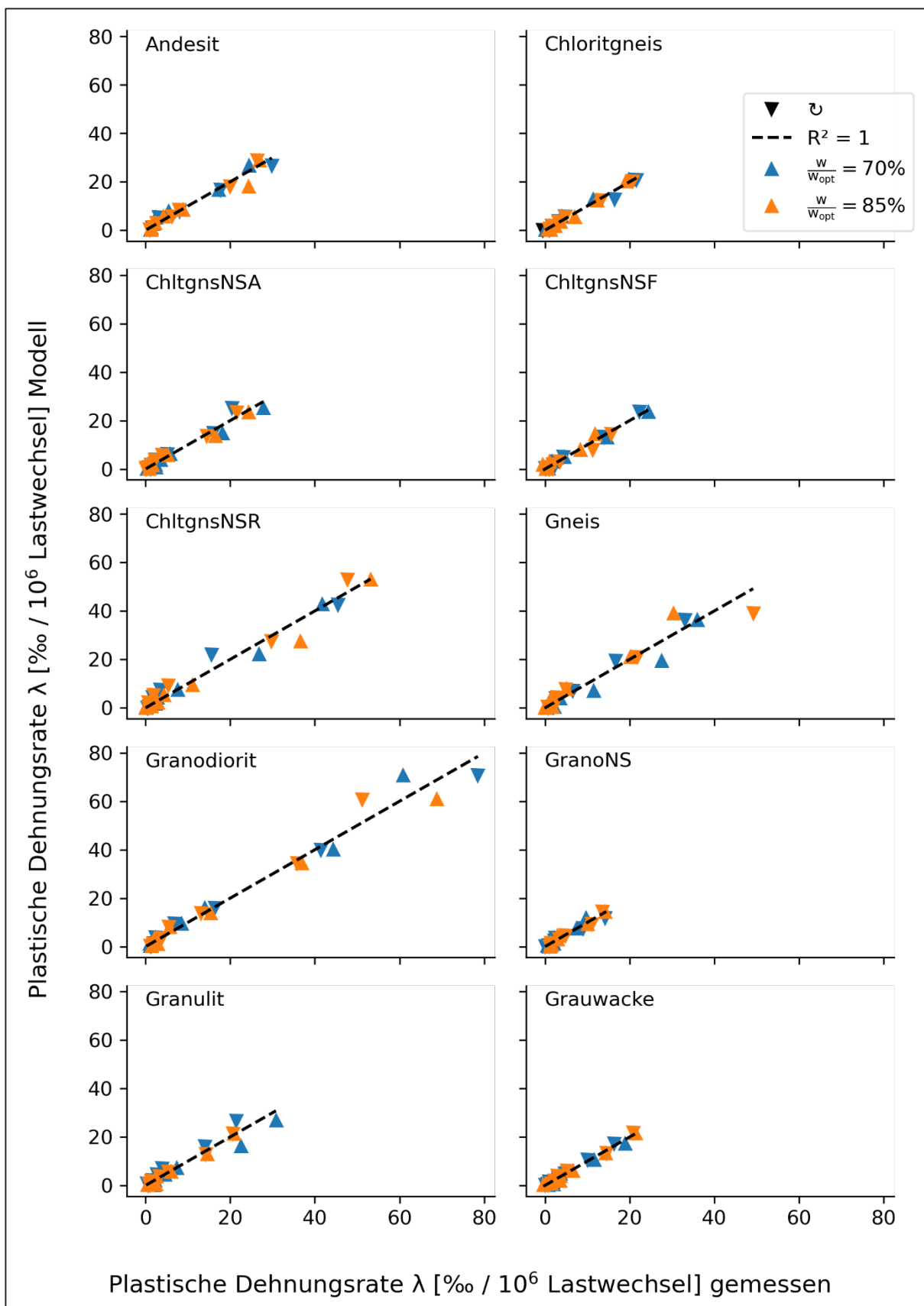


Bild 8-16 Gegenüberstellung der gemessenen und nach Gl. 8-2 berechneten plastischen Dehnungsraten

9 Zyklische Ödometer- und CBR-Versuche

In Ergänzung zu den Triaxialversuchen wurden zyklische Ödometer- und CBR-Versuche unter drainierten Bedingungen nach der von Canon Falla [CAN 17] an der TU Dresden entwickelten Versuchszprozedur bei gleichen Einbaubedingungen wie bei den Triaxialversuchen durchgeführt. Die in diesem Forschungsprojekt vorgestellten zyklischen Ödometer- und CBR-Versuche besitzen den Vorteil eines gegenüber dem Triaxialversuch relativ einfachen Versuchsaufbaus. Der Aufwand bei der Probekörperherstellung ist ebenfalls deutlich geringer als beim Triaxialversuch. Nachteil dieser Versuche ist jedoch, dass die im Versuch realisierbaren Spannungsverhältnisse nur sehr eingeschränkt auf die Verhältnisse in-situ übertragbar sind. Mit Triaxialversuchen können diese Zustände deutlich besser abgebildet werden.

Im Ergebnis der Versuche sollte beurteilt werden, inwiefern sich vereinfachte Versuchsanordnungen einaxialer Prüfeinrichtungen (zyklische CBR-Versuche oder zyklische Ödometerversuche) eignen, die maßgebenden Kenngrößen der elastischen und plastischen Verformung der UGB als Eingangsparameter für die Dimensionierung zu bestimmen.

Abweichend von der im Forschungsprojekt FE 04.0294/2015/OGB [WEL 20] angewandten Verfahrensweise wurden diese Untersuchungen an Probekörpern mit einem Durchmesser von 250 mm und einer Höhe von 200 mm durchgeführt. Diese Probekörperabmessungen ermöglichen die Verwendung eines Laststempels mit einem Durchmesser von 150 mm beim zyklischen CBR Versuch und bieten damit ein gegenüber der bisherigen Versuchsanordnung günstigeres Verhältnis von Laststempeldurchmesser zur maximalen Korngröße.

9.1 Geräte und Versuchsanordnung

Für die Versuchsdurchführung stand eine einaxiale servohydraulische Prüfmaschine der TU Dresden zur Verfügung (siehe Bild 9-1).

Die Messung der axialen Verformungen erfolgte mit drei induktiven Wegaufnehmern und dem axialen Wegmesssystem des Kolbenweges der Maschine.

Die zylindrischen Probekörper ($\varnothing = 250 \text{ mm}$, $h = 200 \text{ mm}$) wurden in einer Prüfform hergestellt und anschließend getestet. Für die Untersuchungen waren zwei Versuchsanordnungen erforderlich.

Versuchsanordnung A) Ödometerversuch

Vorversuch und Versuch zur Bestimmung der elastischen Modellparameter:

Beim Vorversuch und dem Versuch zur Bestimmung der elastischen Parameter erfolgte der Lasteintrag über die gesamte Probenfläche. Um die gleichmäßige Lastverteilung der Prüflast zu gewährleisten, wurde auf die fertige Probe eine runde Stahlplatte (Lastverteilungsplatte mit $\varnothing = 250 \text{ mm}$ und $h = 35 \text{ mm}$, bündig am Rand der Stahlform anliegend), gelegt. Der Lasteintrag auf die Stahlplatte erfolgte unter Zuhilfenahme eines Stempels ($\varnothing = 150 \text{ mm}$, $h = 30 \text{ mm}$). Die drei induktiven Wegmesssysteme wurden bei dieser Versuchsanordnung um jeweils 120° versetzt auf der Lastverteilungsplatte der Probe positioniert (siehe Bild 9-1).

Im zyklischen Ödometerversuch ist, bedingt durch die starre Horizontalbegrenzung des Probekörpers, keine radiale Dehnung ($\varepsilon_3 = 0$) möglich. Die Spannungszustände in diesem Laborversuch sind somit nur bedingt mit denen im Triaxialversuch vergleichbar.



Bild 9-1 Versuchsanordnung zyklischer Ödometerversuch

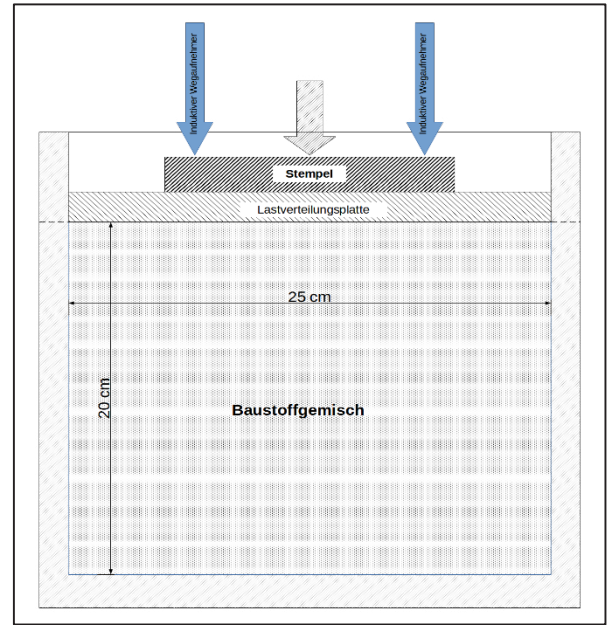


Bild 9-2 Zyklischer Ödometerversuch, Positionierung der induktiven Wegmesssysteme für den Vorversuch und den Versuch zur Bestimmung der elastischen Parameter.

Versuchsanordnung B) CBR – Versuch

Bestimmung der plastischen Modellparameter:



Bild 9-3 Versuchsanordnung zyklischer Ödometerversuch

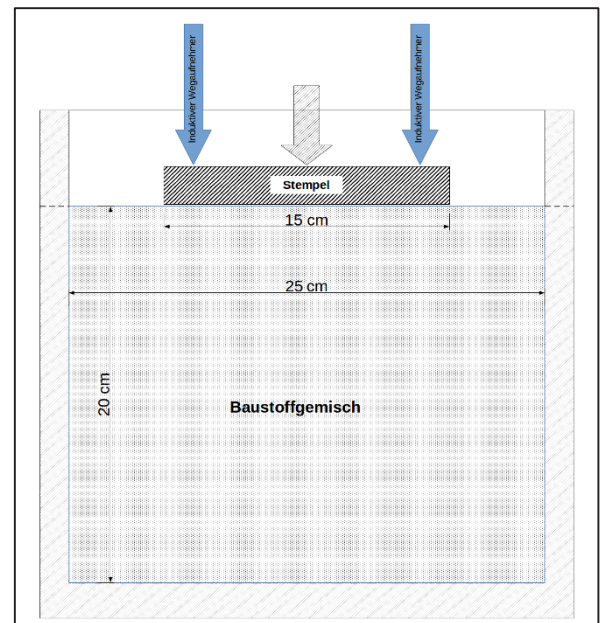


Bild 9-4 Zyklischer CBR-Versuch, Prinzip der Versuchsanordnung zur Bestimmung der plastischen Parameter

Beim Versuch zur Bestimmung der plastischen Modellparameter erfolgte der Lasteintrag des Kolbens auf den Prüfkörper mit einem Stempel ($\varnothing = 150 \text{ mm}$, $h = 30 \text{ mm}$). Bei dieser Versuchsanordnung wurde ein Wegaufnehmer direkt auf dem Prüfstempel positioniert. Darüber hinaus wurde mit zwei Wegaufnehmern die vertikale Verformung des Probekörpers im Bereich zwischen dem Prüfstempel und der Wandung der Prüfform aufgenommen (Bild 9-4).

9.2 Probekörperherstellung

Die Herstellung der Probekörper für die zyklischen CBR-Versuche entspricht bezüglich Vorbereitung und Einbau der UBG der in Abschnitt 8.2 beschriebenen Vorgehensweise. Nach dem Separieren des Überkorns und Einstellen des Wassergehaltes wurde das UBG in vier Lagen eingebaut und mit einem Vibrationshammer bis zum Erreichen der Zieldichte verdichtet. Das UBG verblieb während der Versuchsdurchführung in der Prüfform. Die eingestellten Wassergehalte und Dichten entsprachen denen der Triaxialversuche. Analog zu den Triaxialversuchen erfolgte eine Zweifach-Belegung der Versuche und die Durchführung als Multistage-Versuch.

9.3 Vorversuche

Untersuchungen haben gezeigt, dass auch bei den zyklischen Ödometer- und CBR-Versuchen eine Vorbelastung in Form eines Vorversuchs zweckmäßig ist, um die anfänglichen hohen plastischen Verformungen vorwegzunehmen. Damit wird gewährleistet, dass bei den Untersuchungen zur Erfassung des elastischen Verformungsverhaltens die plastischen Verformungen vernachlässigbar sind. Diese Vorbelastung wurde durch einen Vorversuch mit einer Spannung von 500 kPa und 50.000 Lastwechseln bei 5 Hz realisiert.

9.4 Untersuchung des elastischen Verformungsverhaltens im Ödometerversuch

9.4.1 Versuchsablauf

Die Ergebnisse der zyklischen Ödometerversuche zur Untersuchung des elastischen Verformungsverhaltens sollen die Bestimmung der Parameter für ein elastisches Stoffmodell ermöglichen. Hierzu wurden die Proben bei fünf verschiedenen Spannungsniveaus mit jeweils 100 Lastzyklen beaufschlagt (siehe Tabelle 9-1). Die Vertikalbelastung wurde bei allen Versuchen sinusförmig mit einer Frequenz von 1 Hz aufgebracht.

Laststufe	σ_a [kPa]		f [Hz]	LW [-]
	min	max		
1	35	100	1	100
2	35	200	1	100
3	35	300	1	100
4	35	400	1	100
5	35	500	1	100

Tabelle 9-1 Prüfprogramm Ödometerversuch zur Untersuchung des elastischen Verformungsverhaltens

9.4.2 Ergebnisse

In Abschnitt 4.2.1 sind die allgemeinen Gleichungen der grundlegenden Beziehung zwischen Dehnungen und Spannungen im Triaxialversuch dargestellt. Mit Bezug auf diese Formeln wird der Zusammenhang zwischen Elastizitätsmodul, Querdehnzahl, Spannung und Dehnung für die Zyklischen Ödometerversuche, bei denen die radiale Dehnung gleich Null ist, in nachfolgenden Formeln wiedergegeben.

Ableitung aus Gl. 4-4 mit $\varepsilon_3^{el} = 0$:

$$\sigma_3 = \frac{\nu \sigma_1}{(1 - \nu)} \quad \text{Gl. 9-1}$$

Substitution von σ_3 durch Gl. 9-1 in Gl. 4-3:

$$E_r = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1^{el}} \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad \text{Gl. 9-2}$$

mit	ε_1^{el}	vertikale Dehnung [‰]
	σ_1	Vertikalspannung [kPa]
	σ_3	Radialspannung [kPa]
	σ_{dev}	Deviatorspannung [kPa]
	ν	Querdehnzahl [-].

Die Bestimmung des Elastizitätsmoduls nach Gl. 9-2 setzt die Kenntnis der Querdehnzahl für das jeweilige UBG voraus. Dieser Parameter ist jedoch in der Regel unbekannt. Für die Untersuchungen in diesem Bericht wurde für alle UBG eine Querdehnzahl von 0,35 angenommen.

Zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls wurden für ein aufgebrachtes Spannungsverhältnis die jeweils fünf letzten Lastwechsel einer Lastwechselstufe ausgewertet.

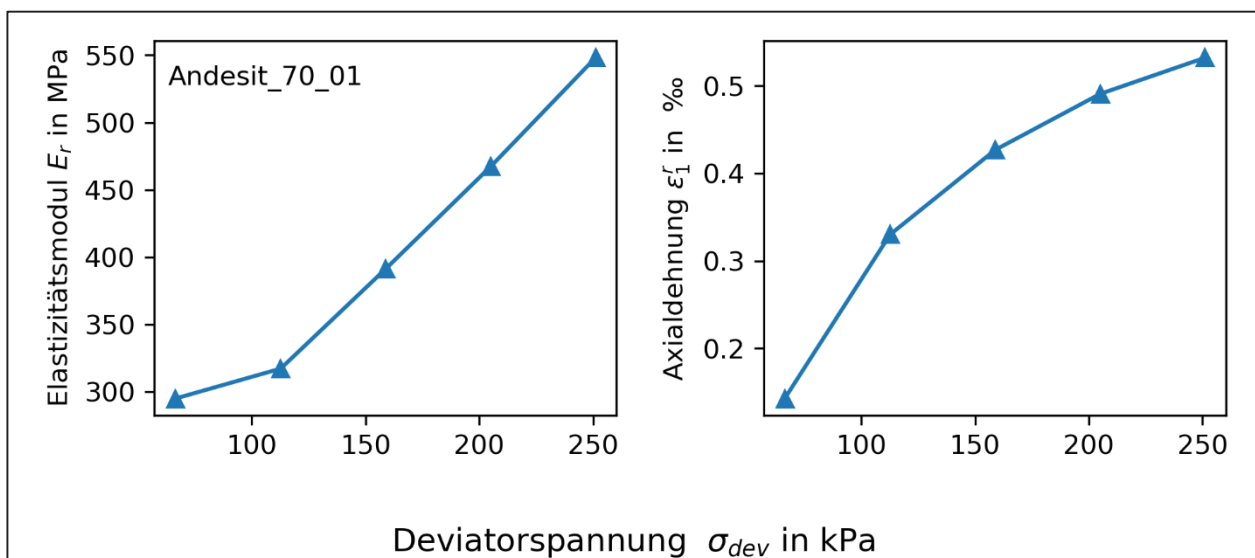


Bild 9-5 Elastizitätsmodul und Vertikaldehnung in Abhängigkeit von der Deviatorspannung für $\nu = 0,35$, Ödometerversuch

In Bild 9-4 sind exemplarisch für Andesit bei einem Wassergehalt von $w/w_{opt} = 70\%$ die Elastizitätsmoduln in Abhängigkeit von der Deviatorspannung für $\nu = 0,35$ dargestellt. Der Einfluss der Axialspannung auf den Elastizitätsmodul ist gut erkennbar. Im Unterschied zum Triaxialversuch ist im Ödometerversuch nur ein Spannungspfad realisierbar. Jeder Punkt auf diesem Spannungspfad hat das gleiche Spannungsverhältnis σ_1/σ_3 welches durch die gewählte Querdehnzahl ν bestimmt

wird. Aufgrund dieser Einschränkung kann im Ödometerversuch der Einfluss des Spannungsdeviators nicht isoliert werden. Im Gegensatz zum Triaxialversuch, sind beim zyklischen Ödometerversuch nur Spannungszustände mit verhältnismäßig kleiner Radialspannung σ_3 möglich.

9.4.3 Bestimmung der Parameter für das erweiterte K- Θ Modell, Ödometerversuche

Da im zyklischen Ödometerversuch der Einfluss des Spannungsdeviators nicht isoliert werden kann, empfiehlt es sich mit dem K- Θ Modell (Gl. 9-3) bzw. mit dem erweiterten K- Θ Modell (Gl. 9-4) zu arbeiten. Im Unterschied zum Universal-Modell, welches den Einfluss der Gesamtspannung und den Einfluss der Deviatorspannung berücksichtigt, geht in das K- Θ Modell nur die Gesamtspannung ein. Mit den Ergebnissen des zyklischen Ödometerversuches lassen sich die Parameter des K- Θ Modells bestimmen.

Die Modellparameter der jeweiligen UBG für das erweiterte K- Θ Modell (Gl. 9-4) wurden analog zur Vorgehensweise bei Auswertung der Triaxialversuche auf Basis der Messergebnisse der Versuche zur Bestimmung des elastischen Verformungsverhaltens ermittelt. Die Bestimmung der Modellparameter erfolgte mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate.

Die Ergebnisse der Berechnungen für beide Modelle sind in Tabelle 9-2 dargestellt. Die ermittelten Modellparameter sind nur für die untersuchten Baustoffgemische und Wassergehalte (70% und 85% w_{opt}) gültig.

$$E_r = k_1 \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \quad \text{Gl. 9-3}$$

mit	E_r	Elastizitätsmodul [MPa]
	θ	Summe der drei Hauptspannungen [kPa] (Druckspannung sind positiv einzusetzen)
	p_a	Bezugsspannung 100 [kPa] (Luftdruck)
	k_1	Materialparameter [MPa]
	k_2	Materialparameter [-].

$$E_r = \left(k_{w1} + k_{w2} \left(\frac{WC}{WC_{opt}} \right) \right) \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \quad \text{Gl. 9-4}$$

mit	k_{w1}, k_{w2}	Materialparameter [MPa]
	WC	Wassergehalt [M.-%]
	WC_{opt}	optimaler Wassergehalt [M.-%].

Für die untersuchten Baustoffgemische betrug das Bestimmtheitsmaß R^2 , als Kennzahl zur Beurteilung der Anpassungsgüte, mindestens 86 %. Die Lage der, in den einzelnen Versuchsserien gemessenen, Elastizitätsmoduln ist in Bild 9-6 dargestellt. Auffällig sind die Elastizitätsmoduln der kleinsten Spannungsstufe bei Andesit_70, und Granulit_70, diese liegen jeweils deutlich außerhalb des Modelltrends. Die unter 90% liegenden R^2 Werte der Serien, Andesit, Gneis und GranoNS sind

auf die große Messwertstreuung zwischen den Proben der Erst- und Wiederholungsversuche zurückzuführen. Die Diagramme in Bild 9-6 zeigen die Gegenüberstellung der gemessenen und der mit den Modellparametern in Tabelle 9-2 nach Gl. 9-4 berechneten Elastizitätsmoduln.

UBG	$E_r = \left(k_{w1} + k_{w2} \left(\frac{WC}{WC_{opt}} \right) \right) \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2}$			
	k_{w1} [MPa]	k_{w2} [MPa]	k_2	R^2
Andesit	251,89	-121,55	0,47	0,86
Chloritgneis	225,87	-121,46	0,57	0,98
Gneis	148,21	-16,10	0,48	0,88
Granodiorit	110,83	13,23	0,50	0,97
GranoNS	188,70	-100,77	0,56	0,88
Granulit	212,98	-101,50	0,54	0,96

Tabelle 9-2 Modellparameter und Bestimmtheitsmaß der untersuchten UBG nach Gl. 9-4, zyklischer Ödometerversuch

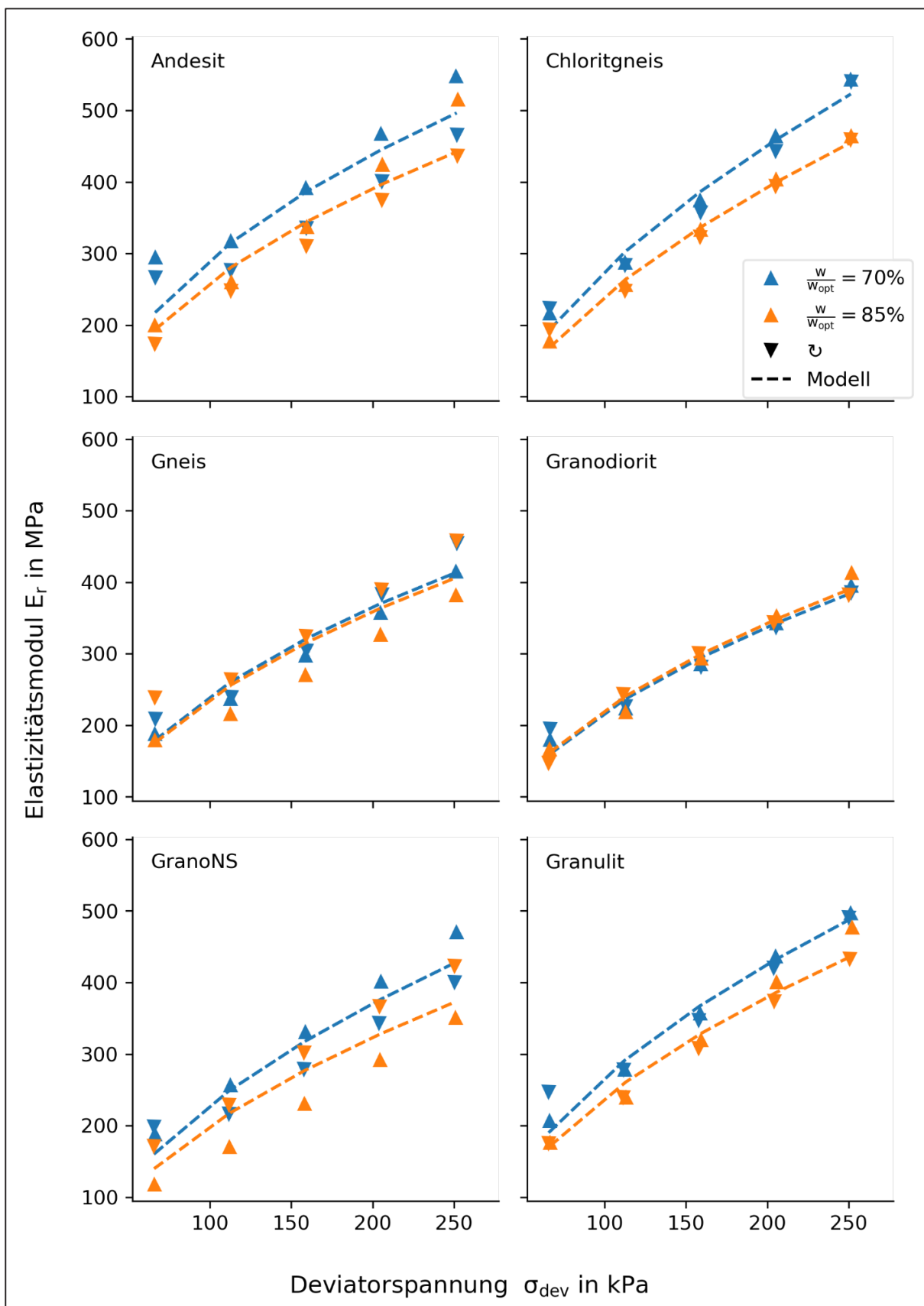


Bild 9-6 Elastizitätsmoduln in Abhängigkeit der Deviatorspannung, Messwerte und Modell (Gl. 9-4), zyklischer Ödometerversuch

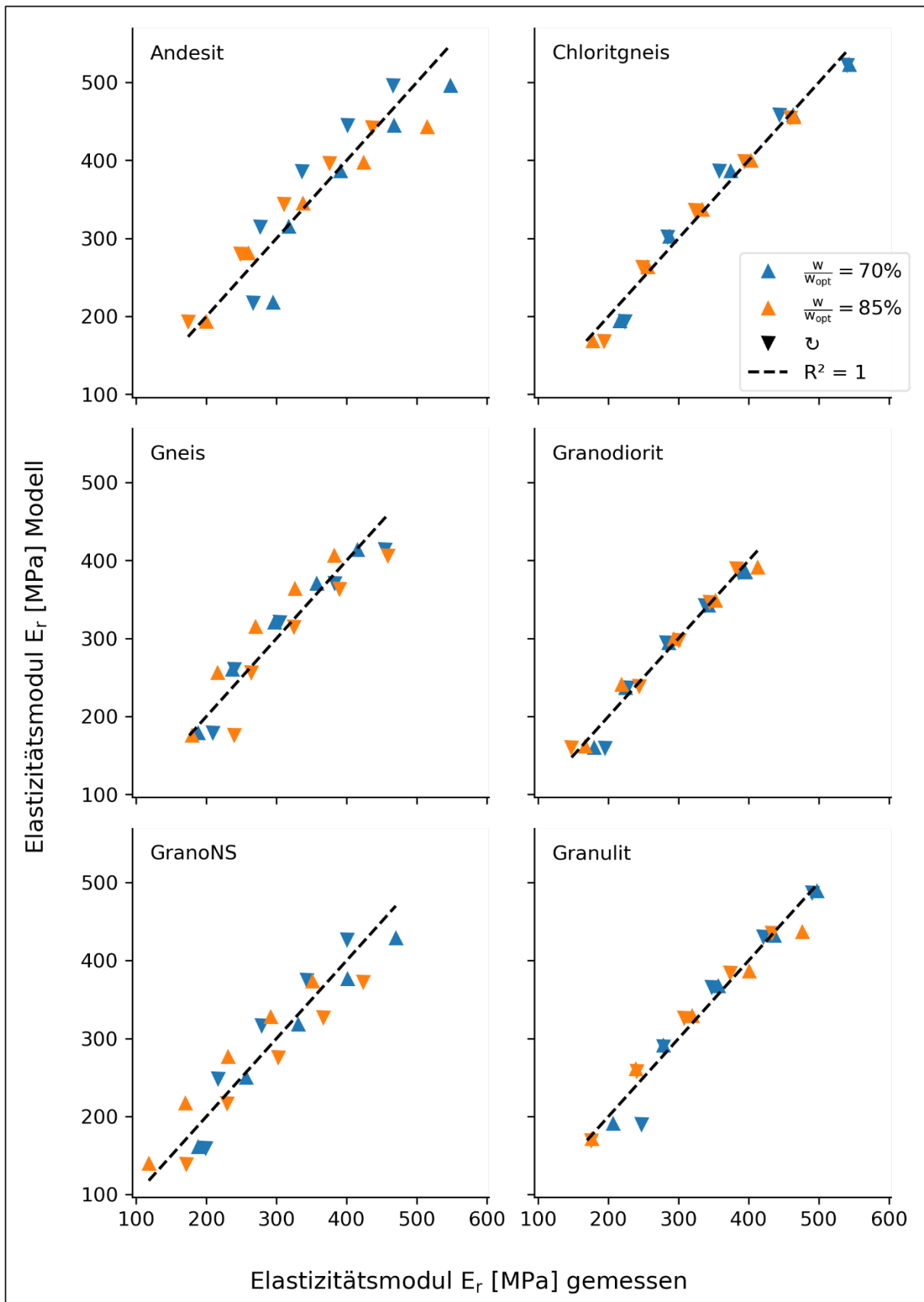


Bild 9-7 Gegenüberstellung der gemessenen und mit Gl. 9-4 berechneten Elastizitätsmoduln, zyklischer Ödometerversuch

9.5 Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens mit dem CBR-Versuch

9.5.1 Versuchsablauf

Analog zur Vorgehensweise bei den Triaxialversuchen wurden zur Beschreibung des plastischen Verformungsverhaltens an jedem UBG Multi-Stage-CBR-Versuche bei jeweils zwei Wassergehalten durchgeführt. Hierzu wurden die Proben bei sechs verschiedenen Laststufen mit jeweils 30.000 Lastzyklen beaufschlagt (siehe Tabelle 9-3). Die Vertikalbelastung wurde bei allen Versuchen sinusförmig mit einer Frequenz von 5 Hz aufgebracht.

Laststufe	σ_a [kPa]		f [Hz]	LW [-]
	min	max		
1	35	125	5	30.000
2	35	250	5	30.000
3	35	400	5	30.000
4	35	500	5	30.000
5	35	600	5	30.000
6	35	750	5	30.000

Tabelle 9-3 Prüfprogramm CBR-Versuch zur Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens

9.5.2 Ergebnisse

Wie im Abschnitt 9.1 beschrieben, erfolgt der Lasteintrag beim Versuchsaufbau zur Bestimmung der plastischen Parameter nur auf einer kleinen Teilfläche des Probekörpers (siehe auch Bild 9-4). Infolge der nicht bis an die Topfwandung reichenden Stempelfläche sind die Horizontaldehnungen unmittelbar unter dem Laststempel ungleich null. Die Bedingungen für eine Bestimmung des Elastizitätsmodul nach Gl. 8-1 sind für diese Versuchsanordnung nach nicht erfüllt. Bei diesem Versuchsaufbau gilt für die Bestimmung des Elastizitätsmoduls Gl. 9-5.

$$E_r = \frac{\pi}{2} \frac{\sigma_1 r (1 - \nu^2)}{s} \quad \text{Gl. 9-5}$$

mit	σ_1	Vertikalspannung [MPa]
	ν	Querdehnzahl [-]
	r	Radius des Laststempels [mm]
	s	Vertikalverformung unter dem Laststempel [mm]
	E_r	Elastizitätsmodul [MPa]

Die Ergebnisse der zyklischen CBR-Versuche zur Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens sind in Bild 9-8 dargestellt. Deutlich ist die Spannungsabhängigkeit des Elastizitätsmoduls zu erkennen. Mit steigendem Beanspruchungsniveau nehmen die Steifigkeit des Baustoffgemisches sowie die plastischen Dehnungen ebenfalls zu. Für jede der dargestellten Belastungsstufen ist, mit Ausnahme des UBG GranoNS, eine Stabilisierung der plastischen Dehnungen erkennbar (deutlich degressiver Zuwachs der plastischen Dehnungen). Diese ist jedoch nicht so stark ausgeprägt wie bei den ersten Belastungsstufen der Triaxialversuche. Darüber hinaus führten die hier gewählten Spannungen nicht zum progressiven Zuwachs der Dehnungen.

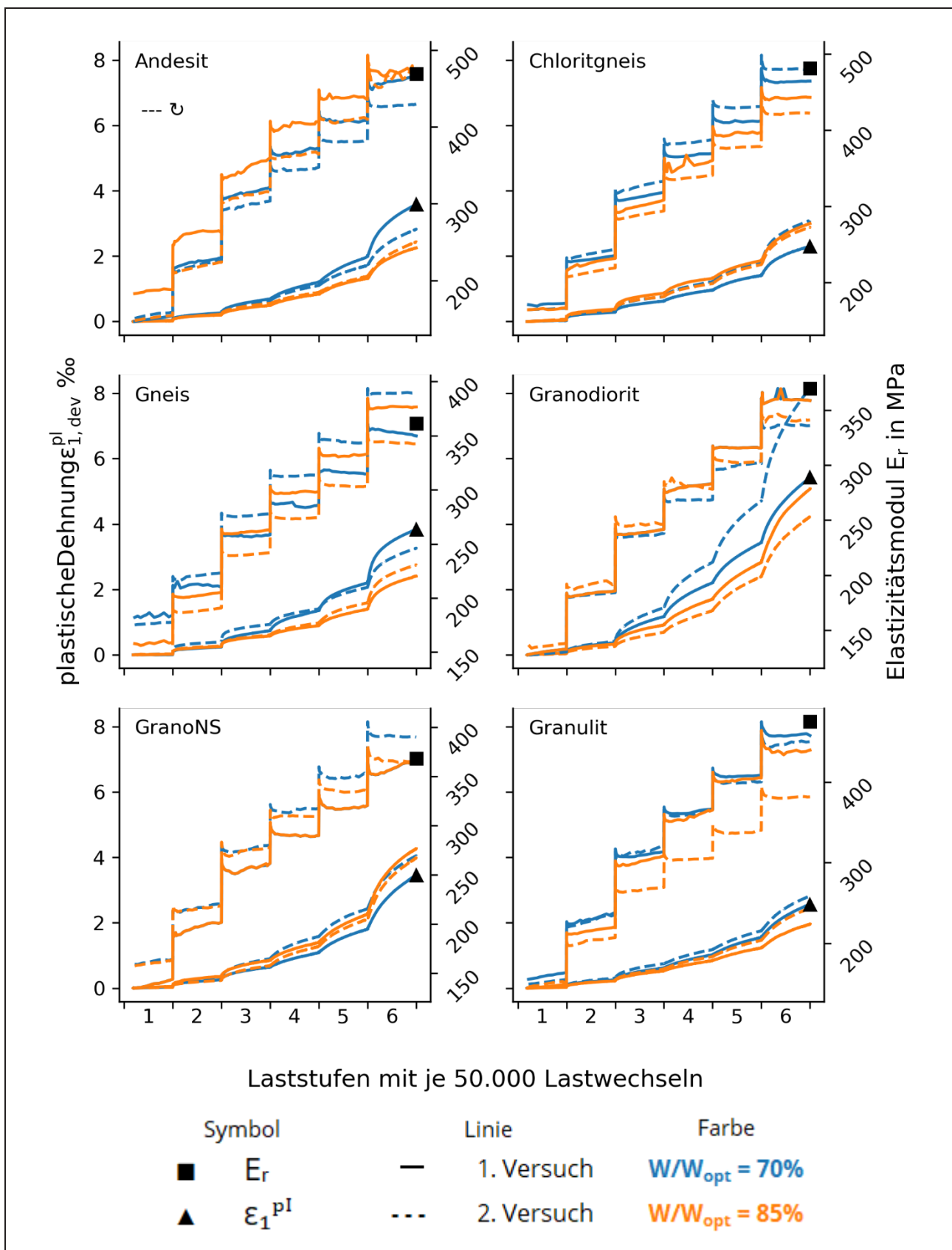


Bild 9-8 Entwicklung der plastischen Dehnungen und des Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl und der Beanspruchung, zyklische CBR - Versuche

Bei Aufbereitung der Messwerte wurde festgestellt, dass die Messungen der ersten 5.000 Lastwechsel in Laststufe 1 unplausibel sind. Als mögliche Ursache kommt die fehlende Konsolidierung durch einen Vorversuch für den Versuchsaufbau beim CBR-Versuch in Betracht. Im Unterschied zum zyklischen Ödometerversuch (Stempeldurchmesser = 250 mm) wird beim zyklischen CBR – Versuch (Stempeldurchmesser = 150 mm) kein Vorversuch durchgeführt. Die Messergebnisse der ersten 5.000 Lastwechsel des zyklischen CBR-Versuches bleiben deshalb in den folgenden Betrachtungen und Auswertungen unberücksichtigt.

9.5.3 Bestimmung der Parameter für das erweiterte plastische Modell

Analog zur Auswertung der Triaxialversuche wurden für alle durch CBR-Versuche untersuchten Baustoffe die Parameter für das mit Gl. 8-2 beschriebene erweiterte plastische Modell bestimmt. Die plastische Dehnungsrate wurde mit Hilfe der plastischen akkumulierten Dehnungskurve ermittelt, indem der Anstieg der Kurve zwischen dem 25.000-ten und dem 30.000-ten Lastwechsel für jede Laststufe genutzt wurde. Die elastischen Dehnungen der jeweiligen Laststufe wurden mit dem erweiterten K-Θ Modell (Gl. 9-4) berechnet. Die für Gl. 8-2 ermittelten Materialparameter der untersuchten UBG sind in Tabelle 9-4 aufgeführt.

Bild 9-10 zeigt die Gegenüberstellung der (mit diesen Parametern) berechneten plastischen Dehnungsraten mit den im CBR-Versuch gemessenen Werten.

UBG	$\lambda = \left(a_{w1} + a_{w2} \left(\frac{WC}{WC_{opt}} \right) \right) (\varepsilon_{1,lab}^{el})^{a_2}$			
	a_{w1}	a_{w2}	a_2	R^2
Andesit	237,76	-243,62	3,83	0,95
Chloritgneis	195,66	-177,95	4,19	0,95
Gneis	62,12	-49,78	3,65	0,97
Granodiorit	7,25	37,45	4,69	0,98
GranoNS	408,47	-428,39	4,69	0,94
Granulit	179,92	-174,59	3,78	0,95

Tabelle 9-4 Modellparameter für und Bestimmtheitsmaß R^2 für die untersuchten Baustoffgemische, (CBR Versuche)

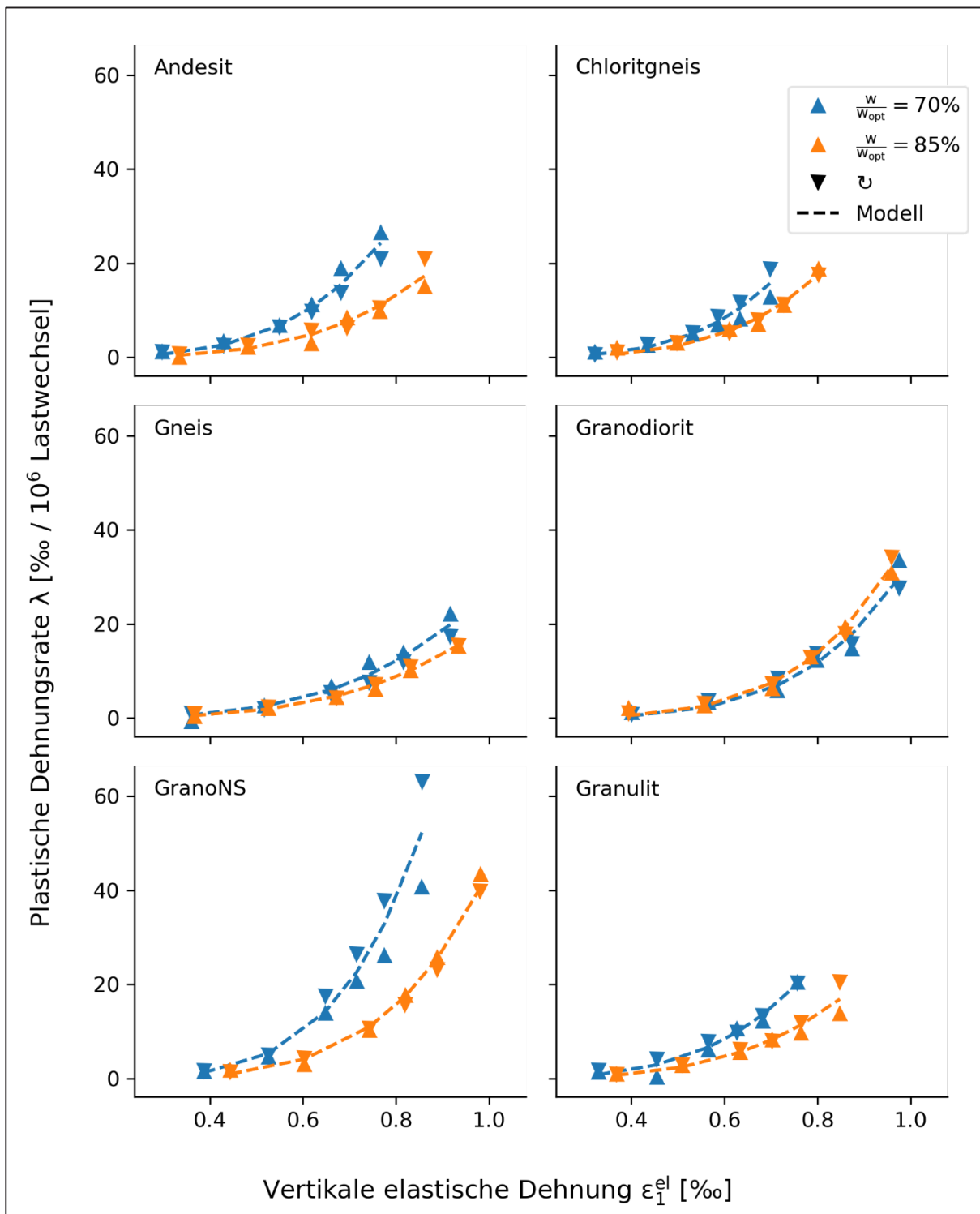


Bild 9-9 Vertikale plastische Dehnungsrate in Abhängigkeit von den vertikalen elastischen Dehnungen, Messwerte und Modell nach Gl. 8-2, zyklische CBR-Versuche

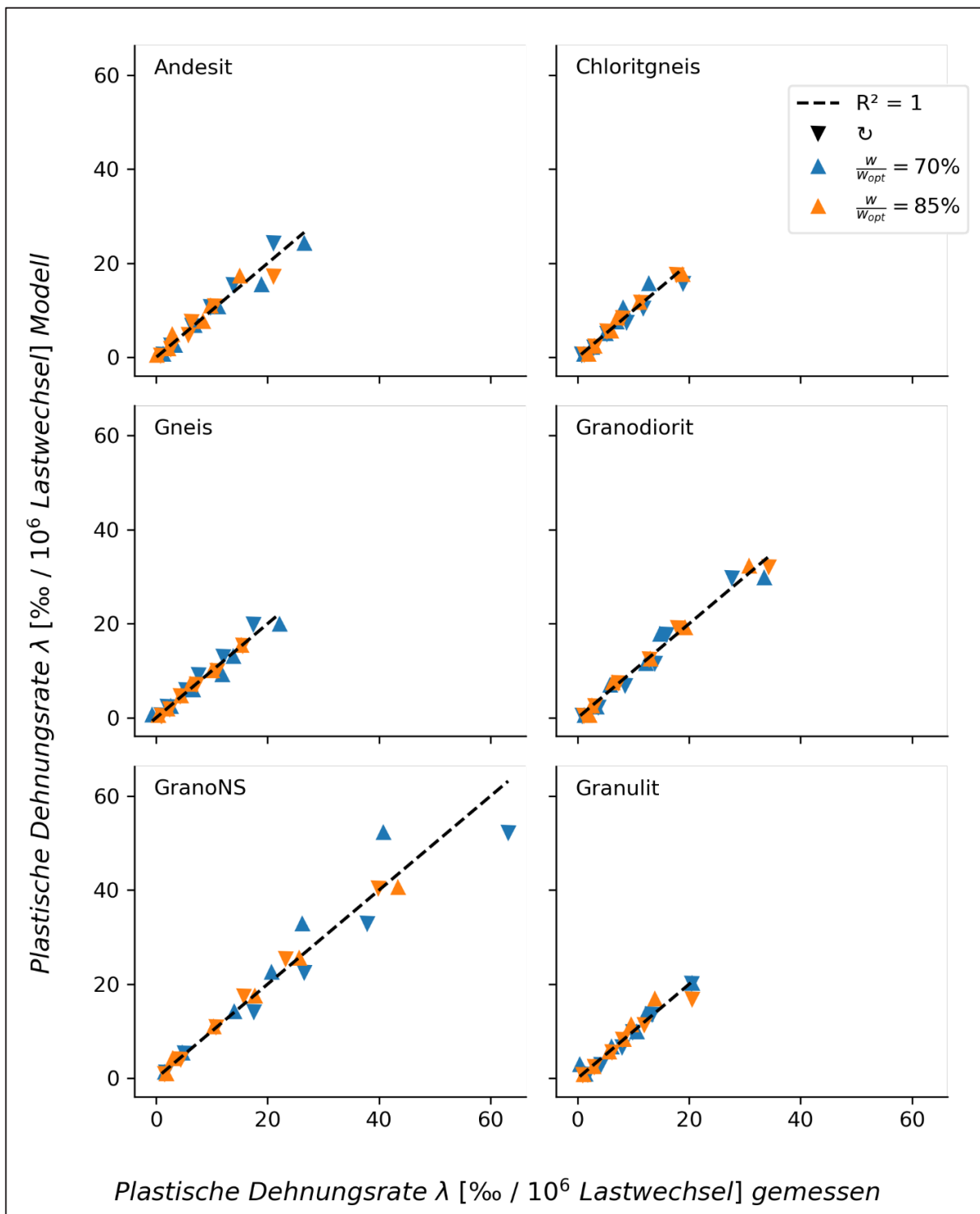


Bild 9-10 Vertikale plastische Dehnungsrate Gegenüberstellung Messwerte und Modell nach Gl. 8-2, zyklische CBR-Versuche

10 Vergleich triaxialer und einaxialer Laborversuche

10.1 Spannungsverhältnisse in den Versuchen

Die Spannungsverhältnisse beim Triaxialversuch unterscheiden sich deutlich von denen im Ödometer- und CBR-Versuch. Bild 10-1 zeigt die im Projekt realisierten Spannungsverhältnisse. Ein direkter Vergleich der Versuchsergebnisse beider Versuchsarten ist deshalb nicht möglich. Die nachfolgenden Gegenüberstellungen und Vergleiche stützen sich daher auf Modellberechnungen der vorgestellten Stoffmodelle. Dabei ist zu berücksichtigen, dass sich die Spannungspfade der zyklischen Ödometer- und CBR-Versuche kaum mit denen der Triaxialversuche überschneiden. Aufgrund der großen Differenz zwischen den untersuchten Spannungsverhältnissen und des relativ kleinen Untersuchungsbereiches der Ödometer- und CBR-Versuche, haben Modellprognosen auf dieser Basis (Ermittlung auf Basis eines Modells) eine hohe Unsicherheit (Extrapolation aus dem Untersuchungsbereich). Eine Anpassung der Versuchsprozeduren der Ödometer- und CBR-Versuche mit dem Ziel, die Spannungsverhältnisse des Triaxialversuches zu erreichen, ist mit dieser Versuchskonfiguration nicht möglich.

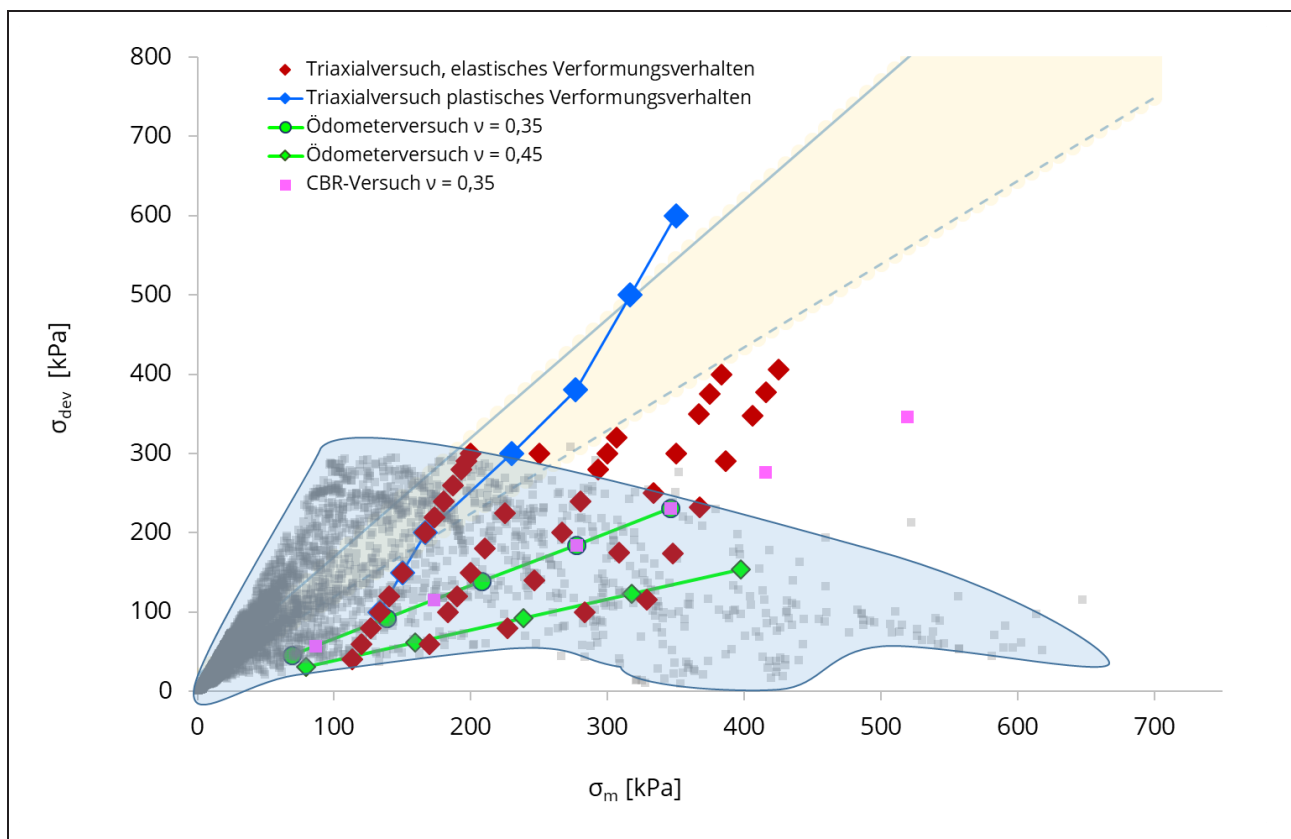


Bild 10-1 Gegenüberstellung der Spannungsverhältnisse in den Versuchen: Triaxialversuch, Ödometerversuch, CBR-Versuch

10.2 Vergleich des elastischen Verformungsverhaltens – Ranking der Materialien

Die in Bild 10-2 dargestellten Balken entsprechen der auf Basis des jeweiligen Modells ermittelten Materialantwort auf die im elastischen Triaxialversuch realisierten Spannungszustände (siehe Tabelle 7-3) bei unterschiedlichen Wassergehalten. Die Materialien sind nach Größe des Elastizitätsmoduls sortiert, die Materialsteifigkeit nimmt von links nach rechts zu. Aus den Triaxialversuchen

ergibt sich eine konsistente, vom Spannungszustand unabhängige Reihung. Der Einfluss des Wassergehaltes auf die Verformungsbeständigkeit ist materialspezifisch. Die verschiedenen Wassergehalte ergeben deshalb verschiedene Reihungen (linke Spalte / rechte Spalte).

Für die Modellrechnungen auf Basis der Ergebnisse der Ödometerversuche ergeben sich, spannungsabhängig, unterschiedliche Reihungen. Darüber hinaus unterscheidet sich die Rangfolge von den Ergebnissen der Triaxialversuche.

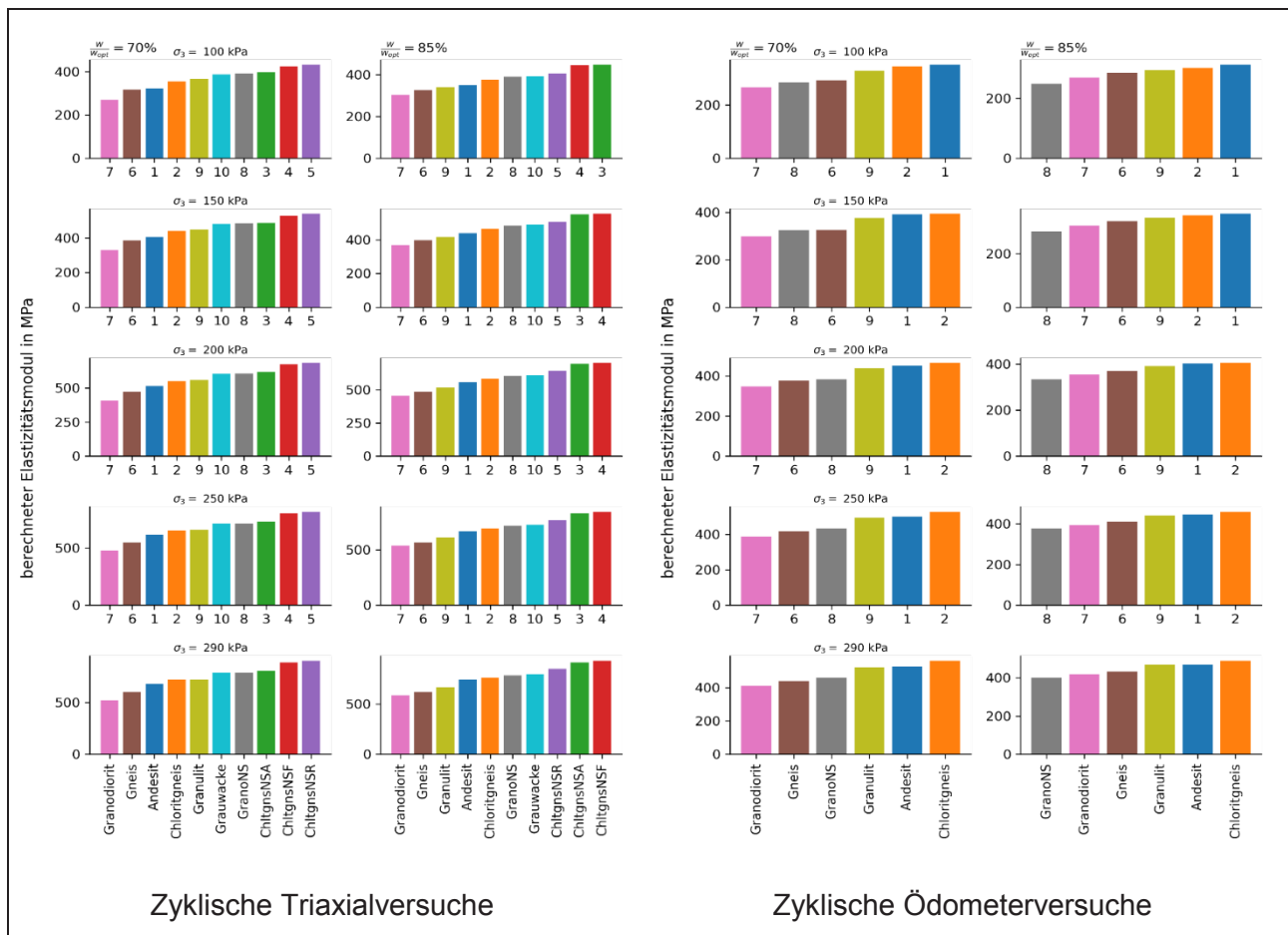


Bild 10-2 Gegenüberstellung und Ranking der Elastizitätsmoduln links Triaxialversuche, rechts Ödometerversuche

10.3 Vergleich des elastischen Verformungsverhaltens - Elastizitätsmoduln bei gleichen Spannungszuständen

In Bild 10-3 sind die unter Anwendung verschiedener Modelle für gleiche Spannungszustände ermittelten Elastizitätsmoduln gegenübergestellt.

Y - Achse: Elastizitätsmoduln auf Basis der für den zyklischen Ödometerversuch ermittelten Materialparameter; Modell: erweitertes K-Θ-Modell (Gl. 9-4); Materialparameter (für $\nu = 0,35$): siehe Tabelle 9-2

X - Achse: Elastizitätsmoduln auf Basis der für den zyklischen Triaxialversuch ermittelten Materialparameter; Modell: erweitertes modifiziertes Uzan-Modell (Gl. 4-12) Materialparameter: siehe Tabelle 8-5.

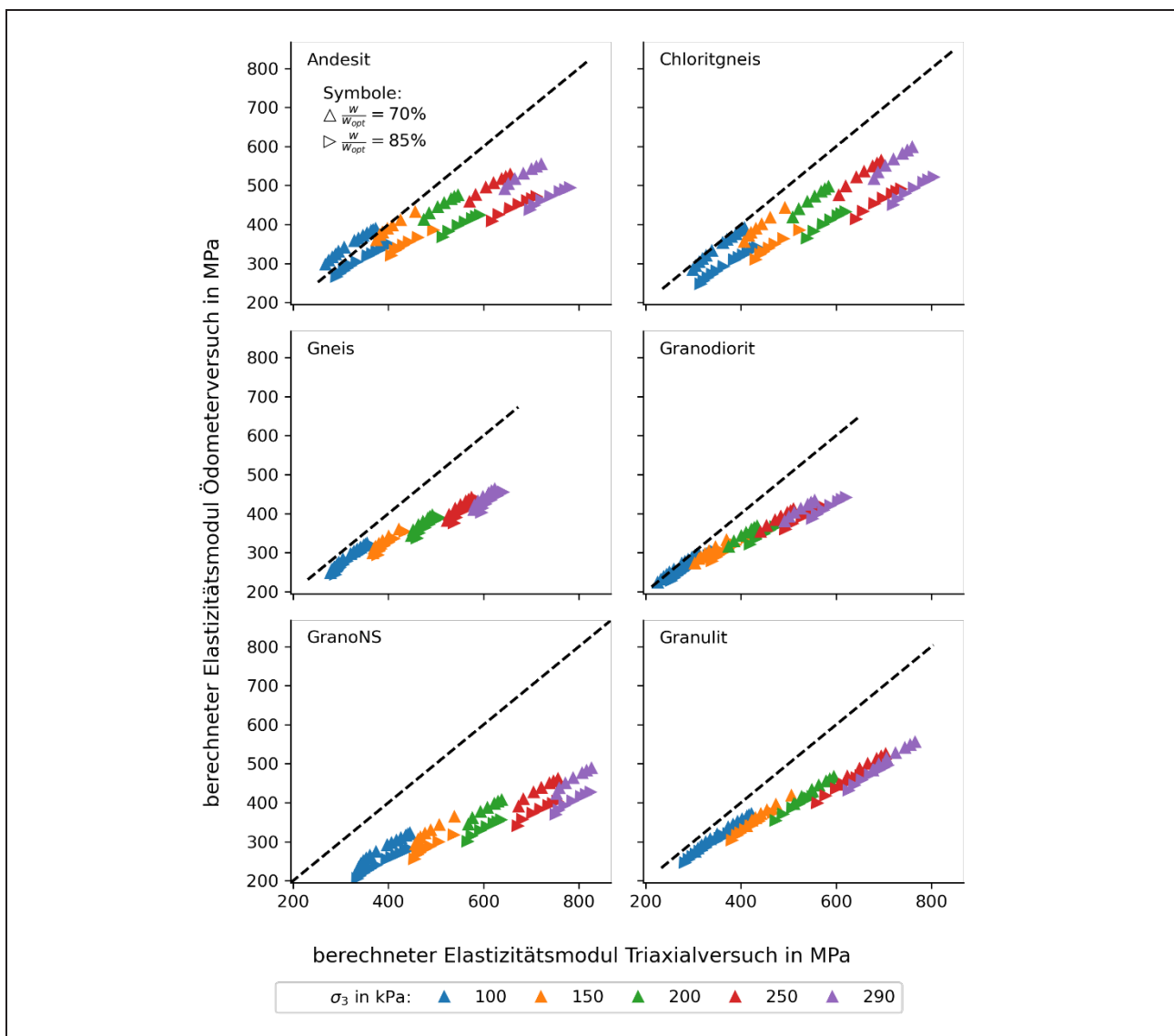


Bild 10-3 Gegenüberstellung der auf Modellbasis für gleiche Spannungszustände ermittelten Elastizitätsmoduln, für jeden Spannungszustand sind die Elastizitätsmoduln für $W/W_{opt} = 70\%$ und $W/W_{opt} = 85\%$ dargestellt, siehe Symbollegende

Aus der Gegenüberstellung der Ergebnisse kann ein prinzipieller Zusammenhang zwischen den Versuchsergebnissen abgeleitet werden. Bei Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen den Versuchsergebnissen in der Form $y = a + b \cdot x$ lassen sich mit dem statistischen Verfahren der linearen Regression materialspezifische Parameter a und b bestimmen, mit denen die Ergebnisse bestmöglich zu Deckung gebracht werden.

Wie in Abschnitt 9.4 erläutert, setzt die Bestimmung des Elastizitätsmoduls mit dem Ödometerversuch die Kenntnis der material- und spannungsabhängigen Querdehnzahl voraus. In Ermangelung vorliegender Werte wurde die Querdehnzahl im vorliegenden Forschungsvorhaben für alle Materialien und Spannungszustände mit $\nu = 0,35$ angenommen. Aufgrund des linearen Zusammenhangs zwischen Elastizitätsmodul und Querdehnzahl stehen vorgenannter Parameter b und Querdehnzahl im unmittelbaren Zusammenhang.

10.4 Vergleich des plastischen Verformungsverhaltens

Bild 10-4 zeigt die plastischen Dehnungen (als Dehnungsrate in ‰ je 10^6 Lastwechsel) in Abhängigkeit von der elastischen Dehnung. Links sind die Ergebnisse der Triaxialversuche, rechts die Ergebnisse der zyklischen Ödometer- und CBR-Versuche dargestellt. Jeder Punkt entspricht der Materialantwort auf einen im plastischen Versuch realisierten Spannungszustand (vgl. plastische Prüfprozedur Triaxialversuch in Tabelle 7-2 und Prüfprozedur des CBR-Versuchs in Tabelle 9-3).

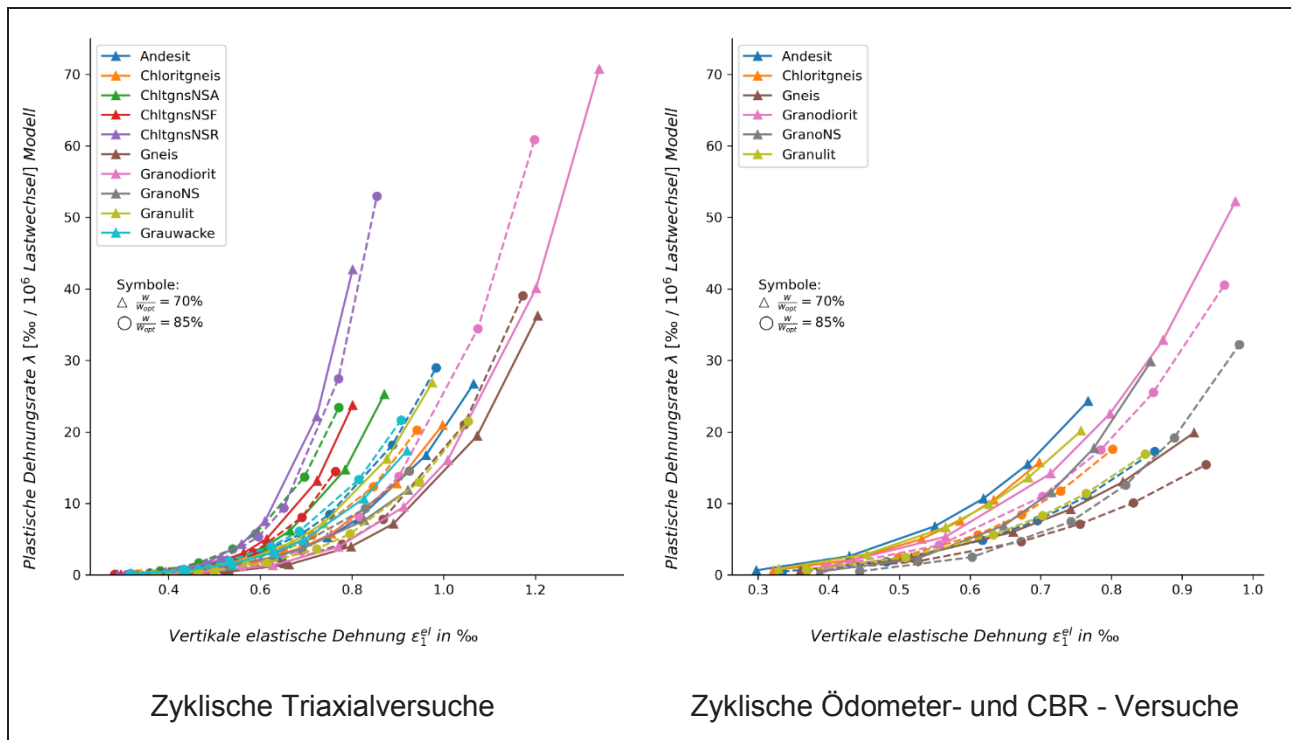


Bild 10-4 Darstellung der plastischen Dehnungen (Dehnungsrate) in Abhängigkeit der elastischen Dehnungen. Die einzelnen Punkte entsprechen der Materialantwort auf die im plastischen Versuch realisierten Spannungszustände (vgl. Prüfprozeduren Triaxialversuch Tabelle 7-2 und CBR-Versuch Tabelle 9-3)

Da sich die in den beiden unterschiedlich gearteten Versuchen einstellenden Spannungszustände stark unterscheiden, ist ein direkter quantitativer Vergleich der Versuchsergebnisse nicht möglich. Getrennt für jeden Versuch kann jedoch ein Ranking der Materialien vorgenommen werden. Das Ergebnis solch eines Rankings hinsichtlich der plastischen Dehnungsrate ist für die jeweiligen Spannungszustände in Bild 10-5 dargestellt.

Das Ranking beider Versuchsarten liefert eine unterschiedliche Reihung der Materialien. Besonders auffällig ist dies beim Andesit. Im Materialvergleich wurden bei einem Wassergehalt von $W/W_{opt} = 85\%$ in der kleinsten Laststufe ($\sigma_1 = 125$ kPa) für den Andesit die kleinste plastische Dehnungsrate ermittelt, im Triaxialversuch ($\sigma_1 = 200$, $\sigma_3 = 100$ kPa) jedoch eine der Größten. Eine Ausnahme bildet der untersuchte Granodiorit. Mit beiden Prüfverfahren wird der Granodiorit in fünf von sieben Fällen (Laststufen) als das Material mit den größten plastischen Dehnungen identifiziert.

Im Gegensatz zu den Ödometerversuchen, bei denen eine materialspezifische Korrelation zu den Triaxialversuchen erkennbar ist (ein allgemeiner statistischer Zusammenhang zwischen beiden Versuchsarten ließ sich nicht nachweisen), lässt der Ergebnisvergleich zwischen CBR- und Triaxialversuchen keine eindeutige Tendenz erkennen.

Allgemein kann resumiert werden, dass die vereinfachten Versuchsabläufe im zyklischen Ödometerversuch und im CBR-Versuch nicht genügen, um ausreichend abgesicherte Materialkennwerte für die weitere Nutzung im Rahmen der Dimensionierung von UGB für Pflasterbauweisen ableiten zu können.

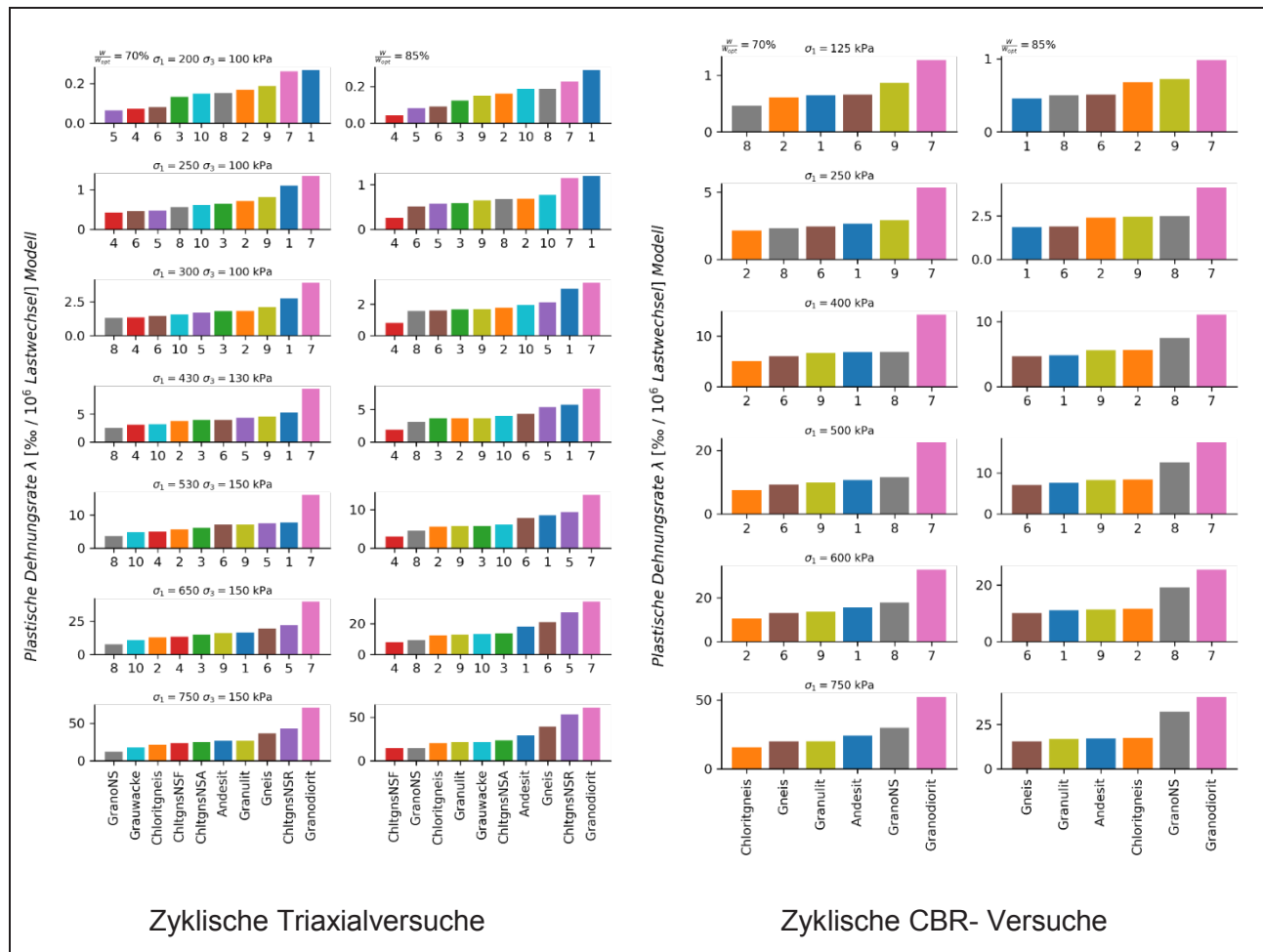


Bild 10-5 Gegenüberstellung und Ranking der plastischen Dehnungsraten

11 Untersuchungen zur Wasserdurchlässigkeit

Maßgebende Kriterien für die Dauerhaftigkeit einer Pflasterbefestigung sind die plastische und elastische Verformungsresistenz der ToB und deren Wasserdurchlässigkeit. Damit ein UGB hinsichtlich der Eignung für Pflasterbefestigungen beurteilt werden kann, sind Untersuchungen zum Verformungsverhalten und zur Wasserdurchlässigkeit notwendig. Für die Beurteilung der Wasserdurchlässigkeit sind nach dem Regelwerk TP Gestein-StB Teil 8.3.2 [TP Gestein -StB 15] Infiltrationsversuche mit dem Standrohrinfiltrometer durchzuführen

Bild 11-1 zeigt die Zusammenstellung der Ergebnisse aller im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführten Infiltrationsversuche. An allen zehn Materialien wurde der Infiltrationsbeiwert $k_{i(10)}$ gemäß [TP Gestein -StB 15] nach Verdichtung mit modifizierter Proctorarbeit bestimmt. Ergänzend wurden an ausgewählten Materialien Versuche mit geringerer Verdichtungsarbeit durchgeführt. Hierfür wurden die mit 97% Proctordichte hergestellten Proben der Ödometer- bzw. CBR- Versuche verwendet. Die Infiltrationsversuche an diesen Proben erfolgten im Anschluss an die Versuche zum Verformungsverhalten.

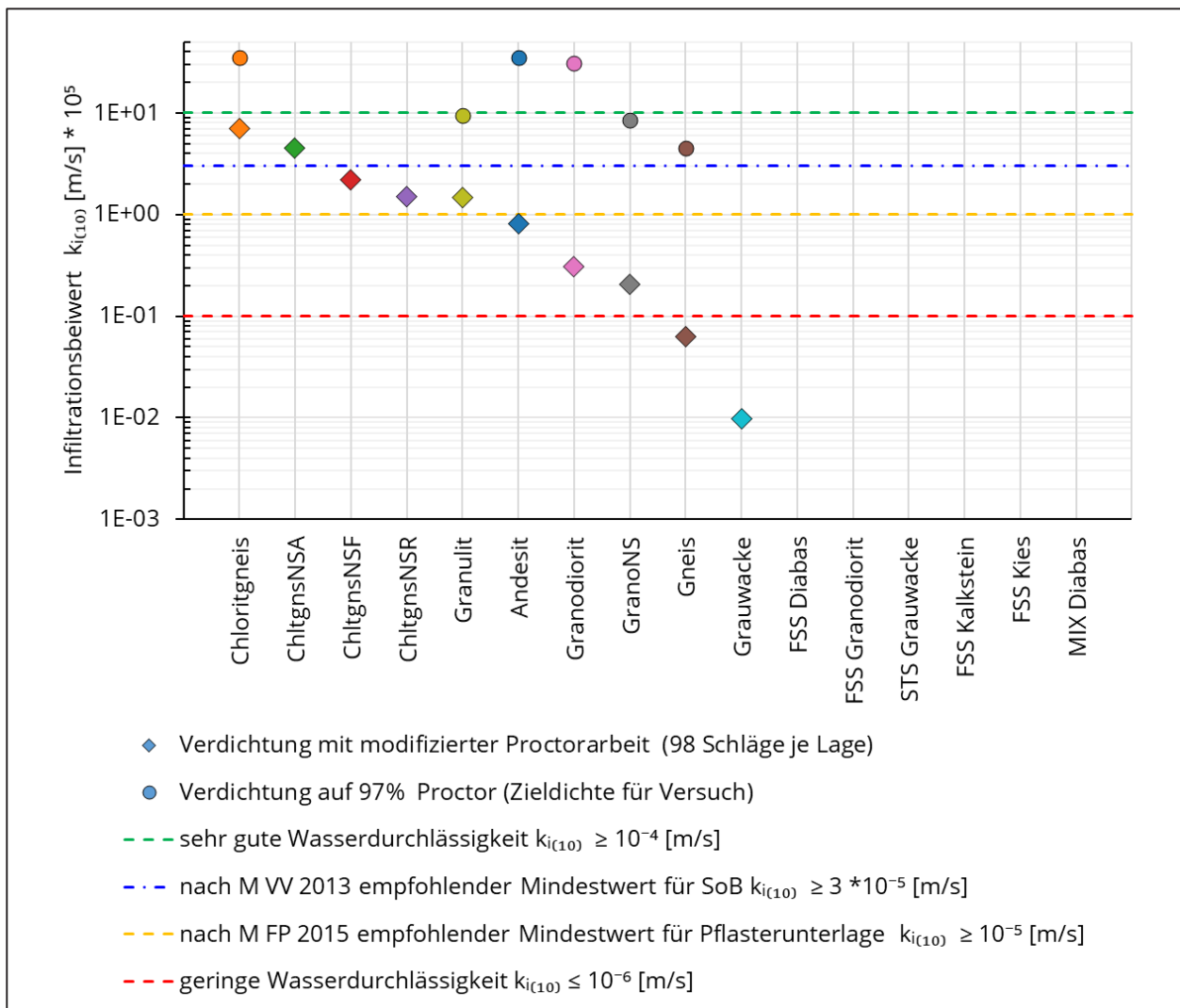


Bild 11-1 Zusammenstellung der Ergebnisse aller im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführten Infiltrationsversuche

Der im „Merkblatt für Flächenbefestigungen mit Pflasterdecken und Plattenbelägen in ungebundener Ausführung sowie für Einfassungen“ in der Fassung von 2015 (M FP 2015) für die Unterlage von Pflasterflächen angegebene Mindestwert von $k_{i(10)} \geq 1 \times 10^{-5}$ konnte nur an 5 Materialien nachgewiesen werden. Darüber hinaus ist in Bild 11-1 die Abnahme des Infiltrationsbeiwertes bei höherer Verdichtung gut erkennbar. Die Veränderung der Wasserdurchlässigkeit ist dabei, materialabhängig, unterschiedlich groß. Das UGB aus Chloritgneis zeigt in diesem Vergleich die größte Wasserdurchlässigkeit und weist hinsichtlich der Wasserdurchlässigkeit eine gute Resistenz gegen Veränderungen durch Verdichtung vor.

12 Bestimmung von Grenzzuständen

Die Materialparameter der im bearbeiteten Forschungsvorhaben verwendeten Stoffmodelle wurden ausschließlich auf Grundlage der Versuchsergebnisse von Triaxialversuchen (bzw. zykl. Ödometer- und CBR-Versuchen) bestimmt. Die Beschreibung des elastischen und plastischen Verformungsverhaltens mit den verwendeten Stoffmodellen und Materialparametern liefert deshalb grundsätzlich nur in den Grenzen der im Versuch geprüften Spannungen, Lastwechselzahlen und Materialzuständen (Verdichtung, Wassergehalt) zuverlässige Ergebnisse. Werden diese Grenzen bei Prognose-rechnungen überschritten (Extrapolation) nimmt die Prognosesicherheit ab. Eine Auswertung und Gegenüberstellung der FE-Berechnungen hinsichtlich des untersuchten Spannungsbereiches und der rechnerisch ermittelten Spannungen zeigt Bild 12-1.

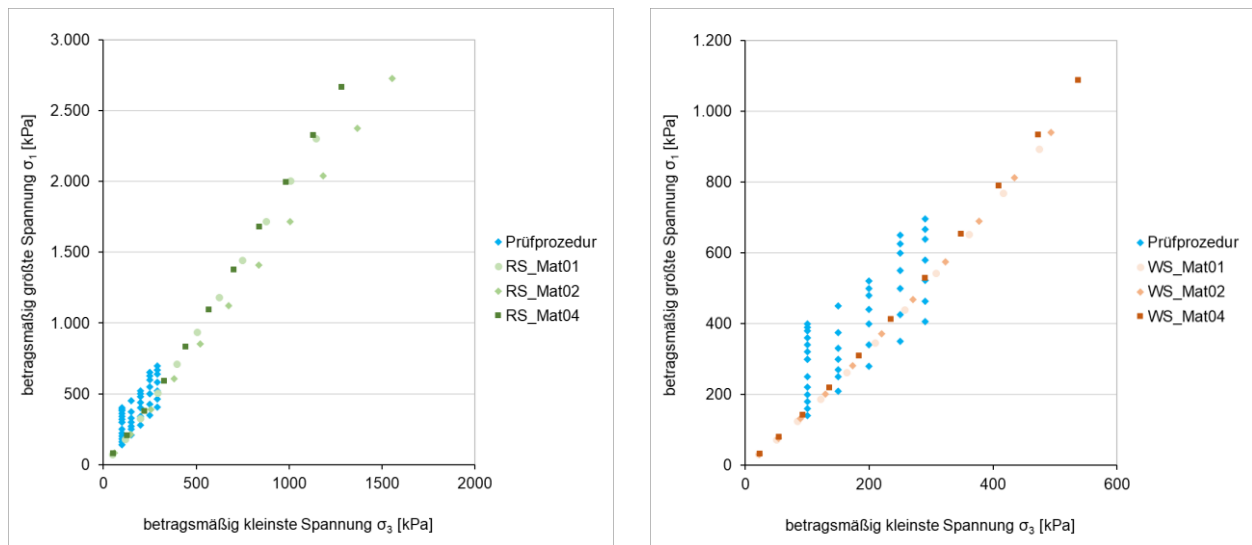


Bild 12-1 Vergleich der im Berechnungsmodell ermittelten Beanspruchungen mit denen im Triaxialversuch aufgetragenen Belastungen; links: Rechteckstein im Läuferverband, rechts: Winkelverbundstein

Besonders kritisch sind in diesem Zusammenhang Grenzzustände des Materialversagens zu bewerten. Das Materialversagen wird von den verwendeten Modellen nicht abgebildet. Beanspruchungen, welche zum Materialversagen führen, sind deshalb gesondert zu betrachten. In Bezug auf das Verformungsverhalten der ToB betrifft das im Wesentlichen Spannungszustände, die zum spontanen Materialversagen führen (Bruch oder Versagenslinie) und Spannungszustände, die bei hohen Lastwechselzahlen ein Materialversagen hervorrufen (plastische Shakedown-Grenzen).

Die verwendeten Versuchsprozeduren wurden so aufgestellt, dass ein möglichst großer Bereich der rechnerisch ermittelten Spannungen in Pflasterbefestigungen abgedeckt wird. Die Lastwechselzahlen der plastischen Versuchsreihe (50.000 LW je Laststufe) orientieren sich an Erfahrungen bezüglich Dauer der Konsolidierungsphasen und vertretbarer Prüfdauer. Die Auswertung der großmaßstäblichen Versuche zeigt, dass in Bezug auf die Prognose für 1 Mio LW Versuche mit größeren Lastwechselzahlen erforderlich sind.

Die Kenntnis der Beanspruchungsgrenzen und deren Präzision sind grundlegende Voraussetzung zur Bewertung der Prognosesicherheit. Es wird angenommen, dass Spannungsverhältnisse, welche zum Spontanversagen führen, oberhalb der plastischen Shakedown-Grenzen liegen. Die plastischen Shakedown-Grenzen sind deshalb als maßgebende Grenzen für die Bewertung von Berechnungen und Prognosen anzusehen.

Bestimmung der plastischen Shakedown-Grenzen

In [DIN EN 13286-7] Anhang C ist ein Verfahren zur Bestimmung der plastischen Shakedown-Grenze beschrieben. Dieses Verfahren basiert auf der Durchführung von Triaxialversuchen. Im Versuch sind Probekörper mehreren Spannungszuständen mit steigender Deviatorspannung auszusetzen. Für jeden Spannungszustand ist die akkumulierte plastische Dehnung bei 3.000 und 5.000 Lastwechseln festzustellen. Für die Differenz der akkumulierten plastischen Dehnungen zwischen diesen Lastwechseln sind in [DIN EN 13286-7] folgende Grenzwerte definiert:

$$\text{plastische Shakedown-Grenze:} \quad \varepsilon_1^{pl}(\text{akk}) = \{\varepsilon_1^{pl}(\text{akk})_{3000} - \varepsilon_1^{pl}(\text{akk})_{5000}\} = 0,045 [\%]$$

$$\text{plastische Kriechgrenze:} \quad \varepsilon_1^{pl}(\text{akk}) = \{\varepsilon_1^{pl}(\text{akk})_{3000} - \varepsilon_1^{pl}(\text{akk})_{5000}\} = 0,4 [\%]$$

Dies entspricht folgenden plastischen Dehnungsraten:

$$\text{plastische Shakedown-Grenze:} \quad \lambda = 22,5 \text{ } \%/10^6 \text{ LW}$$

$$\text{plastische Kriechgrenze:} \quad \lambda = 200 \text{ } \%/10^6 \text{ LW}$$

Die Versuche sind bei mindestens drei verschiedenen Zelldrücken durchzuführen. Das Verfahren lässt Versuche im Mehrstufenversuch zu.

Die im Forschungsvorhaben verwendeten Prüfprozeduren zur Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens entsprechen im Wesentlichen den Vorgaben dieser Verfahrensbeschreibung.

Durch Anwendung des dehnungsbasierten Modells (Gl. 8-2) lassen sich aus den Ergebnissen des plastischen Versuches die plastischen Shakedown-Grenzen und zugehörigen Spannungszustände ermitteln. Die Vorgehensweise wird im Folgenden beschrieben.

- 1) Ermittlung der Modellparameter für das Dehnungsbasierte plastische Modell .
Abweichend von der Beschreibung in Abschnitt 4.2.4 ist für das Modell der Anstieg der plastischen Verformungen im Lastwechselintervall 3000 - 5000 LW zu verwenden.
- 2) Ermittlung der elastischen Dehnung für $\lambda = 22,5 \text{ } \%/10^6$.
Die Gleichung (Gl. 8-2) beschreibt den im Modell angenommenen funktionalen Zusammenhang zwischen elastischer Dehnung und plastischer Dehnungsrate. Durch Umstellung dieser Funktion lässt sich die elastische Dehnung für $\lambda = 22,5 \text{ } \%/10^6$ ermitteln.

$$\lambda = \left(a_{w1} + a_{w2} \left(\frac{WC}{WC_{opt}} \right) \right) (\varepsilon_{1,lab}^{el})^{a_2} \quad \text{Gl. 8-2}$$

mit

$$a_1 = \left(a_{w1} + a_{w2} \left(\frac{WC}{WC_{opt}} \right) \right)$$

Es folgt durch Gleichsetzen:

$$\lambda = a_1 (\varepsilon_1^{el})^{a_2} \quad \text{Gl. 4-23}$$

Nach Umstellen von Gl. 4-23 nach ε_1^{el} erhält man:

$$\varepsilon_1^{el} = e^{\frac{\ln(\frac{\lambda}{a_1})}{a_2}} \quad \text{Gl. 12-1}$$

- 3) In Übereinstimmung mit den Annahmen des dehnungsbasierten Modells (Gl. 8-2) sind alle Spannungszustände, welche die im vorhergehenden Berechnungsschritt ermittelte elastische Dehnung erzeugen, Grenzspannungszustände.

Für die Bestimmung dieser aus σ_{1GZ} und σ_{3GZ} resultierenden Spannungszustände stehen die Gleichungen (Gl. 4-3) und (Gl. 4-10) zur Verfügung. Unter Verwendung beider Gleichungen sind durch numerische Iteration (Zielwertsuche) mehrere Wertepaare (σ_{1GZ} , σ_{3GZ}) zu bestimmen. Es werden Wertepaare (σ_{1GZ} , σ_{3GZ}) ermittelt, die nach Gl. 4-3 eine elastische Dehnung hervorrufen, welche der elastischen Grenzdehnung entspricht.

Eine analytische Berechnung von σ_{1GZ} bei vorgegebenem σ_{3GZ} war leider nicht möglich.

$$\varepsilon_1^{el} = \frac{1}{E_r} (\sigma_1 - 2\nu\sigma_3) \quad \text{Gl. 4-3}$$

$$E_r = k_1 \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad \text{Gl. 4-10}$$

mit: $\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad \text{Gl. 4-11}$

- 4) Mit den in Nr. 3 bestimmten Wertepaaren σ_{1GZ} und σ_{3GZ} sind die Parameter des Modells nach [DIN EN 13286-7] (Gl. 12-2) zu bestimmen.

$$\sigma_{1GZ} = \alpha \left[\frac{\sigma_{1GZ}}{\sigma_{3GZ}} \right]^\beta \quad \text{Gl. 12-2}$$

mit	σ_{1GZ}	Materialspezifische Vertikalspannung [kPa] im Grenzzustand
	σ_{3GZ}	Materialspezifische Horizontalspannung kPa] im Grenzzustand
	α	Materialparameter
	β	Materialparameter

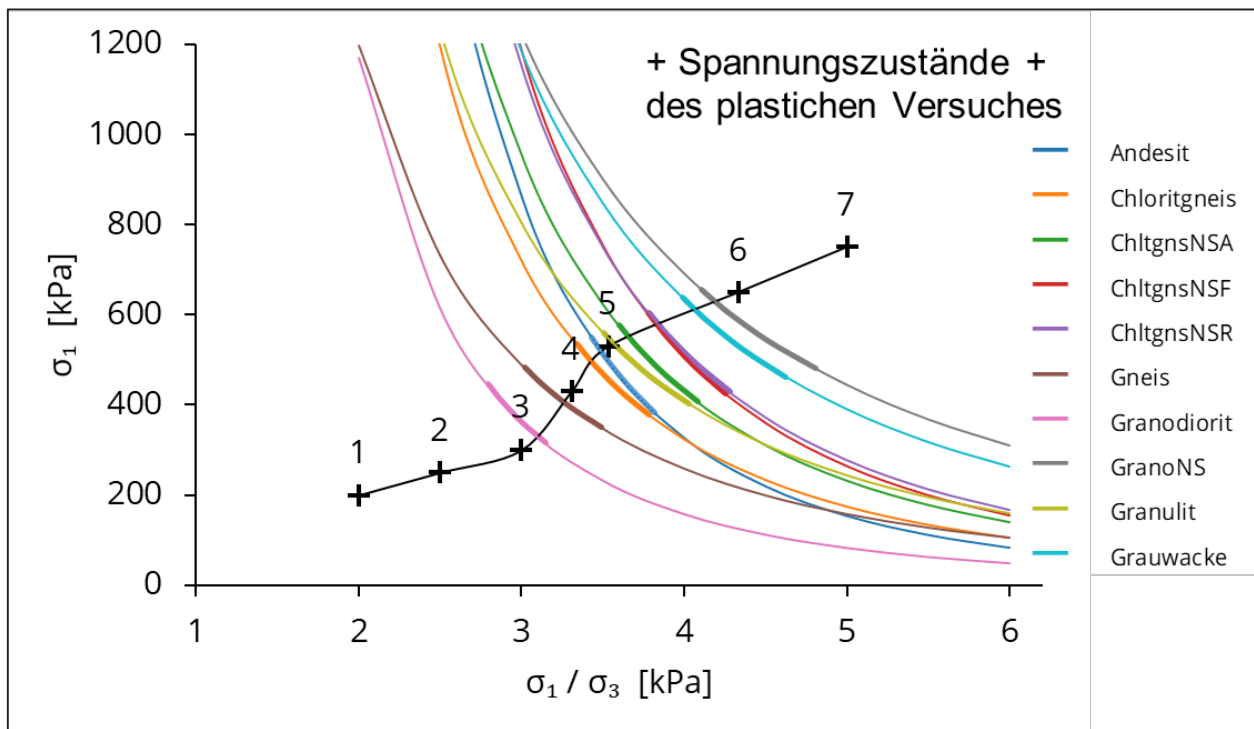


Bild 12-2 Verlauf der plastischen Shake-Down Grenzen für die geprüften Materialien, Darstellung: $\sigma_1 = f(\sigma_1 / \sigma_3)$, dicker Linienabschnitt = Bestimmungsbereich für σ_{1GZ} und σ_{3GZ} , dünne Linie = Extrapolation mit Gl. 12-2

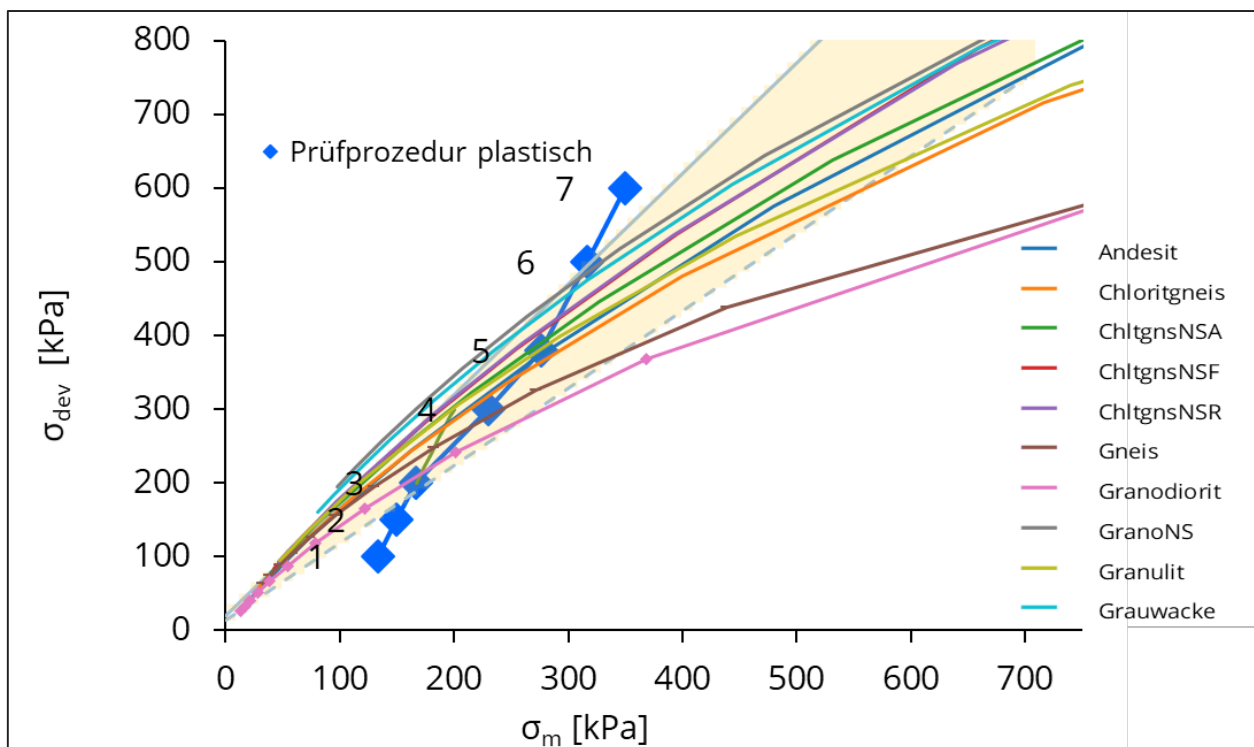


Bild 12-3 Verlauf der plastischen Shake-Down Grenzen für der geprüften Materialien, in Bezug zu den Spannungszuständen im plastischen Triaxialversuch, Darstellung $\sigma_{dev} = f(\sigma_m)$; $\sigma_m = (\sigma_1 + 2 \sigma_3) / 3$

Für alle im Forschungsvorhaben untersuchten Materialien wurde mit der beschriebenen Vorgehensweise eine (materialspezifische) plastische Shake-Down Grenze ermittelt. Bild 12-2 zeigt den Verlauf der plastischen Shakedown-Grenzen für σ_1 in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis σ_1 / σ_3 . Um die Zuordnung zu den Spannungszuständen der plastischen Prüfprozedur zu ermöglichen, wurden diese Spannungsverläufe in die Darstellungsform nach Bild 7-3 übertragen (Erläuterungen zu den Abbildungen siehe auch Abschnitt 7.3)

Aus dem Verlauf der plastischen Shake-Down Grenzen in Bild 12-3 ist abzuleiten, dass die UGB Gneis und Granodiorit hinsichtlich Verformungsbeständigkeit bei hoher Dauerbelastung am schlechtesten abschneiden und für Pflasterbefestigungen ggf. ungeeignet sind. Bei großräumiger Überschreitung der Grenzbeanspruchung in den Finite Elemente Berechnungen liefern die Prognoserechnungen keine zuverlässigen Ergebnisse. Im Berechnungsprozess der Dimensionierung ist deshalb eine diesbezügliche Überprüfung vorzusehen. Bild 12-4 zeigt für eine Pflasterbefestigung mit Rechteckstein die räumliche Ausdehnung der elastischen Grenzdehnung in einer ToB aus Chloritgneis bei einer Radlast von 11 to. Die schwarzen Konturlinien umschließen den Bereich, in welchem die nach Gl. 12-2 ermittelten Grenzdehnungen überschritten werden. Aus der Darstellung ist eine hohe Versagenswahrscheinlichkeit für diese Befestigung bei 11 t Radlast abzuleiten. Die räumliche Ausdehnung der Grenzspannungen in einer ToB aus Chloritgneis bei unterschiedlichen Radlasten und Pflasterbefestigungen mit Rechteckstein und Winkelverbundstein zeigt

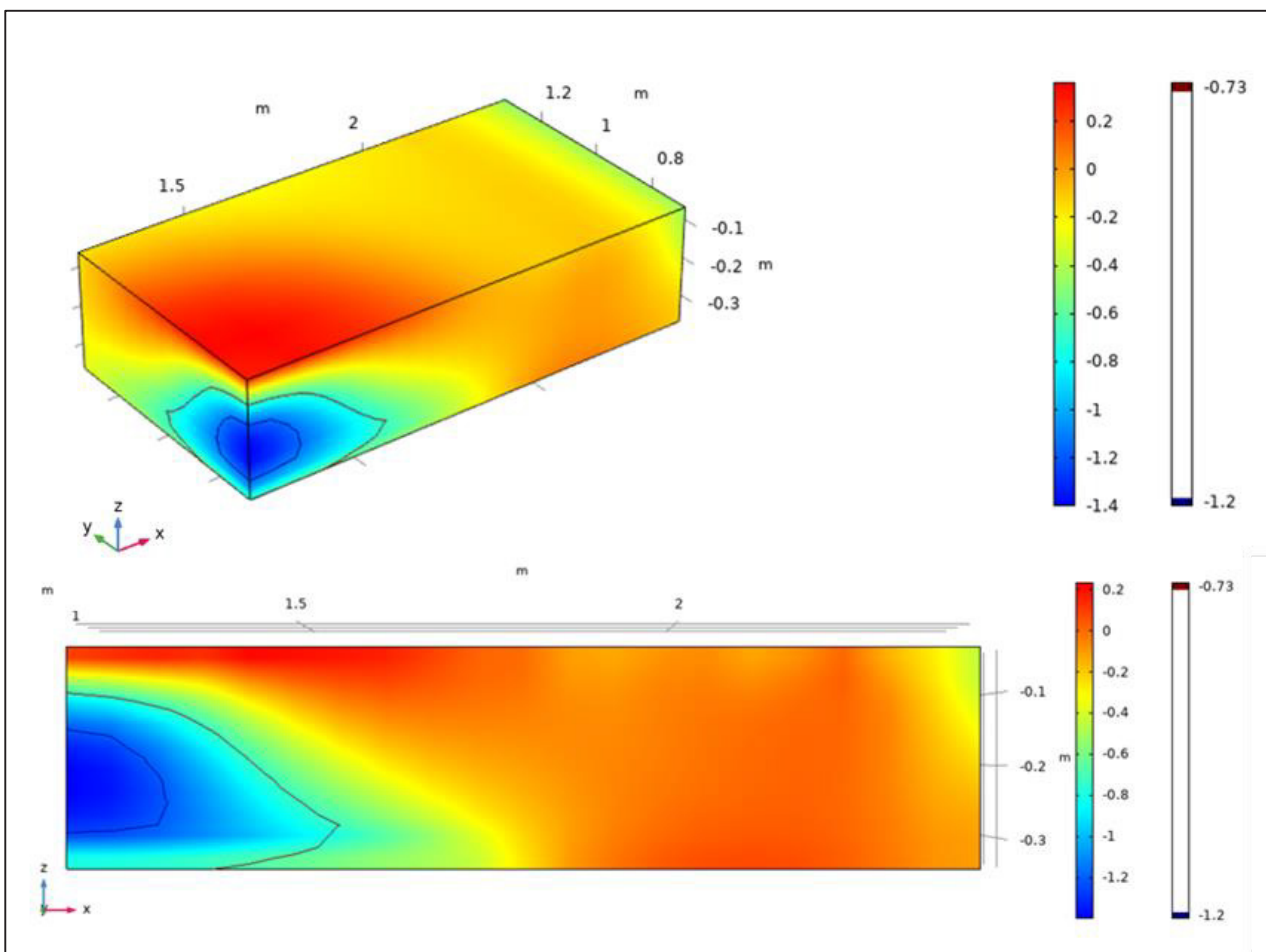


Bild 12-4 Räumliche Ausdehnung der elastischen Grenzdehnung in der ToB einer Pflasterbefestigung mit Rechteckstein, Radlast 11 t, ToB aus Chloritgneis, Konturlinien für plastische Shakedown-Grenze und plastische Kriechgrenze

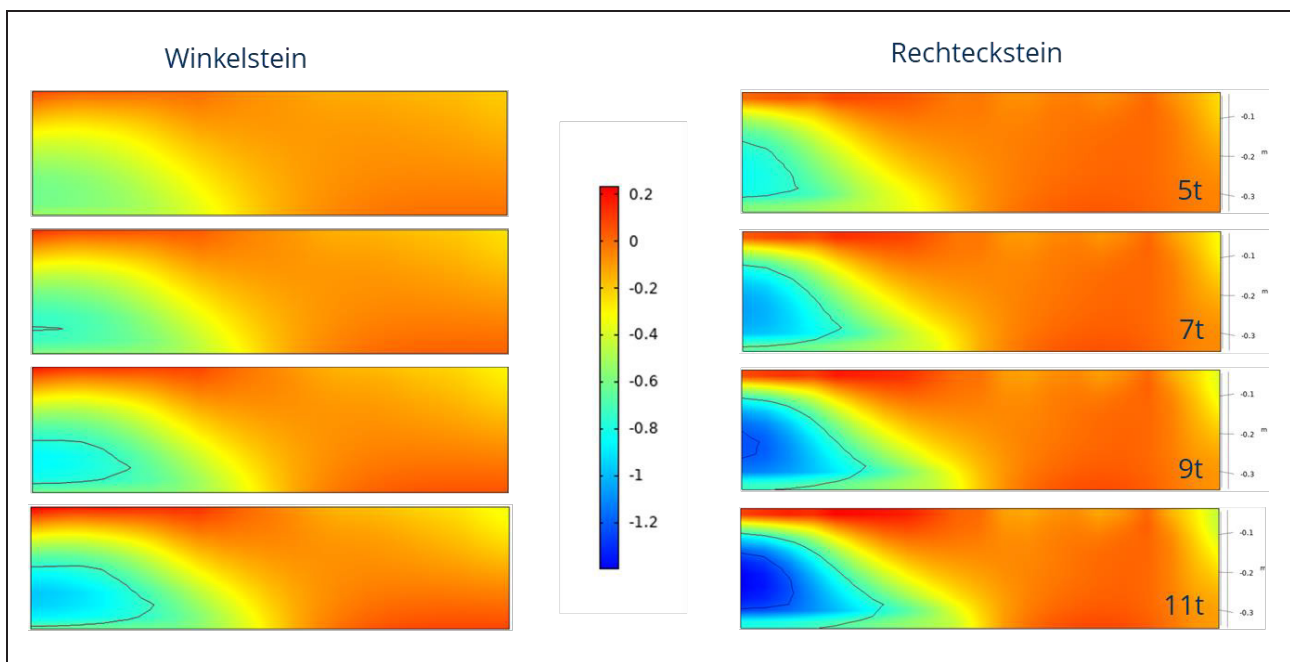


Bild 12-5 Räumliche Ausdehnung von Grenzzuständen in der ToB einer Pflasterbefestigung mit Rechteckstein und Winkelstein bei unterschiedlichen Radlasten, ToB aus Chloritgneis, Konturlinien für plastische Shakedown-Grenze und plastische Kriechgrenze

Mit den in Bild 12-5 erkennbaren Grenzzuständen (Überschreitung der Grenzdehnung) kann abgeschätzt werden, dass das untersuchte Baustoffgemisch aus Chloritgneis nur in Kombination mit dem Winkelstein für Radlasten bis 7 t geeignet ist.

Aus der Feststellung, dass die Finite Elemente Berechnungen bei großräumiger Überschreitung der Grenzbeanspruchung keine zuverlässigen Ergebnisse liefern, weil im verwendeten Finite Elemente Modell die Mechanismen des Materialversagens nicht implementiert sind, resultieren mehrere Fragestellungen hinsichtlich des Umgangs mit Grenzzuständen / Grenzbeanspruchungen (oder auch Beanspruchungsgrenzen).

Für diesen Fall sind u. a. zunächst folgende Sachverhalte zu klären:

Analyse, Beschreibung und Wertung des betroffenen Bereiches:

- In welcher Größenordnung werden die zu erwartenden Grenzbeanspruchungen in Abhängigkeit von der Wahl der Pflasterkonstruktion überschritten?
- Wie ist die Verteilung der Beanspruchungen im Bereich der Überschreitungen / oberhalb der Grenzbeanspruchungen?
- Um welchen Betrag dürfen die ermittelten Grenzbeanspruchungen überschritten werden?
- Wie groß darf die räumliche Ausdehnung der Überbeanspruchung sein?

Auswirkungen:

- Wie wirkt sich das lokal begrenzte Versagen auf die Gesamtkonstruktion aus?

Strategien für den Umgang:

- Mit welchen Methoden / Modellen können mechanische Prozesse nachgebildet werden, die nach Überschreiten von Grenzbeanspruchungen zum Tragen kommen?

- Kann beispielsweise eine Umlagerung / Begrenzung von Kräften / Spannungen realistisch angenommen werden?
- Welcher Rechenaufwand ist mit der Implementierung von zusätzlichen Schadensmodellen in den entwickelten Finite-Elemente-Modellen verbunden?

Die Beschreibung und Modellierung von Grenzzuständen des Materialversagens stand nicht im Fokus bisheriger Untersuchungen. Um diese im Rahmen von Dimensionierungsberechnungen angemessen berücksichtigen zu können, besteht noch Forschungs- und Entwicklungsbedarf.

13 Großmaßstäbliche Versuche

13.1 Versuchsaufbau

Pflasterbefestigung

Zur Kalibrierung des Berechnungsverfahrens wurden großmaßstäbliche Versuche im Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden durchgeführt. Dafür wurden zwei Versuchsflächen mit unterschiedlichen Betonpflastersteinen hergestellt, eine aus Rechtecksteinen 100 x 200 x 100 mm im Läuferverband und eine aus Winkelverbundsteinen 225 x 125 x 100 mm. Der Grundriss beider Flächen betrug jeweils 5,00 m x 2,50 m. Der Befestigungsaufbau ist in Bild 8-3 dargestellt.

Auf die vorhandene Unterlage (UBG, $d = 50$ cm) wurden eine 30 cm dicke Schottertragschicht und 4 cm dicke Bettungsschicht eingebaut. Der Einbau der Schottertragschicht erfolgte zweilagig, die Lagen wurden mit einer Rüttelplatte verdichtet. Nach Beendigung des ersten Versuches (Variante mit Rechteckstein) wurden die Schottertragschicht und die Bettung zurückgebaut und mit neuem Material neu hergestellt. Das Ausgangsmaterial für beide Versuchsflächen stammte aus einer Lieferung. Damit sind, mit Ausnahme der Pflastergeometrie, gleiche Ausgangsbedingungen für beide Versuche anzunehmen.

Vor Einbau der Bettungsschichten wurden auf der Unterlage (Frostschuttschicht) und den Schottertragschichten Plattendruckversuche durchgeführt. Die Ergebnisse der Plattendruckversuche sind in Tabelle 13-1 zusammengefasst.

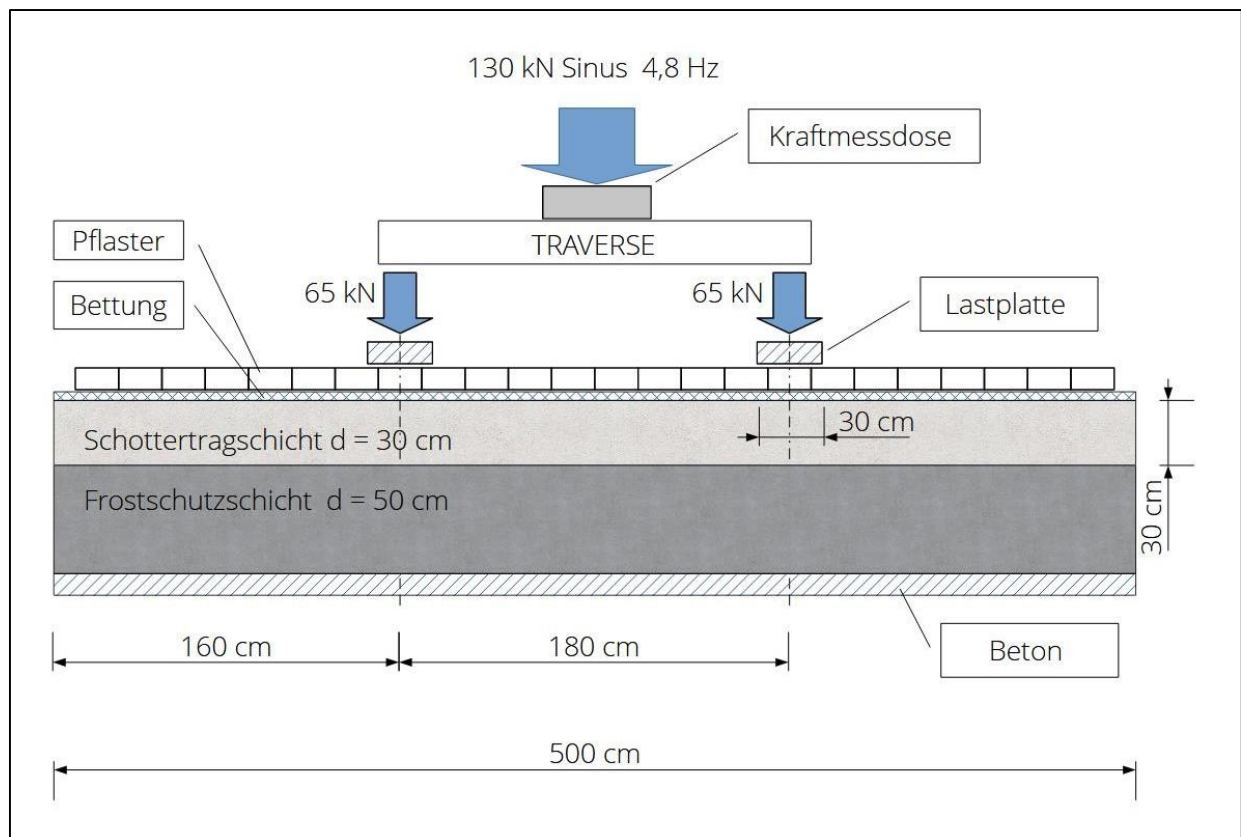


Bild 13-1 Aufbau des großmaßstäblichen Versuches – Aufriss

	Versuch 1 Rechteckstein [MPa]	Versuch 2 Winkelverbundstein [MPa]
Frostschuttschicht	$E_{v1} = 140,2$ $E_{v2} = 425,6$	
Schottertragschicht	$E_{v1} = 70,4$ $E_{v2} = 193,0$ $E_{v1} = 64,5$ $E_{v2} = 158,7$ $E_{v1} = 88,7$ $E_{v2} = 204,7$	$E_{v1} = 90,8$ $E_{v2} = 182,1$

Tabelle 13-1 Ergebnisse der Plattendruckversuche auf Schottertrag- und Frostschuttschicht

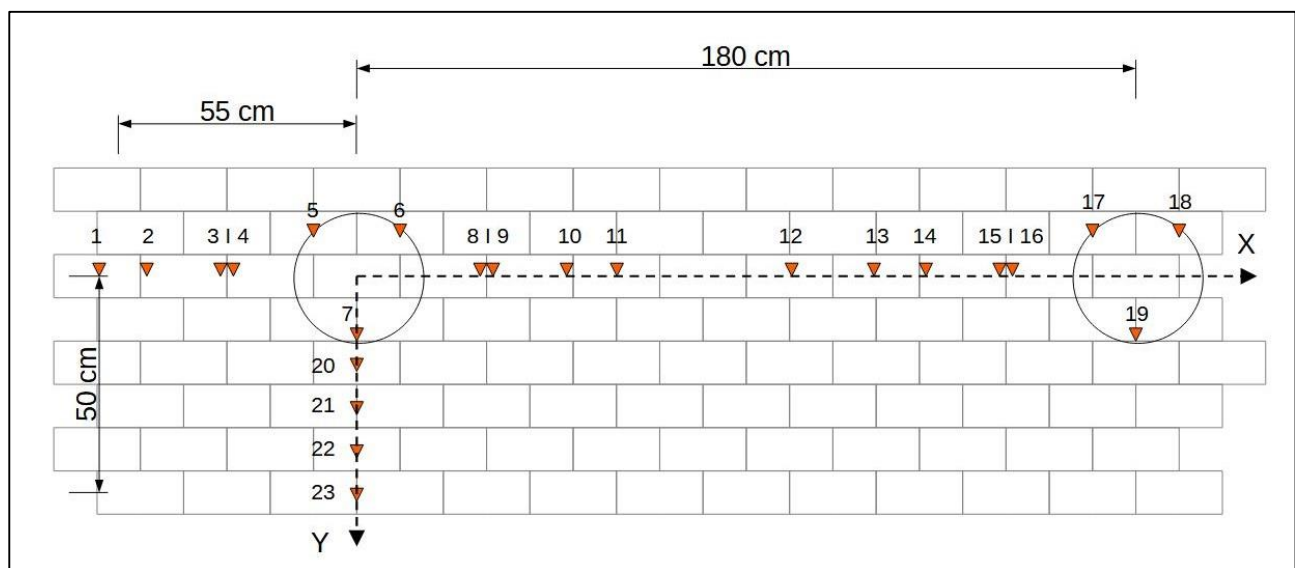


Bild 13-2 Versuch Rechteckstein, Lage und Nummerierung der Induktiven Wegaufnehmer (IWA)



Bild 13-3 Versuch mit Rechteckstein Ansicht Traverse und IWA

Gerätetechnik

Über zwei Lastverteilerplatten mit 30 cm Durchmesser und 1,80 m Achsabstand wurden mit einem hydraulisch gesteuerten Zylinder (Laststempel) synchron zyklische vertikale Belastungen auf die Pflasteroberfläche aufgebracht.

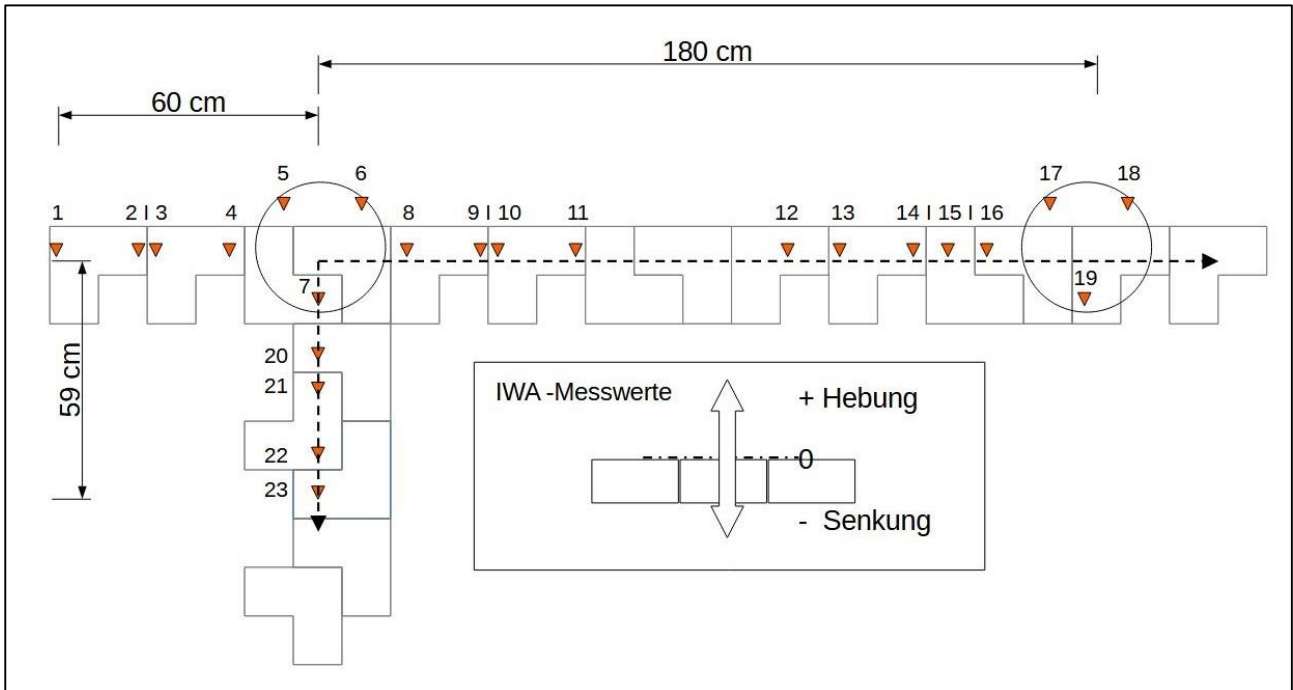


Bild 13-4 Versuch Winkelstein, Lage und Nummerierung der Induktiven Wegaufnehmer (IWA)



Bild 13-5 Versuch mit Winkelstein, Ansicht Traverse und IWA

Die kontinuierliche Messung der vertikalen Verformungen an der Pflasteroberfläche während der Versuche im Bereich der Lasteintragung und auch außerhalb des Lasteinleitungsbereiches erfolgte

mit induktiven Wegaufnehmern. Die Anordnung der Wegaufnehmer auch außerhalb des Lasteinleitungsbereiches sollte neben der Messung der Einsenkung unter der Lastplatte auch eine Ermittlung der entstehenden Verformungsmulde an der Oberfläche der Pflasterbefestigung ermöglichen. Die aufgebrachte Kraft wurde mit einer Kraftmessdose unmittelbar unter dem Zylinder erfasst (siehe Bild 13-1, Bild 13-2, Bild 13-4 und Tabelle 13-2).

IWA Nr.	Rechteckstein		Winkelstein	
	X [cm]	Y [cm]	X [cm]	Y [cm]
1	-56,5	0,0	-60,0	0,0
2	-46,0	0,0	-41,0	0,0
3	-31,5	0,0	-37,5	0,0
4	-28,5	0,0	-18,0	0,0
5	Lastplatte 1		Lastplatte 1	
6				
7				
8	29,5	0,0	14,0	0,0
9	34,5	0,0	18,0	0,0
10	49,0	0,0	38,5	0,0
11	64,5	0,0	41,0	0,0
12	103,5	0,0	110,0	0,0
13	124,5	0,0	120,5	0,0
14	134,0	0,0	140,5	0,0
15	151,0	0,0	147,0	0,0
16	154,0	0,0	154,5	0,0
17	Lastplatte 2		Lastplatte 2	
18				
19				
20	0,0	22,0	0,0	25,4
21	0,0	30,0	0,0	33,4
22	0,0	40,5	0,0	53,4
23	0,0	50,5	0,0	58,9

Tabelle 13-2 Koordinaten der Induktiven Wegaufnehmer

13.2 Versuchsdurchführung

Beanspruchung

Das Versuchskonzept sah vor, die Pflasterbefestigung einer Belastung auszusetzen, welche mindestens 1 Mio Überfahrten mit hohen Achslasten entspricht.

Die Überfahrten wurden durch Aufbringen einer Kraft mit sinusförmigem Verlauf auf eine runde Stahlplatte (Durchmesser 30 cm) versuchstechnisch simuliert. Zur Krafteintragung stand ein hydraulisch gesteuerter Zylinder mit manuellem Bedienfeld zur Verfügung. Über dieses Bedienfeld waren die Versuchsparameter (Oberkraft, Unterkraft (Amplitude), Frequenz) einzustellen. Aufbau und

Gerätekonzepktion des Versuches erfordern eine Anfahrrprozedur, diese ist Bestandteil des Versuches. Zum Versuchsstart wurde eine konstante Kraft aufgebracht. Deren Betrag wurde schrittweise bis auf das Niveau der gewünschten Oberspannung erhöht (Anfahrrampe). Dem schloss sich der zyklische Krafteintrag mit zunehmender Frequenz und Einregeln der gewünschten Amplitude durch schrittweise Änderung der Maximal- und Minimalkraft an. Der prinzipielle Verlauf dieses Anfahrvorganges ist in Bild 13-6 zu sehen. Beim Anfahren des ersten Versuches (Rechteckstein) wurde festgestellt, dass der Versuch beim Unterschreiten von 30 kN instabil wird. Im Ergebnis der Situationsanalyse (Möglichkeiten / Zeitaufwand zur Identifizierung der Ursachen und deren Beseitigung, mögliche Alternativen) wurde entschieden, den Versuch mit einer Kraftamplitude von 100 kN und einem Kraftminimum von 30 kN durchzuführen.

Aus Bild 13-6 ist ersichtlich, dass die Pflasterbefestigung vor Beginn der planmäßigen Beanspruchung (ca. 200 s nach Versuchsbeginn) durch die Anfahrrampe und ca. 250 Lastwechsel (50 s bei 5 Hz) mit zunehmender Amplitude beansprucht wird. Diese Beanspruchung und deren Auswirkungen sind schwer zu erfassen und zu beschreiben. Sie werden unter anderem dem instabilen Anfangsstadium (siehe auch Abschnitt 15) zugeordnet. Die Versuchsparameter der Belastung sind in Tabelle 13-3 aufgelistet.

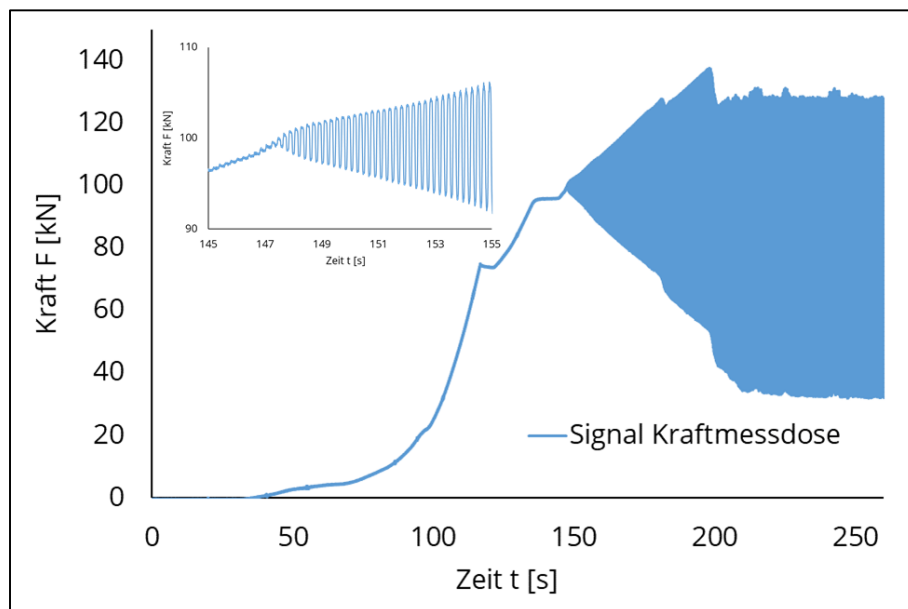


Bild 13-6 Anfahrrprozedur, Signalverlauf des Versuches 2 (Winkelstein)

	Minimum	Maximum
Kraft Gesamt (Mitte Traverse) [kN]	30	130
Spannung unter der Lastplatte [kPa]	212	920
Frequenz [Hz]	4,8	
Anzahl der Lastwechsel [-]	> 1.100.000	
Abtastrate der Messwerterfassung [Hz]	300	

Tabelle 13-3 Versuchsparameter der Belastung und Messwerterfassung

Messdatenerfassung

Die Verformungen auf den Lastplatten und der Pflasteroberfläche wurden mit induktiven Messwertaufnehmern (IWA) und zugehörigen Prozessrechnern erfasst. Im Unterschied zur inzwischen üblichen (und zeitgemäßen) Verfahrensweise bei Prüfmaschinen fand hier keine Kommunikation zwischen der Hydrauliksteuerung des Laststempels und den Prozessrechnern der Messdatenerfassung statt. Beide Systeme arbeiteten autonom, ohne Synchronisation. Die Lastwechsel wurden auf Basis des Kraftsignales und der Software auf den Prozessrechnern detektiert und gezählt.

Zu Beginn des Versuches wurden die IWA - Eingangskanäle der Prozessrechner auf NULL gesetzt, d. h., Werte mit negativem Vorzeichen stehen für eine Hebung, Senkungen haben ein positives Vorzeichen (siehe auch Prinzipdarstellung in Bild 13-4). Die Abtastrate der Messwerterfassung betrug 300 Hz, d. h. bei einer Belastungsfrequenz von ca. 5 Hz wurden ca. 60 Messwerte je vollständigem Lastwechsel (2π) aufgenommen.

Für die Aufzeichnungsdichte der Messwerte wurden drei Lastwechselbereiche unterschieden, Speicherintervalle und Anzahl der gespeicherten Lastwechsel sind in Tabelle 13-4 zusammengefasst.

Intervall	gespeicherte Daten
Anfahren – bis ca. LW 2000	komplette Aufzeichnung aller Messdaten
LW 2000 – LW 5000	je 1 Minute komplette Speicherung 5 Sekunden (ca. 25 LW) zusätzlich Max – Min Werte ("peaks") innerhalb 1 Minute
LW 5000 – 1.000.000	je 10 Minuten komplette Speicherung 5 Sekunden (ca. 25 LW) zusätzlich Max und Min Werte ("peaks") innerhalb 10 Minuten

Tabelle 13-4 Aufzeichnungsraten / Messwertspeicherung

13.3 Ergebnisse der großmaßstäblichen Versuche

13.3.1 Aufbereitung der Messdaten

In einem ersten Arbeitsgang wurden die Daten der „komprimierten“ Aufzeichnung („peaks“ innerhalb von ca. 10 Minuten) gesichtet und visualisiert. Dabei wurde, insbesondere für die direkt auf dem Pflaster positionierten IWA, ein breites Rauschen des Messsignales festgestellt. Auf Grundlage der Signalverläufe dieser IWA ließen sich keine Aussagen treffen. Die auf den Lastplatten positionierten IWA lieferten hingegen trotz breitem Signalrauschen eindeutige Tendenzen.

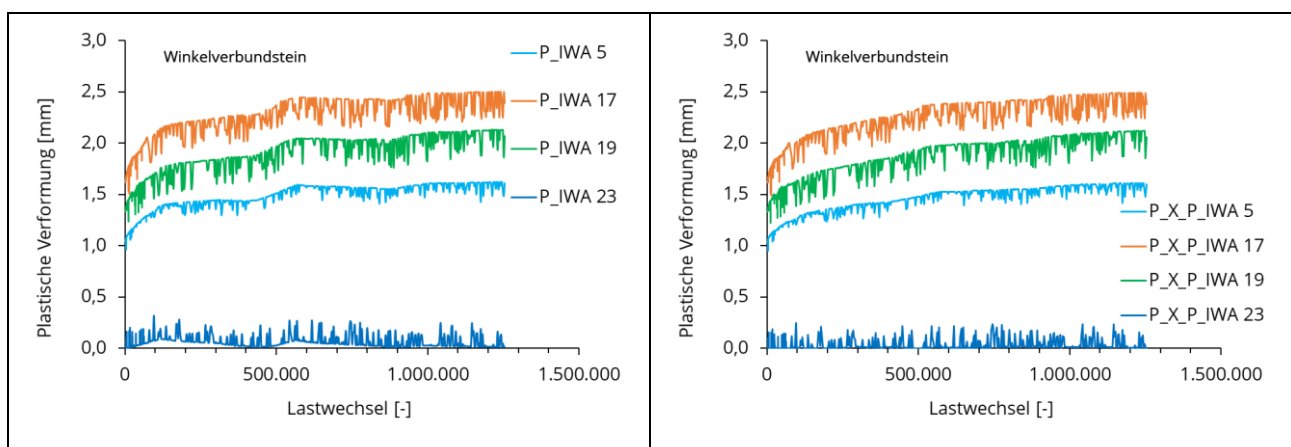


Bild 13-7 Messsignalverlauf (min-max) mit systematischem Fehler durch Tagesgang der Temperatur, links Signalverlauf vor Fehlerkorrektur (Bereinigung), rechts nach Fehlerkorrektur

Übereinstimmende Messsignalverläufe von allen Wegaufnehmern wiesen jedoch auf eine systematische Störgröße hin. Als maßgebliche Ursache konnte der Tagesgang der Temperatur festgestellt werden (siehe Bild 13-7). Dieser systematische Fehler wurde quantifiziert und die Messdaten entsprechend bereinigt. Die Quantifizierung erfolgte auf Basis des Signals eines IWA mit gut erkennbarem Signalverlauf (Trend) bei gleichzeitig großem Abstand zur Lastplatte. Der in Bild 13-8 dargestellte Messsignalverlauf, aus dem Versuch mit dem Winkelverbundstein, ist dem Signal des IWA 23 zuzuordnen. Anhand des Signalverlaufes (Bild 13-8, blaue Linie, P_T-Ref_O) wurde eine Funktion für einen angenommenen Signalverlauf ohne Temperatureinfluss definiert (Bild 13-8, gestrichelte rote Linie, P_T_REF_X_U). Der Temperaturverlauf wurde durch einen Polygonzug approximiert (Bild 13-8, rote Linie, P_T_REF_X_O). Die für den jeweiligen Zeitpunkt zu berücksichtigende Fehlergröße entspricht der Differenz der Funktionswerte beider Funktionen (P_T_REF_X_O minus P_T_REF_X_U) und wurde von den Messwerten (P_T-Ref_O) abgezogen (siehe Bild 13-9). Die Messwerte wurden somit entsprechend bereinigt. Aufgrund der zugrundegelegten Zeitintervalle (Verwendung von Min- / Max- „peaks“ innerhalb von ca. 10 Minuten), zeigen die resultierenden Grafen relativ unstetige Verläufe.

Um gleichmäßigere (bereinigte) Signalverläufe für die direkt auf dem Pflaster positionierten IWA zu erhalten, wurden in einem zweiten Arbeitsgang alle aufgezeichneten Lastwechsel nach der Max-Min Methode einzeln ausgewertet. Im Ergebnis sind eindeutigeren Tendenzen der Signalverläufe erkennbar. In Bild 13-10 sind die unmittelbar neben den Lastplatten aufgenommenen Messwerte dargestellt. Die Lage der jeweiligen IWA in Bezug zum Zentrum des Lasteintrages ist Tabelle 13-2 sowie Bild 13-2 und Bild 13-4 zu entnehmen.

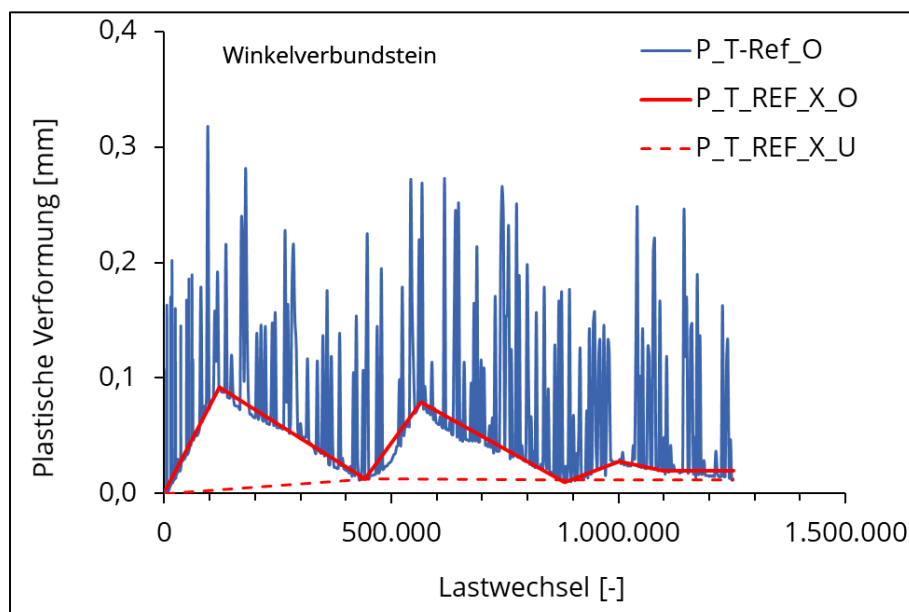


Bild 13-8 Messsignalverlauf IWA 23, P_T_REF_XO = Tagesgang der Temperatur; P_T_REF_X_U = kumulierte Verformung ohne Temperatureinfluss

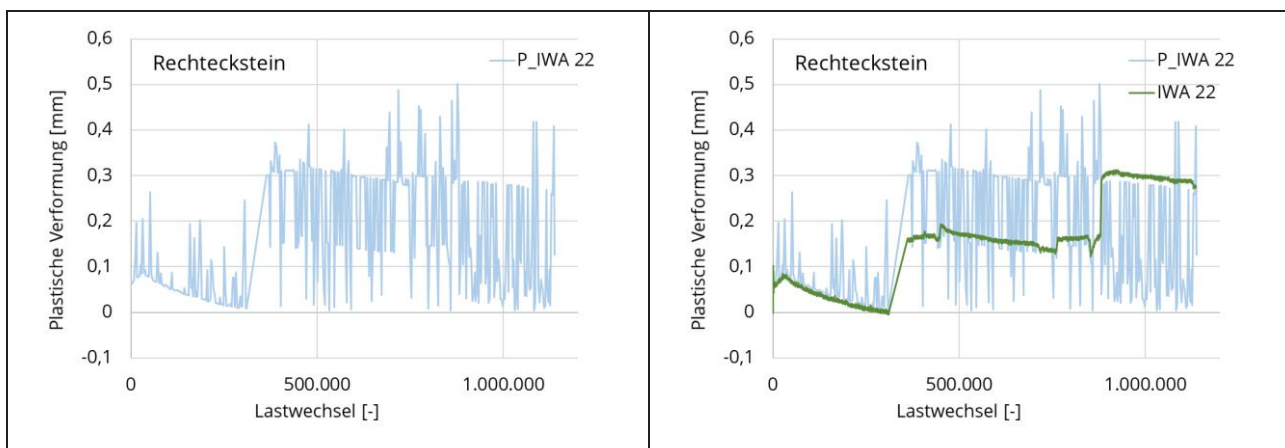


Bild 13-9 Messsignal auf Datenbasis der „peaks“ links, und auf Datenbasis der Max-Min Werte einzelner Lastwechsel (rechts, grüne Linie)

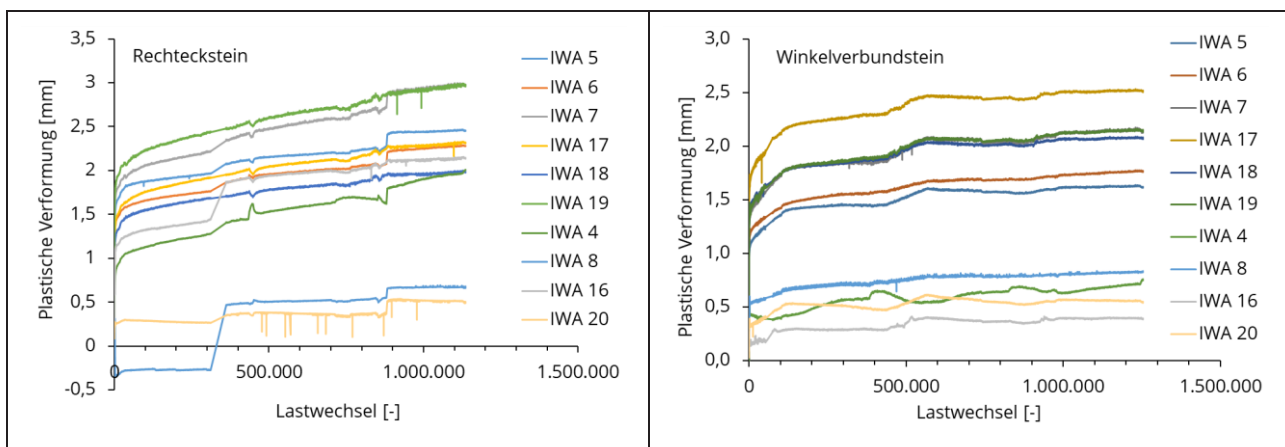


Bild 13-10 Signalverläufe der unmittelbar neben den Lastplatten positionierten IWA

Erwartungsgemäß entstehen in beiden Versuchen (mit Rechteckstein und Winkelverbundstein) während der ersten Lastwechsel die größten Verformungen. Auffällig ist beim Rechteckstein die sich nach 310.000 Lastwechseln einstellende Stufe. Hier steigen die Werte der IWA 8 und 16 um ca. 0,8 bzw. 0,5 mm sprunghaft an. Diese Stufen sind vermutlich auf ein äußeres Ereignis zurückzuführen. Die Signalverläufe der IWA 4 und IWA 20 weisen diese Unstetigkeit nicht auf. Mit Bezug auf die Messwerte des IWA 4 beträgt beim Rechteckstein die maximale plastische Verformung nach Abzug der Anfangssetzung ca. 0,7 mm. Für den Winkelverbundstein kann dieser Wert mit ca. 0,3 mm abgeschätzt werden und ist somit nur halb so groß wie beim Rechteckstein. Auch nach der zweiten Messwertaufbereitung sind die Signalverläufe der Messungen auf der Pflasteroberfläche als keine solide Grundlage für weitere Überlegungen zu bewerten. Die nachfolgenden Betrachtungen konzentrieren sich deshalb ausschließlich auf die Messwerte der IWA 5-7 und IWA 17-19 (siehe Bild 13-13).

13.3.2 Verformungsmessungen auf den Lastplatten

Die Reifenkontaktfläche des Fahrzeuges wird im Versuch durch Lastverteilungsplatten mit einem Durchmesser von 30 cm nachgebildet. Die Verformungen unter dieser Fläche wurden mit drei IWA auf jeder Platte erfasst. Bild 13-11 zeigt die von den Messwertaufnehmern erfassten Bewegungen.

Die von den einzelnen Wegaufnehmern aufgezeichneten Setzungsverläufe eines Versuches unterscheiden sich nur unwesentlich. Die instabile Anfangsphase der ersten Lastwechsel ist durch einen

großen Abstieg der akkumulierten plastischen Verformungen gekennzeichnet. Auf dieses Stadium entfällt etwa die Hälfte der gemessenen Verformung. Größter bzw. signifikanter Unterschied zwischen den einzelnen Signalverläufen ist der relativ große Betrag dieser Anfangssetzung. Um die Übereinstimmung der Signalverläufe besser sichtbar zu machen, wurden von den Messwerten die bis zum Lastwechsel 5000 akkumulierten plastischen Verformungen subtrahiert, das Ergebnis dieser Transformation zeigt Bild 13-12. Auffällig sind die Linien der IWA 7 (grau) und 19 (grün) im linken Diagramm (Rechteckstein). Diese liegen nahezu übereinander, heben sich jedoch vom Verlauf der übrigen Wegaufnehmer ab. Vergleicht man die Position dieser Wegaufnehmer (Bild 13-2), ist festzustellen, dass sie auf verschiedenen Lastverteilerplatten, jedoch in gleicher Position zur Traverse montiert waren. Daraus kann abgeleitet werden, dass das Verformungsverhalten an beiden Lasteintragungspunkten des Versuches nahezu identisch war. Die Signale im Versuch mit dem Winkelstein liegen dicht beieinander und haben keine markanten Besonderheiten.

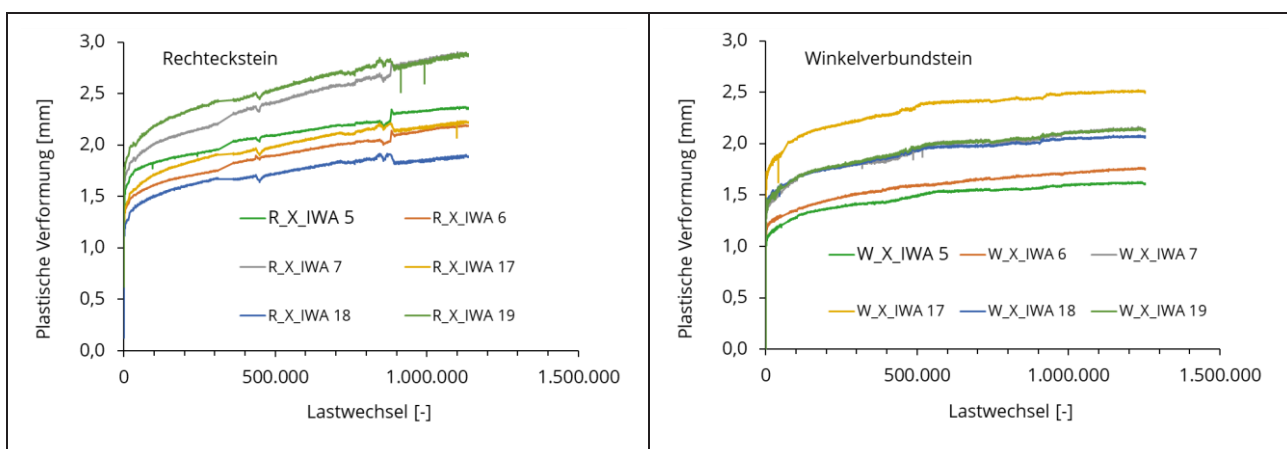


Bild 13-11 Signalverläufe der Wegaufnehmer auf den Lastplatten

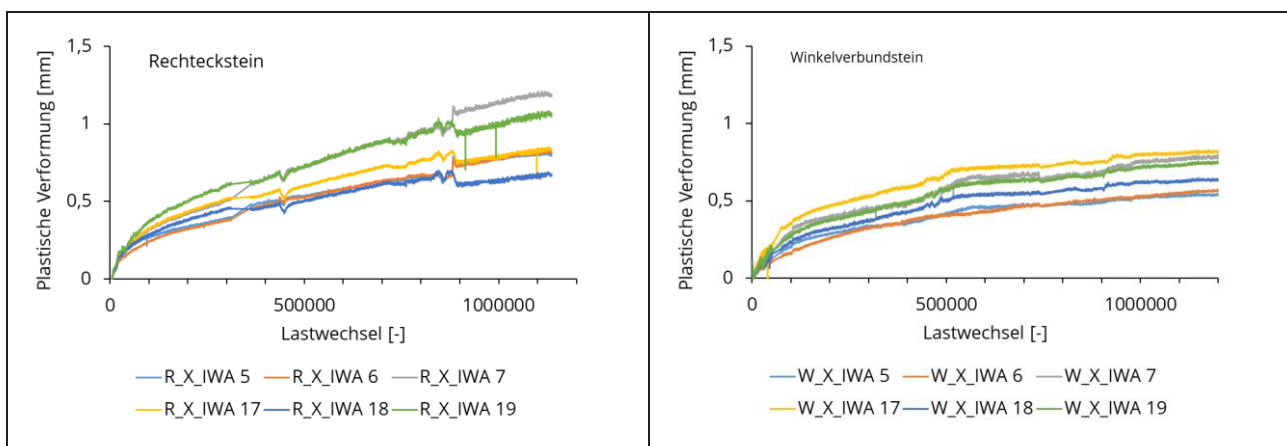


Bild 13-12 Signalverläufe der Wegaufnehmer auf den Lastplatten nach Abzug der Anfangsverformung (bis LW 5000 akkumulierte plastische Dehnung)

Im Ergebnis der durchgeführten Prüfung der einzelnen Messwertverläufe auf Übereinstimmung und Plausibilität ist es zulässig und zweckmäßig, diese in den weiteren Untersuchungen durch den gemeinsamen Mittelwert darzustellen.

Aus der gemeinsamen Darstellung der Mittelwerte beider Versuche in Bild 13-13 ist erkennbar, dass sich beide Versuche im Wesentlichen durch die Größe der Anfangssetzung unterscheiden. Im Ver-

gleich zum Winkelverbundstein wurde auf der Befestigung mit dem Rechteckstein der größere Anstieg der plastischen Verformungen und der größere Betrag der Anfangssetzung gemessen. Beide Signalverläufe können annähernd mit Logarithmusfunktionen approximiert werden (siehe Bild 13-13; R_Log; W_Log). Die beste Abbildungsgüte haben diese Funktionsverläufe im mittleren Untersuchungsbereich (bei Lastwechsel 500.000-600.000), zu den Rändern hin nimmt diese ab. Die Entwicklung der plastischen Verformungen innerhalb der ersten 100.000 Lastwechsel wird mit den Approximationsfunktionen in Bild 13-13 nur unzureichend dargestellt. Von besonderem Interesse für die Dimensionierungsberechnung und Prognose ist jedoch eine gute Übereinstimmung zwischen Approximationsfunktion und tatsächlichem Messwertverlauf bei großen Lastwechselzahlen.

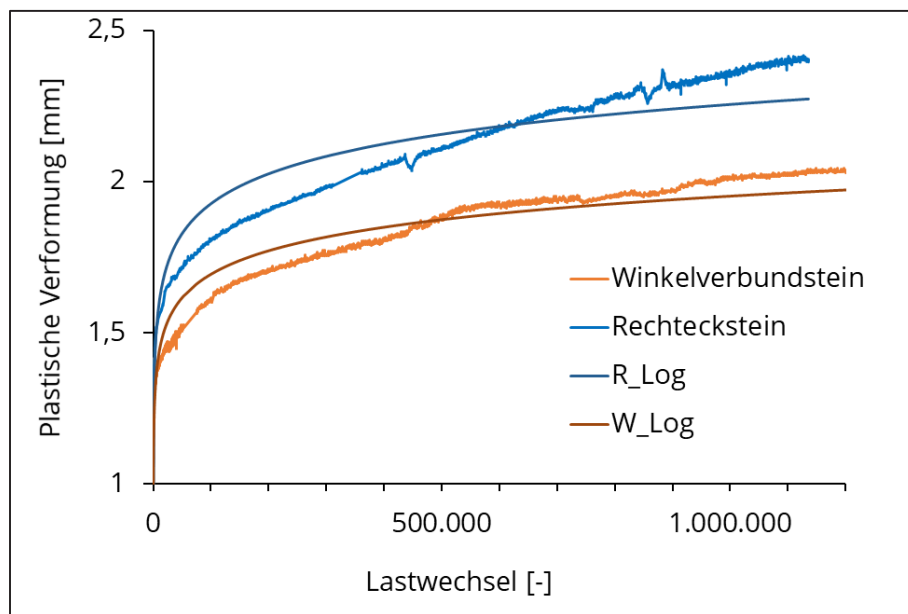


Bild 13-13 Mittelwert der Messwerte IWA 5;6;7;17;18;19 für Versuch 1 Rechteckstein und Versuch 2 Winkelverbundstein

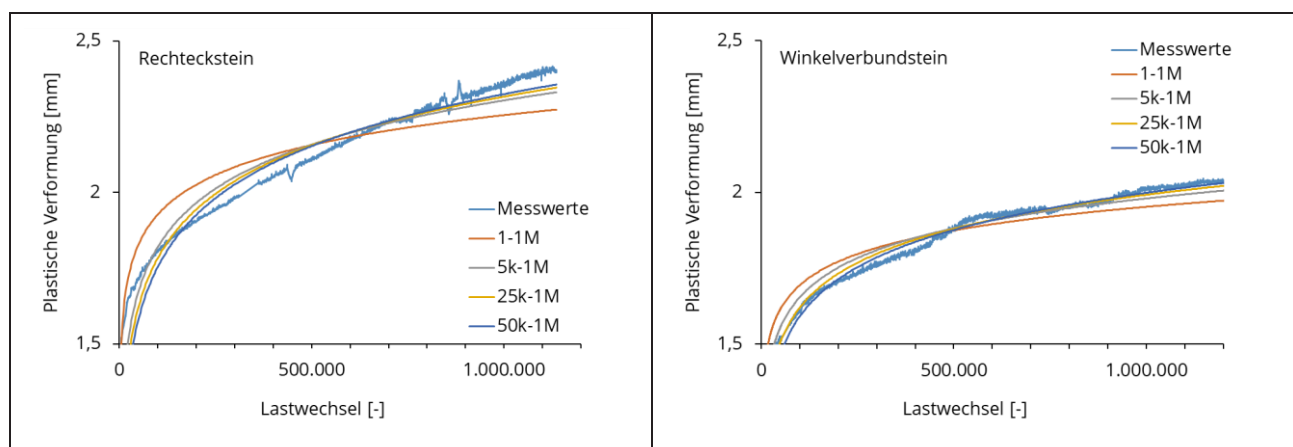


Bild 13-14 Approximation unter Verwendung unterschiedlicher Messwertbereiche, Erläuterungen zur Legende in Tabelle 13-5

Es wurde deshalb untersucht, in welchem Grad sich die logarithmische Approximationsfunktion dem tatsächlichen Messwertverlauf annähert, wenn die Messwerte der „instabilen“ Anfangsphase nicht in die Regressionsrechnung einbezogen werden. Bild 13-14 zeigt das Ergebnis dieser Untersuchungen. Erwartungsgemäß führt die Regression für das Intervall 50k-1M zu den besten Ergebnissen.

Die aus dieser Verschiebung resultierende „Verschlechterung“ im Bereich geringer Lastwechselzahlen ist augenscheinlich nicht übermäßig stark ausgeprägt.

Bezeichnung	Regression mit den Messwerten des Lastwechselintervalls
1 – 1M	1 bis 1.000.000
5k-1M	5.000 bis 1.000.000
25k-1M	25.000 bis 1.000.000
50k-1M	50.000-1.000.000

Tabelle 13-5 Erläuterungen zur Legende in Bild 13-14

Das in diesem Bericht vorgestellte Dimensionierungsverfahren basiert auf Triaxialversuchen, bei welchen im Multistage-Verfahren das plastische Verformungsverhalten eines ungebundenen Tragschichtmaterials bei unterschiedlichen Spannungszuständen bis zu einer Lastwechselzahl von 50.000 untersucht wird. Auf Grundlage dieser Versuche wird jedoch das Verformungsverhalten der Tragschicht über den gesamten Nutzungszeitraum prognostiziert. Für die Prognose der plastischen Verformung infolge der Belastung mit 1 Mio Achsübergängen bedeutet das eine erhebliche Extrapolation der Untersuchungsergebnisse.

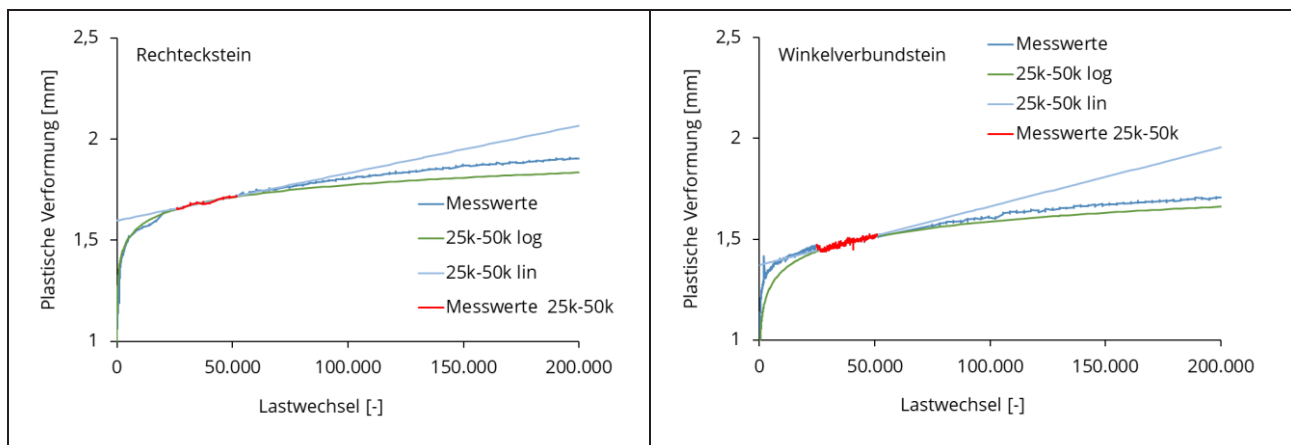


Bild 13-15 Prognosen der plastischen Verformungen auf Basis der Beobachtung im Lastwechselintervall 25.000 – 50.000 und tatsächlicher Messwertverlauf bis LW 200.000

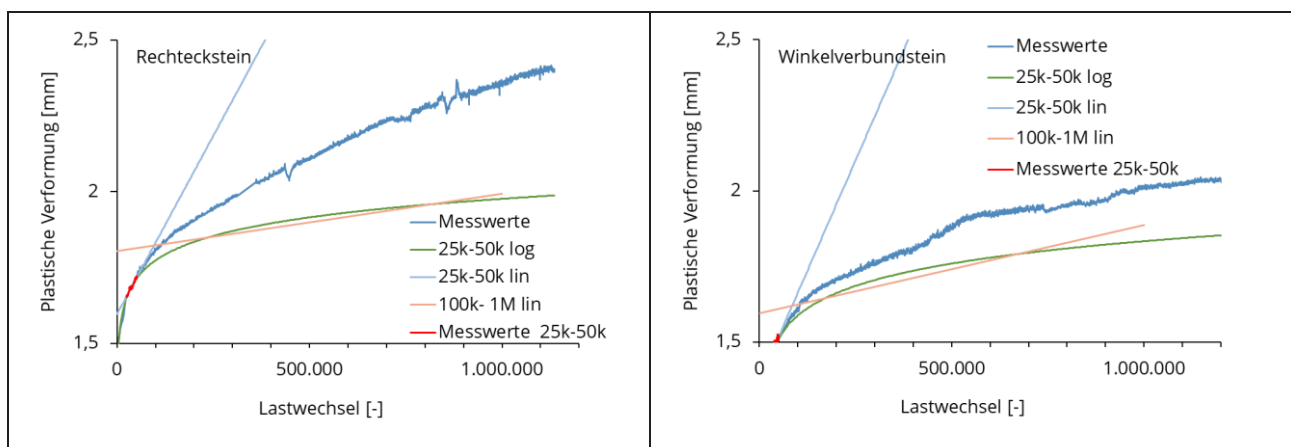


Bild 13-16 Prognosen der plastischen Verformungen auf Basis der Beobachtung im Lastwechselintervall 25.000 – 50.000 und tatsächlicher Messwertverlauf bis LW 1.000.000

Bild 13-15 zeigt mögliche Prognosen der plastischen Verformungen auf Basis der Beobachtung im Lastwechselintervall von 25.000 – 50.000 sowie die tatsächlichen Messwerte der großmaßstäblichen Versuche. Die linearen und logarithmischen Prognosefunktionen sind das Ergebnis einer linearen Regression mit den Messwerten (akkumulierte plastische Verformungen) innerhalb des genannten Intervalls. In beiden Versuchen ist die Vorhersage auf Basis einer linearen Zunahme der plastischen Verformung ein Worst – Case – Szenario (siehe Bild 13-14 und Bild 13-15, blaue Linie, 25k-50k lin). Vorhersagen auf Basis der Logarithmusfunktionen sind hingegen kritisch, da die tatsächlich eintretenden Verformungen größer ausfallen, als prognostiziert (siehe Bild 13-14 und Bild 13-15, blaue Linie, 25k-50k log).

Die tatsächliche Relation zwischen Untersuchungszeitraum (25.000 – 50.000) und Extrapolation (1 - 1 Mio) und daraus resultierende Folgen sind in Bild 13-16 ersichtlich. In dieser Darstellung wurde eine weitere lineare Prognosefunktion hinzugefügt. Diese entspricht dem linearen Trend der logarithmischen Prognosefunktion im Lastwechselintervall 10^5 – 10^6 .

Mit Verweis auf Bild 13-16 scheint für den Winkelstein die Verwendung einer im Lastwechselbereich 10^5 – 10^6 angelegten linearen Prognosefunktion sinnvoll und ausreichend genau (siehe Bild 13-16, braune Linie, 100k-1M lin). Der Anstieg einer solchen Funktion entspricht beim Winkelstein in etwa dem Verlauf des linearen Trends von 100k-1M lin.

In Kapitel 15 werden weitere Möglichkeiten zur Verbesserung der Prognosesicherheit untersucht.

14 Modellierung und Bewertung von Pflasterbefestigungen

Voraussetzung für die Bereitstellung belastungsabhängiger dimensionierungsrelevanter Eingangsdaten für Dimensionierungs- und Bewertungsaufgaben ist zunächst eine realitätsnahe Modellierung dimensionierungsrelevanter Beanspruchungszustände. Hierfür notwendig ist zum einen eine geeignete Nachbildung des zu untersuchenden Straßenaufbaus (Konstruktionsaufbaus), d. h. die Festlegung und Begrenzung notwendiger Modellbedingungen (vgl. Abschnitt 14.2) und zum anderen die Verwendung geeigneter Berechnungsprogramme bzw. Berechnungsmethoden (vgl. Abschnitt 14.1).

Zur Modellierung des Konstruktionsaufbaus (vgl. Abschnitt 14.2.3) zählt neben geometrischen Aspekten, Randbedingungen und belastungsspezifischen Festlegungen insbesondere auch die realitätsnahe Modellierung des Verhaltens der Materialien in den einzelnen Konstruktionsschichten durch die Einbindung geeigneter Stoffmodelle. [BLA 21]

14.1 Berechnungsmethoden

Für die Modellierung dimensionierungs- und bewertungsrelevanter Beanspruchungszustände unter Einbeziehung materialspezifischen Gebrauchsverhaltens stehen dem Anwender grundsätzlich zwei Methoden zur Verfügung. Die für die rechnerische Bewertung einer Straßenkonstruktion maßgebenden Spannungen und Dehnungen, resultierend aus unterschiedlichen Belastungszuständen, können sowohl unter Anwendung der Mehrschichtentheorie als auch mit der Methode der Finiten Elemente ermittelt werden. Beide Methoden können in verschiedenste Programme („kommerziell“ und „open source“) eingebunden werden. Hinsichtlich der mit der Anwendung beider Methoden verbundenen Möglichkeiten gibt es jedoch deutliche Unterschiede. [BLA 21]

Zur Anwendung der Methode der finiten Elemente zur Berechnungen von Beanspruchungszuständen in Straßenbefestigungen stellt das deutsche Regelwerk ein Arbeitspapier bereit, das „Arbeitspapier zur Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen, Reihe B: Berechnungsmodelle - Teil B 3: Methode der finiten Elemente und Randelemente bei der Dimensionierung“ ([FGSV 425 B3]).

Das Prinzip der Finite Elemente Methode besteht darin, mittels verschiedener Ansatzfunktionen Differenzialgleichungssysteme numerisch zu lösen.

Im Vergleich zur Mehrschichtentheorie birgt die Methode der Finiten Elemente den Vorteil, dass Modell- bzw. Randbedingungen umfassend variiert und somit deren Einfluss auf relevante Berechnungsgrößen umfassend und gezielt untersucht und verschiedene Beanspruchungszustände realitätsnäher modelliert werden können als es mit der Mehrschichtentheorie der Fall ist. Auch die Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens ist durch die Einbindung beliebiger Stoffmodelle möglich.

Die Anwendung der Methode der Finiten Elemente erlaubt im Vergleich zur Mehrschichtentheorie neben der Nutzung eines rotationssymmetrischen Modells auch den Aufbau dreidimensionaler Modelle. Die Nutzung dreidimensionaler Modelle ermöglicht zwar einerseits die Berücksichtigung richtungsabhängiger Randbedingungen innerhalb einer Ebene horizontaler Ausdehnung, bedingt andererseits jedoch eine deutlich größere Anzahl an Modellelementen, bei Annahme vergleichbarer Diskretisierung des Modellnetzes, und somit eine deutlich längere Berechnungsdauer. Für klassische Probleme auf dem Gebiet des Asphaltstraßenbaus genügt es, rotationssymmetrische Bedingungen zu vereinbaren, da diese einer ausreichend genauen Modellierung einer Straßenbefestigung gerecht werden. [BLA 21] Für die Bewertung von Pflasterbefestigungen hingegen sollten dreidimensionale

Finite Elemente Modelle verwendet werden, um die aus der Pflastersteingeometrie und dem jeweiligen Verlegemuster resultierenden richtungsabhängigen Beanspruchungen in der Pflasterbefestigungen abbilden zu können.

14.2 Verwendete Finite Elemente Berechnungsmodelle

14.2.1 Berechnungsmethodik und verwendete Software

Aufgrund der nur begrenzten Möglichkeiten zur Berechnung von Beanspruchungszuständen bei Anwendung der Mehrschichtentheorie wurde im Rahmen des diesem Bericht zugrundeliegenden Forschungsvorhabens die Methode der Finiten Elemente gewählt. Die Berechnung unterschiedlicher Beanspruchungszustände unter Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens erfolgte mit der Finite Elemente Software COMSOL Multiphysics. Hierfür erforderliche spezifische Stoffmodelle (vgl. 4.2.3 und Abschnitt 4.2.4) und Bedingungen wurden durch Blasl gemäß den Ausführungen in [BLA 21] in COMSOL Multiphysics implementiert. Mittels COMSOL Multiphysics wurden zunächst die bewertungs- und dimensionierungsrelevanten Kennwerte ermittelt. Zur Durchführung der Verformungsnachweise wurden die einzelnen Nachweise in Microsoft Excel umgesetzt.

14.2.2 Angewendete Methodik zur Dimensionierung und Bewertung von Pflasterbefestigungen

Zur Untersuchung und Bewertung von Beanspruchungszuständen in unterschiedlichen Verkehrsflächenbefestigungen mit ungebundenen Pflasterdecken auf ungebundenen granularen Tragschichten wurden in einem ersten Schritt verschiedene Beanspruchungsgrößen, wie Spannungen, Dehnungen und Elastizitätsmodule verglichen. Da zur Modellierung des Verhaltens der in den ToB verwendeten Materialien ein nichtlinear elastisches Stoffmodell verwendet wurde, kann und sollte die Bewertung von Beanspruchungsgrößen in Abhängigkeit von der im Modell aufgebrachten Radlast erfolgen. In einem zweiten Schritt wurden die Verformungsnachweise für die ungebundenen Schichten unter Anwendung der Schadenshypothese nach Miner gemäß den Ausführungen in Abschnitt 5.4.1 durchgeführt. Zum einen wurde der, im gültigen Regelwerk einzig zur Verfügung gestellte, Verformungsnachweis angewendet, basierend auf der Bewertung der maximalen Beanspruchungen auf den ungebundenen Schichten (siehe Abschnitt 5.4.2). Zum anderen wurden die kumulierten plastischen Verformungen auf den ToB gemäß den Ausführungen in Abschnitt 4.2.4 bestimmt.

Da die Nutzung von nichtlinearen Stoffmodellen bedingt, dass für jede, gemäß Dimensionierungsverfahren zu verwendende Verkehrslast, d. h. Achslast, die dimensionierungsrelevanten Beanspruchungen rechnerisch zu ermitteln sind (vgl. Kapitel 5), wurde für die nachfolgend beschriebenen Sensitivitätsanalysen die nach den RDO 09 ([RDO Asphalt 09]), vgl. Abschnitt 5.1, reduzierte Anzahl an Achslastklassen angenommen.

Ausführungen zu Empfehlungen für ein Dimensionierungsverfahren, bereitzustellen in den künftigen RDO Pflaster, sind in Kapitel 16 zusammengefasst.

14.2.3 Modell- und Steingeometrien

Um eine möglichst realitätsnahe Modellierung von Pflasterbefestigungen zu gewährleisten, sollte zunächst ein dreidimensionales Berechnungsmodell erstellt werden. Erst nach Implementierung aller erforderlichen Modell- und Materialbedingungen sowie Modellvalidierung kann geprüft werden, inwieweit eine Modellreduzierung bzw. –vereinfachung möglich und zulässig ist.

Zur Untersuchung des Einflusses der Steingeometrie und der Verbandvariante auf resultierende Beanspruchung wurden folgende Varianten zur Gestaltung der Pflasterdecken genutzt:

- Rechteckstein klein; Läuferverband

- Rechteckstein klein; Ellenbogenverband
- Rechteckstein groß; Ellenbogenverband
- Winkelstein; Verband gemäß Hersteller

Für alle drei Pflastersteingeometrien wurden vereinfachte Annahmen getroffen. Gefaste Kanten wurden vernachlässigt. Die verschiedenen Modellvarianten werden nachfolgend beschrieben, auf Besonderheiten wird hingewiesen.

In einem ersten Schritt wurde ein Vollmodell mit rechteckigen Pflastersteinen, wie in Bild 14-1 links gezeigt, erstellt. Die angenommenen Geometrie Größen sind in Tabelle 14-1 zusammengefasst. Um sicherzustellen, dass die aufgebrachten Radlasten ausschließlich in die Pflastersteinoberflächen eingeleitet werden, wurden die Fugen nicht bis zum oberen Modellrand mit Material verfüllt (vgl. Bild 14-1 rechts).

Das Modell wurde im Allgemeinen so erstellt, dass alle Geometrie Größen miteinander verknüpft sind. D. h. zum einen, dass sich bei Änderung der Fugenbreiten auch automatisch die Breite und Tiefe der ungebundenen Modellschichten anpassen. Zum anderen ändert sich, sobald die Dicke der Betung unter den Pflastersteinen verändert wird, die Dicke der Frostschutzschicht in Abhängigkeit von der gewählten frostsicheren Dicke. Die Dicke des anstehenden Bodens wurde auf Grundlage der Untersuchungen von Blasl [BLA 21] festgelegt. Ein vollständig parametrisiertes Berechnungsmodell, wie es bei Verwendung von Rechtecksteinen im Läuferverband erstellt werden kann, ermöglicht eine umfassende und zugleich effiziente Sensitivitätsanalyse zur Untersuchung und Bewertung des Einflusses veränderbarer Modellparameter, wie beispielsweise Steinhöhe, Fugenbreite, Fugenfüllstand und Schichtdicken.

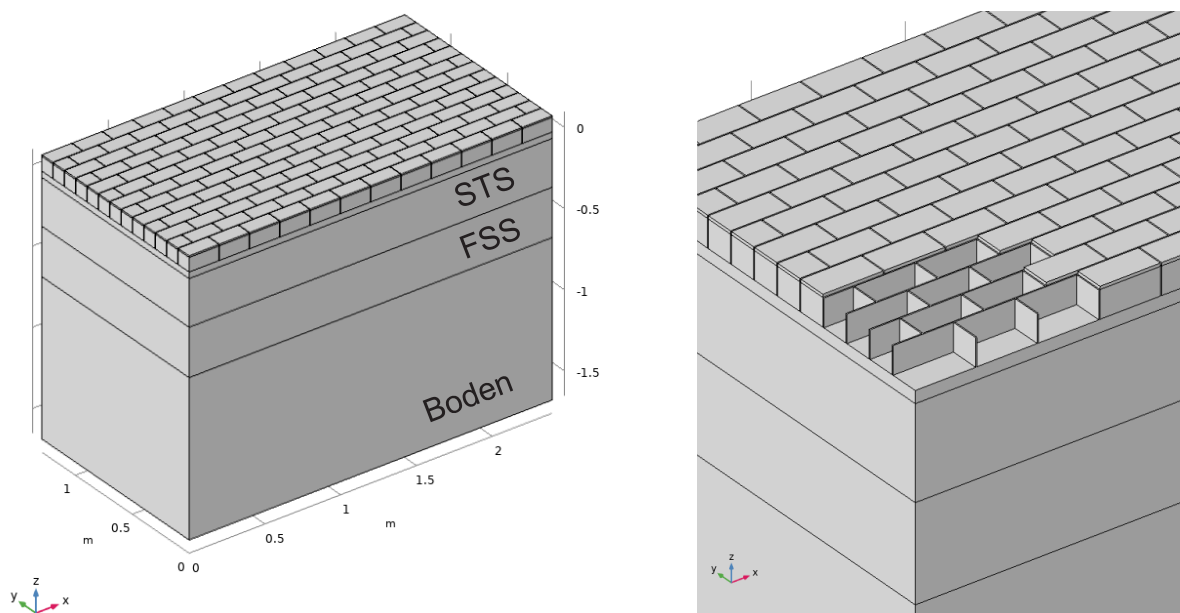


Bild 14-1 Modellierter Konstruktionsaufbau: links: Vollmodell, rechts: Detailansicht Ausbildung Fugen; Darstellung für Rechteckpflasterstein

Um den Berechnungsaufwand bei Verwendung eines dreidimensionalen Berechnungsmodells in Kombination mit nichtlinearen Stoffmodellen zu begrenzen bzw. zu reduzieren, wurde das in Bild 14-1 vorgestellte Modell durch Definition geeigneter Symmetriebedingungen auf ein Viertelmodell gemäß Bild 14-2 reduziert.

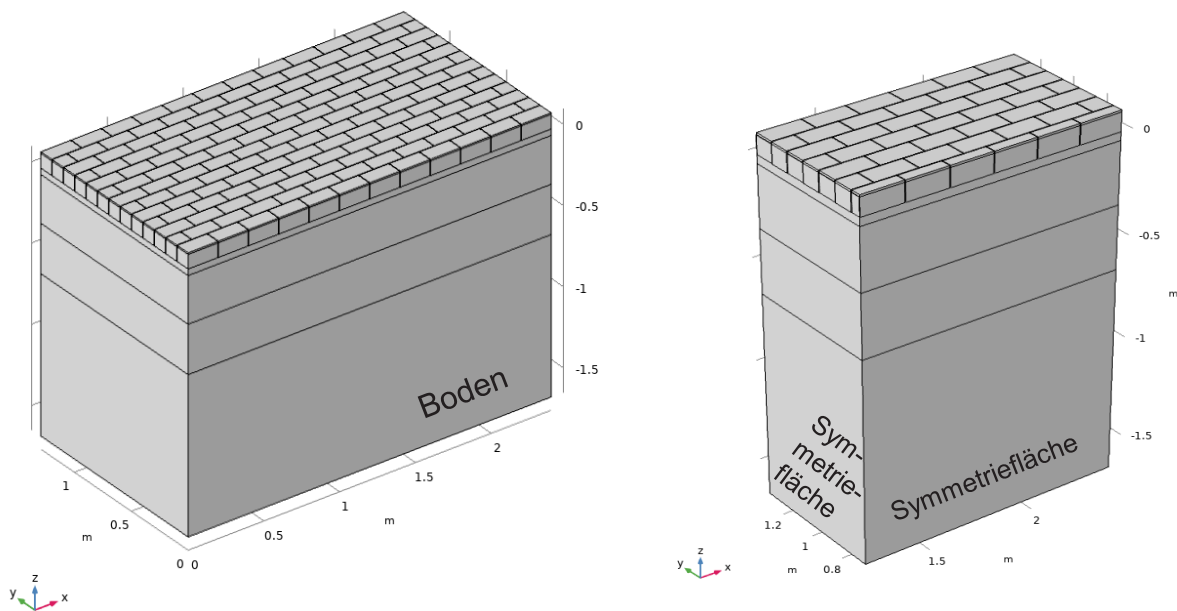
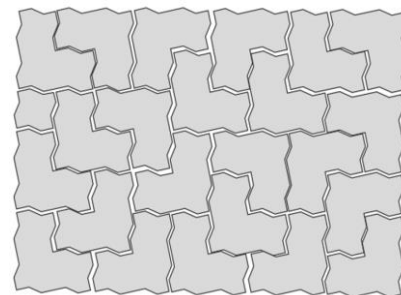
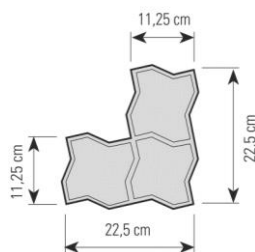


Bild 14-2 Modellierter Konstruktionsaufbau: links: Vollmodell, rechts: Viertelmodell; Darstellung für Rechteckpflasterstein

Neben der Modellierung von Pflasterflächen mit Rechtecksteinen im Läuferverband wurden außerdem Modelle mit kleinformatigen sowie großformatigen Rechtecksteinen im Ellenbogenverband erstellt. In beiden Modellvarianten wurde eine mittlere Fugenbreite gemäß Tabelle 7-1 angenommen. Die Pflasterflächen wurden jeweils so groß gestaltet, dass sie mit der Fläche des Viertelmodells in Bild 14-2 vergleichbar sind. Folglich wurden die Flächen ebenfalls als Viertelmodelle angenommen. Besonderheiten hinsichtlich der Modellbildung, die sich daraus ergeben, werden nachfolgend in Verbindung mit der grafischen Darstellung der Pflasterflächen in Bild 14-5 erläutert.



Datenblatt UniColoc, KANN Baustoffwerke

Herstellerangaben

Bild 14-3 Geometrie des Winkelsteins und Verlegemuster gemäß Herstellerangaben ([KANN22])

Um im Weiteren den Einfluss der Geometrie der Pflastersteine zu untersuchen, wurde vergleichend ein winkelförmiger Pflasterstein verwendet. Das umgesetzte Verlegemuster wurde den Herstellerunterlagen entnommen ([KANN22], vgl. Bild 14-3 rechts). Die vorgegebenen Produktmaße (vgl. Bild 14-3 links) wurden entsprechend der gemäß Tabelle 7-1 definierten Fugenbreite angepasst. Eine vollständig parametrisierte Modellbildung ist hier nicht möglich. Die Pflastersteinmaße und angenommene Fugenbreite müssen für eine im Modell konstante Fugenbreite unbedingt aufeinander abgestimmt werden. Bild 14-4 zeigt die modellierte Pflasterfläche. Da die dargestellte Pflasterfläche eine ähnliche Größe besitzt wie das in Bild 14-2 dargestellte Viertelmodell, wurde die umgesetzte Pflasterfläche mit Winkelpflasterstein als Viertelmodell angenommen.

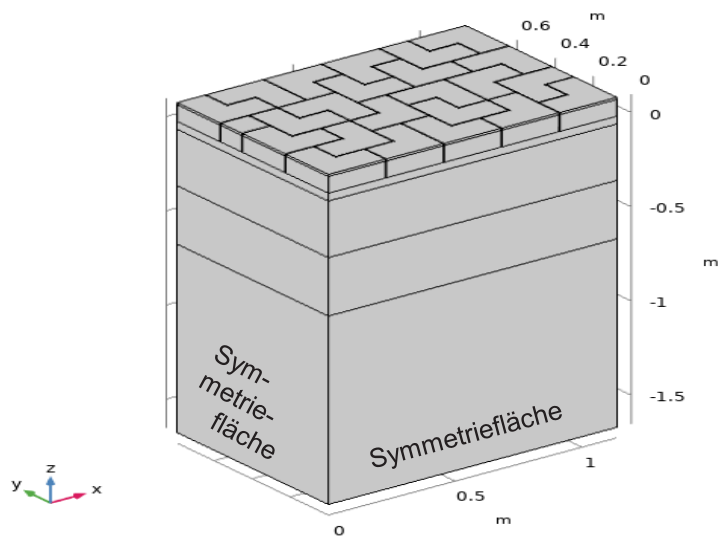
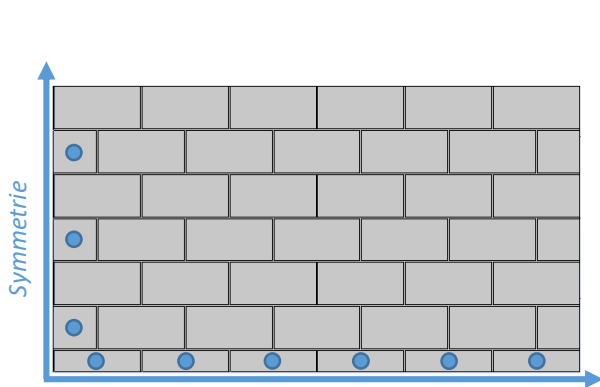
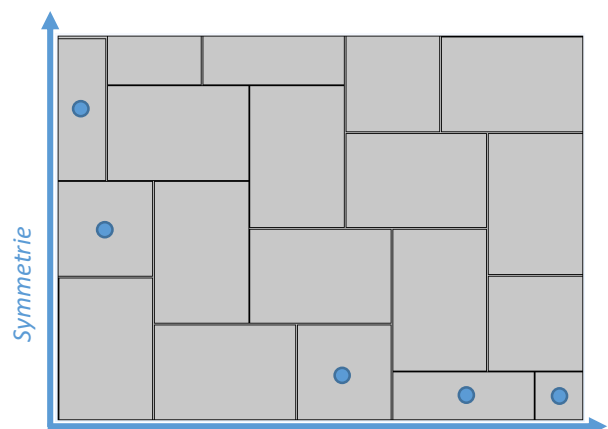


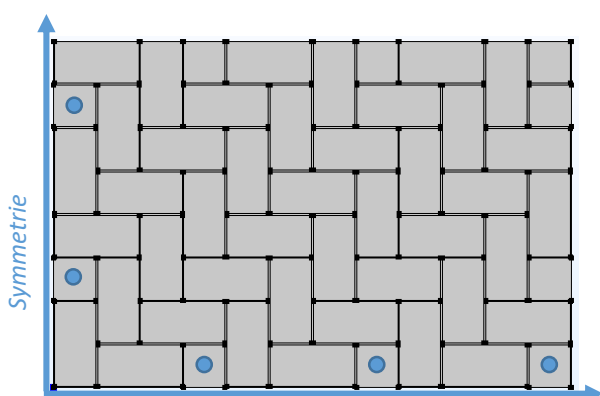
Bild 14-4 Modellierter Konstruktionsaufbau: Viertelmodell; Darstellung für Winkelpflasterstein



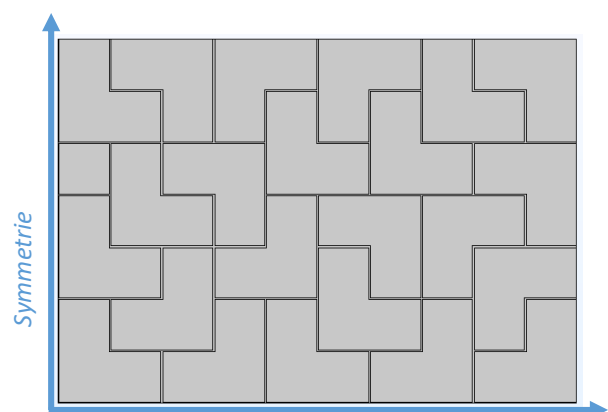
Rechteckstein klein; Läuferverband



Rechteckstein groß; Ellenbogenverband



Rechteckstein klein; Ellenbogenverband



Winkelstein; Verband gemäß Hersteller

Bild 14-5 Mittels Finite Elemente Modell realisierte Pflasterbefestigungen, Kennzeichnung Schnittkanten

Ein zusammenfassender Vergleich der mit unterschiedlichen Pflastersteinen und Verbänden modellierten Pflasterflächen wird in Bild 14-5 geboten. Dargestellt sind jeweils die als Viertelmodell erstellten bzw. angenommenen Flächen. Aufgrund der Modellsymmetrien bei Verwendung von Viertelmodellen wurden im Bereich der Symmetrieflächen halbe Fugen modelliert. Werden Viertelmodelle zunächst als Vollmodelle erstellt und dann als Viertelmodelle angenommen, so ist darauf zu achten, dass im Bereich der Symmetrieflächen einzelne Steine als geschnittene Steine zu modellieren sind, d. h. über die halbe Fuge bis hin zum Modellrand reichen müssen. Alle geschnittenen (halben) Steine sind mit einem Punkt gekennzeichnet. Da beim Winkelstein ein Verbandmuster des Herstellers verwendet wurde, was grundsätzlich eine ungünstige Verlegevariante ohne „Verzahnung“ darstellt, um ein schnelles Verlegen zu ermöglichen, gibt es hier keine geschnittenen Steine.

Geometrieparameter	Parameterwert
frostsichere Dicke	750 [mm]
Dicke Boden	100 [cm]
Dicke Frostschutzschicht	310 [mm], in Abhängigkeit von der frostsicheren Dicke
Dicke Schottertragschicht	300 [mm]
Dicke Bettung	40 [mm]
Breite Fugen, längs und quer	4 [mm]
Tiefe Fugen ohne Material	10 [mm]
Rechteckstein (kleinformatig)	
Breite	196 [mm]
Tiefe	960 [mm]
Höhe	100 [mm]
Modellbreite (Längsverband)	12*Breite Pflasterstein+11*Breite Fugen
Modelltiefe (Längsverband)	13*Tiefe Pflasterstein+12*Breite Fugen
Modellbreite (Ellenbogenverband)	6*Tiefe Pflasterstein+3*Breite Pflasterstein+9*Breite Fugen
Modelltiefe (Ellenbogenverband)	4*Tiefe Pflasterstein+2*Breite Pflasterstein+6*Breite Fugen
Rechteckstein (großformatig)	
Breite	375 [mm]
Tiefe	250 [mm]
Höhe	120 [mm]
Modellbreite	2,5*Tiefe Pflasterstein+2*Breite Pflasterstein+5*Breite Fugen
Modelltiefe	1*Tiefe Pflasterstein+2*Breite Pflasterstein+4*Breite Fugen
Winkelstein	
Breite	max.: 224 [mm], min.: 110 [mm]
Tiefe	max.: 224 [mm], min.: 110 [mm]
Höhe	10 [cm]
Modellbreite, Viertelmodell	5*Breite Pflasterstein+4,5*Breite Fugen
Modelltiefe, Viertelmodell	3,5*Tiefe Pflasterstein+3,5*Breite Fugen

Tabelle 14-1 Zusammenfassung Modellgeometrieparameter

In Tabelle 14-1 sind die verwendeten geometrischen Modellparameter aufgelistet. Zwar sind die einzelnen als Viertelmodell erstellten Pflasterflächen nicht gleich groß, sie können jedoch als geometrisch vergleichbare Flächen angesehen werden. Eine Zusammenfassung der realisierten Modellvarianten folgt in Tabelle 14-2.

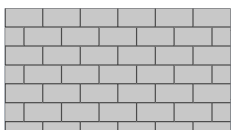
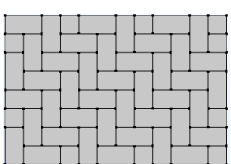
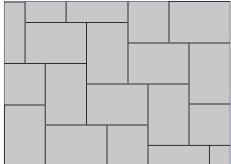
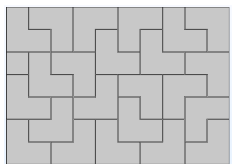
	Rechteckstein	Rechteckstein	Rechteckstein	Winkelstein
	klein, längs	klein, Ellenb.	groß, Ellenb.	spez.
Steinhöhe [cm]	6; 8; 10 ; 12; 14; 16	10; 12	10; 12	10; 12
Fugenbreite [mm]	3; 4 ; 5; 6	4	4	4
Fugenfüllhöhe bei Steinhöhe 10cm [cm]	5; 6; 7; 8; 9	9	9	9
Dicke Bettung [cm]	2; 4 ; 6; 8	4	4	4
Steifigkeit Bettung [MPa]	80; 100 ; 120; 140; 160	100	100	100
Berechnungsmodelle (gesamt)	36	2	2	2
				

Tabelle 14-2 Zusammenfassung Modellvarianten (Standardmodellvariante: fett gedruckt)

Mit den beschriebenen Viertelmodellen sollte nur der Einfluss ausschließlich vertikaler Lasten untersucht werden. Zur Bewertung „schräger“ Lasten mit vertikalem und horizontalem Anteil sind deutlich größere Modelle erforderlich, vergleichbar mit dem Modell in Bild 14-2 (links). Eine umfassende Analyse der erforderlichen Modellgeometrie in Abhängigkeit von der Größe und des Winkels der aufgetragenen Last und der gewählten Stein- und Verbandart sollte Bestandteil nachfolgender Forschungsvorhaben sein.

14.2.4 Auflager- und Randbedingungen sowie Schichtenverband

Die äußeren vertikalen Begrenzungsflächen der Berechnungsmodelle wurden als ausschließlich vertikal und die Unterseite des anstehenden Bodens als ausschließlich horizontal verschieblich angenommen.

Der Verband zwischen den einzelnen (ungebundenen) Modellschichten wurde mittels dünner elastischer Interface-Elemente realisiert, so dass die Schichten in horizontaler Richtung frei gegeneinander verschieblich und in vertikaler Richtung fest miteinander gekoppelt sind. Der Verband zwischen diesen Schichten wurde somit als „frei“ angenommen. Ein Abheben der Schichten voneinander konnte im Rahmen von Vorbetrachtungen nicht beobachtet werden.

Zur Modellierung des Verbandes zwischen den Pflastersteinen und dem Fugen- bzw. Bettungsmaterial wurden verschiedene Annahmen getroffen. Als ungünstigster Belastungsfall ist die Annahme des freien Gleitens zu werten. Hierfür wurde der Schichtenverband zwischen den Pflastersteinen und dem Fugen- bzw. Bettungsmaterial zunächst ebenfalls durch Interface-Elemente realisiert. Vergleichend, und als günstigsten Belastungsfall einzuordnen (d. h. geringste Beanspruchung der ungebundenen Schichten), wurden die Pflastersteine und das angrenzende Material miteinander fest

gekoppelt. Dies entspricht einer sehr hohen, jedoch i. d. R. unrealistischen Reibung zwischen den Pflastersteinen und dem angrenzenden Material. Eine Variation des Reibungsmaßes zwischen den Pflastersteinen und dem Fugen- bzw. Bettungsmaterial wurde bisher noch nicht umgesetzt und kann auch nur exemplarisch im Rahmen einer fortführenden Parameterstudie erfolgen. Für eine realitätsnahe Berücksichtigung der Reibung zwischen den Pflastersteinen und dem angrenzenden Material sind konkrete Informationen zur Oberflächenrauheit der zu bewertenden Pflastersteine erforderlich. Die Untersuchung dieser erfordert einen geeigneten Versuchsaufbau.

14.2.5 Reifenkontaktdruckverteilung und Laststellung

Zur Einleitung der verkehrslastbedingten Beanspruchung wurde gemäß gültigem Regelwerk vereinfacht eine kreisrunde Radaufstandsfläche mit einem Radius von $R = 150 \text{ mm}$ definiert. Die maßgebenden Radlasten (abgeleitet aus maßgebenden Achslasten) wurden in Abhängigkeit von der Radaufstandsfläche in Reifenkontaktdrücke umgerechnet. In Anlehnung an die Vorgaben in [FGSV 2009] hinsichtlich zu berücksichtigender Verkehrslasten (vgl. Abschnitt 14.2.2) wurden Einzellasten von 1 t bis 11 t berücksichtigt. Die Reifenkontaktdruckverteilung wurde vereinfacht als linear angenommen (auch als Toplast bezeichnet), wobei der Randbereich mit kontinuierlichem Übergang in Form einer „einer aufgeweichten“ Stufenfunktion ausgebildet wurde, um Diskontinuitäten in berechneten Beanspruchungszuständen zu vermeiden (vgl. Bild 14-6). [BLA 21]

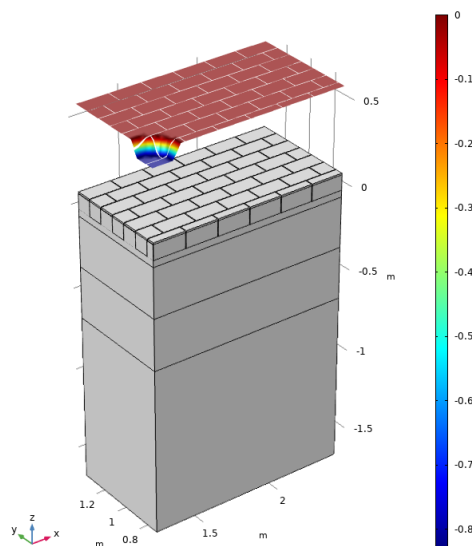


Bild 14-6 Modellierter Konstruktionsaufbau: Viertelmodell mit Darstellung der Lasteinleitungsfläche bzw. der Reifenkontaktdruckverteilung für eine Radlast $RL = 8 \text{ t}$; exemplarisch für Rechteckpflasterstein

In allen Berechnungsmodellen wurde eine mittige Lastposition angenommen. Im Viertelmodell befindet sich die Lasteinleitungsfläche (Viertelkreis) somit über der Symmetrieachse. Vereinfachend wurden gemäß gültigem Regelwerk ([FGSV 2009]) alle eingebrachten Radlasten als statische Lasten implementiert. Hierdurch werden tendenziell größere Beanspruchungen berechnet als sie bei dynamischer Belastung resultieren würden. Dies wird seitens der Autoren als nicht kritisch betrachtet, da die verwendeten Berechnungsmodelle auch nur eine vereinfachte Modellierung tatsächlicher Befestigungskonstruktionen ermöglichen und derzeit keinesfalls alle Einflussfaktoren berücksichtigt werden können. [BLA 21]

Abschließend gilt zu bemerken, dass, bedingt durch die Unterbrechung der Lasteinleitungsfläche durch die vorhandenen Fugen, die in die Pflasterfläche eingeleiteten Kräfte geringfügig kleiner sind,

als die sich auf Grundlage der angenommenen Radlasten für kontinuierliche Flächenlasten ergebenden Lasten.

14.2.6 FE-Netzgestaltung

Die Vernetzung des Berechnungsmodells erfolgte vornehmlich unter Verwendung rechteckiger Elemente. In Abhängigkeit von den gewählten Schichtdicken wurde in vertikaler Richtung für jede Schicht eine andere Diskretisierung angenommen. Eine Ausnahme bilden die Berechnungsmodelle zur Ermittlung plastischer Verformungen. Die hierfür durch COMSOL Multiphysics bereitgestellte Funktion erfordert (in älteren Programmvarianten) die Verwendung von Dreieckselementen. Durch das Hinzufügen von Diagonalelementen wurden die Rechteckelemente in Dreieckselemente überführt. Die zu einem späteren Zeitpunkt durchgeführten Berechnungen für die Pflastermodelle mit Ellenbogenverband wurden ohne Diagonalelemente erstellt. Vergleichsuntersuchungen haben gezeigt, dass die zu erwartenden Ergebnisse bei ausreichender Netzdichte unabhängig vom Vorhandensein von Diagonalelementen sind.

Die Berechnungsnetze wurden für jede Pflastermodellvariante hinsichtlich der Elementgröße für die jeweils ungünstigsten Belastungskombinationen in Abhängigkeit von der jeweils maßgebenden Betrachtungsgröße sowie für eine ansprechende grafische Darstellung im Querschnitt optimiert. Netzkonzvergenz wurde gewährleistet, indem sichergestellt wurde, dass eine Verfeinerung des Berechnungsnetzes um den Faktor Zwei keine signifikante Änderung der Werte der Bewertungsgröße bedingt. [BLA 21] Bild 14-7 zeigt das verwendete Berechnungsnetz, exemplarisch mit Diagonalelementen für das Pflastermodell (Viertelmodell) mit Rechteckstein im Läuferverband.

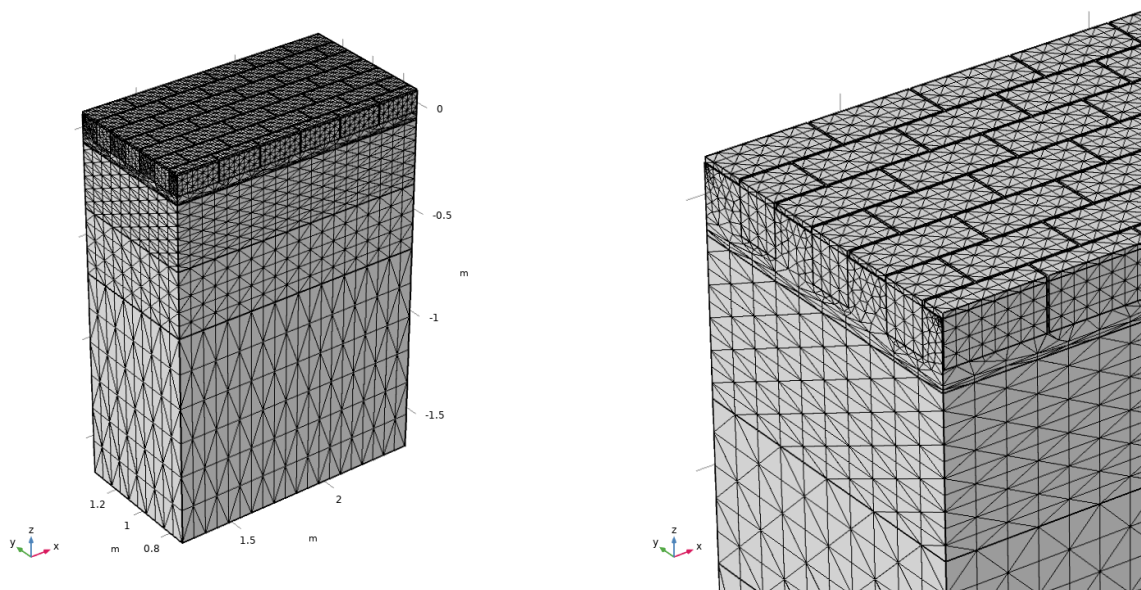


Bild 14-7 Modellierter Konstruktionsaufbau mit Berechnungsnetz; links: Viertelmodell, rechts: Detailansicht; Darstellung für Rechteckpflasterstein

Bei Verwendung des Winkel-Pflastersteins ergibt sich bei identischer programminterner Vernetzungsbedingungen das in Bild 14-8 dargestellte Berechnungsnetz. Die für die Pflasterflächen mit Rechteckstein im Ellenbogenverband verwendeten Netze sind in Bild 14-12 und Bild 14-13 dargestellt, exemplarisch jeweils mit Diagonalelementen.

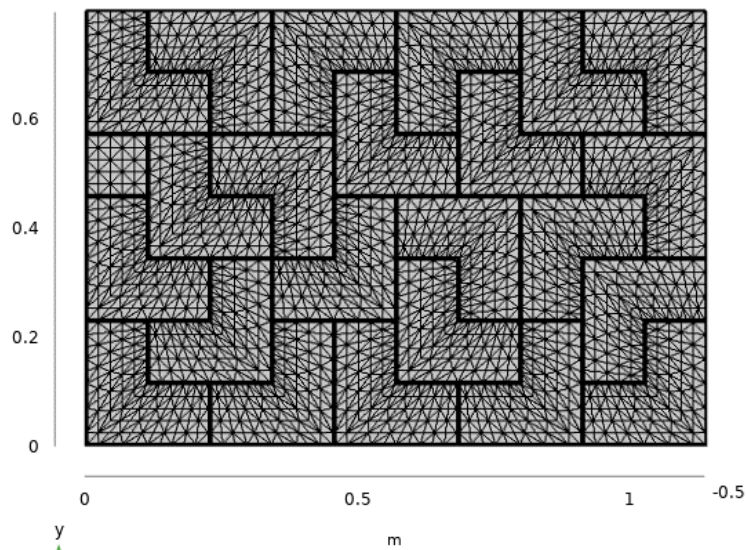


Bild 14-8 Berechnungsnetz der Oberfläche der Pflasterfläche bei Verwendung des Winkel-Pflastersteins; exemplarische Darstellung mit Diagonalelementen

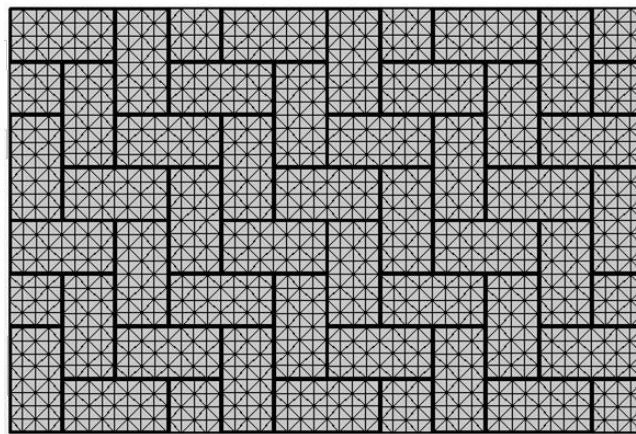


Bild 14-9 Berechnungsnetz der Oberfläche der Pflasterfläche bei Verwendung des kleinformatischen Rechteck-Pflastersteins im Ellenbogenverband

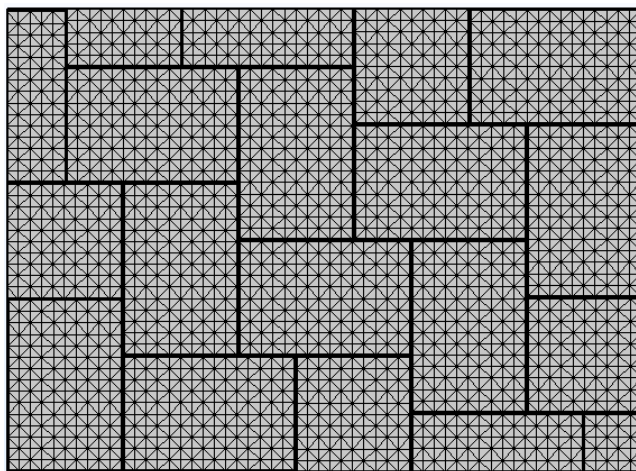


Bild 14-10 Berechnungsnetz der Oberfläche der Pflasterfläche bei Verwendung des großformatigen Rechteck-Pflastersteins im Ellenbogenverband

14.2.7 Materialeigenschaften

Für die Pflasterschicht, das Fugen- und das Bettungsmaterial sowie für das Material der Frostschutzschicht und den anstehenden Boden wurde jeweils lineares Materialverhalten definiert. Das Verhalten der Materialien in der ungebundenen Tragschicht wurde hingegen als nichtlinear angenommen. D. h. die Materialsteifigkeiten wurden spannungsabhängig formuliert, die Querdehnzahl wurde jedoch als konstant über die gesamte Schicht angenommen. Zur Modellierung der spannungsabhängigen Materialsteifigkeiten wurde das in Abschnitt 4.2.3.1 beschriebene Modell gemäß den Ausführungen in [BLA 21] in COMSOL implementiert und die in Tabelle 8-5 und Tabelle 8-6 zusammengefassten materialspezifischen Modellparameter eingebunden. In Tabelle 14-3 sind alle weiteren für die einzelnen Modellschichten angenommenen Materialeigenschaften zusammengefasst. Bei Einbeziehung nichtlinearen Materialverhaltens ist neben Materialsteifigkeit (bzw. Schichtsteifigkeit) und Querdehnzahl auch die Materialdichte erforderlich, da in diesem Fall das Eigengewicht im Berechnungsmodell zu berücksichtigen ist, welches als Volumenkraft eingebunden wird. [BLA 21]

Kenngroße	Kennwert
Elastizitätsmodul Boden	45 [MPa]
Querdehnzahl Boden	0,35
Dichte Boden	1,85 [g/cm³]
Elastizitätsmodul Frostschutzschicht	120 [MPa]
Querdehnzahl Frostschutzschicht	0,35
Dichte Frostschutzschicht	2,10 [g/cm³]
Elastizitätsmodul Schottertragschicht	nichtlinear, Modellparameter gemäß Tabelle 8-5
Querdehnzahl Schottertragschicht	0,20; 0,25; 0,30; 0,35; 0,40; 0,45
Dichte Schottertragschicht	materialspezifisch, Trockendichte gemäß Tabelle 6-2
Elastizitätsmodul Bettung	100 [MPa]
Querdehnzahl Bettung	0,35
Dichte Bettung	2,0 [g/cm³]
Elastizitätsmodul Pflasterstein	35000 [MPa]
Querdehnzahl Pflasterstein	0,2
Dichte Pflasterstein	2,2 [g/cm³]

Tabelle 14-3 Zusammenfassung der für die einzelnen Modellschichten angenommenen Materialeigenschaften

Zur Berücksichtigung des in Kapitel 8 untersuchten plastischen Verformungsverhaltens verschiedener Tragschichtmaterialien im Berechnungsmodell wurde das in Abschnitt 4.2.4 vorgestellte Verfahren in COMSOL integriert und die in Tabelle 8-6 zusammengefassten Modellparameter für die einzubeziehenden Materialien eingebunden. Da nur für die Materialien in der Schottertragschicht prüftechnisch ermittelte Modellparameter zur Verfügung stehen, wurde das Modell zur Ermittlung plastischer Verformungen ausschließlich auf die Schottertragschicht angewendet. Die sich ergebenden plastischen Verformungen resultieren somit einzig aus dem Verhalten der Schottertragschicht.

14.2.8 Großmaßstäbliche Versuche

Zur Modellierung der in Kapitel 13 beschriebenen großmaßstäblichen Versuche wurden zunächst für jede der beiden Pflastersteingeometrien bzw. Verbandvarianten Vollmodelle in entsprechender Größe erstellt. Diese sind in Bild 14-11 dargestellt. Die Pflasterflächen werden gemäß Versuchsbeschreibung jeweils durch zwei Lasteinleitungsflächen belastet, diese werden in den Modellbildern durch Kreise gekennzeichnet. Die aufgetragenen Belastungen entsprechen denen im Versuch.

Um den Berechnungsaufwand bestmöglich zu begrenzen, kann das Modell mit Rechteckpflasterstein nach Festlegung von zwei Symmetrieebenen auf ca. ein Viertel reduziert werden. Hierdurch reduziert sich auch der Berechnungsaufwand auf ca. ein Viertel.

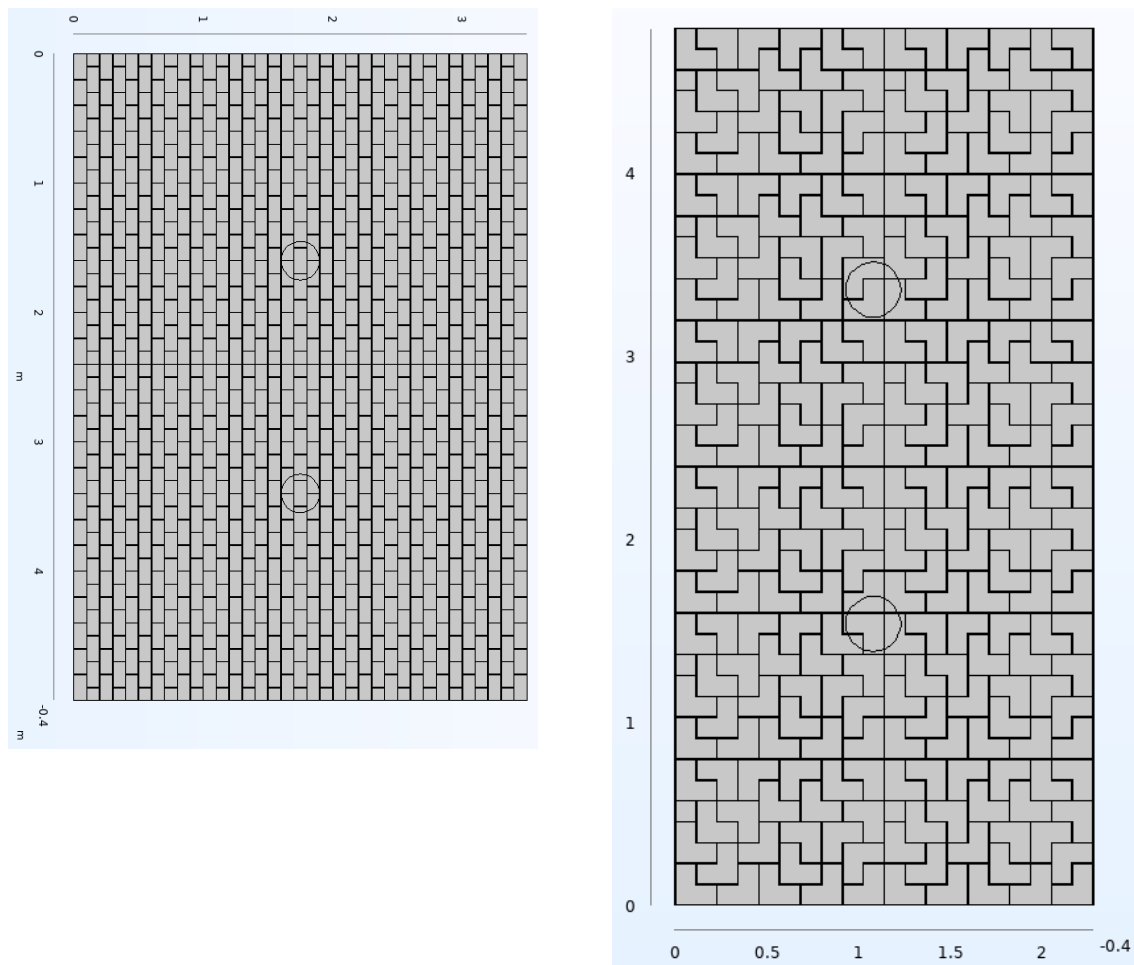


Bild 14-11 Modellierung der großmaßstäblichen Versuche: Darstellung der Pflasterfläche bei Verwendung des: links: kleinformigen Rechteck-Pflastersteins im Läuferverband, rechts: Winkel-Pflastersteins

Zur Modellierung des Verbandes zwischen den Pflastersteinen und dem Fugen- bzw. Bettungsmaterial wurde gemäß den Ausführungen in Abschnitt 14.2.4 freies Gleiten angenommen.

Die Steifigkeit der Unterlage, hier der Frostschutzschicht, wurde unter Einbeziehung der auf den Frostschutzschichten ermittelten E_{v2} -Werte zwischen 180 MPa und 320 MPa variiert.

14.3 Auswertung der Finite Elemente Berechnungen

Die sich in einer Pflasterbefestigung einstellenden Beanspruchungen infolge Lasteintrag sind das Ergebnis der Interaktion zwischen den einzelnen Modellelementen (Pflasterstein, Fuge, Bettung, ToB, Untergrund). Die Abbildung dieser Vorgänge im Finite Element Modell ist sehr komplex und anspruchsvoll. Nicht alle zur exakten Modellierung erforderlichen Details lassen sich in der gewünschten Form implementieren bzw. berücksichtigen. Ursache hierfür sind u. a. fehlende, auf wissenschaftlichen Untersuchungen basierende Erkenntnisse. Folglich wurden zum Beispiel für die Kontaktbedingungen zwischen den Pflastersteinen und der Bettung (Fugenkopplung) vereinfachte Annahmen getroffen.

Zur Überprüfung des Einflusses und der Relevanz der in Tabelle 14-1 bzw. Tabelle 14-2 aufgelisteten Modellannahmen auf das Gesamtverhalten von Pflasterkonstruktionen wurden Berechnungen für das jeweils zu erwartende Spektrum der einzelnen Größe durchgeführt. Darüber hinaus wurde die Auswirkung unterschiedlicher Materialien und Wassergehalte in der ToB untersucht.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in den nachfolgenden Abschnitten zusammengefasst.

14.3.1 Beanspruchungszustände - Allgemeines

Da in Befestigungen mit Pflasterdecken die sich unter der Bettung befindende ungebundene Tragschicht i. d. R. maßgeblich zur Lastverteilung beiträgt, sollte das Verhalten der in dieser Schicht verwendeten Materialien möglichst realitätsnah nachgebildet werden. Dies erfolgt in den vorliegenden Betrachtungen durch die Einbeziehung des spannungsabhängigen Elastizitätsmoduls der zu vergleichenden Tragschichtmaterialien. Bild 14-12 zeigt exemplarisch den Elastizitätsmodul in der Schottertragschicht nach Einbindung des Modifizierten Universalmodells (vgl. Abschnitt 4.2.3.1). Unterhalb der Lasteinleitung kommt es zu einer Materialversteifung, der Elastizitätsmodul nimmt zu.

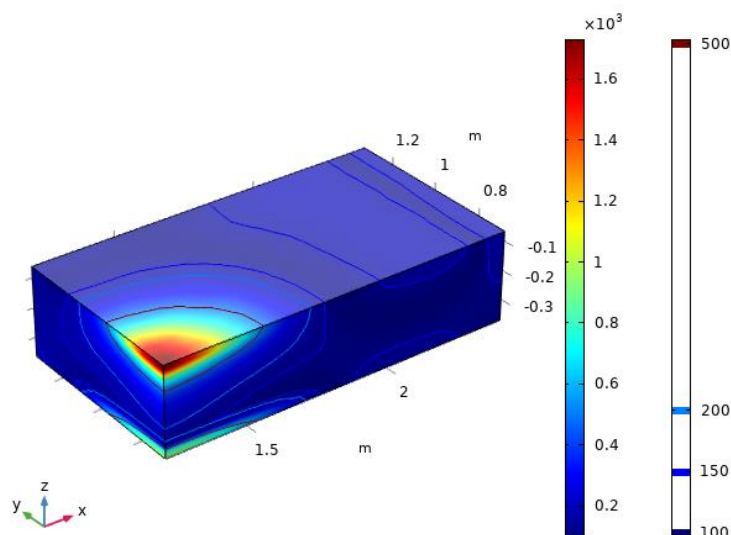


Bild 14-12 Elastizitätsmodul in der Schottertragschicht bei Verwendung des Modifizierten Universalmodells zur Modellierung des Spannungsabhängigen Elastizitätsmoduls; Darstellung für Befestigung mit Rechteckpflasterstein, Bsp. Chloridgeis, RL = 11 t, $\mu = 0,35$

In Abhängigkeit von der verwendeten Pflastersteinform werden die durch die aufgetragenen Radlasten eingetragenen Spannungen unterschiedlich schnell abgebaut. Bild 14-13 zeigt exemplarisch

die vertikalen Spannungen in den verwendeten Berechnungsmodellen vergleichend für zwei unterschiedliche Pflastersteingeometrien bzw. zwei Verbandvarianten. Bei Verwendung des Rechtecksteins werden die eingetragenen Radlasten nahezu vollständig in die darunterliegenden Schichten geleitet, bei Verwendung des Winkelpflastersteins erfolgt über die Pflastersteine eine deutliche Lastverteilung, was sowohl auf die Steingeometrie als auch auf die Steinmaße zurückzuführen ist. Der hintere Teil des Winkelsteins wirkt wie ein Hebel und reduziert die Gefahr des Kippens der Pflastersteine und bedingt eine bessere Lastverteilung.

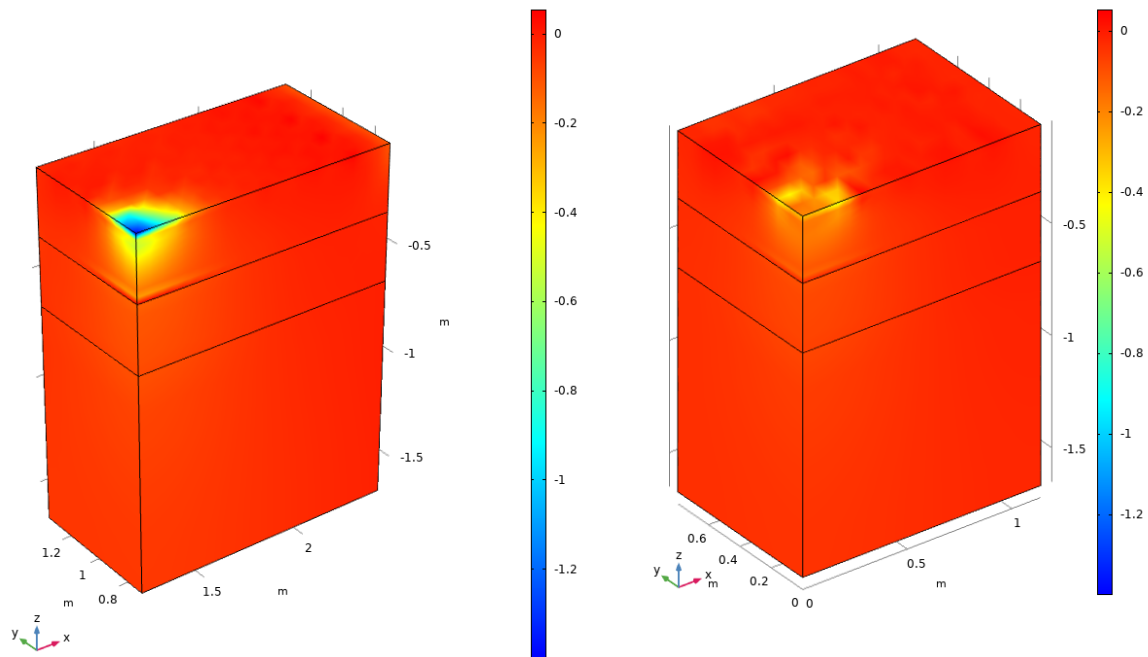


Bild 14-13 Vertikalspannung in ToB, Frostschuttschicht und Boden; Darstellung für Befestigung mit: links: Rechteckpflasterstein, rechts Winkelpflasterstein; Bsp. Chloridgneis, Radlast = 11 t, $\nu = 0,35$

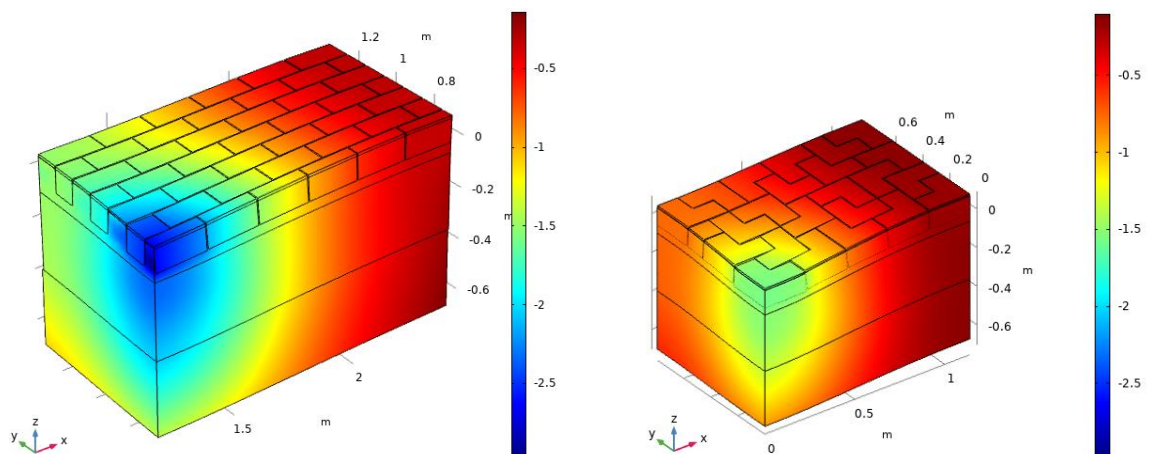


Bild 14-14 Vertikale elastische Einsenkung in ToB, Frostschuttschicht und Boden; Darstellung für Befestigung mit: links: Rechteckpflasterstein, rechts Winkelpflasterstein; Bsp. Chloridgneis, Radlast = 11 t, $\nu = 0,35$

Aus der besseren Lastverteilung bei Verwendung des Winkelpflastersteins resultieren geringe elastische und folglich auch plastische Verformungen im Berechnungsmodell als im Berechnungsmodell mit Rechtecksteinen. Bild 14-14 zeigt die vertikale elastische Verformung in den verwendeten Berechnungsmodellen vergleichend für die zwei Pflastersteingeometrien. Im Berechnungsmodell mit Rechtecksteinen ergeben sich doppelt so große elastische Verformungen wie im Modell mit abgewinkelten Steinen.

Nachfolgend werden maßgebende dimensionierungsrelevante Beanspruchungsgrößen umfassend vorgestellt und diskutiert. Zunächst erfolgte eine umfassende Parameterstudie für die Aufbauvariante mit kleinformatigem Rechteckstein im Läuferverband.

14.3.2 Einfluss der Querdehnzahl

Als Stoffmodell für das elastische Verformungsverhalten der ToB wurde im Finite Elemente Modell die Erweiterung des modifizierten Universal-Modells (vgl. Abschnitt 4.2.3.1) implementiert. Im Gegensatz zu anderen Stoffmodellen wird bei diesem Modell von einer konstanten Querdehnzahl ν ausgegangen, was jedoch deren bereits nachgewiesene Abhängigkeit vom Spannungszustand nicht berücksichtigt. Die vereinfachte Annahme einer konstanten Querdehnzahl vermindert zwar den Rechenaufwand, führt aber zu Abweichungen im Vergleich zur in der Realität zu erwartendem Querdehnverhalten. Somit wird zwar die Spannungsabhängigkeit des Elastizitätsmoduls der granularen Tragschichtmaterialien im Finite Elemente Modell berücksichtigt, jedoch in Kombination mit einer konstanten Querdehnzahl.

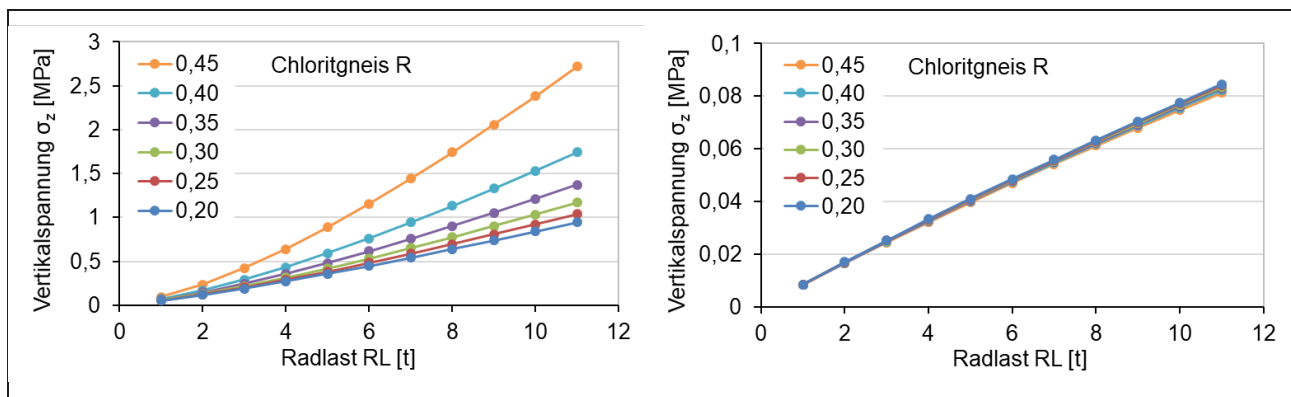


Bild 14-15 Einfluss der Querdehnzahl auf die Vertikalspannung auf der Schichtoberseite; links: Oberseite ToB, rechts: Oberseite Boden; UGB: Chloritgneis; Rechteckstein

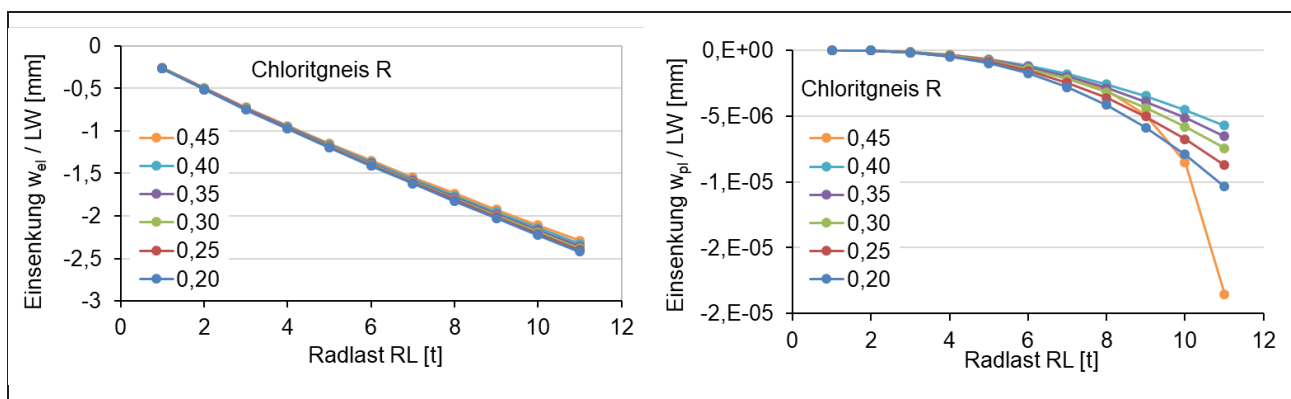


Bild 14-16 Einfluss der Querdehnzahl auf die Verformung auf der Schichtoberseite; links: elastische Verformung auf der ToB, aus allen Schichten, rechts: plastische Verformung auf der ToB aus der Tob; UGB: Chloritgneis; Rechteckstein

Zur Bewertung des Einflusses der Querdehnzahl auf die Vertikalspannung und das Verformungsverhalten auf den ToB wurde die Querdehnzahl mehrfach gemäß Bild 14-15 und Bild 14-16 variiert. Die maximale Vertikalspannung auf der Oberfläche der ToB nimmt mit steigender Querdehnzahl zu (Bild 14-15 links). Aufgrund des berücksichtigten nichtlinearen Materialverhaltens ist der sich ergebende Anstieg der Grafen nicht direkt proportional zur Radlast (progressiver Verlauf). Querdehnzahlen im Intervall von $\nu = 0,35$ bis $0,45$ führen zu signifikanten Spannungsunterschieden bei großen Radlasten (Differenzen bei 11 t Radlast bis ca. 100 %). Bei Querdehnzahlen von ν kleiner $0,35$ fallen diese Differenzen geringer aus (Differenzen bei 11 t Radlast bis ca. 45 %). Im Ergebnis der bisherigen Untersuchungen (vgl. Abschnitt 9.4.2) wurde die Querdehnzahl für alle weiteren Berechnungen konstant mit $\nu = 0,35$ angenommen.

Die für hohe Radlasten ermittelten Verformung auf den ToB sind ebenfalls stark von der gewählten Querdehnzahl abhängig (Bild 14-16, rechts). Die Berechnungen mit einer Querdehnzahl von $\nu = 0,45$ ergeben bei Radlasten größer 10 t überproportionale Differenzen zu den Verformungen bei $\nu \leq 0,40$ (bei sehr geringem Absolutbetrag der Verformungen). Insgesamt ist auch hier eine progressive Zunahme des Einflusses bei steigender Radlast zu beobachten.

14.3.3 Einfluss der Kontaktbedingungen

Die Interaktion zwischen Pflasterstein und Fuge(n), (horizontale Fuge = Pflasterstein / Bettung, vertikale Fuge = Pflasterstein / Fugenfüllung) wird durch die Reibung in der Fuge und deren Implementierung bestimmt.

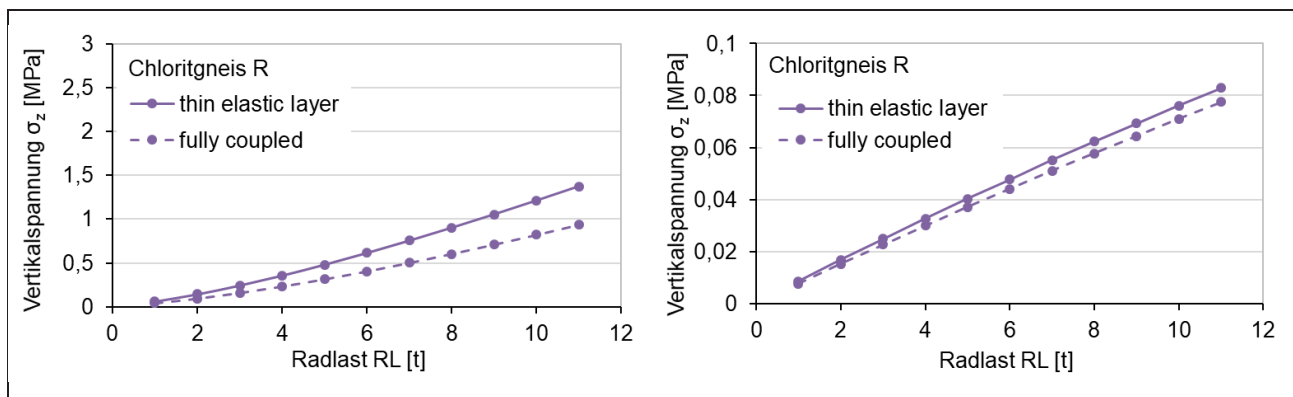


Bild 14-17 Einfluss der Fugenkopplung auf die Vertikalspannung auf der Schichtoberseite; links: Oberfläche ToB, rechts: Oberfläche Boden; UGB: Chloritgneis; Rechteckstein

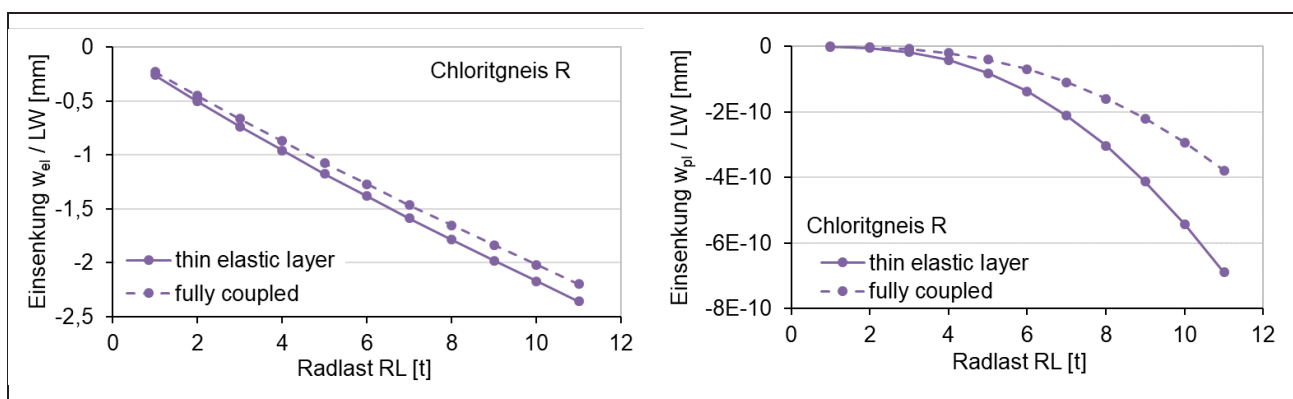


Bild 14-18 Einfluss der Fugenkopplung auf die Verformung auf der Schichtoberseite; links: elastische Einsenkung auf der ToB aus allen Schichten, rechts: plastische Verformung auf der ToB aus der ToB; UGB: Chloritgneis; Rechteckstein

Zur Bestimmung des Einflusses wurden zwei Grenzfälle, „thin elastic layer“ und „fully coupled“, definiert und untersucht (vgl. Abschnitt 14.2.4). Im Vergleich beider Varianten werden erwartungsgemäß mit „fully coupled“ die kleineren Vertikalspannungen (Bild 14-17) und kleinere plastische Verformungen (Bild 14-18) auf den ToB ermittelt. Der absolute Einfluss der Kopplungsvariante nimmt mit steigender Radlast deutlich zu (bei sehr geringem Absolutbetrag der Verformungen).

14.3.4 Einfluss des Wassergehaltes

In vielen Forschungsarbeiten wurde nachgewiesen, dass der Wassergehalt in einem Gesteinskorngemisch maßgebenden Einfluss auf dessen mechanische Eigenschaften (elastisch als auch plastisch) hat. Vielfach wurde eine Reduzierung des Elastizitätsmoduls bei zunehmender Sättigung des Materials festgestellt. Dieser Einfluss ist jedoch bei verschiedenen Gesteinskornmischungen unterschiedlich stark ausgeprägt. Bei den in diesem Forschungsvorhaben untersuchten Baustoffgemischen wurde nur ein geringer Einfluss des Wassergehaltes auf die mechanischen Eigenschaften beobachtet (vgl. auch Bild 8-14). Folglich lieferten auch die Finite Elemente Berechnungen für die untersuchten Wassergehalte $WC/W_{c\text{opt}} = 0,7$ und $0,85$ keine signifikanten Differenzen in den Ergebnissen. Bild 14-19 und Bild 14-20 zeigen am Beispiel des untersuchten UGB Andesit den Einfluss des Wassergehaltes auf das Spannungs- und Verformungsverhalten der ToB. Der größte Einfluss ist bei den plastischen Verformungen auf den ToB zu erkennenbar.

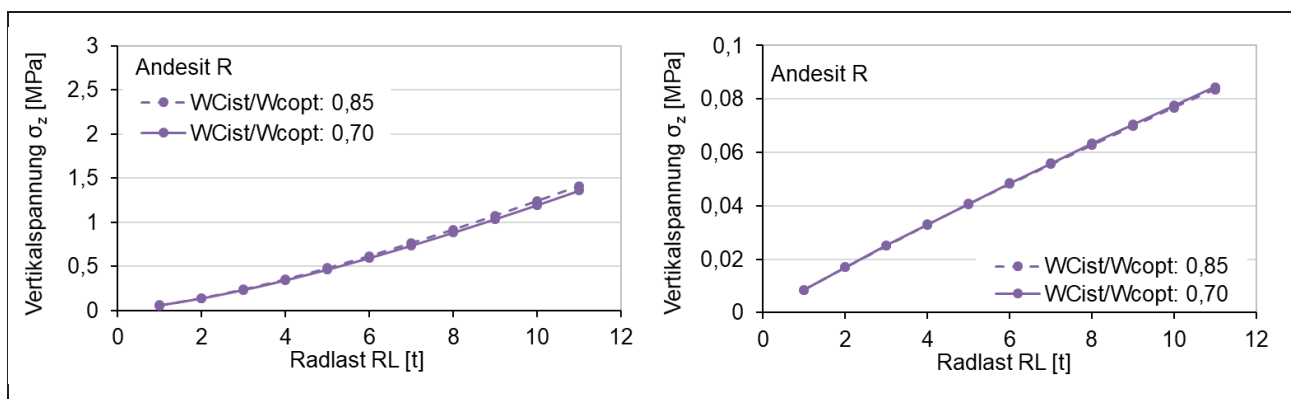


Bild 14-19 Einfluss des Wassergehaltes auf die Vertikalspannung auf der Schichtoberseite; links: Oberfläche ToB, rechts: Oberfläche Boden; UGB: Andesit; Rechteckstein

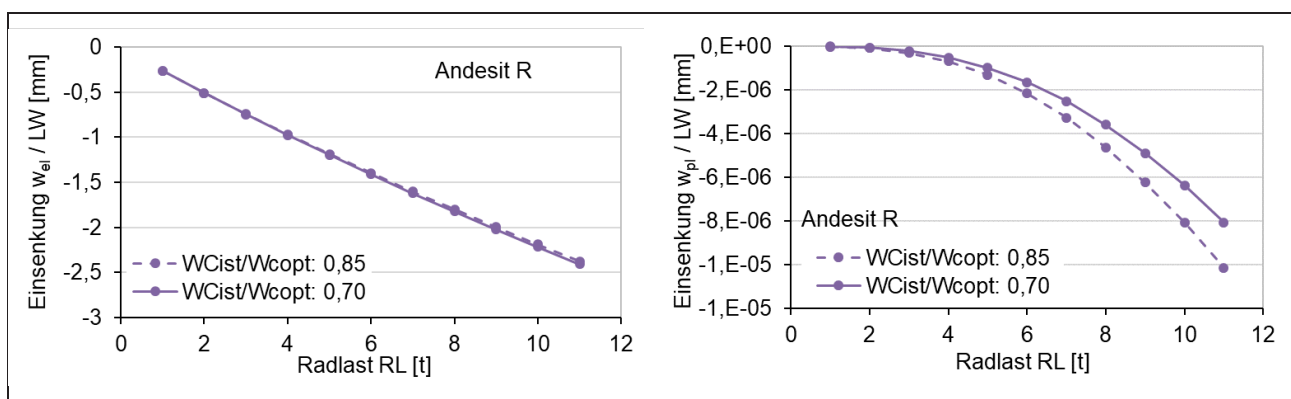


Bild 14-20 Einfluss des Wassergehaltes auf die Verformung auf der Schichtoberseite, links: elastische Einsenkung auf der ToB aus allen Schichten, rechts: plastische Verformung auf der ToB aus der Tob; UGB: Andesit; Rechteckstein

14.3.5 Einfluss der Wahl des granularen Tragschichtmaterials

Bisherige Untersuchungen mit Triaxialversuchen an ungebundenen Gesteinskörnungsgemischen haben gezeigt, dass unterschiedliche granulare Tragschichtmaterialien auch unterschiedliches Verformungsverhalten aufweisen, obwohl diese nach gleicher Rezeptur (Sieblinie, Verdichtungsgrad) zusammengesetzt wurden [ARN 06]. Aus diesem Grund ist es nicht möglich, mit der derzeit gültigen empirischen Spezifikation für UBG für Tragschichten ohne Bindemittel (TL SoB [TL SoB]) die Leistungsfähigkeit verschiedener Materialien hinsichtlich ihres Verformungsverhaltens einzuschätzen.

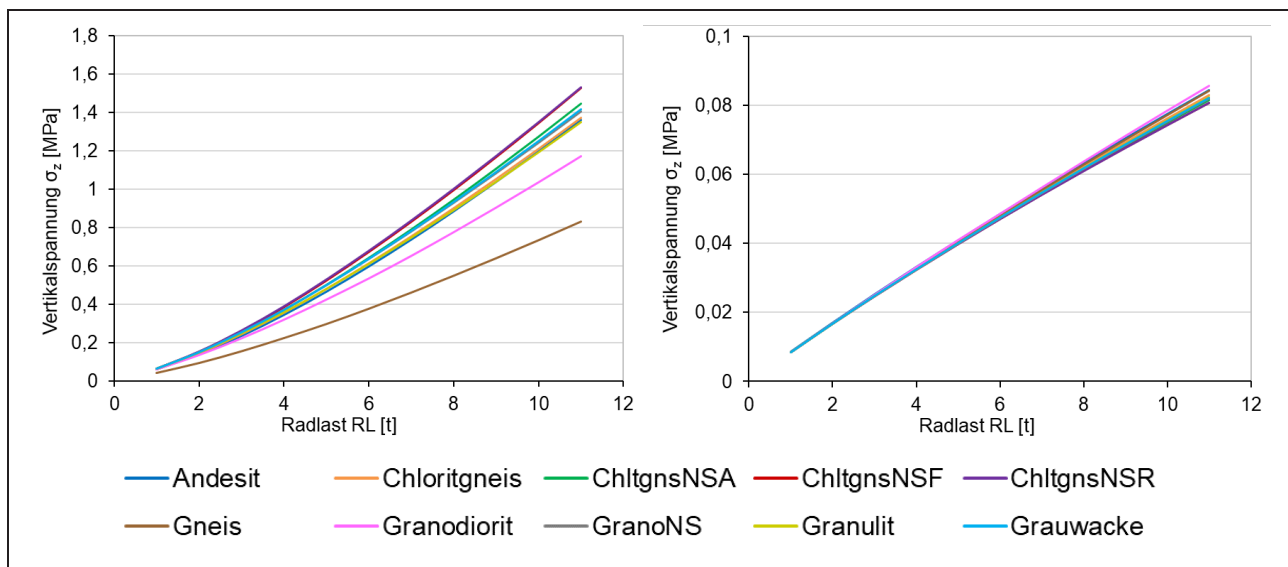


Bild 14-21 Einfluss des Materialverhaltens auf die maximale Vertikalspannung; links: Oberfläche ToB, rechts: Oberfläche Boden; Wassergehalt $WC / WC_{opt} = 70 \%$; Rechteckstein

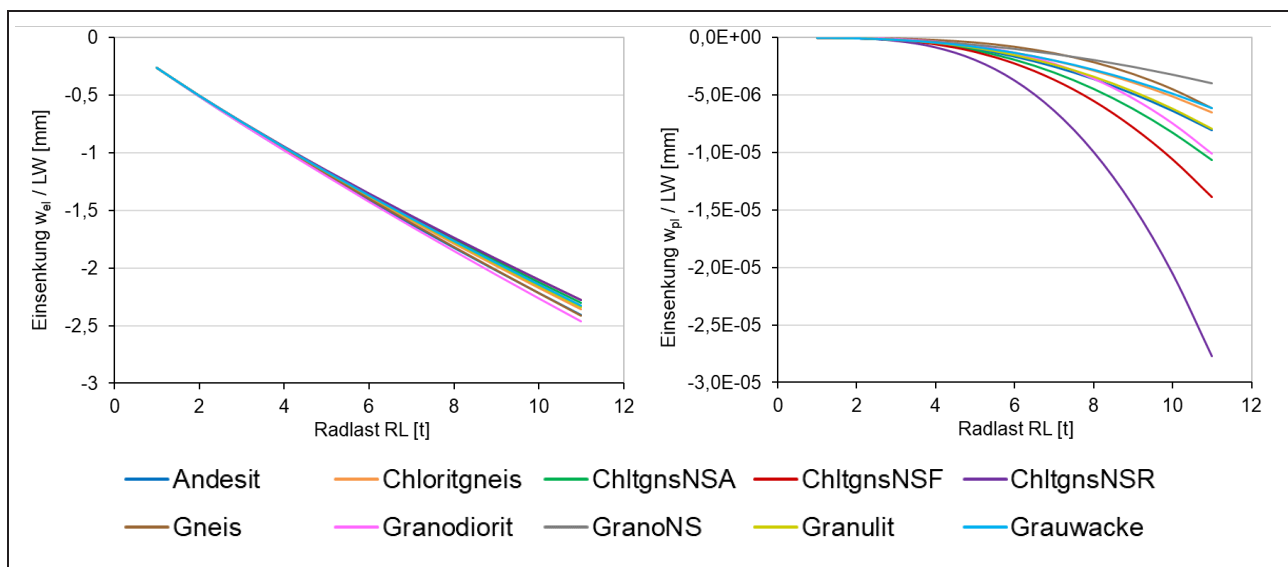


Bild 14-22 Einfluss des Materialverhaltens auf die maximale Verformung; links: elastische Einsenkung auf der ToB aus allen Schichten, rechts: plastische Einsenkung auf der ToB aus der Tob; Wassergehalt $WC / WC_{opt} = 70 \%$; Rechteckstein

Mit Ausnahme des Baustoffgemisches „GranoNS“ werden die in diesem Forschungsvorhaben untersuchten Baustoffgemische den Anforderungen nach den TL SoB gerecht. Jedoch weisen sie unterschiedliches Verformungsverhalten auf (vgl. auch Abschnitte 8.4 und 8.5). Die Auswirkung dieser Unterschiede auf die maximalen Vertikalspannungen und das Verformungsverhalten zeigen Bild

14-21 und Bild 14-22. Die größten Differenzen zwischen den Berechnungsergebnissen für die einzelnen Tragschichtmaterialien sind bei den Vertikalspannungen (Bild 14-21, links) und bei den plastischen Einsenkungen (Bild 14-22, rechts) auf der Schichtoberseite der ToB festzustellen. Die Unterschiede im Verformungsverhalten der Materialien werden bei Radlasten über 6 t deutlich sichtbar und nehmen dann mit steigender Radlast überproportional zu. Die Reihung der Materialien ist von der beobachteten Kenngröße abhängig. Die Vertikalspannungen auf der Schichtoberseite der ToB (Bild 14-21, links) bei einer Radlast von 11 t (entspricht dargestelltem Maximalwert) zeigen eine andere Rangfolge als die bei gleicher Beanspruchung ermittelten Einsenkungen auf der ToB (Bild 14-22, rechts). Darüber hinaus besteht eine Abhängigkeit der Rangfolge vom beobachteten Beanspruchungszustand (Bild 14-22, rechts). Im Ergebnis der Berechnungen treten bei den UGB ChltgnsNSR, ChltgnsNSF, ChltgnsNA die größten plastischen Verformungen auf. Dieses Ergebnis entspricht nicht der aus den Gegenüberstellungen im Kapitel 10 erwarteten Rangfolge.

14.3.6 Variation Steinhöhe

Für die Modelle „Pflasterbefestigungen mit kleinen Rechtecksteinen“ mit Chloritgneis (als Ergebnis der Voruntersuchungen als Referenz definiert) und einem Wassergehalt von $WC_{opt} = 70 \%$ in den ungebundenen Tragschichten wurden, unter der Annahme „verschieblicher“ Kontaktbedingungen zwischen den Pflastersteinen und dem Fugen- bzw. Bettungsmaterial, weitere Sensitivitätsanalysen durchgeführt, deren Ergebnisse nachfolgend erläutert werden. Die einzelnen Modelle wurden so erstellt, dass zunächst eine Standardvariante definiert wurde. Die hierfür verwendeten Maße sind in Tabelle 14-2 fett gekennzeichnet. Im Weiteren wurde dann jeweils eine Größe in Absprache variiert.

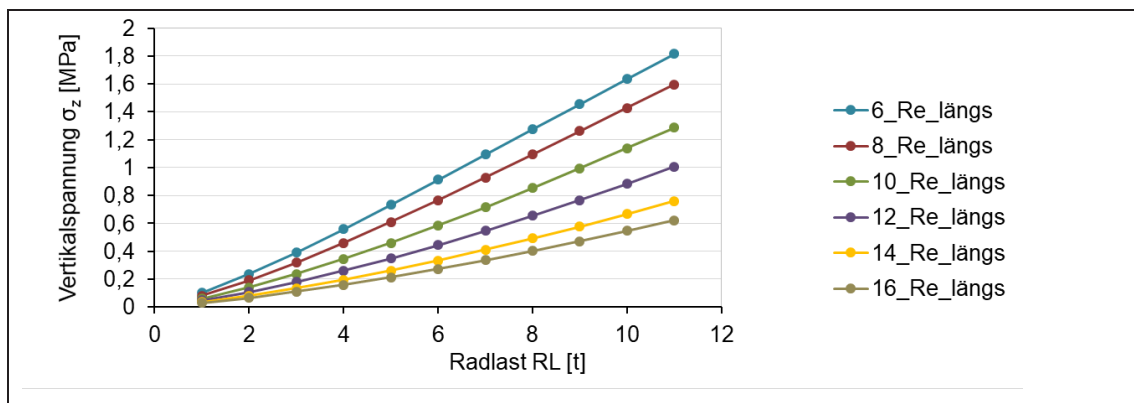


Bild 14-23 Variation Steinhöhe; maximale Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Steinhöhe in cm

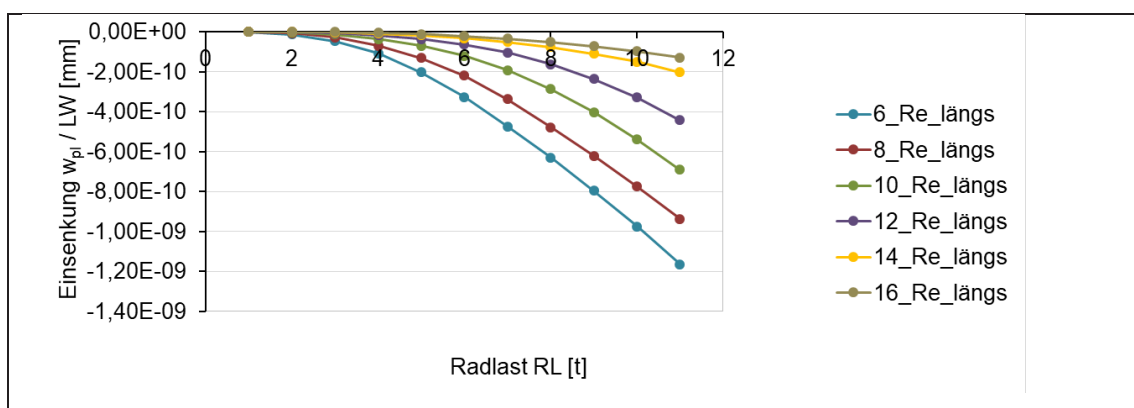


Bild 14-24 Variation Steinhöhe; maximale plastische Einsenkung w_{pl} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Steinhöhe in cm

Als erste geometrische Größe wurde die Höhe des verwendeten kleinformatischen Rechtecksteins (Re) im Läuferverband (längs) variiert. In Bild 14-23 und Bild 14-24 sind die resultierenden maximalen Vertikalspannungen und Einsenkungen auf der ToB zusammengefasst.

Mit zunehmender Steinhöhe reduzieren sich in den Berechnungsmodellen die maximalen Beanspruchungen und auch zu erwartenden bleibenden Verformungen auf den ToB. Wird für die Standardvariante mit einer Steinhöhe von 10 cm ein fester Verband zwischen den Pflastersteinen und dem umliegenden Material angenommen (vgl. Bild 14-25, grün gestrichelte Linie), so reduzieren sich rechnerisch die vertikalen Beanspruchungen auf ein Maß, das sich bei einer 2 cm dickeren Pflasterdecke ergibt.

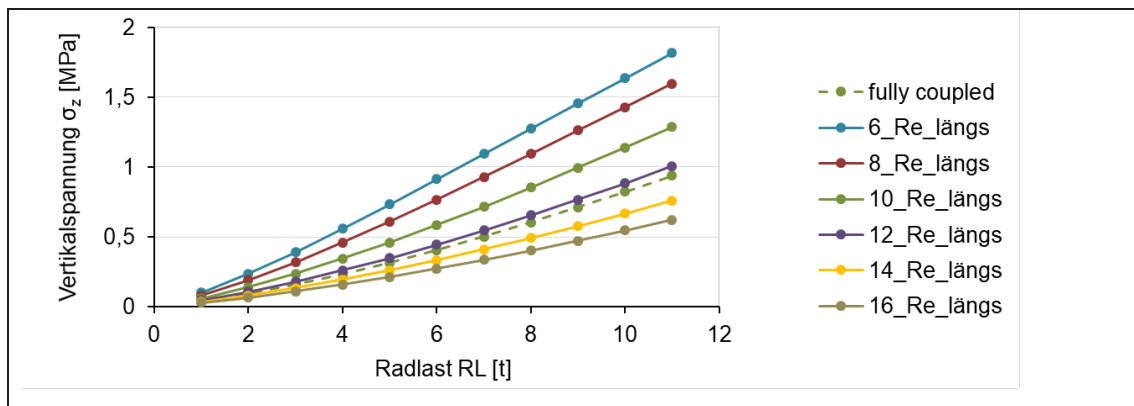


Bild 14-25 Variation Steinhöhe; maximale Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Steinhöhe in cm; vergleichende Darstellung für „festen Verbund“ für die Variante mit d = 10 cm

14.3.7 Variation Fugenbreite

Im Weiteren wurde in der Standardvariante mit einer Steinhöhe von 10 cm und einem festen Verbund zwischen den Pflastersteinen die Fugenbreite variiert. In Ergänzung zu den Standardbreiten wurden außerdem Abstände zwischen den Pflastersteinen von 6 cm angenommen.

In Bild 14-26 und Bild 14-27 sind die resultierenden maximalen Vertikalspannungen und Einsenkungen auf der ToB zusammengefasst. Die Modelle mit den beiden größeren Fugenbreiten liefern ähnliche Ergebnisse. Die geringste Fugenbreite bedingt deutlich die geringsten Beanspruchungen.

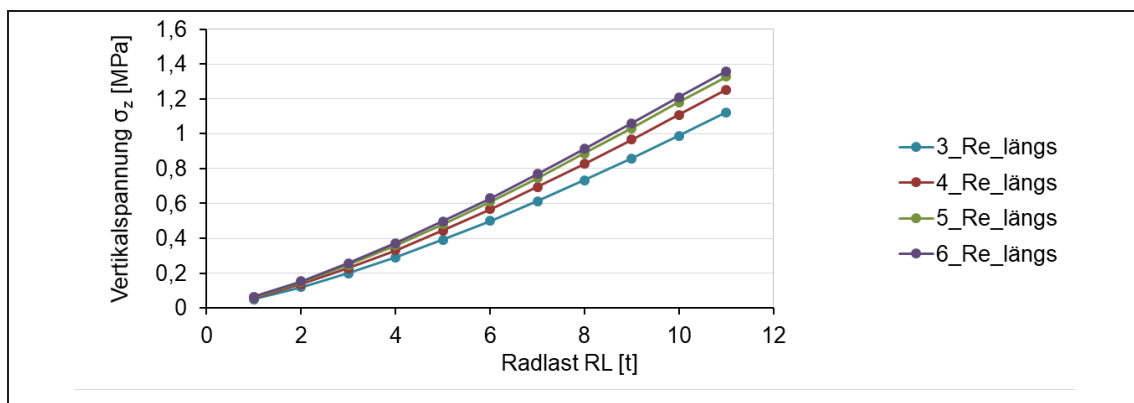


Bild 14-26 Variation Fugenbreite; Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Fugenbreite in cm

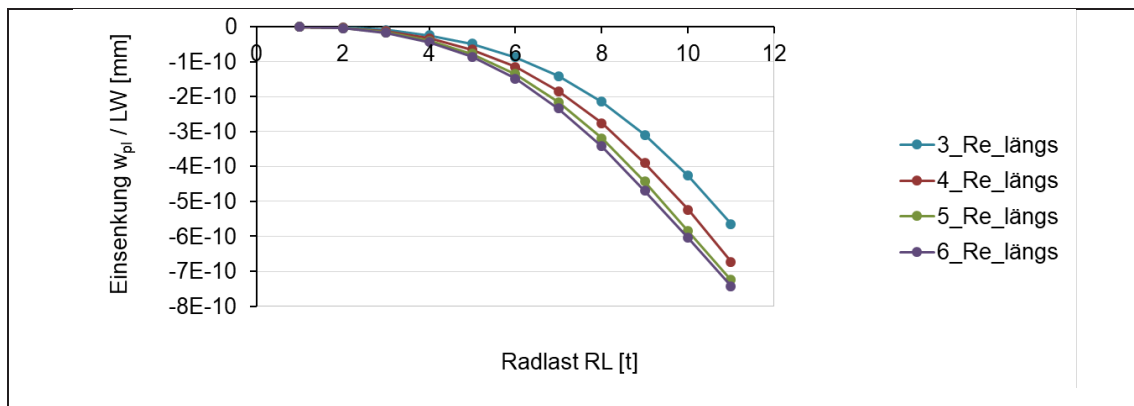


Bild 14-27 Variation Fugenbreite; maximale plastische Einsenkung w_{pl} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Fugenbreite in cm

14.3.8 Variation Fugenfüllhöhe

In der Standardmodellvariante wurde bei einer Steinhöhe von 10 cm eine Füllhöhe von 9 cm (blau gekennzeichnet) angenommen. In Bild 14-28 und Bild 14-29 sind die resultierenden maximalen Vertikalspannungen und Einsenkungen auf der ToB zusammengefasst, die sich ergeben, wenn die Füllhöhe in der Fuge reduziert wird. Eine Fugenfüllhöhe von 50 % erhöht im Vergleich zur Standardmodellvariante (blauer Graph) die rechnerisch zu erwartenden bleibenden Einsenkungen um ca. 90 % (gelber Graph). Mit Abnahme der Fugenfüllhöhe nimmt die Steifigkeit des Systems ab.

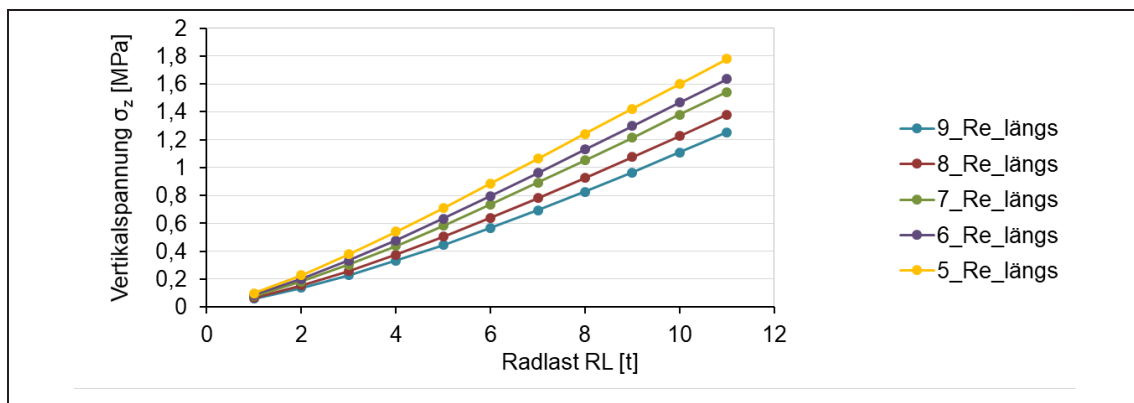


Bild 14-28 Variation Fugenfüllhöhe; maximale Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Fugenfüllhöhe in cm

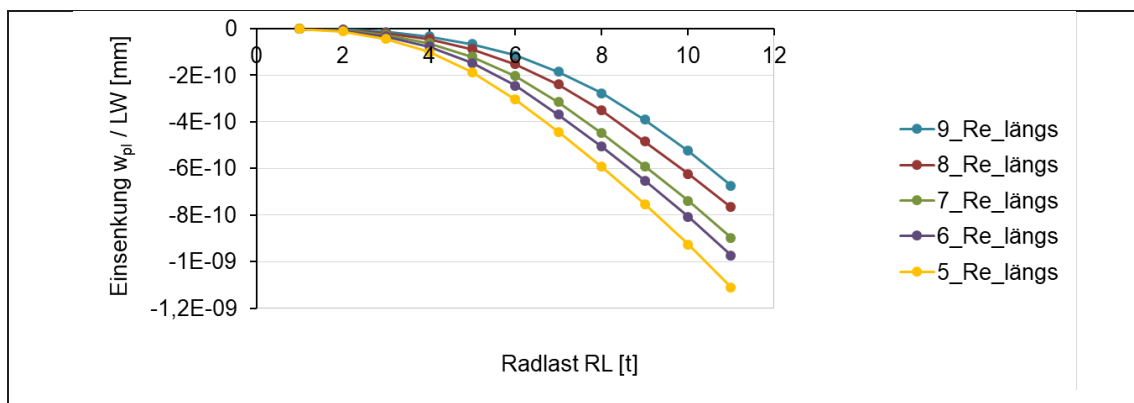


Bild 14-29 Variation Fugenfüllhöhe; maximale plastische Einsenkung w_{pl} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Fugenfüllhöhe in cm

In Bild 14-30 ist dem Bild 14-23 (Variation Steinhöhe) die maximale Vertikalspannung für einen Fugenfüllgrad von 50 % vergleichend hinzugefügt. Eine Pflasterdecke mit Pflastersteinen der Dicke 10 cm und einem Fugenfüllgrad von 50 % bedingt ungefähr die gleiche Beanspruchung wie eine Befestigung mit 6 cm hohen Steinen und einem Fugenfüllgrad von 90 %, der im Beispiel einer Fugenfüllhöhe von 5,5 cm entspricht.

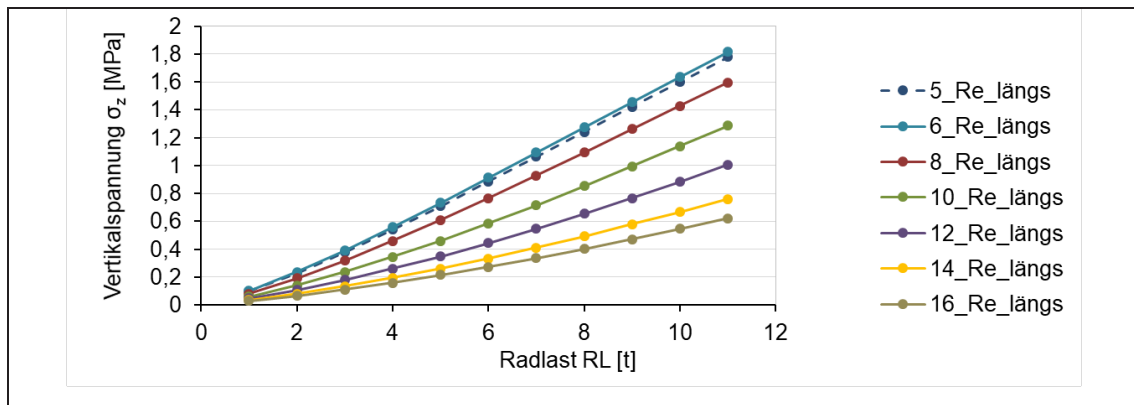


Bild 14-30 Variation Steinhöhe; maximale Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Steinhöhe in cm; vergleichende Darstellung für „halbe Fugenfüllhöhe“ für die Variante mit $d = 10$ cm (dunkelblau gestrichelter Graph)

14.3.9 Variation Dicke Bettung

Die Ergebnisse variierender Bettungsdicken sind in Bild 14-31 und Bild 14-32 dargestellt. Größere Bettungsdicken führen rechnerisch zu geringeren vertikalen Beanspruchungen und erwartungsgemäß auch zu geringeren bleibenden Verformungen auf den ToB. Aus konstruktiver Sicht gilt jedoch anzumerken, dass zu große Bettungsdicken in der Praxis hingegen mit größeren Verformungen einhergehen.

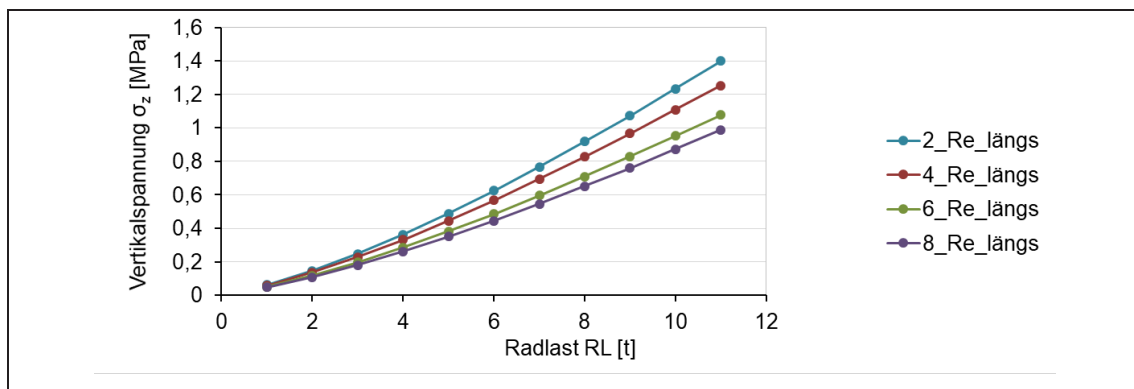


Bild 14-31 Variation Dicke Bettung; Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Dicke Bettung in cm

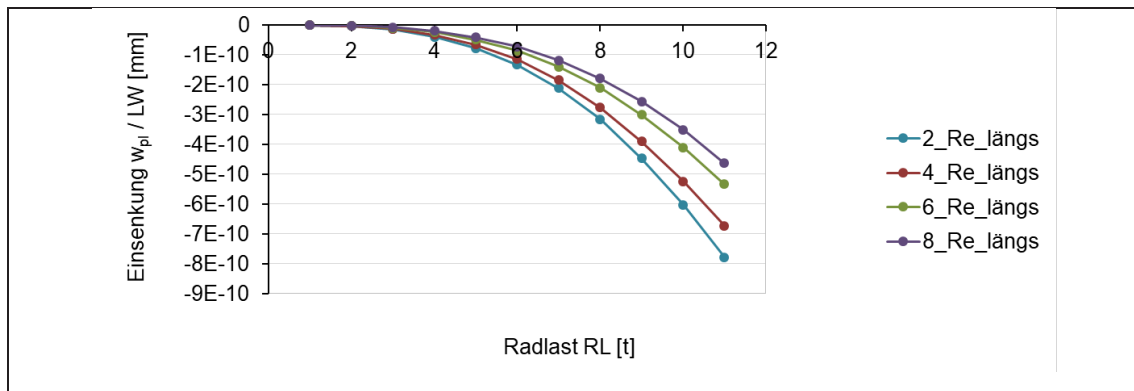


Bild 14-32 Variation Dicke Bettung; maximale plastische Einsenkung w_{pl} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Dicke Bettung in cm

14.3.10 Variation Steifigkeit Bettungs- und Fugenmaterial

Neben der Dicke der Bettung wurde auch die Steifigkeit des Bettungs- und Fugenmaterials variiert. Hierbei gilt unbedingt zu beachten, dass Bettung und Fuge durch das gleiche Material modelliert wurden und somit eine Einheit bilden. Die in Bild 14-33 und Bild 14-34 dargestellten Ergebnisse müssen somit unter Vorbehalt bewertet werden.

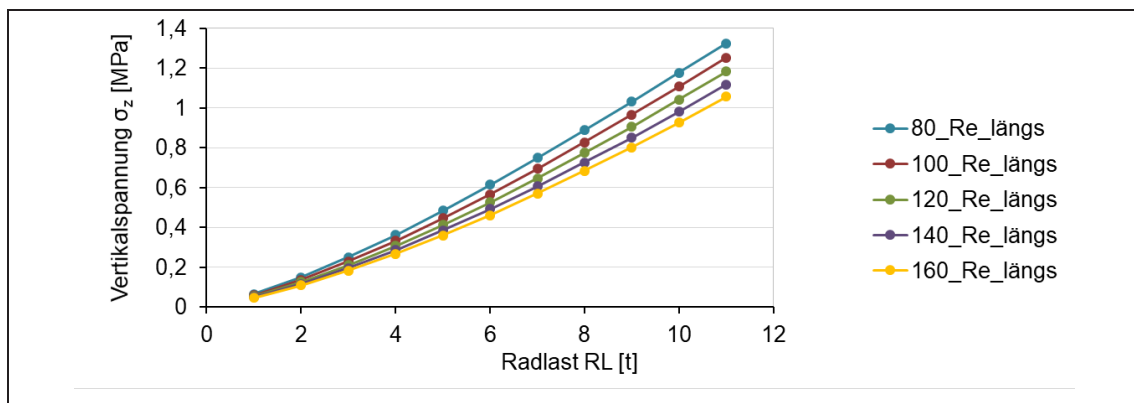


Bild 14-33 Variation Steifigkeit Bettungs- und Fugenmaterial; maximale Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Steifigkeit in MPa

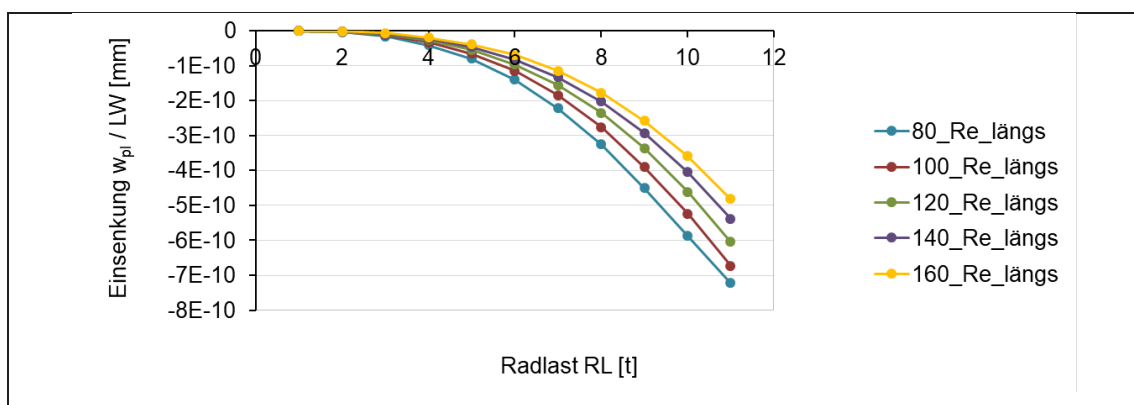


Bild 14-34 Variation Steifigkeit Bettungs- und Fugenmaterial; maximale plastische Einsenkung w_{pl} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Steifigkeit in MPa

Zur Untersuchung des Einflusses der Steifigkeit des Bettungs- und Fugenmaterials wird empfohlen, die Bettungsschicht und die Fugen getrennt voneinander zu modellieren. In der Bettungsschicht

können größere Steifigkeiten als in den Fugen erwartet werden.

14.3.11 Variation Dicke ToB

Unterschiedliche Dicken der ungebundenen Tragschicht zeigen keinen Einfluss auf die ermittelten maximalen Vertikalspannungen und bleibenden Einsenkungen auf der ungebundenen Tragschicht (vgl. Bild 14-35 und Bild 14-36). Hinsichtlich der elastischen Einsenkungen ist mit zunehmender Dicke eine Abnahme zu erkennen (vgl. Bild 14-37).

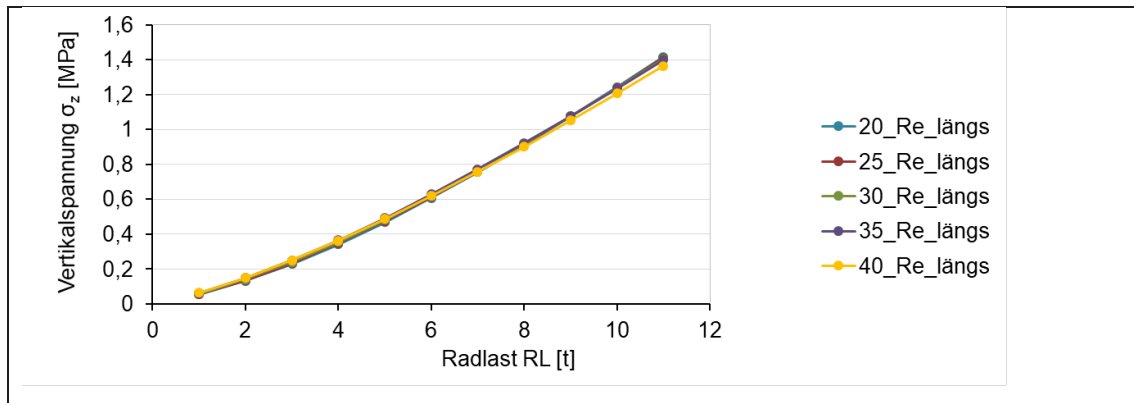


Bild 14-35 Variation Dicke ToB; maximale Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Dicke ToB in cm

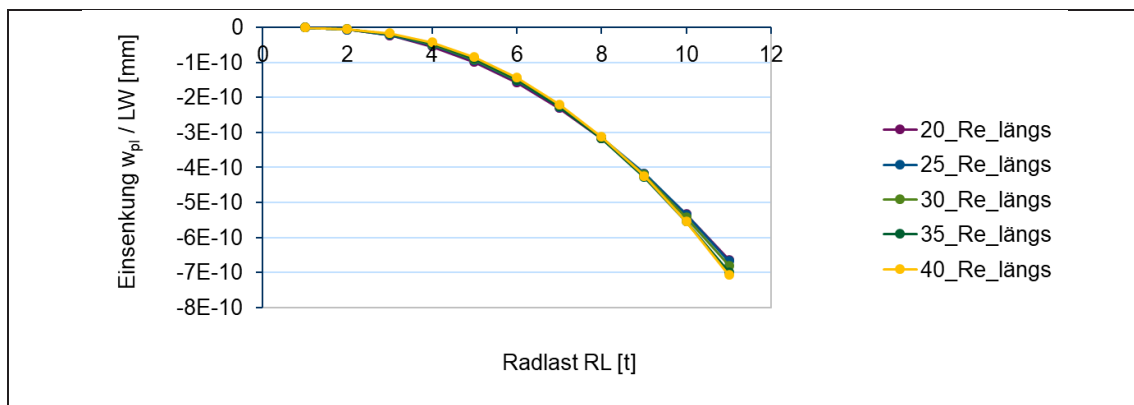


Bild 14-36 Variation Dicke ToB; maximale plastische Einsenkung w_{pl} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Dicke ToB in cm

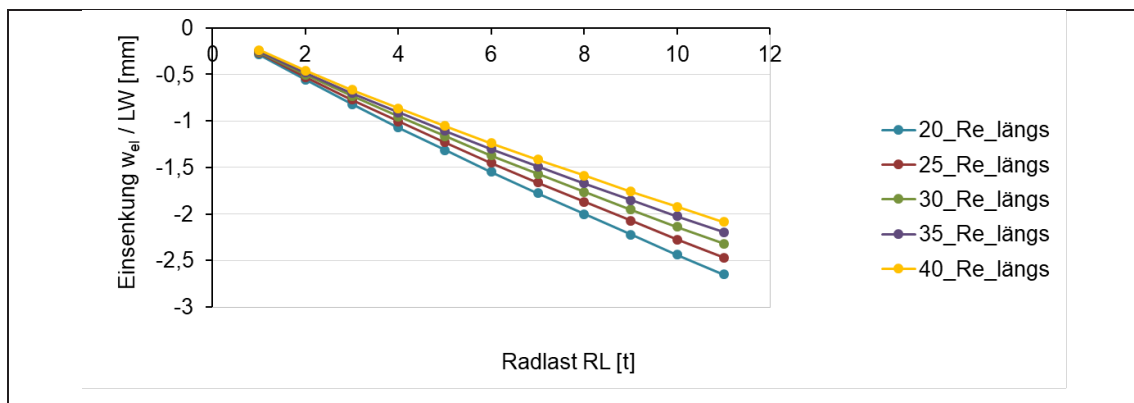


Bild 14-37 Variation Dicke ToB; maximale elastische Einsenkung w_{el} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Dicke ToB in cm

14.3.12 Vergleich unterschiedlicher Steingeometrien und Verbünde

Abschließend wurden die Ergebnisse für die maximale Vertikalspannung (vgl. Bild 14-38) sowie die elastische und plastische Einsenkung (vgl. Bild 14-40 und Bild 14-39) für ausgewählte Pflasterbefestigungen mit den in Abschnitt 14.2 vorgestellten Pflasterverbänden verglichen. Die Grundlage bildete wieder die Standardaufbauvariante, wobei die Steindicke zweifach variiert wurde.

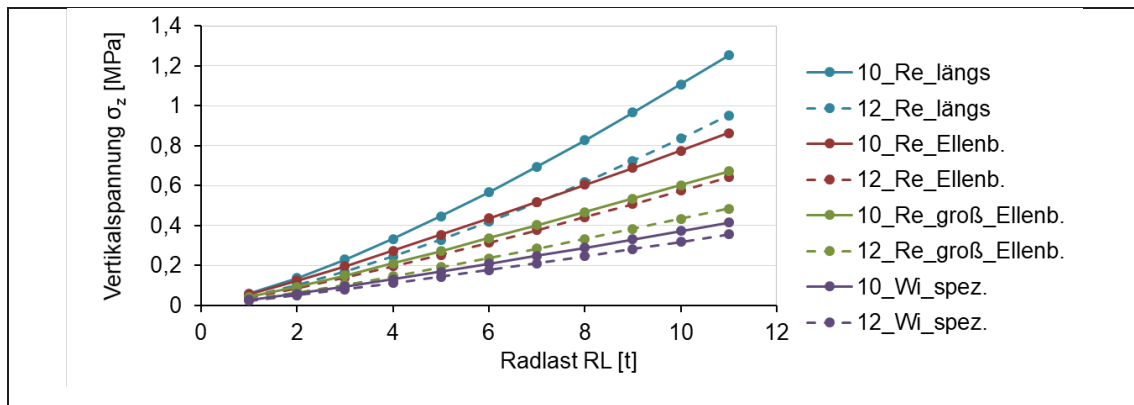


Bild 14-38 Variation Dicke ToB; maximale Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Steinhöhe in cm; vgl. Bild 14-5

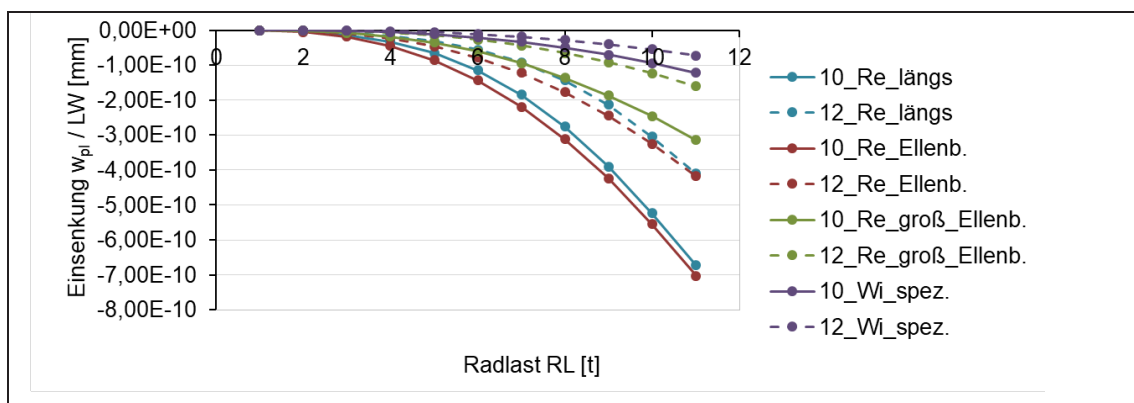


Bild 14-39 Variation Dicke ToB; maximale plastische Einsenkung w_{pl} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Steinhöhe in cm; vgl. Bild 14-5

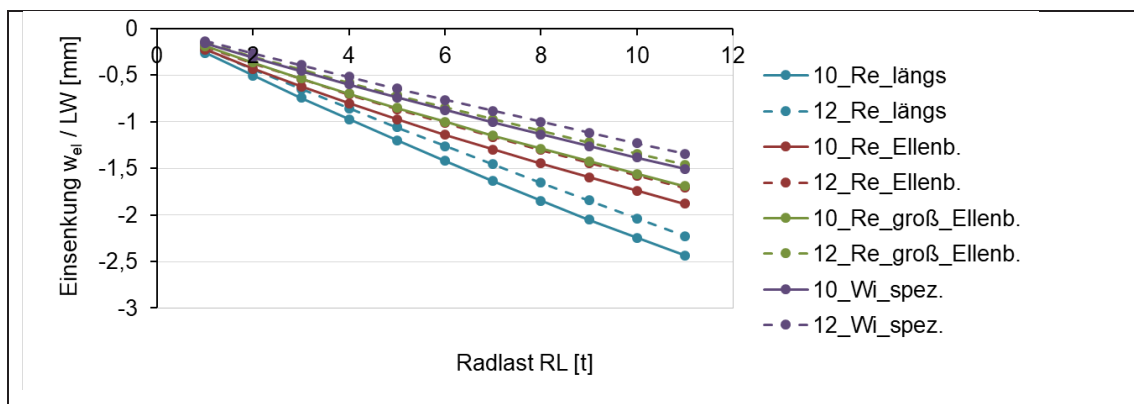


Bild 14-40 Variation Dicke ToB; maximale elastische Einsenkung w_{el} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Steinhöhe in cm; vgl. Bild 14-5

Für eine vollständige Bewertung sollten die Grafiken in Bild 14-5 einbezogen werden. Erwartungsgemäß erfährt die Pflasterbefestigung mit kleinformatigen Pflastersteinen im Läuferverband die

größten Beanspruchungen auf der ungebundenen Tragschicht. In der Befestigung mit den Winkelsteinen sind die ermittelten Beanspruchungen am geringsten, trotz der Tatsache, dass im als Viertelmodell angenommenen Finite Elemente Modell keine geschnittenen Steine vorgesehen sind. Der Einfluss der Steingeometrie ist hier größer als der der durchgängigen Fugen. Hinsichtlich der berechneten maximalen Vertikalspannungen und elastischen Einsenkungen reihen sich die Ergebnisse für die Pflasterflächen mit klein- und großformatigem Rechteckstein im Ellenbogenverband logisch ein. Durch eine größere Steinfläche können die zu erwartenden Beanspruchungen auf der ungebundenen Tragschicht deutlich reduziert werden.

Betrachtet man jedoch die plastische Einsenkung in Bild 14-39, so zeigen die Befestigungsvarianten mit kleinformatigem Rechteckstein nahezu ähnliche bleibende Verformungen, unabhängig vom gewählten Verband. Dies erscheint zwar zunächst nicht plausibel, dennoch lässt es sich durch die Darstellungen in Bild 14-5 vermutlich erklären. In allen Viertelmodellen befindet sich die eingetragene Last in der linken vorderen Ecke. Im Modell mit Ellenbogenverband steht die Radlast vornehmlich über zwei Steinen, die im Modell über die Symmetrieflächen nicht gespiegelt werden. Anders als beim Winkelstein können sich die Steine hier unter Belastung verkippen.

Es wird daher empfohlen, im Rahmen künftiger Forschungstätigkeiten die Lastposition gezielt zu variieren und den Einfluss der Lastposition auf Beanspruchungszustände zu untersuchen.

14.3.13 Berücksichtigung schräger Lasten

Mit den beschriebenen Viertelmodellen sollte nur der Einfluss ausschließlich vertikaler Lasten untersucht werden. Zur Bewertung „schräger“ Lasten mit vertikalem und horizontalem Anteil, resultierend aus der Fahrzeugbewegung, sind deutlich größere Modelle erforderlich, vergleichbar mit dem Modell in Bild 14-2 (links). Um ein erstes Verständnis für die Modellierung von „schrägen“ Lasten zu gewinnen, wurde in dem beschriebenen Vollmodell mit Pflasterstein im Läuferverband die ursprünglich vertikal aufgebrachte Last gemäß den Beschreibungen von Lerch [LERCH 05] in einen vertikalen (z) und einen horizontalen (x) Anteil aufgeteilt. In Querrichtung zur Fahrbahn (y-Richtung) beträgt der Lastanteil weiterhin Null (vgl. Bild 14-41).

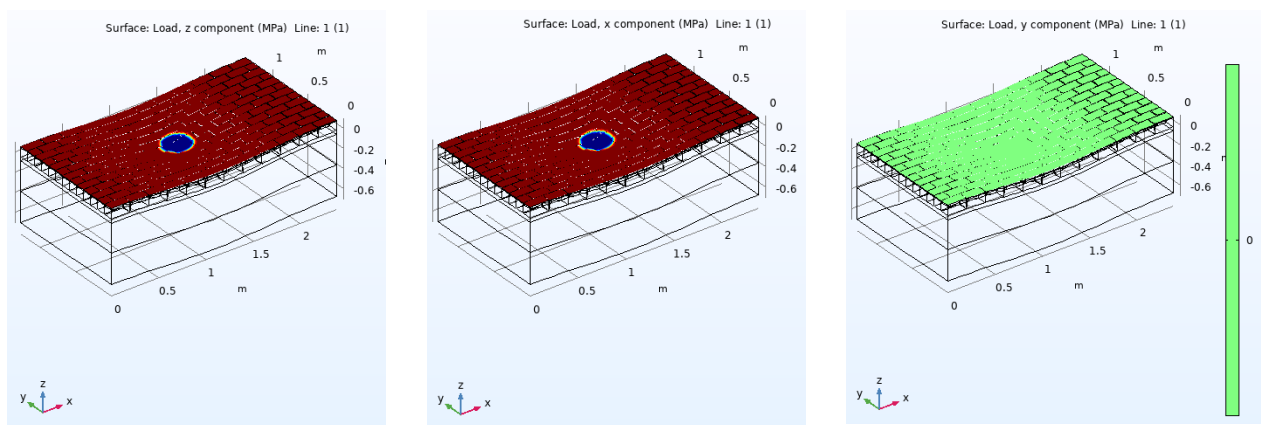
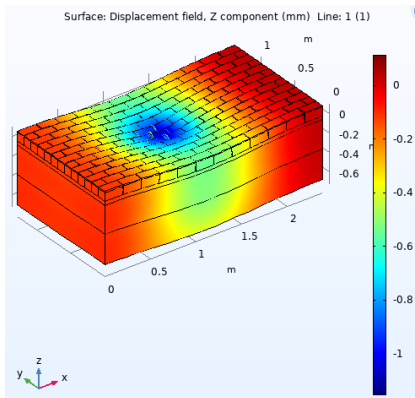


Bild 14-41 Lasteintrag bei Berücksichtigung „schräger“ Lasten mit vertikalem und horizontalem Anteil, links: vertikale Komponente, Mitte: horizontale x-Komponente, rechts: horizontale y-Komponente; exemplarische Darstellung für Pflasterbefestigung mit Rechteckstein im Läuferverband

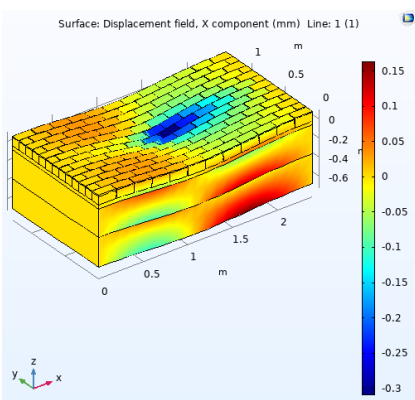
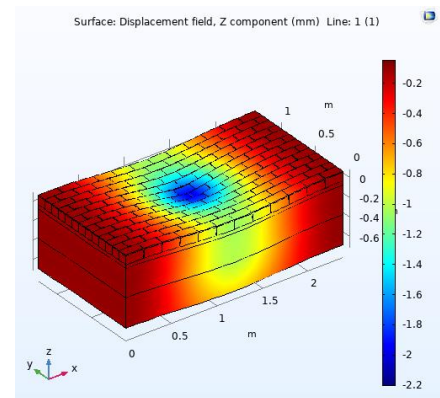
Für eine erste Bewertung des Einflusses berücksichtigter „schräger“ Lasten im Vergleich zu ausschließlich vertikalen Lasten, sind in Bild 14-42 die elastischen Verformung unter Einbeziehungen

verschiedener Verbundbedingungen gegenüber gestellt. Ausschließlich vertikal aufgebraachte Lasten bedingen zwar größere Vertikale Verformungen als in einem bestimmten Winkel eingetragene Lasten, jedoch führen horizontale Schubbeanspruchungen zu ungleichmäßigen Beanspruchungen der Pflasterdecke. Diese gilt es im Detail noch zu untersuchen.

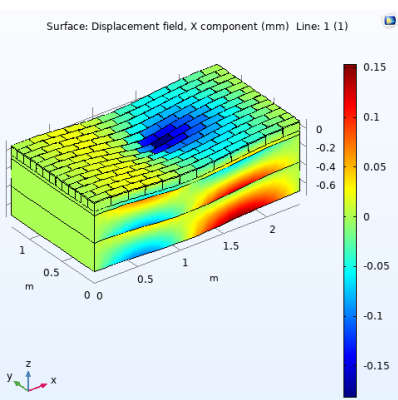
„Schräge“ Lasten (FV & FH)



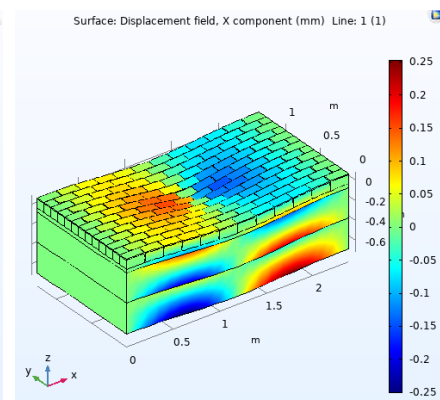
Vertikale Lasten (FV)



„thin elastic layer“



„fest verbunden“



„thin elastic layer“

Bild 14-42 Elastische Verformung bei vergleichendem Eintrag von „schrägen“ (links, Mitte) und vertikalen Lasten (rechts), Vergleich für verschiedene Verbundvarianten; exemplarische Darstellung für Pflasterbefestigung mit Rechteckstein im Läuferverband

Eine umfassende Analyse der erforderlichen Modellgeometrie in Abhängigkeit von der Größe und des Winkels der aufgebraachte Last und der gewählten Stein- und Verbandart sollte ebenfalls Bestandteil nachfolgender Forschungsvorhaben sein. Auch der Einfluss der umgesetzten Verbandvarianten und dessen Bewertung sollte in künftige Überlegungen einbezogen werden.

14.3.14 Großmaßstäbliche Versuche

Um eine Kalibrierung und Überprüfung des umgesetzten Berechnungsverfahrens vornehmen zu können, wurden Modelle erstellt, welche die großmaßstäblichen Versuche (Rechteckstein und Winkelverbundstein) abbilden. Der Aufbau der großmaßstäblichen Versuche und die im Versuch aufgebraachten Belastungen sind in Kapitel 13 beschrieben.

Auf Grundlage der gegebenen Versuchsbedingungen wurden die in Abschnitt 14.3.14 beschriebenen Finite Elemente Modelle erstellt. Mit diesen Modellen wurden mit dem im Bericht vorgestellten

Berechnungsverfahren (siehe auch Abschnitt 4.2.4) Verformungsberechnungen durchgeführt. Hierbei wurden die angenommenen Steifigkeiten der Frostschutzschicht zwischen 180 MPa und 320 MPa variiert.

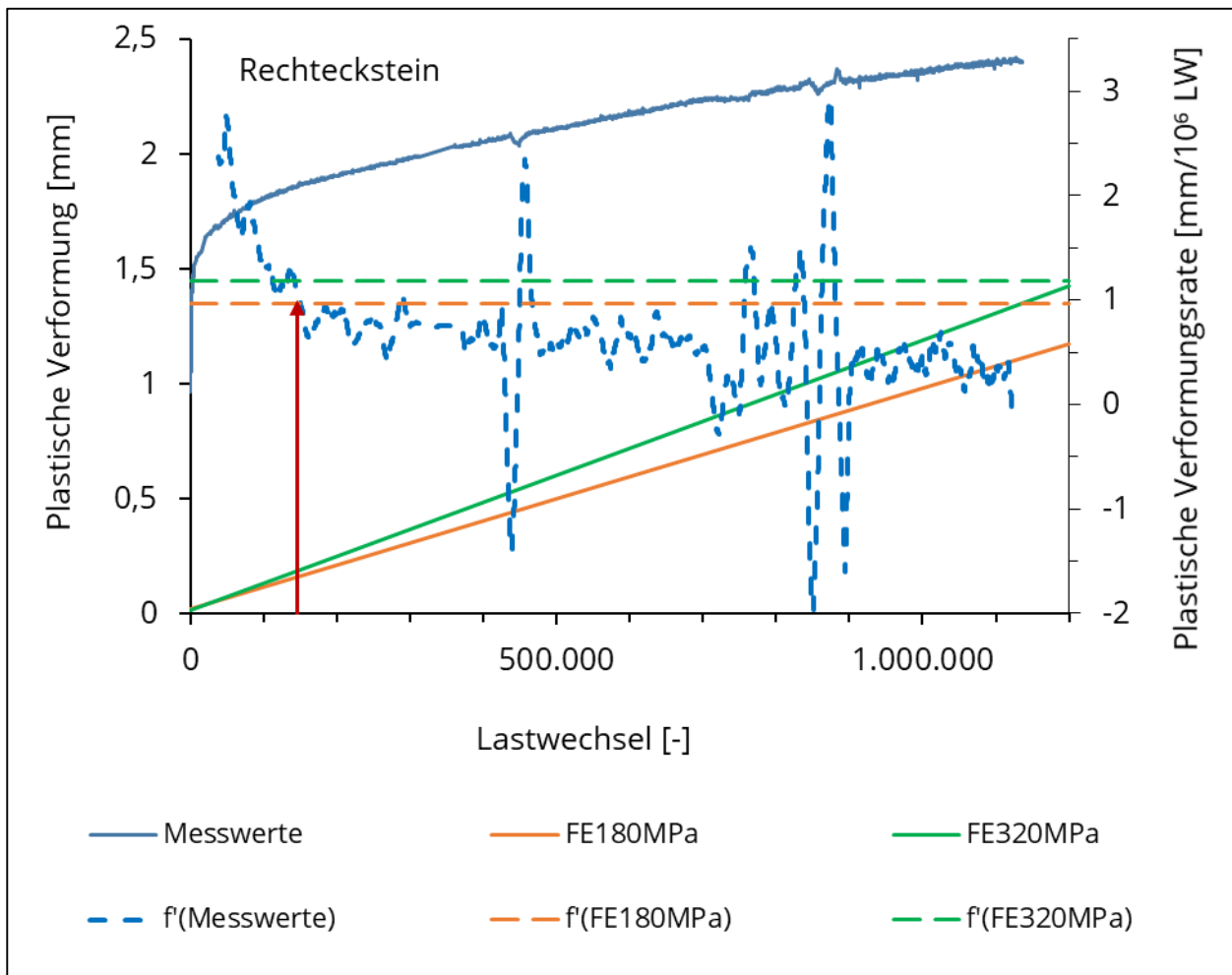


Bild 14-43 Gegenüberstellung der Berechnungs- und Messergebnisse für den Versuch mit dem Rechteckstein, Berechnungsergebnisse ohne Berücksichtigung der Anfangssetzung

Bild 14-43 und Bild 14-44 sind die Modellierungsergebnisse für den Versuch mit dem Rechteckstein und den Messergebnissen gegenübergestellt. Die durchgezogene Linie „FE180MPa“ (orange) zeigt den Verlauf der Verformung auf der Oberfläche der ToB bei einer Steifigkeit der Frostschutzschicht von 180 MPa, die blaue Linie „Messwerte“ entspricht dem Mittelwert der auf den Lastplatten gemessenen Verformungen. Der Anstieg dieser Linien repräsentiert die erste Ableitung des Verformungsverlaufes und ist jeweils als gestrichelte Linie mit Bezug zur Sekundärachse (Verformungsrate) dargestellt. Der Versuch einer adäquaten Beschreibung des Verlaufs der Messwerte durch eine Approximationsfunktion lieferte unbefriedigende Ergebnisse. Für den Anstieg des Messwertverlaufes wurde deshalb ersatzweise der lineare Anstieg im Intervall von ca. 25.000 Lastwechseln ermittelt. Die Berechnungsergebnisse („FE180MPa“, „FE320MPa“) zeigen, konform zum bisher angewandten Berechnungsverfahren, eine lineare Zunahme der Verformungen. Die hohen Anfangssetzungen sind in diesem Verfahren bisher noch nicht berücksichtigt. Im Lastwechselbereich bei 145.000 LW haben diese Geraden nahezu den gleichen Anstieg wie die Messwerte (roter Pfeil). Mit Verweis auf die Parameterbestimmung des plastischen Stoffmodells (Gl. 4-23 und Gl. 4-24) ist diese Übereinstimmung im Lastwechselbereich bei 50.000 LW zu erwarten.

Werden die Anfangssetzungen im Berechnungsverfahren berücksichtigt, ergeben sich die in Bild 14-44 dargestellten Berechnungsergebnisse („+FE180MPa“, „+FE320MPa“). Mit dieser Erweiterung wird eine gute Übereinstimmung zwischen Berechnungsergebnissen und Messwerten im Lastwechselbereich bis 500.000 LW erzielt. Infolge des als konstant angenommenen Anstieges der plastischen Verformungen nimmt ab ca. 500.000 LW die Differenz zwischen Berechnungsergebnis und beobachtetem Verformungsverhalten stark zu. Um diese Differenz zu verringern, ist eine Berechnung mit variablem Anstieg zweckmäßig. Entsprechende Ansätze werden im Kapitel 15 diskutiert.

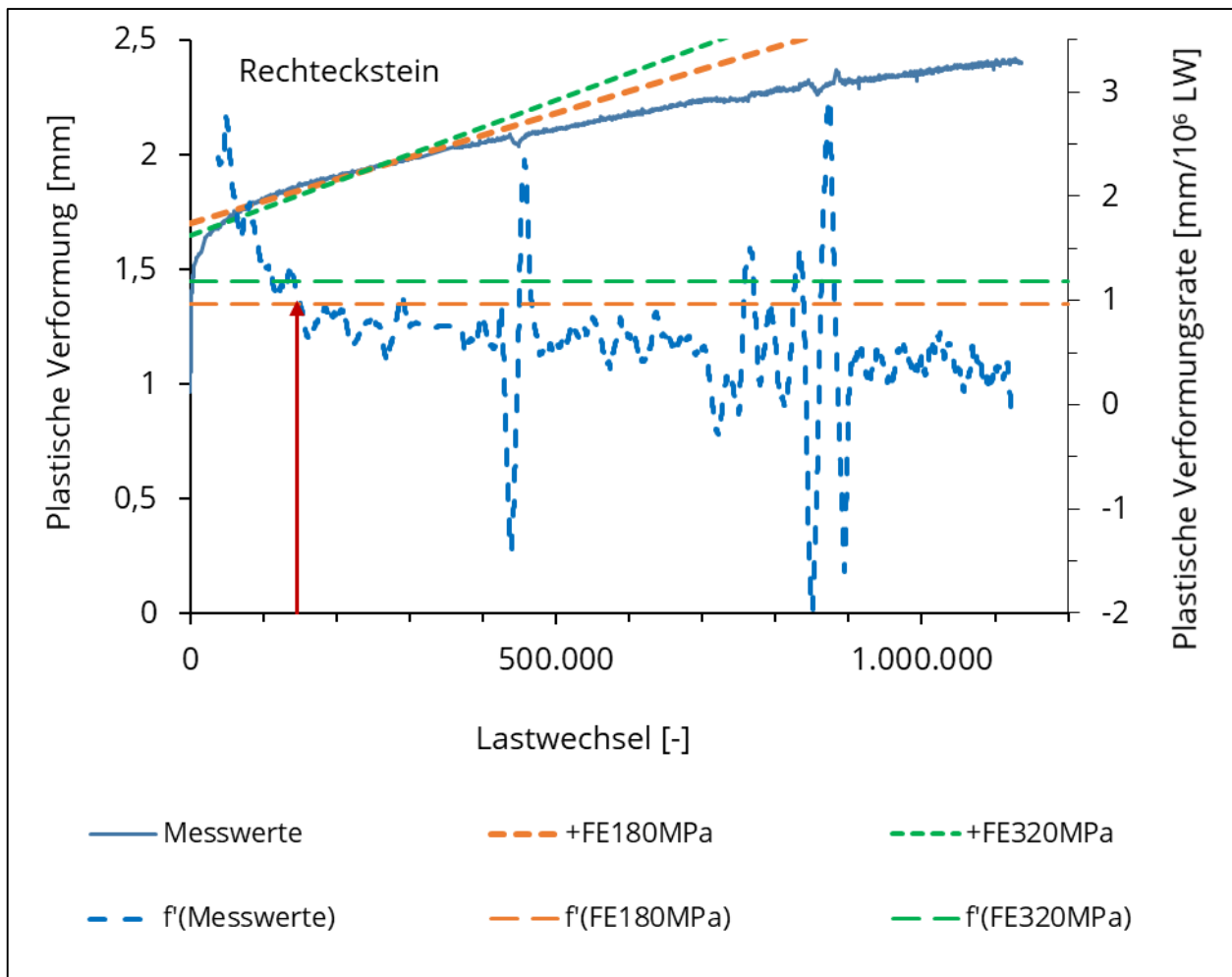


Bild 14-44 Gegenüberstellung der Berechnungs- und Messergebnisse für den Versuch mit dem Rechteckstein, Berechnungsergebnisse mit Berücksichtigung der Anfangssetzung

Das im Bericht vorgestellte Berechnungsverfahren basiert auf den Ergebnissen von Triaxialversuchen zur Beschreibung des elastischen und plastischen Verformungsverhaltens von ToB. Mit diesen Untersuchungen wird jedoch nur ein Teil der Sachverhalte, welche Einfluss auf das Verformungsverhalten haben, erfasst und beschrieben. Das Berechnungsverfahren enthält gegenwärtig noch zahlreiche Sachverhalte, deren Einflussgröße (Parameter) infolge fehlender Erkenntnisse abgeschätzt werden müssen. Das betrifft u. a.:

- das Verformungsverhalten der Unterlage (Boden)
- das Verformungsverhalten der Bettung
- die Interaktion zwischen Pflasterstein und Fuge
- die Interaktion zwischen Pflasterstein und Bettung

- in den Berechnungen anzusetzende Querdehnnzahlen

Ungeachtet dieser zahlreichen Annahmen und Näherungen bilden die Berechnungsergebnisse das Verformungsverhalten im Versuch gut ab. Im Verfahren enthaltene Unschärfen und mögliches Verbesserungspotenzial wurden analysiert und diskutiert (siehe u. a. Abschnitte 13.3.2, 15)

14.4 Nutzungsdauerprognose

14.4.1 Rechteckstein - Einsenkung auf der ToB in Abhängigkeit von der Anzahl der Achsübergänge

Wesentliches Dimensionierungskriterium für Pflasterbefestigungen ist die Begrenzung der plastischen Verformungen, d. h. der Einsenkungen auf der Oberfläche auf einen noch zu definierenden Wert. Für die Nachweisführung nach dem nachfolgend vorgestellten Dimensionierungsverfahren in Abschnitt 16.2 bzw. Abschnitt 4.2.4 (Einsenkung auf ToB aus ToB) wird für die Oberseite der ToB ein Grenzwert von 10 mm empfohlen. Hierbei gilt zu beachten, dass sich die Gesamteinsenkung auf der Pflasteroberfläche aus den einzelnen Verformungen aller Schichten zusammensetzt.

Auf Grundlage der in den RDO Asphalt 09 definierten Achslastklassen und der Achslastverteilung „BAB Fernverkehr“ wurden für alle untersuchten Materialien die Einsenkungen auf der ToB in Abhängigkeit von der Anzahl der Achsübergänge für verschiedene Kontaktbedingungen und Wassergehalte ermittelt. Diese sind in Bild 14-45 und Bild 14-46 exemplarisch für das „Standardmodell“ mit kleinformatigem Pflasterstein im Läuferverband dargestellt.

Anhand der Diagramme lässt sich, unter Annahme einer bestimmten Anzahl an Achsübergängen pro Jahr (siehe Tabelle 14-4) und eines definierten Grenzwertes für die Einsenkung auf der ToB (z. B. 1 cm), die Nutzungsdauer einer Pflasterbefestigung prognostizieren.

Lastfall	AÜ/Jahr	Jahre				
		1	5	10	20	30
1	50.000	50.000	250.000	500.000	1.000.000	1.500.000
2	100.000	100.000	500.000	1.000.000	2.000.000	3.000.000
3	150.000	150.000	750.000	1.500.000	3.000.000	4.500.000
4	200.000	200.000	1.000.000	2.000.000	4.000.000	6.000.000
5	250.000	250.000	1.250.000	2.500.000	5.000.000	7.500.000
6	300.000	300.000	1.500.000	3.000.000	6.000.000	9.000.000
7	350.000	350.000	1.750.000	3.500.000	7.000.000	10.500.000
8	400.000	400.000	2.000.000	4.000.000	8.000.000	12.000.000
9	450.000	450.000	2.250.000	4.500.000	9.000.000	13.500.000
10	500.000	500.000	2.500.000	5.000.000	10.000.000	15.000.000
11	550.000	550.000	2.750.000	5.500.000	11.000.000	16.500.000

Tabelle 14-4 Definition von Lastfällen in Abhängigkeit von der Anzahl an Achsübergängen pro Jahr in Anlehnung an [BLA 21]

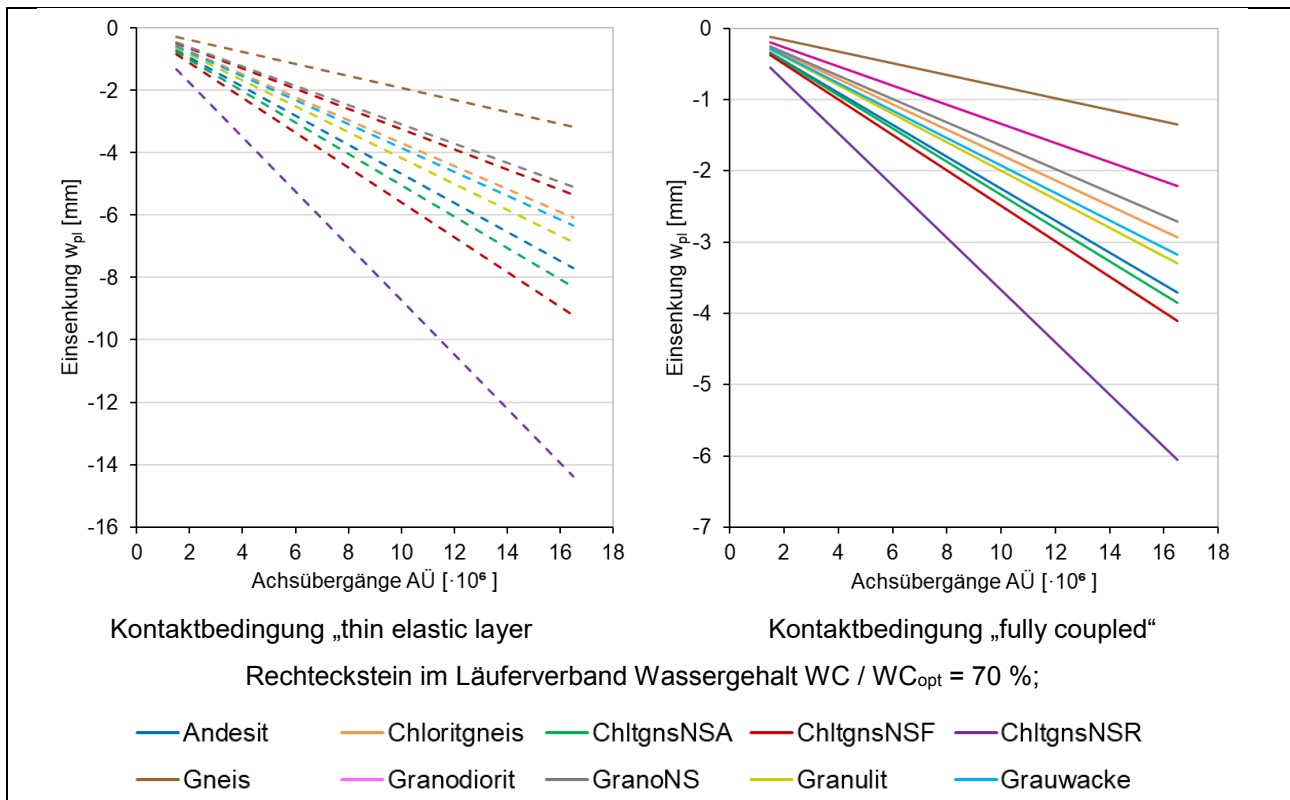


Bild 14-45 Maximale plastische Einsenkungen auf der ToB - aus der ToB in Abhängigkeit von der Anzahl an Achsübergängen

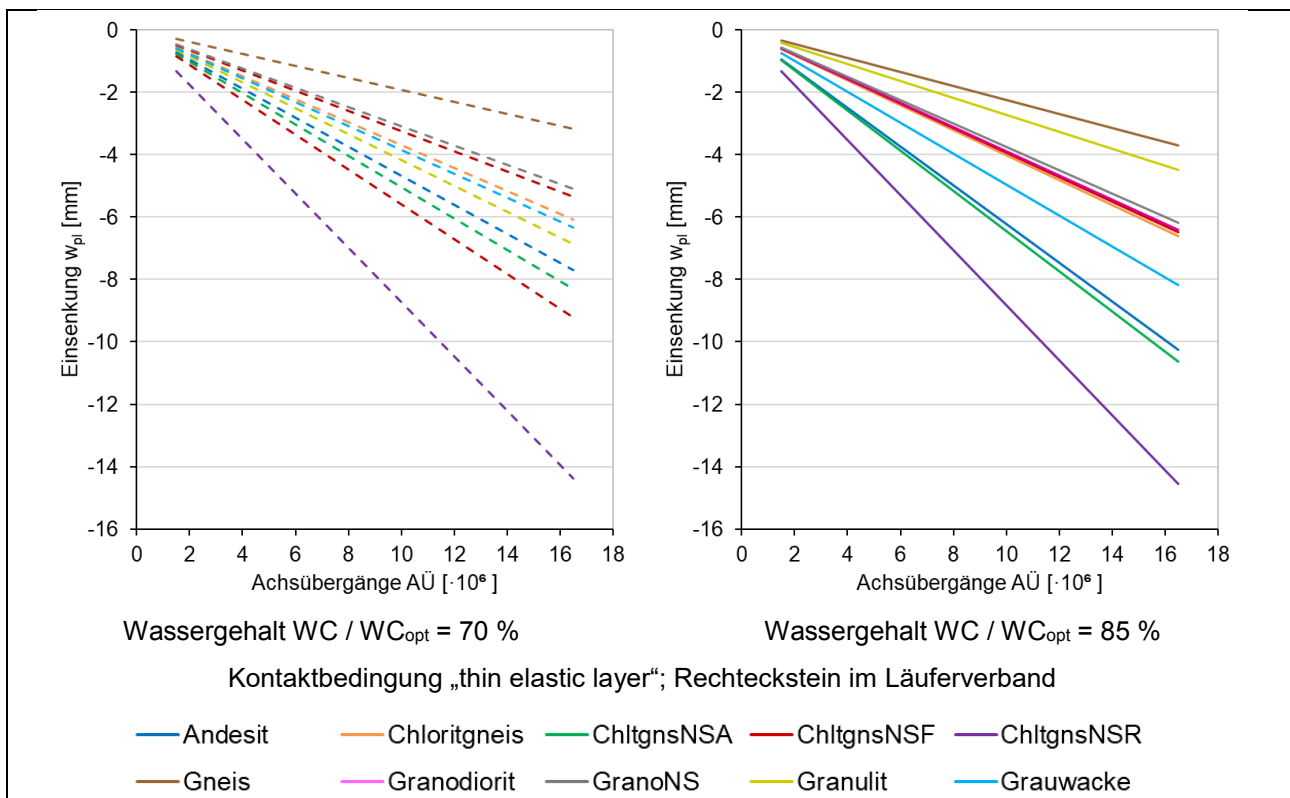


Bild 14-46 Maximale plastische Einsenkungen auf der ToB – aus der ToB in Abhängigkeit von der Anzahl an Achsübergängen

14.4.2 Rechteckstein – Nachweis der zulässigen Vertikalspannung auf den ToB

Neben der Kumulation der berechneten plastischen Verformungen auf der ungebundenen Tragschicht wurde gemäß den Ausführungen in Abschnitt 16.2 bzw. Abschnitt 5.4 der nach den RDO Asphalt für ungebundene Befestigungsschichten geforderte Nachweis durchgeführt. Hierfür wurden verschiedener E_{V2} -Werte angenommen. Die Darstellungen in Bild 14-47 bis Bild 14-49 zeigen eine Auswahl der Ergebnisse der durchgeführten Prognoserechnungen.

In Übereinstimmung mit den bisherigen Beobachtungen hat die Definition der Kontaktbedingungen einen großen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse (Bild 14-47). Neben der Tatsache, dass hier lediglich rein theoretische Randfälle (Best-/Worst-Case-Szenarien) betrachtet wurden, kommt die mathematische Formulierung des zugrundeliegenden Ansatzes in Gl. 5-4 zum Tragen. Diese Feststellung gilt auch für die nachfolgenden Abbildungen (Bild 14-48 bis Bild 14-50).

Der materialspezifische Einfluss des Wassergehaltes ist bei Annahme eines E_{V2} -Wertes von $E_{V2} = 180$ MPa gering, aber nachweislich vorhanden (Bild 14-48). Hervorzuheben ist der große Einfluss des angenommenen E_{V2} -Wertes auf die Prognose (Bild 14-49). Mit zunehmendem E_{V2} -Wert gewinnt auch der Einfluss des Wassergehaltes an Gewicht.

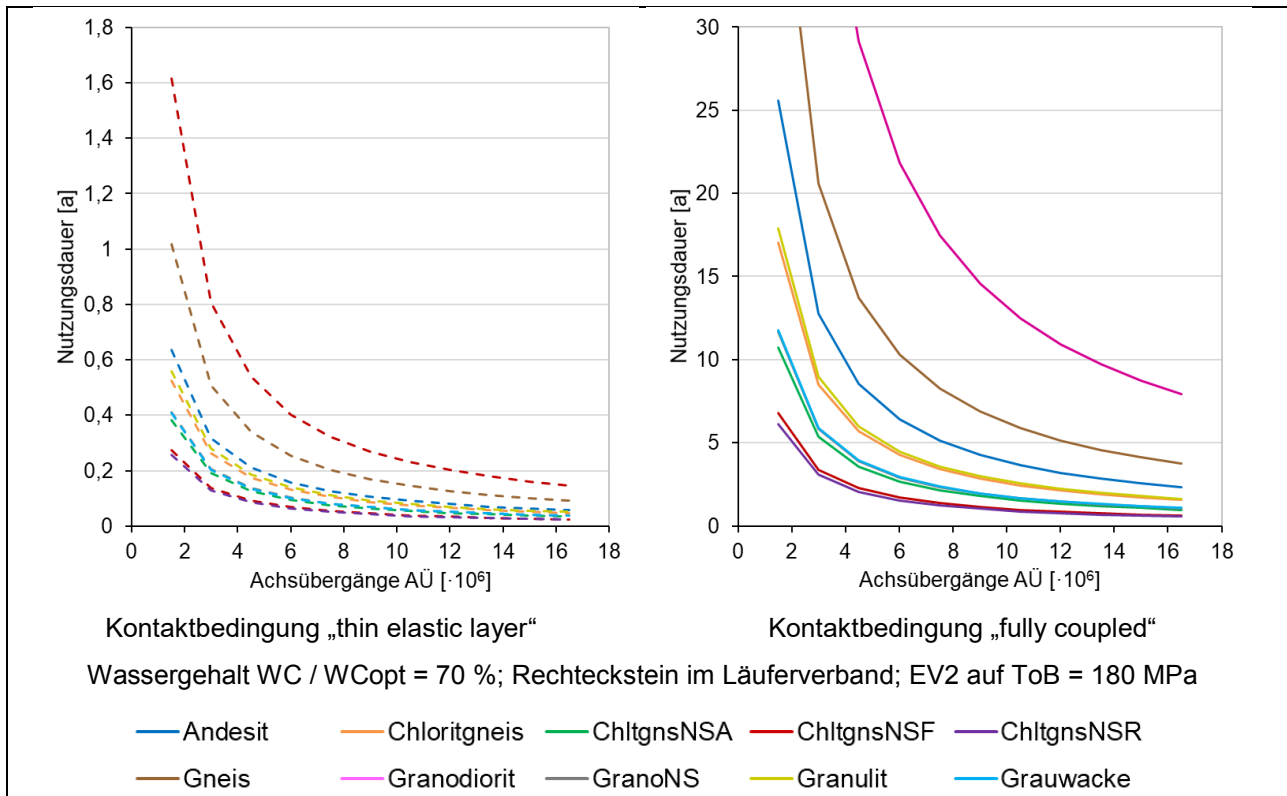


Bild 14-47 Nutzungsdauer in Jahren infolge $\sigma_{z,max}$ auf der Oberseite der ToB in Abhängigkeit von der Anzahl an Achsenübergängen im Prognosezeitraum

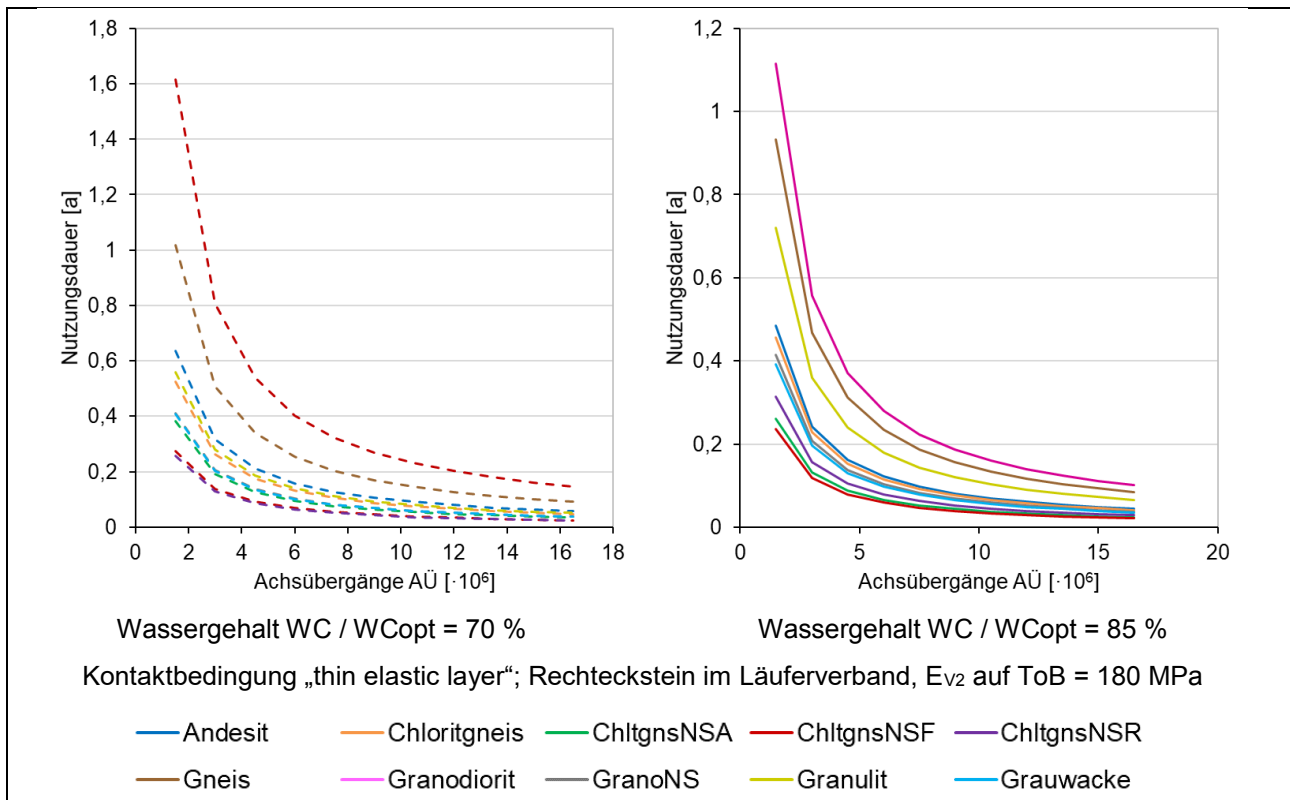


Bild 14-48 Nutzungsdauer in Jahren infolge $\sigma_{z,max}$ auf der Oberseite der ToB in Abhängigkeit von der Anzahl an Achsübergängen im Prognosezeitraum

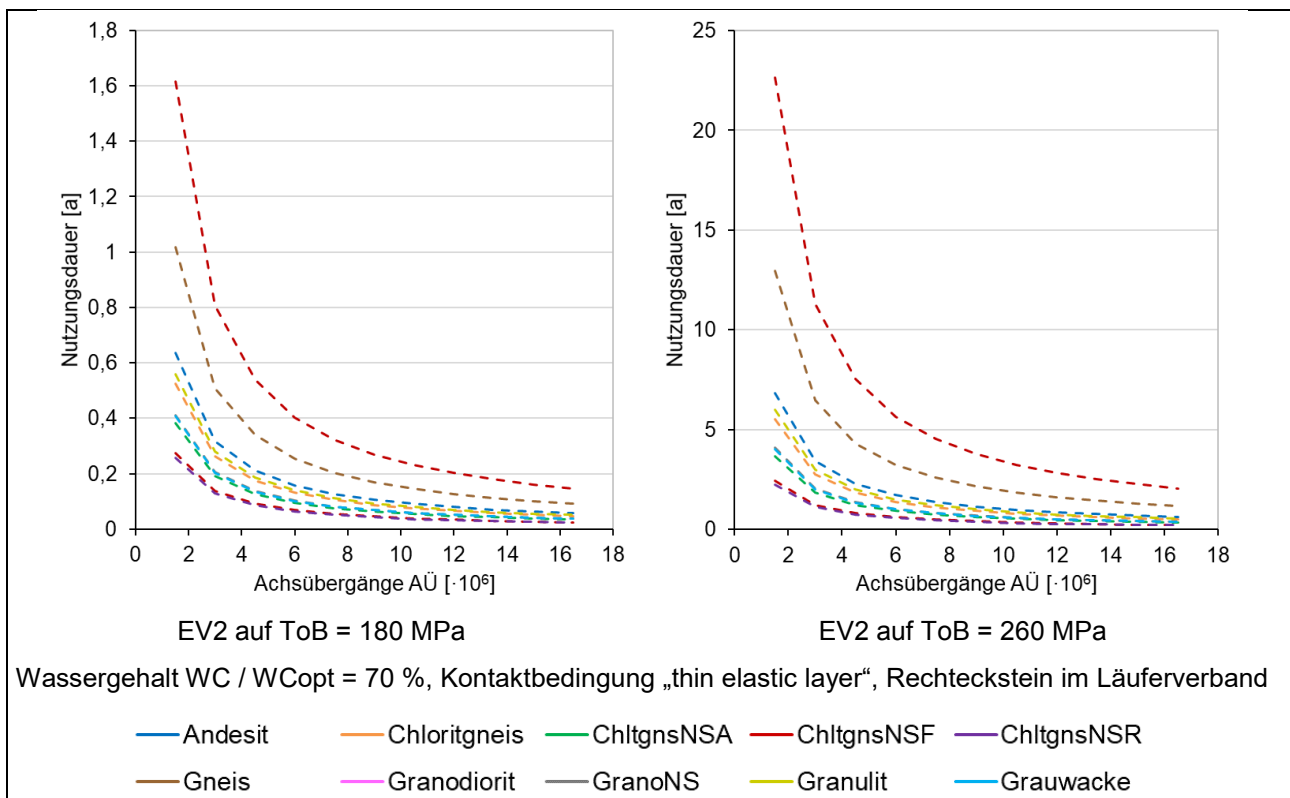


Bild 14-49 Nutzungsdauer in Jahren infolge $\sigma_{z,max}$ auf der Oberseite der ToB in Abhängigkeit von der Anzahl an Achsübergängen im Prognosezeitraum

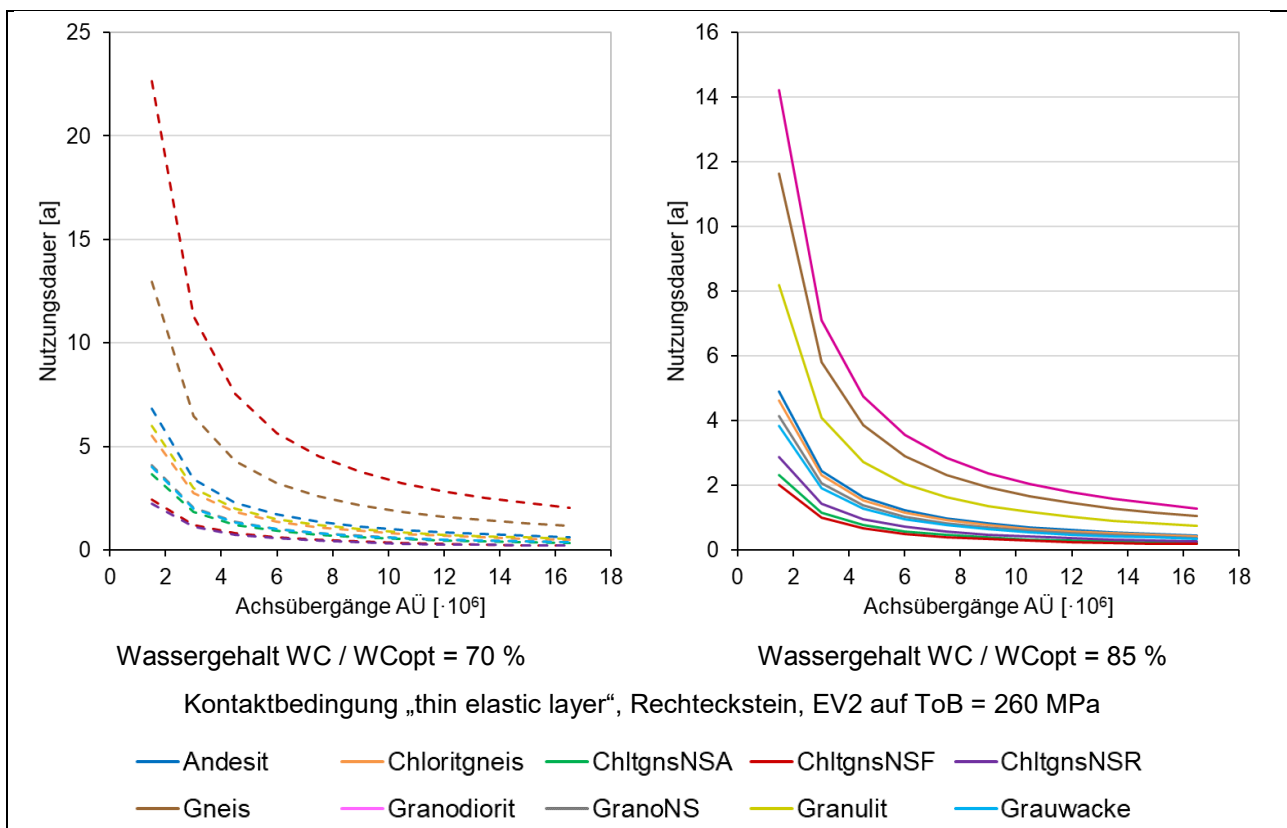


Bild 14-50 Nutzungsdauer in Jahren infolge $\sigma_{z,max}$ auf Oberseite der ToB in Abhängigkeit von der Anzahl an Achzübergängen im Prognosezeitraum

14.4.3 Vergleich Winkelstein und Rechteckstein

Ein Vergleich der Ergebnisse der durchgeführten Nachweise erfolgte exemplarisch für Modelle mit einer Pflasterbefestigung aus kleinformatigen Pflastersteinen im Läuferverband und für Modelle mit einer Pflasterbefestigung aus Winkelsteinen und dem seitens des Herstellers zur Verfügung gestellten Verlegemusters.

Im Ergebnis der Berechnungen ermöglicht der Winkelstein eine bessere Lastverteilung was zu deutlich geringeren Spannungen auf der ToB und in Folge zu signifikant geringeren Einsenkungen auf der ToB führt (siehe Bild 14-51). Für die größte aufgebrachte Radlast von 11 t, liegen die Unterschiede bei ca. einer Zehnerpotenz. Dieses Verhalten spiegelt sich auch in den Nutzungsdauerprognosen wieder, vgl. Bild 14-52 und Bild 14-53.

Der Nachweis ertragbarer Lastwechselzahlen infolge der maximalen Vertikalspannung auf dem Boden, nach Abschnitt 14.4.2, ergab bei Verwendung des Winkelsteins für alle Materialien Nutzungsdauern von über 30 Jahren, d. h. der Nachweis wurde jeweils für mehr als 16,5 Mio Achzübergänge erfüllt. Auf eine grafische Darstellung der Ergebnisse wurde daher verzichtet.

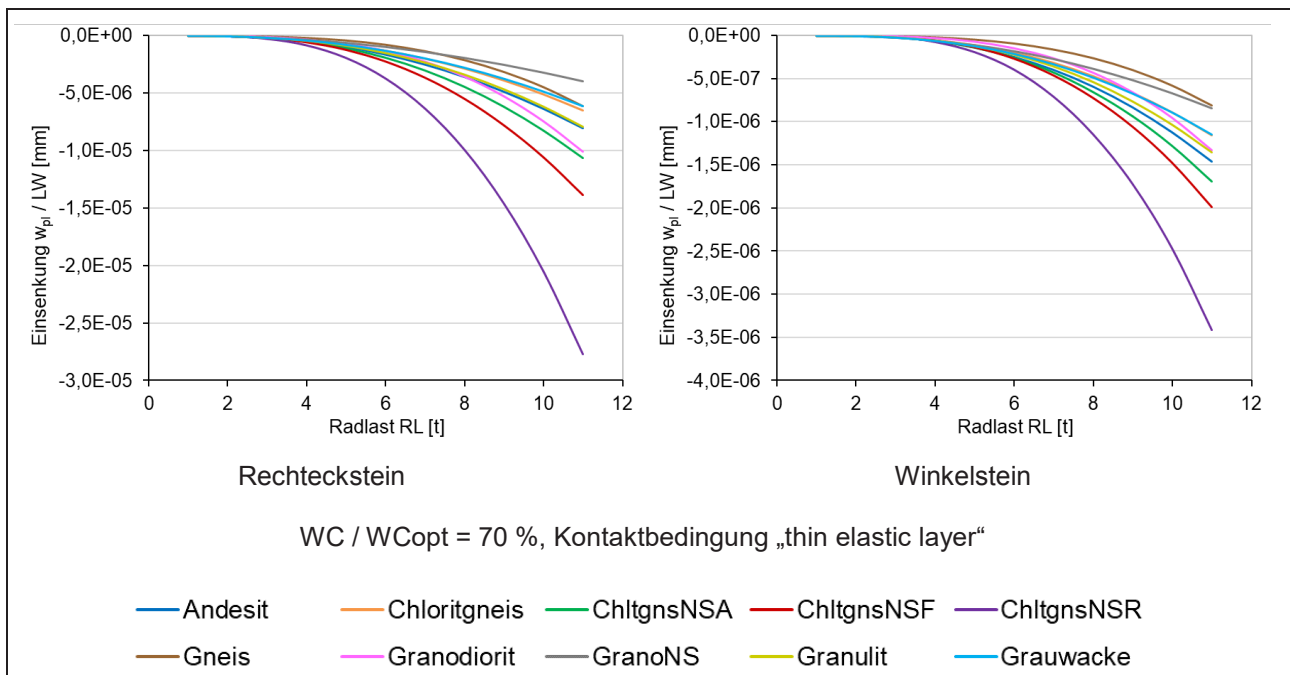


Bild 14-51 Einfluss der Steingeometrie auf die plastische Einsenkung auf der ToB – aus der Tob

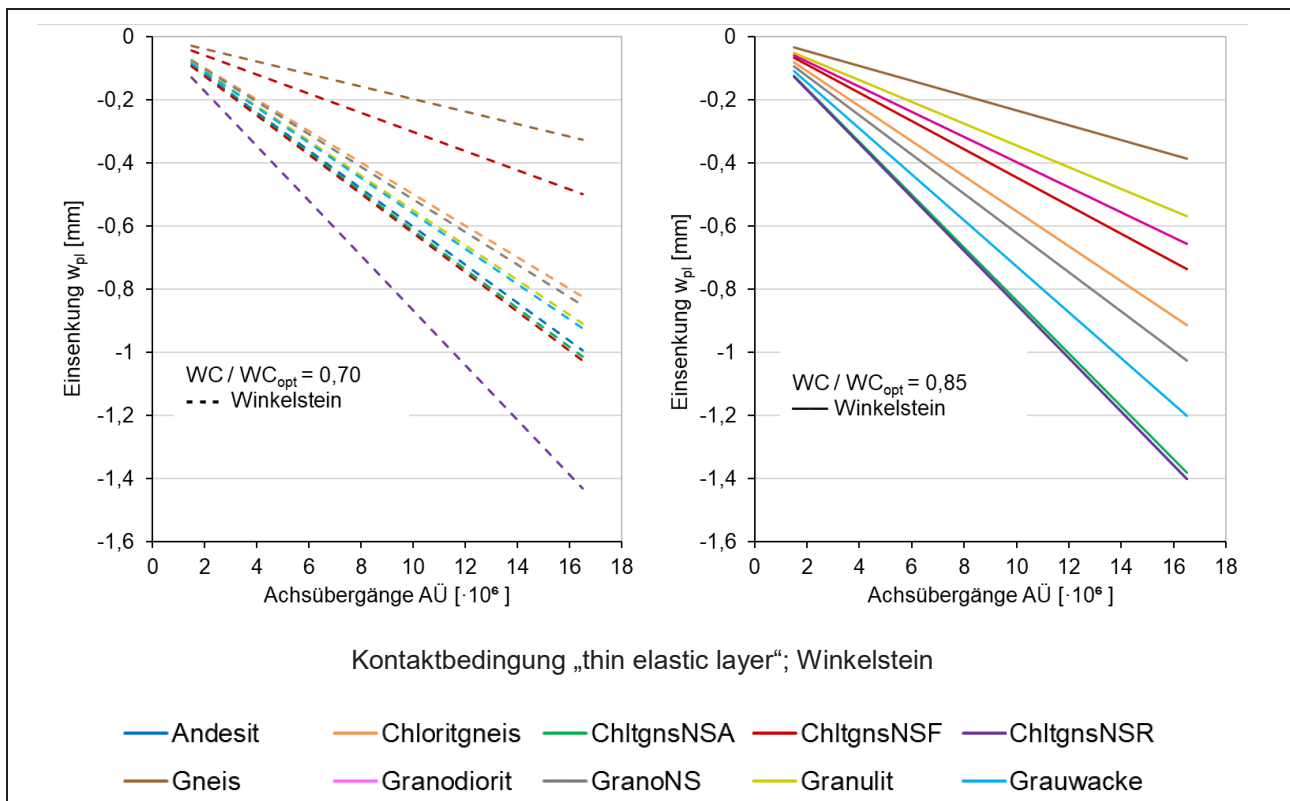


Bild 14-52 Plastische Einsenkungen auf der ToB - aus ToB in Abhängigkeit von der Anzahl an Achzübergängen

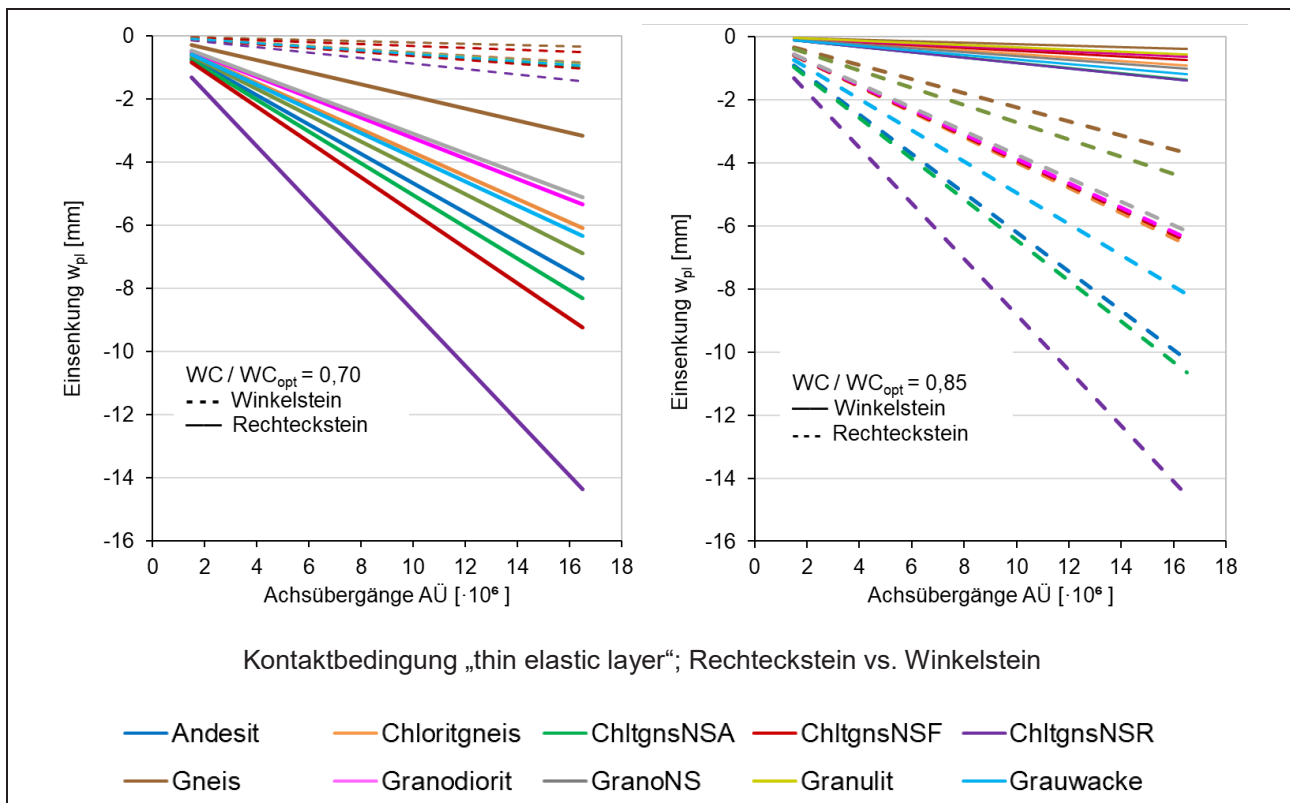


Bild 14-53 Plastische Einsenkungen auf der ToB - aus ToB in Abhängigkeit von der Anzahl an Achzübergängen

15 Verbesserung der Prognosesicherheit

Im Ergebnis der in Abschnitt 13.3 diskutierten Feststellungen ist eine bessere Vorhersagesicherheit unter anderem durch Untersuchungen mit größeren Lastwechselzahlen zu erreichen. Durch Verlängerung des Untersuchungszeitraumes entsteht eine bessere Relation zum Prognosezeitraum (kleinerer Extrapolationsabschnitt).

Darüber hinaus bieten Auswertungen auf einer breiteren Datenbasis die Chance, Muster und Anhaltspunkte für die Entwicklung des Verformungsverhaltens in einem frühen Belastungsstadium erkennen und analysieren zu können (z. B. durch statistische Auswertung). Voraussetzung dafür sind jedoch vollständige Datensätze, welche im Zuge größerer Untersuchungsserien zu generieren sind. Infolge fehlender Rohdaten erweisen sich zu dieser Problematik existierende Veröffentlichungen überwiegend als ungeeignet.

Sowohl die Verwendung größerer Lastwechselzahlen als auch die Auswertungen auf einer breiteren Datenbasis sollten in Kombination verfolgt werden.

Eine weitere Verbesserung der Prognose ist durch die Weiterentwicklung der im Bericht vorgestellten Berechnungsmethode zur Ermittlung plastischer Verformungen für die Verwendung variabler Dehnungsraten möglich. Ein möglicher Ansatz ist zum Beispiel die Zuordnung von konstanten Dehnungsraten zu Lastwechselintervallen. Die Variabilität der Dehnungsraten beschränkt sich dabei auf die Anzahl der definierten Lastwechselintervalle. Bei dieser Herangehensweise wird die Zunahme der plastischen Verformungen innerhalb einer Phase bzw. einem Lastwechselintervall mit einer konstanten Dehnungsrate berechnet.

Verbesserung des Berechnungsansatzes

Zuordnung konstanter Dehnungsraten zu Lastwechselintervallen

Bei gleichbleibender Spannungsamplitude und Maximalspannung (d. h. Beanspruchung konstant) spiegelt sich die Belastungsgeschichte (Anzahl der aufgetragenen Lastwechsel) in unterschiedlicher Zunahme der plastischen Dehnungen wieder. Der Anstieg (Zunahme der plastischen Dehnungen je Lastwechsel) entspricht der plastischen Dehnungsrate λ . Anhand des Anstieges können im Wesentlichen drei Abschnitte bzw. Lastwechselintervalle oder Stadien unterschieden werden.

- Instabile Anfangsphase mit steilem und sich schnell änderndem Anstieg der plastischen Dehnungen
- Konstante Phase mit nahezu konstantem Anstieg über 25.000 LW, geringe Abnahme des Anstieges
- Konsolidierte Phase, im Gegensatz zu Phase 2 sehr geringer Anstieg.

Bei konstanter Belastung kann einer aufgetragenen Lastwechselzahl eine akkumulierte plastische Dehnung zugeordnet werden und umgekehrt.

Bei Betrachtung eines Zeitraumes mit wechselnder Belastung ist diese eindeutige Zuordnung nicht mehr möglich. Steht am Beginn eine hohe Belastung A, welche zu einer geringen Belastung B wechselt, so sind die vorgenannten Zuordnungen nicht mehr möglich. Der Anstieg der plastischen Dehnungen beim Wechsel von hoher zu geringer Belastung B gestaltet sich anders als bei umgekehrter Abfolge. Jedoch besteht auch bei steigendem Spannungsniveau eine generelle Anhängigkeit des Anstieges der plastischen Dehnungen von der Belastungsgeschichte.

Im Berechnungsprozess wird für verschiedene Kombinationen aus Beanspruchung (Achslast) und Achsübergängen (N) ein Betrag der plastischen Verformung ermittelt. Um dabei den erreichten Beanspruchungszeitpunkt (N) bestimmen zu können, sind Kriterien zu definieren. Eine Zuordnung anhand der Summe bisher aufgebrauchter Lastwechsel erscheint mit Verweis auf die wechselnde Belastung und deren Auswirkungen nicht zielführend. Es wird vorgeschlagen, die Zuordnung anhand der zum fiktiven Zeitpunkt (N) akkumulierten plastischen Dehnungen vorzunehmen. Soll der Zuwachs an plastischen Dehnungen für N Lastwechsel bei einer Spannung X berechnet werden, wird die bisher akkumulierte plastische Dehnung mit dem Betrag verglichen, welcher einer konstanten Belastung mit der Spannung X entspricht. Dieser Betrag bestimmt die Zuordnung zu einem der oben genannten Abschnitte (bzw. Lastwechselintervalle). Bild 15-1 veranschaulicht diese Methode. Grundlage der Berechnungen sind die mittels Triaxialversuch ermittelten Kriechkurven zum plastischen Verformungsverhalten. Im Forschungsvorhaben wurden Kriechkurven für sieben Spannungszustände (Belastungen) ermittelt. Die Berechnung der plastischen Dehnungen ist mit der kleinsten Belastung (Stufe 1) zu beginnen. Im dargestellten Beispiel entfallen auf Stufe 1 20.000 Lastwechsel, und eine akkumulierte plastische Dehnung von 0,1 ‰. Auf Stufe 2 entfallen 40.000 Lastwechsel. Die plastische Verformung für diese Stufe wird beim Endniveau von Stufe 1 fortgesetzt. Aus der bereits in Stufe 1 akkumulierten plastischen Verformung (0,1 ‰) ergibt sich für Stufe 2 das fiktive Berechnungsintervall 3.000 – 43.000 Lastwechsel (orange). Für Stufe 3 sind 40.000 Lastwechsel zu berechnen, das Berechnungsintervall ist hier 7.000 – 4.7000 LW.

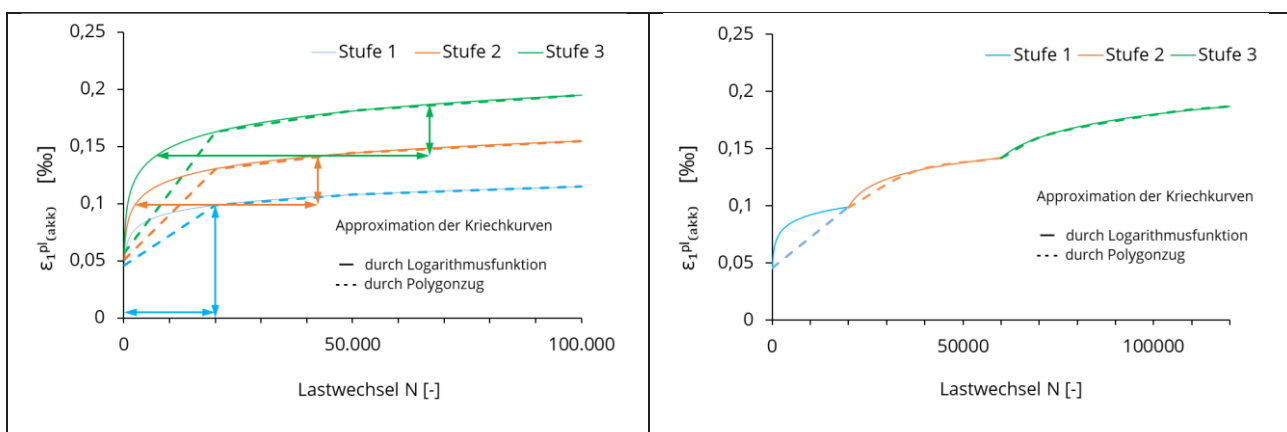


Bild 15-1 Einordnung des Beanspruchungszeitpunktes (N) anhand akkumulierter plastischer Dehnungen (links), Akkumulationslinie des Beanspruchungsverlaufs (rechts)

Im Beispiel in Bild 15-1 wird der Dehnungsverlauf als Logarithmusfunktion dargestellt. Diese lässt sich jedoch nicht direkt mit dem Dehnungsbasierten Modell verwenden. Für die Verwendung des Dehnungsbasierten Modells ist die Logarithmusfunktion durch einen Polygonzug mit abschnittsweise konstantem Anstieg zu ersetzen.

16 Verfahren für die rechnerische Dimensionierung von Pflasterbefestigungen

Für die rechnerische Dimensionierung und Prognose der Nutzungsdauer von Straßenbefestigungen stehen bereits heute dem Anwender für Asphalt- und Betonbefestigungen die „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht“ (RDO Asphalt 09 bzw. die überarbeitete Version 09/19, [RDO Asphalt 09] bzw. [RDO Asphalt 19]) sowie die „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen“ (RDO Beton 09, [RDO BETON]) bereits seit 14 Jahre zur Verfügung. Die Erarbeitung und Bereitstellung einer RDO Pflaster ist somit als konsequente Fortsetzung der Überlegungen hinsichtlich der rechnerischen Dimensionierung und Bewertung von Verkehrsflächenbefestigungen zu sehen.

16.1 Allgemeines

Nachfolgende Empfehlungen zur Erarbeitung einer RDO Pflaster beschränken sich auf die Bauweise mit Pflasterdecke in ungebundener Ausführung.

Wenn die RStO 12 [RStO 12] auch bereits Hilfestellung bei der Dimensionierung von Pflasterbefestigungen gibt, ist die Aussage im Abschnitt 2.4.1 *„Die Bauweisen mit Pflasterdecke sind unter wesentlicher Berücksichtigung der Anforderungen an den Straßenbau in geschlossener Ortslage festgelegt worden. Sie können dabei untereinander und im Vergleich zu den in dieselbe Belastungsklasse eingeordneten Bauweisen mit Asphalt- oder Betondecke hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit und Nutzungsdauer ungleichwertig sein.“* ein deutlicher Hinweis darauf, dass zumindest eine Gleichwertigkeit der Pflasterbefestigungen untereinander und gegenüber Asphalt- und Betonbefestigungen nicht gegeben ist.

Zahlreiche Schadensfälle an Pflasterbefestigungen insbesondere in dem für Pflaster schwer belasteten Bereich (Bk1,8 und Bk 3,2) zeigen zudem, dass Bedarf für die Überarbeitung der Vorgehensweise bei der konstruktiven Gestaltung einschließlich der Dimensionierung von Pflasterbefestigungen besteht.

Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Dauerhaftigkeit einer Pflasterbefestigung durch die folgenden Faktoren beeinflusst wird:

- die Stabilität der Decke, beeinflusst über die Steindicke, den Verband (Steinform und Verlegemuster), die Verschiebesicherung (gegen horizontale Belastung), Wahl des Fugen- und Bettungsmaterials u. s. w. Die Stabilität der Pflasterdecke ist aber nur indirekt der Dimensionierung zuzuordnen.
- die Resistenz der Baustoffe und Baustoffgemische für die Tragschichten ohne Bindemittel (ToB) und für die Bettung gegen bleibende Verformungen (Spurrinnen).
- die Ermüdungsresistenz der gebundenen Tragschichten (Wasserdurchlässige Asphalttragschicht (WDAT) und Dränbetontragschicht (DBT)), wobei diese nicht Untersuchungsgegenstand des zugrundeliegenden Forschungsvorhabens sind.

16.2 Dimensionierungsgrundsätze

16.2.1 Dimensionierungsverfahren

Zur rechnerischen Dimensionierung und Prognose der Nutzungsdauer von Pflasterbefestigungen wird ein Verfahren in Anlehnung an das Verfahren in den RDO Asphalt ([RDO Asphalt 19]) gemäß Bild 16-1 vorgeschlagen.

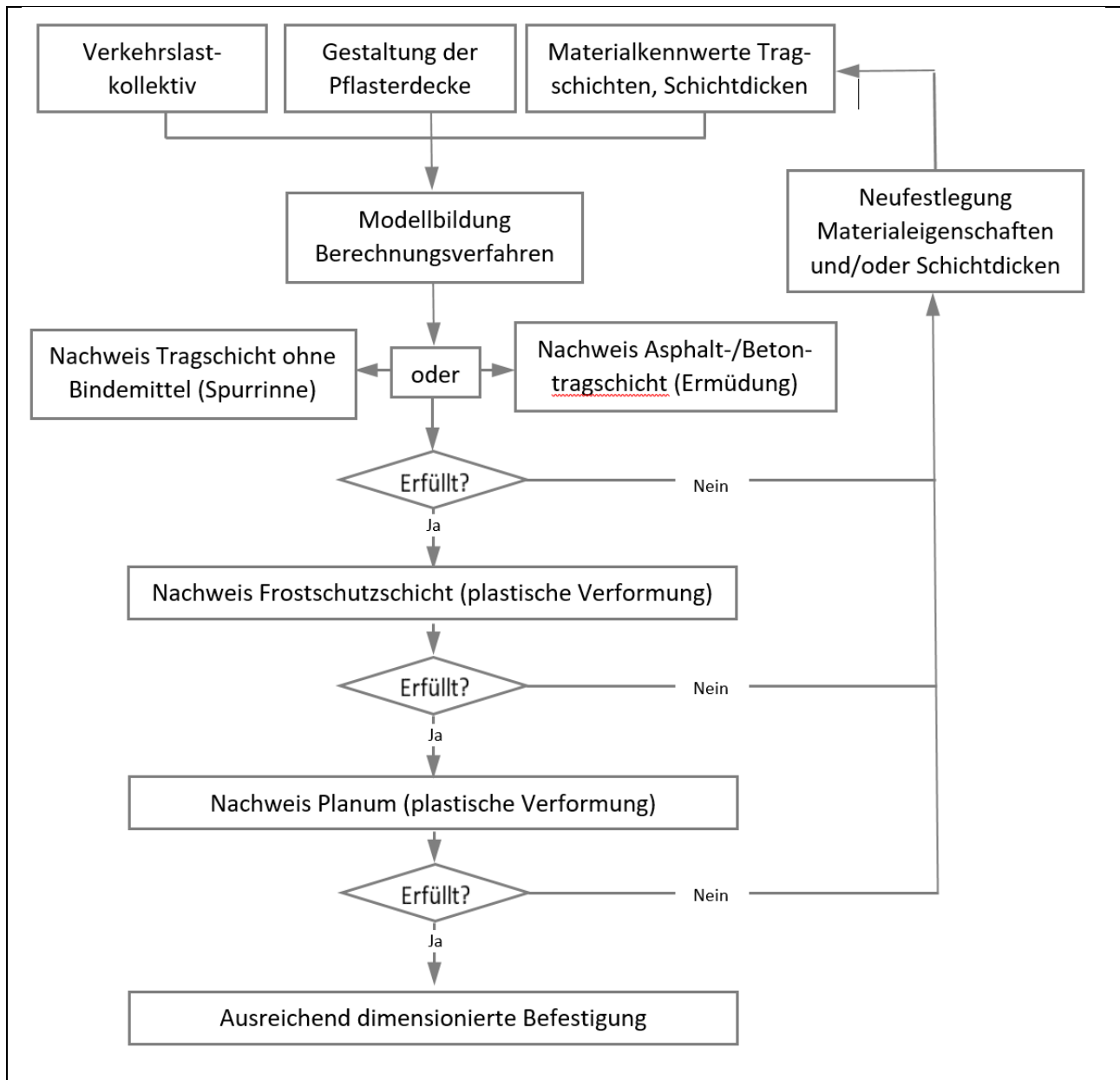


Bild 16-1 Ablaufschema zur rechnerischen Dimensionierung von Pflasterbefestigungen

Die Schrittfolge ist wie folgt zu beschreiben:

- Festlegung der Eingangswerte aus Verkehrsbelastung (Verkehrslastkollektiv)
- Wahl der Gestaltung der Pflasterdecke
- Wahl des Oberbaus durch zusätzliche Festlegung der Schichtenfolge, der Materialkennwerte und der Startschichtdicken; Als Startschichtdicken können die Schichtdicken nach den RStO (gemäß der Verkehrsbelastung entsprechenden Bauklasse) gewählt werden. Die Gesamtdicke

des frostsicheren Oberbaus ist nach dem Verfahren der RStO zu bestimmen und generell einzuhalten.

- Berechnung der Beanspruchungen (Spannungen/Dehnungen) in allen maßgebenden Nachweispunkten
- Nachweisführung (ToB, Untergrund/Unterbau)

16.2.2 Verkehrslastkollektiv

Es wird empfohlen, das Verkehrslastkollektiv „L+S-Str.“ gemäß RDO Asphalt 19 ([RDO Asphalt 19]) anzuwenden. Weiterhin besteht die Möglichkeit, die Verkehrsbelastung gemäß Arbeitspapier Eingangsgroößen für die Dimensionierung und Bewertung der strukturellen Substanz Teil 1 (AP EDS 1 [FGSV-498/1]) detaillierter auf der Grundlage von videobasierter Silhouettenerfassungen zu bestimmen. Die Berechnung der dimensionierungsrelevanten Beanspruchung B nach den RStO 12 zur Einschätzung der Verkehrslast ist nicht zielführend und wird ausdrücklich nicht empfohlen.

16.2.3 Gestaltung der Pflasterdecke

Ein Einfluss der Dicke der Pflastersteine auf dimensionierungsrelevante Beanspruchungszustände in der darunterliegenden ungebundenen Tragschicht konnte rechnerisch festgestellt werden. Steinform und Verband beeinflussen demnach maßgeblich die Lastverteilung in und somit auch die Entstehung bleibender Verformungen auf den ToB. Insofern sind Steinform und Verband für eine rechnerische Dimensionierung vorab festzulegen.

Sind, in Ergänzung zu den hier dargelegten Untersuchungen, Tragschichten mit Bindemittel zu berücksichtigen, so sind abweichende Beanspruchungen in allen Befestigungsschichten zu erwarten. Um verlässliche Empfehlungen ableiten zu können, sind zunächst geeignete praktische und theoretische Untersuchungen erforderlich.

16.2.4 Materialkennwerte

Pflasterdecke:

Die Pflastersteine sind mit einem E-Modul $E = 35000 \text{ MPa}$, die Fuge und die Bettung mit $E = 100 \text{ MPa}$ anzusetzen.

ToB/FSS:

Zur Bestimmung der dimensionierungsrelevanten Steifigkeitsfunktionen (Stoffmodelle) sowie die dynamischen Kriechfunktionen für die ToB und FSS sind vorzugsweise zyklische Triaxialversuche an zylindrischen Probekörpern oder ersatzweise zyklische Ödometerversuche geeignet. Mögliche Versuchsdurchführungen und -auswertungen wurden in Kapitel 8 und Kapitel 9 geklärt. Die Erstellung von Arbeitsanleitungen und in der Folge die Durchführung von Ringversuchen zur Vorbereitung Technischer Prüfvorschriften für diese Versuche stehen noch aus und sollten zeitnah durchgeführt werden.

Wasserdurchlässige Asphalttragschichten (WDAT) / Dränbetontragschicht (DBT):

Hier können die Nachweise analog zu den RDO Asphalt ([RDO Asphalt 19]) gestaltet werden. Die versuchstechnische Bestimmung der relevanten Funktionen (Hauptkurve, Ermüdungsfunktion) für WDAT kann nach TP Asphalt, Teil 24 bzw. Teil 26 ([FGSV-756/24], [FGSV-756/26]) erfolgen.

Dränbeton kann analog zu Hydraulisch gebundenen Tragschichten (HGT) nach den RDO Asphalt behandelt werden.

16.2.5 Schichtdicken

Für die Berechnung nach Bild 16-1 sind zunächst Startschichtdicken festzusetzen, welche im weiteren Verlauf der Nachweisführung iterativ anzupassen sind. Die Startschichtdicken sollten sich an denen der Tafel 3 der RStO ([RStO 12]) orientieren.

16.2.6 Modellbildung

Die Berechnung von dimensionierungsrelevanten Beanspruchungen muss auf Grundlage der Methode der Finiten Elemente erfolgen, da anderenfalls die Geometrie der Pflastersteine und des Verbandes nicht abgebildet werden kann.

16.2.7 Nachweise

Pflasterdecke:

Kein Nachweis erforderlich.

ToB/FSS/Böden:

Die Dicke der ToB selbst hat auf deren dimensionierungsrelevante Beanspruchung nur einen vernachlässigbar kleinen Einfluss. Die Beanspruchungsgröße an der Oberseite der ToB ist mit Hilfe der Dicke dieser nur in sehr geringer Größenordnung zu beeinflussen. Demgegenüber hat die Dicke der ToB jedoch maßgebenden Einfluss auf die Beanspruchung der darunterliegenden Frostschutzschicht (FSS) und des Planums. Analog dazu ist auch die Dicke der FSS wenig maßgebend für deren dimensionierungsrelevante Beanspruchung, beeinflusst aber die Beanspruchung des Planums.

Für die Nachweisführung ist zunächst die Beanspruchung für alle zu erwartenden Lasten aus dem Verkehrslastkollektiv zu berechnen. Damit können aus den dynamischen Kriechfunktionen für alle Lastwechsel die plastischen Verformungen in allen Schichten berechnet und gemäß dem in den Abschnitten 4.2.4 und 15 beschriebenen Verfahren akkumuliert werden. An der Oberfläche der Pflasterbefestigung darf eine noch festzulegende Gesamtverformung nicht überschritten werden.

Beanspruchungsgrenzen:

Die in [DIN EN 13286-7] Anhang C definierte plastische Dehnungsrate der plastische Shakedown-Grenzen lassen sich auf Grundlage des dehnungsbasierten plastischen Modells in Gl. 8-2 als Grenzbeanspruchung in Form der elastischen Dehnung in Gl. 12-1 oder als Grenzspannungszustände (Bild 12-2 und Bild 12-3) darstellen. Bei großräumiger Überschreitung dieser Beanspruchung in den Finite Elemente Berechnungen liefern die Prognoserechnungen keine zuverlässigen Ergebnisse. Eine diesbezügliche Überprüfung im Berechnungsprozess ist vorzusehen. (vgl. Bild 12-1)

Böden:

Plastische Verformungen auf dem Planum haben Einfluss auf die Gebrauchstauglichkeit der darüber liegenden Befestigungsschichten. Das Risiko deren Entstehung ist im Dimensionierungsprozess abzuschätzen und zu bewerten. Es wird empfohlen, die in den RDO Asphalt Abschnitt 7.2 [RDO Asphalt 19] beschriebene Verfahrensweise anzuwenden. Es wird von einer Mindeststeifigkeit des Untergrundes von 45 MPa ausgegangen (vgl. Abschnitt 5.4).

WDAT:

Die Nachweisführung hat nach den RDO Asphalt zu erfolgen. Für die WDAT sind für die Nachweisführung die Temperaturverläufe nach den (AP EDS 2 [FGSV-498/2]) anzusetzen.

DBT:

Die Nachweisführung hat nach den RDO Asphalt zu erfolgen.

Die Anwendung einer RDO Pflaster in dem für Pflaster schwer belasteten Bereich würde Schadensfälle vermeiden helfen. Die Arbeitsausschüsse 4.5 Dimensionierung und 6.6 Pflaster und Plattenbeläge der FGSV sollten gemeinsam mit der Bearbeitung des Regelwerkes einschließlich entsprechender Prüfvorschriften beginnen.

17 Zusammenfassung und Empfehlungen

17.1 Triaxialversuche

Die Untersuchungen zeigen, dass die verwendeten Versuchsprozeduren geeignet sind, um sowohl das elastische als auch das plastische Verformungsverhalten von UBG zu charakterisieren. Zur Verbesserung der Prognose des praxisrelevanten Langzeitverhaltens wird jedoch eine Anpassung der Prozedur des plastischen Versuches empfohlen.

Die durchgeführten Versuche lieferten schlüssige Ergebnisse zur Beschreibung des elastischen und plastischen Verformungsverhaltens, auf deren Grundlage die Materialparameter für das erweiterte modifizierte Universal-Modell (nach Gl. 4-12) und das erweiterte dehnungsbasierte plastische Modell nach (Gl. 8-2) bestimmt werden konnten. Das dabei erzielte Bestimmtheitsmaß der Modellfunktionen lag zwischen 88 % und 99 % (siehe Tabelle 8-5 und Tabelle 8-6). Die Modelle bilden folglich das im Versuch beobachtete Verformungsverhalten gut ab und bieten eine solide Basis für Prognosen innerhalb des untersuchten Spannungsbereiches. Mit den bereitgestellten Versuchsergebnissen werden die Erkenntnisse und die Datengrundlage zur Modellierung des Materialverhaltens von ungebundenen Tragschichtmaterialien erweitert. Sie bilden die Grundlage für weitere Untersuchungen und eine analytische Dimensionierung der ToB, beispielsweise in Befestigungen mit Pflasterdecke.

17.2 Zyklische Ödometer- und CBR-Versuche

In Ergänzung zu den Triaxialversuchen wurde untersucht, ob die Beschreibung des elastischen und des plastischen Materialverhaltens mit dem zyklischen Ödometer- und dem CBR-Versuch möglich ist. Die zyklischen Ödometerversuche lieferten plausible Ergebnisse zum elastischen Verformungsverhalten, auf deren Grundlage die Materialparameter für das erweiterte K- Θ Modell nach Gl. 9-4 ermittelt werden konnten. Das Bestimmtheitsmaß des Modells lag hier zwischen 86 % und 98 % (siehe auch Tabelle 9-2). Das elastische Verformungsverhalten von UBG kann anhand der Ergebnisse von zyklischen Ödometerversuchen somit gut erfasst werden.

Infolge der unbefriedigenden Ergebnisse zyklischer CBR-Versuches im Forschungsvorhaben FE 04.0294/2015/OGB [WEL 20] wurde die Versuchsanordnung des CBR-Versuches nochmals angepasst. Die Untersuchungen wurden nun an Probekörpern mit einem Durchmesser von 250 mm und einer Höhe von 200 mm durchgeführt (siehe Abschnitt 9.1). Im Vergleich zu den vorangegangenen Untersuchungen wurden mit den angepassten Probekörpermaßen deutlich bessere Ergebnisse erzielt.

Anhand der Versuchsergebnisse konnte das plastische Verformungsverhaltens der UBG für geringe Spannungsverhältnisse charakterisiert bzw. modelliert werden. Die Versuchsergebnisse konnten mit dem erweiterten dehnungsbasierten Modell mit einem Bestimmtheitsmaß größer 94 % abgebildet werden (siehe Tabelle 9-4).

Infolge der bei diesen Versuchen realisierbaren Spannungen ist eine analytische Dimensionierung der ToB auf Grundlage von Ergebnisse aus Ödometer- und CBR-Versuchen nicht empfehlenswert.

17.3 Wasserdurchlässigkeit

An zehn Materialien wurde der Infiltrationsbeiwert $k_{i(10)}$ gemäß [TP Gestein -StB 15] nach Verdichtung mit modifizierter Proctorarbeit bestimmt. Ergänzend wurden an ausgewählten Materialien Versuche mit geringerer Verdichtungsarbeit durchgeführt. Die Zusammenstellung der Ergebnisse aller im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführten Infiltrationsversuche zeigt Bild 11-1. Der im

„Merkblatt für Flächenbefestigungen mit Pflasterdecken und Plattenbelägen in ungebundener Ausführung sowie für Einfassungen“ in der Fassung von 2015 [M FP 2015] für die Unterlage von Pflasterflächen angegebene Mindestwert von $k_{i(10)} \geq 1 \times 10^{-5}$ konnte nur an fünf Materialien nachgewiesen werden. Mit Bezug auf das geltende Regelwerk [ZTV-SOB] ist festzuhalten, dass die Begrenzung des Feinanteils in der ToB (< 5 M.-% im Einbauzustand) eine Voraussetzung, jedoch kein Garant, für eine ausreichende Wasserdurchlässigkeit der ToB ist. Es wird empfohlen, den Nachweis eines Mindestwertes der Wasserdurchlässigkeit bzw. des Infiltrationsvermögens im Regelwerk zu verankern.

17.4 Großmaßstäbliche Versuche

Zur Kalibrierung und Überprüfung des Finite Elemente Modells und der implementierten Modellansätze wurden großmaßstäbliche Versuche im Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden durchgeführt. Dafür wurden zwei Versuchsflächen mit unterschiedlichen Betonpflastersteinen hergestellt (siehe auch Abschnitt 13.1 und Bild 13-1, Rechteckstein im Läuferverband, Winkelverbundstein). Das Material für die ToB wurde im Ergebnis der Triaxialversuche (siehe Abschnitte 10.2 und Abschnitt 10.4, Kapitel 11) und der Sensitivitätsuntersuchungen unter Anwendung der Finiten Elemente Methode (siehe Kapitel 14.3) ausgewählt. Über zwei Lastverteilerplatten mit 30 cm Durchmesser und 1,80 m Achsabstand wurden mit einem hydraulisch gesteuerten Zylinder (Laststempel) synchron zyklisch vertikale Belastungen auf die Pflasteroberfläche aufgebracht (siehe Bild 13-1). Der Fokus für die weitere Auswertung dieser Versuche lag auf den Kriechkurven, welche mit Induktiven Wegaufnehmern auf den Lastverteilerplatten aufgenommen wurden.

Aus der gemeinsamen Darstellung der Mittelwerte beider Versuche in Bild 13-13 geht hervor, dass die Differenz zwischen den Ergebnissen beider Versuche (Rechteckstein vs. Winkelverbundstein) im Wesentlichen dem Betrag der Anfangssetzung entspricht. Im Vergleich zum Winkelverbundstein wurde, konform zu den durchgeführten Berechnungen, auf der Befestigung mit dem Rechteckstein der größere Anstieg der plastischen Verformungen gemessen. Der Betrag der Anfangssetzung war beim Rechteckstein erwartungsgemäß ebenfalls größer als beim Winkelverbundstein (siehe Bild 13-13). Die aus den Messdaten gewonnenen Kriechkurven der plastischen Verformung unter dem Lasteintragspunkt wurden hinsichtlich der Prognosesicherheit von Kurzzeitversuchen vergleichend ausgewertet (siehe Abschnitt 13.3.2). Im Ergebnis dieser Untersuchungen sind Prognosen auf Grundlage von Versuchen mit 50.000 Lastwechseln nicht ausreichend, um den beobachteten Verformungsverlauf nach 10^6 Lastwechseln abzubilden. Für einen Prognosezeitraum von 10^6 Lastwechseln sind Untersuchungen mit mindestens 10^5 Lastwechseln zweckmäßig.

Etwa die Hälfte der gemessenen Gesamtverformung entsteht in der instabilen Anfangsphase während der ersten Lastwechsel. Diese ist durch einen großen Anstieg der akkumulierten plastischen Verformungen gekennzeichnet. Dieser Betrag muss gegenwärtig infolge fehlender Erkenntnisse im Berechnungsverfahren abgeschätzt werden. Im Ergebnis der Versuche ergaben sich zufriedenstellende Übereinstimmungen mit den rechnerisch prognostizierten Werten.

Eine Verringerung der Differenz zwischen prognostiziertem und beobachtetem Verformungsverhalten in der Langzeitprognose von 10^6 Achsübergängen ist durch Modifikation der Laborversuche und der plastischen Modellierung möglich. Im Verfahren enthaltene Unschärfen und mögliches Verbesserungspotenzial wurden unter anderem in den Abschnitten 13.3.2 und 15 analysiert und diskutiert.

17.5 Finite Elemente Berechnungen und Prognoseberechnungen

Die Berechnung unterschiedlicher Beanspruchungszustände unter Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens erfolgte mit der Finite Elemente Software COMSOL Multiphysics. Neben dem in Abschnitt 4.2.3.1 vorgestellten nichtlinear elastischen Stoffmodell wurde außerdem die in Abschnitt

4.2.4 beschriebene Verfahrensweise zur Berechnung bzw. Prognose plastischer Verformungen implementiert. Mittels COMSOL Multiphysics wurden zunächst die bewertungs- und dimensionierungsrelevanten Kennwerte ermittelt. Zur Durchführung der Verformungsnachweise wurden die einzelnen Nachweise in Microsoft Excel umgesetzt.

Die berechneten Beanspruchungen und Prognoseergebnisse sind vor dem Hintergrund der verwendeten Modelle grundsätzlich als plausibel zu werten.

Hinsichtlich der Modellierung des Verbundes bzw. der Reibung zwischen den einzelnen Pflastersteinen und des umliegenden Fugenmaterials bzw. der darunterliegenden Bettung, d. h. hinsichtlich der Kontaktbedingungen, wurden vereinfachte Annahmen getroffen, wegen fehlender fundierter Kenntnisse in der Praxis. Um den in der Praxis zu erwartenden Beanspruchungsbereich rechnerisch abzudecken, wurden folglich Annahmen für den für die ToB günstigsten Fall (fest verbunden) sowie den ungünstigsten Fall (freies Gleiten) umgesetzt und der Einfluss entsprechend untersucht. Es wurde festgestellt, dass die Wahl der Kontaktbedingung einen wesentlichen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat (siehe Abschnitt 14.3.3). Für die weiteren Berechnungen wurde die ungünstigste Kontaktbedingung (worst case: „thin elastic layer“) gewählt. Forschungsbedarf besteht somit hinsichtlich der Überprüfung der (künftigen) Annahmen für die Kontaktbedingungen.

Einen ähnlich großen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat die Wahl der Querdehnzahl, siehe hierzu Berechnungen für unterschiedliche Querdehnzahlen in Abschnitt 14.3.2. Diese wurde für alle Berechnungen konstant mit $\nu = 0,35$ angenommen. Es wird empfohlen, im Rahmen künftiger Forschungstätigkeiten, vergleichend auch ein nichtlinear elastisches Stoffmodell, welches eine spannungsabhängige Querdehnzahl berücksichtigt, einzubeziehen. In Verbindung mit großmaßstäblichen Versuchen können Anforderungen an benötigte Stoffmodelle formuliert werden.

Im Zusammenhang mit der Parameterbestimmung für das erweiterte Universalmodell in Abschnitt 8.4.3 wurde festgestellt, dass die Abhängigkeit des Verformungsverhaltens vom Wassergehalt bei den untersuchten Materialien nicht stark ausgeprägt ist. Dieses Verhalten bestätigten auch die vergleichenden Berechnungen für unterschiedliche Wassergehalte (siehe Abschnitt 14.3.4 und Darstellungen in Bild 14-46, Bild 14-48, Bild 14-50, Bild 14-52, Bild 14-53). Die hier festgestellte geringe Abhängigkeit des Verformungsverhaltens vom Wassergehalt ist spezifisch für die im Forschungsvorhaben untersuchten Tragschichtgemische. Andere Untersuchungen, z. Bsp. in [WEL 14], zeigten hingegen einen signifikanten Einfluss des Wassergehaltes. Zukünftig sollten daher auch weiterhin Versuche bei unterschiedlichen Wassergehalten durchgeführt werden. Die Festlegung der einbezogenen Wassergehalte von 70 % W/W_{opt} und 85 % W/W_{opt} resultiert aus den Erfahrungen vorangegangener Forschungsvorhaben (u. a. [WEL 14]). Es ist anzunehmen, dass die unterschiedlichen Erkenntnisse hinsichtlich des Einflusses des Wassergehaltes auf das Verformungsverhalten von ungebundenen Tragschichtgemischen auf die unterschiedliche Ausrichtung der Materialwahl (z. Bsp. Schottertragschicht, Frostschutzschicht) in den einzelnen Forschungsvorhaben zurückzuführen ist.

Bzgl. der Wahl der im Forschungsvorhaben einbezogenen Wassergehalte gilt anzumerken, dass der obere Wert unter dem Aspekten der sicheren Versuchsdurchführung festgelegt wurde. Zudem nimmt mit abnehmendem Wassergehalt der Schwierigkeitsgrad der Probekörperherstellung infolge abnehmender Kohäsion zu. Hohe Wassergehalte führen zu einer Ungleichverteilung des Wassers im Probekörper während des Versuches. Für den unteren gewählten Wassergehalt gilt, dass erfahrungsgemäß für geringere Wassergehalte als 70 % W/W_{opt} keine signifikante Zunahme der Verformungsresistenz zu erwarten ist.

Die Gegenüberstellung von Beanspruchungszuständen und Nutzungsdauerprognosen für die einbezogenen Steinformen - klein- und großformatiger Rechteckstein sowie Winkelstein - zeigt einen wesentlichen Einfluss der Pflastersteingeometrie bzw. des Pflasterverbandes (vgl. Abschnitt 14.4.3) auf das Ergebnis. Für das Modell mit dem Winkelstein wurden unter gleichen Bedingungen die geringsten plastischen Verformungen und damit die höchsten Nutzungsdauern prognostiziert (vgl. Bild 14-52 und Bild 14-53).

Für die Modellvariante mit kleinformatigem Rechteckstein im Läuferverband wurde eine umfassende Sensitivitätsanalyse bzw. Parameterstudie durchgeführt, in der insbesondere geometrische Modellgrößen wie Stein- und Schichtdicken, Fugenbreiten, aber auch Schichtsteifigkeiten systematisch variiert wurden. Die berechneten Ergebnisse sind durchweg plausibel.

Auffällig war jedoch, dass beim Vergleich der plastischen Verformungen unterhalb der Lasteinleitung in den Modellen mit kleinformatigem Rechteckstein im Läufer- und Ellenbogenverband nahezu identische Verformungen berechnet wurden. Ursächlich hierfür ist die gewählte Lastposition in Kombination mit den gewählten Symmetrieflächen im Berechnungsmodell. Es wird daher empfohlen, im Rahmen künftiger Forschungstätigkeiten die Lastposition gezielt zu variieren und den Einfluss der Lastposition auf Beanspruchungszustände zu untersuchen.

Die durchgeführten Berechnungen erfolgten hauptsächlich unter Verwendung von Viertelmodellen. Mit den beschriebenen Viertelmodellen sollte jedoch nur der Einfluss ausschließlich vertikaler Lasten untersucht werden. Zur Bewertung „schräger“ Lasten mit vertikalem und horizontalem Anteil, resultierend aus der Fahrzeugbewegung, sind deutlich größere Modelle erforderlich. Eine umfassende Analyse der erforderlichen Modellgeometrie in Abhängigkeit von der Größe und des Winkels der aufgetragenen Last und der gewählten Stein- und Verbandart sollte ebenfalls Bestandteil nachfolgender Forschungsvorhaben sein. Auch der Einfluss der umgesetzten Verbandvarianten und dessen Bewertung sollte in künftige Überlegungen einbezogen werden.

Resümierend ist festzuhalten, dass die Berechnung dimensionierungsrelevanter Größen für die rechnerische Prognose der Nutzungsdauer von Pflasterbefestigungen mittels der Finiten Elemente Methode und unter Anwendung dreidimensionaler Berechnungsmodelle mit implementierten nicht-linear elastischen Stoffmodellen als praxistauglich hinsichtlich des erforderlichen Berechnungsaufwandes zu werten ist.

17.6 Dimensionierungsverfahren

Für die rechnerische Dimensionierung und Prognose der Nutzungsdauer von Straßenbefestigungen stehen bereits heute dem Anwender für Asphalt- und Betonbefestigungen die „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht“ (RDO Asphalt 09 bzw. die überarbeitete Version 09/19, [RDO Asphalt 09] bzw. [RDO Asphalt 19]) sowie die „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen“ (RDO Beton 09, [RDO BETON]) bereits seit 14 Jahre zur Verfügung. Die Erarbeitung und Bereitstellung einer RDO Pflaster ist somit als konsequente Fortsetzung der Überlegungen hinsichtlich der rechnerischen Dimensionierung und Bewertung von Verkehrsflächenbefestigungen zu sehen.

Auf Grundlage umfangreicher Laboruntersuchungen zum elastischen und plastischen Materialverhalten granularer Straßenbaustoffe, ergänzt durch großmaßstäbliche Versuche an unterschiedlichen Pflasterbefestigungen und begleitet durch eine umfassende Sensitivitätsanalyse bzw. Parameterstudie, durchgeführt mittels Finiter Elemente Methode, wurde ein Dimensionierungsverfahren als Grundlage für eine künftige RDO Pflaster erarbeitet. Dieses ist in Kapitel 16 vorgestellt.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens ergaben sich weitere Fragestellungen, die abschließend jedoch nicht vollständig geklärt werden konnten. In den einzelnen Abschnitten des vorliegenden Berichtes wird in Bezug auf den beschriebenen Sachverhalt auf den konkreten Forschungs- und Entwicklungsbedarf hingewiesen. Um das Dimensionierungsverfahren in die Praxis überführen zu können sind unter anderem folgende Punkte notwendig:

- Untersuchungen zum Verformungsverhalten mit Sequenzen unterschiedlicher Verkehrslasten (im Großmaßstäblichen Versuch wurde eine Verkehrslast aufgebracht)
- Erarbeitung von Grundlagen zur Beschreibung /Abschätzung des Verformungsverhaltens in der instabilen Anfangsphase
- Schaffung von Bewertungsmaßstäben in Bezug auf Grenzzustände in der ToB sowie Implementierung des Verformungsverhaltens bei Überschreitung von Grenzzustände in das Finite Elemente Modell
- Realisierung der vorgeschlagenen Ansätze zur Verbesserung der Prognosesicherheit; rechen-technische Umsetzung der Algorithmen und Integration in das vorgestellte Dimensionierungsverfahren, Modifizierung der Prüfprozeduren

Literatur

- [ALTENB 18] Holm Altenbach: *Kontinuumsmechanik: Einführung in die materialunabhängigen und materialabhängigen Gleichungen*. 4. Auflage. Springer Vieweg, 2018. – ISBN 9783662575048
- [ARA 11] Araya, A. (2011). Characterization of Unbound Granular Materials for Pavements. Ph.D. Thesis. Delft, Netherlands.
- [ARN 04] Arnold G. Rutting of Granular Pavements. PhD Thesis, University of Nottingham, Nottingham, UK 2004.
- [ARN 06] Arnold G. and Werkmeister S. Performance Tests for selecting Aggregates for Roads – Report on Progress, Annual AQA and IOQNZ Conference, July 12-14 2006, Christchurch, NZ.
- [AUS 04] *Australian Design Guides: Austroads - Part: Guide to Road Design, Part 1: Objectives of Road Design 04/21*. Sydney, Australia, Austroads, 2004. – ISBN 9781922382481
- [AUS 04] Australian Design Guides: Austroads - Part: Guide to Road Design, Part 1: Objectives of Road Design 04/21. Sydney, Australia, Austroads, 2004. – ISBN 9781922382481
- [AUS 04a] Technical Basis of AUSTROADSs Design Guide, AUSTROADSs, Sydney, Australia 2004.
- [BAR 72] Barksdale, R. D.: Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials. In: *Proc. 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements* (1972), S. 161–174
- [BAR 72] Barksdale, R. D.: Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials. In: *Proc. 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements* (1972), S. 161–174
- [BAST 20] Projekt Druckspannungssensor CANopen (3415000) / GS3, Bundesanstalt fuer Strassenwesen , https://www.bast.de/BAST_2017/DE/Projekte/fp-laufend-gs3.html, Abruf 17.07.2020
- [BEL 97] Belt J., Ryyänen T., Ehrola E., Mechanical properties of unbound base course. Proceedings of the 8th International Conference on Asphalt Pavements, Seattle , Vol. 1 pp 771-781, 1997.
- [BLA 21] Blasl A., Ein Beitrag zur Dimensionierung von Straßenkonstruktionen mit dünnen Asphaltdecken auf Tragschichten ohne Bindemittel unter Berücksichtigung nichtlinear elastischer Materialeigenschaften, Dissertation, TU Dresden 2014
- [BMV 03] Bundesverkehrswegeplan 2003. Grundlagen für die Zukunft der Mobilität in Deutschland, Bonn 2003.
- [CAN 13] Canon Falla G., Effect of the non-linear material behavior of unbound granular materials on the pavement structural response , Manuskript zur Dissertation, TU Dresden 2013.

- [CAN 17] Canon Falla G., Wellner, F., Leischner Spanier, T., Experimental Characterization of Unbound granular materials subjected to high harmonic loads, BCRA Conference Athen 06, 2017.
- [CLA 20] Clauß, M., Erweiterte Analyse der thermischen Zustände in Straßenbefestigungen unter besonderer Berücksichtigung klimatischer Einflüsse und stoffspezifischer Materialparameter, Manuskript zur Dissertation, TU Dresden 2020
- [COLLINS 00] Collins, I. F.; Boulbibane, M.: Geomechanical Analysis of Un-bound Pavements Based on Shakedown Theory. In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126 (2000), Nr. 1, 50–59. – DOI 10.1061/(ASCE)1090–0241(2000)126:1(50)
- [DAW 07] Dawson A., Kolisoja P., N. Vuorimies N., and T. Saarenketo, Design of low-volume pavements against rutting - a simplified approach. In Proceedings of Transportation Research Board Low Volume Roads Conference, Austin, 2007.
- [DAW 08] Dawson A., Kolisoja P., Vuorimies N, Understanding low-volume pavement response to heavy traffic loading. Technical report, Roadex III, Northern Periphery, 2008.
- [DIN 18 127] DIN 18 127:2012:09 Proctorversuch, Beuth Verlag 2012.
- [DIN 18134] DIN 18134:2012–04. *Baugrund - Versuche und Versuchsgeräte - Plattendruckversuch*
- [DIN 18135] DIN 18135:2012–04. *Baugrund - Untersuchung von Bodenproben - Eindimensionalen Kompressionsversuch*
- [DIN EN 13286-2] Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemische –Teil 2: Laborprüfverfahren zur Bestimmung der Referenz-Trockendichte und des Wassergehaltes – Proctorversuch; Deutsche Fassung EN 13286-2:2010 + AC:2012, Beuth Verlag 2013
- [DIN EN 13286–47] DIN EN 13286–47:2012–07. *Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemische - Teil 47: Prüfverfahren zur Bestimmung des CBR-Wertes (California bearing ratio), des direkten Tragindex (IBI) und des linearen Schwellwertes; Deutsche Fassung EN 13286-47:2012*
- [DIN EN 13286-7] DIN EN 13286–7:2004–04. Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemische - Teil 7: Dreiaxialprüfung mit zyklischer Belastung für ungebundene Gemische; Deutsche Fassung EN 13286-7:2004
- [DIN EN ISO 17892] DIN EN ISO 17892–5:2017–08. *Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 5: Ödometerversuch mit stufenweiser Belastung (ISO 17892-5:2017); Deutsche Fassung EN ISO 17892-5:2017*
- [DOU 09] Douglas, R. Werkmeister, S. Gribble. M. (2009), Results of using measured full-scale tire/road contact stresses in models of pavement behaviour,

Paper submitted to the 2009 Annual Conference of the Transportation Association of Canada, Vancouver, British Columbia, Canada, 2009.

- [EN 18 137-7] Unbound and Hydraulically Bound Mixtures for Roads – Test Methods, Part 7: Cyclic load triaxial test for Unbound Mixtures. Draft of European Standard Submitted to CEN Members EN 13286 7, Brussels, 2002.
- [FGSV 12] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Richtlinie für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen RStO 12, Köln, 2012.
- [FGSV 425 B3] Arbeitspapier zur Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen, Reihe B: Berechnungsmodelle - Teil B 3: Methode der finiten Elemente und Randelemente bei der Dimensionierung, FGSV Verlag GmbH, Köln 2009
- [FGSV- 433 C 1] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: *Arbeitspapier Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen Teil C: Benkelman-Balken: Auswertung und Bewertung von Einsenkungsmessungen*. Köln, FGSV Verlag, 2014. – ISBN 9783864460890
- [FGSV- 433 C 2.2] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: *Auswertung und Bewertung der Messergebnisse; Teil C: Falling Weight Deflectometer (FWD): Auswertung und Bewertung von Einsenkungsmessungen - Betonbauweisen*. Köln, FGSV Verlag, 2017. – ISBN 9783864461897
- [FGSV- 591/B 7.1] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: *Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau Teil B.7.1: Prüfverfahren zur Bestimmung des CBR-Wertes (California bearing ratio)*. Köln, FGSV Verlag, 2012. – ISBN 9783864460364
- [FGSV-433 B 1] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: *Arbeitspapier Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen Teil B: Benkelman-Balken: Gerätebeschreibung, Messdurchführung*. Köln, FGSV Verlag, 2014. – ISBN 9783864460883
- [FGSV-433 C 3] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: *Arbeitspapier Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen Teil B.3/C.3: Einsenkungsmessgerät "Lacroix": Gerätebeschreibung, Messdurchführung (B.3) - Auswertung von Einsenkungsmessungen (C.3)*. Köln, FGSV Verlag, 2008
- [FGSV-498/1] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: *Eingangsgrößen für die Dimensionierung und Bewertung der strukturellen Substanz: Teil 1., Verkehrsbelastung, Entwurfsfassung*. Köln, FGSV Verlag, 2009 (AP EDS1)
- [FGSV-498/2] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: *Eingangsgrößen für die Dimensionierung und Bewertung der strukturellen Substanz: Teil 2., Klima, Entwurfsfassung*. Köln, FGSV Verlag, 2009

- [FGSV-591/B 8.3] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: *Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau Teil B.8.3: Dynamischer Plattendruckversuch mit Hilfe des leichten Fallgewichtsgerätes*. Köln, FGSV Verlag, 2012. – ISBN 9783864460364
- [FGSV-756/24] Technische Prüfvorschrift für Asphalt, Teil 24 Spaltzug-Schwellversuch – Beständigkeit gegen Ermüdung, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln, 2018, FGSV-Nr.: 756 /24
- [FGSV-756/26] Technische Prüfvorschrift für Asphalt, Teil 26 Spaltzug-Schwellversuch – Bestimmung der Steifigkeit, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln, 2018, FGSV-Nr.: 756 /26
- [GLE 96] Gleitz, Torsten: *Beitrag zur rechnerischen Erfassung des nichtlinearen Spannungs-Verformungsverhaltens ungebundener Tragschichtmaterialien in flexiblen Straßenkonstruktionen*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 1996
- [GOTSCHOL 02] Gotschol, Alexander: *Schriftenreihe Geotechnik*. Bd. H. 12: *Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung: Zugl.: Kassel, Univ., Diss., 2002*. Kassel, Univ. Fachgebiet Geotechnik, 2002. – ISBN 3897920816
- [HERTZ 82] Hertz, Heinrich: Über die Berührung fester elastischer Körper. In: *Journal für reine und angewandte Mathematik* (1882), Nr. 92, 156–171. – DOI 10.1515/crll.1882.92.156
- [HEUKELOM 62] Heukelom, W.; Klomp, A.: Dynamic testing as a means of controlling pavement during and after construction. In: *International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements* 203 (1962), Nr. 1, S. 495–510
- [KAM 93] Kamal, M. A.; Dawson, A. R.; Farouki, O. T.; Hughes, D. A. B.; Sha'at, A. A.: Field and laboratory evaluation of the mechanical behaviour of unbound granular materials in pavements. In: *Transportation research record* 1406 (1993), S. 88–97
- [KOL 97] Kolisoja, Pauli: *Resilient deformation characteristics of granular materials*. Tampere, Finland, Tampere University of Technology, Dissertation, 1997
- [LANDAU 83] Landau, L. D.; Lifschitz, E. M.: *Lehrbuch der theoretischen Physik, Bd. 7: Elastizitätstheorie*. Berlin, Akademie-Verlag Berlin, 1983. – ISBN 3055000633
- [LEK 00a] Lekarp, Fredrick; Isacsson, Ulf; Dawson, Andrew: State of the Art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates. In: *Journal of transportation engineering* 126 (2000), Nr. 1, 66–75. – DOI 10.1061/(ASCE)0733-947X(2000)126:1(66)
- [LEK 00b] Lekarp, Fredrick; Isacsson, Ulf; Dawson, Andrew: State of the Art. II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. In: *Journal of transportation engineering* 126 (2000), Nr. 1, 76–83. – DOI 10.1061/(ASCE)0733-947X(2000)126:1(76)

- [LERCH 05] Lerch, Tobias, Untersuchungen zum Verformungsverhalten von Betonpflasterkonstruktionen unter praxisrelevanter Belastung Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2005
- [LESNY 04] Lesny, K.; Richwien, W.: Mindestanforderungen an die Baugrunderkundung. In: *Dokumentation '3. Tagung Offshore Windenergie 2004 - Wirtschaftlichkeit, Verfügbarkeit, Technik'* (2004), S. 29–39
- [MINER 54] Miner, M. A.: Cumulative Damage in Fatigue. In: *Journal of Applied Mechanics* 12 (1954), Nr. 3, A159-A164. – DOI 10.1115/1.4009458
- [NIE 02] van Niekerk, Andrès A.: *Mechanical behavior and performance of granular bases and sub-bases in pavements*. Delft, Delft University of Technology, Dissertation, 2002
- [NUM 03] Numrich, Ralf: *Modellierung des nichtlinear-elastischen Verformungsverhaltens von Tragschichten ohne Bindemittel*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2003
- [OES 10] Oeser, Markus: *Nichtlineare numerische Simulationsmodelle für Verkehrswegebefestigungen unter Berücksichtigung von mechanischen, thermischen und hydraulischen Einwirkungen*. Dresden, Technische Universität Dresden, Habilitationsschrift, 2010
- [PAT 15] Patzak, Joerg: *Mechanisches Verformungsverhalten von Tragschichten ohne Bindemittel unter besonderer Berücksichtigung des Temperatureinflusses: Experimentelle Analyse am Beispiel einer Kiestragschicht*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2016
- [QUECK 92] Queck, Uwe: *Grundlagen zur Berechnung der Spannungs- Verformungszustände ungebundener Konstruktionsschichten als Teil flexibler Befestigungen im Straßenbau*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 1992
- [RAA] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: *Richtlinien für die Anlage von Autobahnen*, RAA. Köln, FGSV Verlag, 2008. – ISBN 9783939715511
- [RAL] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: *Richtlinien für die Anlage von Landstraßen: RAL*. Köln, FGSV Verlag, 2012. – ISBN 9783864460395
- [RDO Asphalt 09] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: *Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdecke: RDO Asphalt 09*. Köln, FGSV Verlag, 2009. – ISBN 9783941790155
- [RDO Asphalt 19] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: *Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht: RDO Asphalt 09/19*. Köln, FGSV Verlag, 2019
- [RDO BETON] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: *Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von*

Verkehrsflächen: RDO Beton 09. Köln, FGSV Verlag, 2009. – ISBN 9783941790278

- [RÖS 19] Rösler, Joachim; Harders, Harald; Bäker, Martin: *Mechanisches Verhalten der Werkstoffe*. 6. Auflage. Springer Vieweg, 2019. – ISBN 9783658268015
- [ROS 96] Rossberg, Konrad; Gleitz, Torsten; Wellner, Frohmüt: *Dynamische Belastungsversuche an Pflasterkonstruktionen: Forschungsbericht*. Dresden, Technische Universität Dresden, 1996
- [RStO 12] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: *Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen: RStO 12*. Köln, FGSV Verlag, 2012. – ISBN 9783864460210
- [SCHAD 79] Schad, Hermann: *Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei Analysen von Grundbauaufgaben*. Baugrundinstitut Stuttgart; Mitteilung Nr. 10/1979, 1979. – ISBN 392183710X
- [SHARP 84] Sharp, Richard W.; Booker, John R.: Shakedown of Pavements Under Moving Surface Loads. In: *Journal of transportation engineering* 110 (1984), Nr. 1, 1–14. – DOI 10.1061/(ASCE)0733-947X(1984)110:1(1)
- [SPA 21] Spanier, Titus: *Grundlagen zur Optimierung von Tragschichten ohne Bindemittel in Befestigungen von Verkehrsflächen, Entwurfsfassung*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2021
- [THORN 97] Thom, N. H.; Brown, S. F.: Effect of moisture on the structural performance of a crushed limestone road base. In: *Proc. 66th Annual Meeting of the Transportation Board* (1987), S. 50–56
- [TLSOB 20] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: *Technische Lieferbedingungen für Baustoffgemische und Böden zur Herstellung von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau: TL SoB-StB 20*. Köln, FGSV Verlag, 2020. – ISBN 9783864462436
- [WEL 14] Canon Falla, Gustavo; Wellner, Frohmüt; Werkmeister, Sabine; Oeser, Markus; Meyer, André: *Straßenbefestigungen aus dünnen Asphaltsschichten auf qualitativ hochwertigen Tragschichten ohne Bindemittel für Bundesstraßen*. Carl Ed. Schünemann KG, 2018 (Heft 1132). – ISBN 9783956063923
- [WEL 20] Spanier, Titus; Wellner, Frohmüt; Leischner, Sabine: *Verbesserung der Erfassung des Verhaltens von Tragschichten ohne Bindemittel (ToB) zur Berücksichtigung in den RStO, RDO und den RSO, Entwurfsfassung Schlussbericht zu FE 04.0294/2015/OGB*. Technische Universität Dresden, 2021
- [WEL 86] Wellner, Frohmüt: *Grundlagen zur Dimensionierung von Pflasterbefestigungen*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 1986

- [WEL 93] Wellner, Frohmüt: *Grundlagen zur Bemessung flexibler Straßenkonstruktionen mit Tragschichten ohne Bindemittel*. Dresden, Technische Universität Dresden, Habilitationsschrift, 1993
- [WER 03] Werkmeister, Sabine: *Permanent deformation behaviour on unbound granular materials in pavement constructions*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2003
- [WORE 12] Worel, Ben; Geib, J.; Winnerholt, Tomas; Wendel, Mats; Bakløkk, Leif J.; Saba, Rabbira G.; Erlingsson, Sigurdur; Sigursteinsson, H.; Gudmundsson, H.: International comparison of flexible pavement design (Sweden, Norway, Iceland, Denmark, Minnesota). In: *Proc. 9th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields* (2013), 359–368
- [ZEI 15] Zeißler, Alexander: Untersuchungen zum spannungsabhängigen Materialverhalten von Asphalt. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2015
- [ZTV-SOB] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.: *Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau: ZTV SoB-StB 20*. Köln, FGSV Verlag, 2020. – ISBN 9783864462429

Bilder

Bild 1-1:	Typisches Schadensbild einer Pflasterbefestigung - Spurrinnenbildung/vertikale Verformungen im Bereich der Radspur
Bild 3-1	Prinzipskizze Kompression vs. Kontaktdruck ([BLA 21])
Bild 4-1	Prinzipskizze Spannungsrichtungen im Triaxialversuch [ZEI 15]
Bild 4-2	Vertikale plastische Dehnungsrate λ in Abhängigkeit von den vertikalen elastischen Dehnungen, Versuchsergebnisse und dehnungsbasiertes Modell [WEL 20] (exemplarische Darstellung)
Bild 4-3	Typischer Verlauf der plastischen Dehnungen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl [WEL 14]
Bild 4-4	Ablaufschema Berechnung der vertikalen plastischen Verformung
Bild 6-1	Korngrößenverteilungen der untersuchten Baustoffgemische im Lieferzustand
Bild 7-1	Spannungen in der ungebundenen Tragschicht unter der Bettung unterhalb der Pflasterdecke; Vergleich zu den Spannungen unter einer Asphaltdecke der Dicke = 4 cm [FE 04.0294/2015]
Bild 7-2	Spannungspfade der Prüfprozeduren für die Untersuchung des elastischen (Grafik links) und plastischen (Grafik rechts) Verformungsverhaltens
Bild 7-3	Untersuchung des elastischen Verformungsverhaltens, Reihung der Prüfsequenzen unter Berücksichtigung der prognostizierten Grenzzustände
Bild 8-1	Triaxialzelle der TU Dresden
Bild 8-2	Schematische Darstellung der Triaxialanlage [GRO 05]
Bild 8-3	Probekörperherstellung für den Triaxialversuch
Bild 8-4	Probekörperherstellung: Links - Probekörper im Kunststoffzylinder, nach Entfernen der Stahlschalung, Mitte - Probekörper mit Gummimembran, Rechts – vollständig ausgeschalter Probekörper nach Versuchsdurchführung (Chloritgneis)
Bild 8-5	Entwicklung der plastischen Dehnungen in Abhängigkeit der Lastwechselzahl beim Vorversuch [WEL 20]
Bild 8-6	Spannungspfade für die Untersuchung der elastischen Verformungseigenschaften im Triaxialversuch
Bild 8-7	Spannungen für die Untersuchung des elastischen Verformungsverhaltens, je Laststufe 100 LW bei 1 Hz
Bild 8-8	Elastizitätsmodul in Abhängigkeit der deviatorischen Axialspannung für verschiedene Zellspannungen Teil 1
Bild 8-9	Elastizitätsmodul in Abhängigkeit der deviatorischen Axialspannung für verschiedene Zellspannungen Teil 2
Bild 8-10	Versuchsergebnisse und Emoduln nach Modell Gl. 4-12 in Abhängigkeit von der Deviatorspannung, Teil 1
Bild 8-11	Versuchsergebnisse und Emoduln nach Modell Gl. 4-12 in Abhängigkeit von der Deviatorspannung, Teil 2
Bild 8-12	Gegenüberstellung der gemessenen und nach Modell Gl. 4-12 berechneten Elastizitätsmoduln, für jeden Spannungszustand wurden 4 Elastizitätsmoduln ermittelt, siehe Symbollegende
Bild 8-13	Belastungsniveaus für die Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens, je Laststufe 50.000 LW bei 5 Hz
Bild 8-14	Entwicklung der plastischen Dehnungen und des Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

Bild 8-15	Vertikale plastische Dehnungsrate in Abhängigkeit von den vertikalen elastischen Dehnungen, Modell nach Gl. 8-2
Bild 8-16	Gegenüberstellung der gemessenen und nach Gl. 8-2 berechneten plastischen Dehnungsraten
Bild 9-1	Versuchsanordnung zyklischer Ödometerversuch
Bild 9-2	Zyklischer Ödometerversuch, Positionierung der induktiven Weg-messsysteme für den Vorversuch und den Versuch zur Bestimmung der elastischen Parameter.
Bild 9-3	Versuchsanordnung zyklischer Ödometerversuch
Bild 9-4	Zyklischer CBR-Versuch, Prinzip der Versuchsanordnung zur Bestimmung der plastischen Parameter
Bild 9-5	Elastizitätsmodul und Vertikaldehnung in Abhängigkeit von der Deviatorspannung für $v = 0,35$, Ödometerversuch
Bild 9-6	Elastizitätsmodul in Abhängigkeit der Deviatorspannung, Messwerte und Modell (Gl. 9-4), zyklischer Ödometerversuch
Bild 9-7	Gegenüberstellung der gemessenen und mit Gl. 9-4 berechneten Elastizitätsmoduln, zyklischer Ödometerversuch
Bild 9-8	Entwicklung der plastischen Dehnungen und des Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl und der Beanspruchung, zyklische CBR - Versuche
Bild 9-9	Vertikale plastische Dehnungsrate in Abhängigkeit von den vertikalen elastischen Dehnungen, Messwerte und Modell nach Gl. 8-2, zyklische CBR-Versuche
Bild 9-10	Vertikale plastische Dehnungsrate Gegenüberstellung Messwerte und Modell nach Gl. 8-2, zyklische CBR-Versuche
Bild 10-1	Gegenüberstellung der Spannungsverhältnisse in den Versuchen: Triaxialversuch, Ödometerversuch, CBR-Versuch
Bild 10-2	Gegenüberstellung und Ranking der Elastizitätsmoduln links Triaxialversuche, rechts Ödometerversuche
Bild 10-3	Gegenüberstellung der auf Modellbasis für gleiche Spannungszustände ermittelten Elastizitätsmoduln, für jeden Spannungszustand sind die Elastizitätsmoduln für $W/W_{opt} = 70\%$ und $W/W_{opt} = 85\%$ dargestellt, siehe Symbollegende
Bild 10-4	Darstellung der plastischen Dehnungen (Dehnungsrate) in Abhängigkeit der elastischen Dehnungen. Die einzelnen Punkte entsprechen der Materialantwort auf die im plastischen Versuch realisierten Spannungszustände (vgl. Prüfprozeduren Triaxialversuch Tabelle 7-2 und CBR-Versuch Tabelle 9-3)
Bild 10-5	Gegenüberstellung und Ranking der plastischen Dehnungsraten
Bild 11-1	Zusammenstellung der Ergebnisse aller im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführten Infiltrationsversuche
Bild 12-1	Vergleich der im Berechnungsmodell ermittelten Beanspruchungen mit denen im Triaxialversuch aufgebrachten Belastungen; links: Rechteckstein im Läuferverband, rechts: Winkelverbundstein
Bild 12-2	Verlauf der plastischen Shake-Down Grenzen für die geprüften Materialien, Darstellung: $\sigma_1 = f(\sigma_1 / \sigma_3)$, dicker Linienabschnitt = Bestimmungsbereich für σ_{1GZ} und σ_{3GZ} , dünne Linie = Extrapolation mit Gl. 12-2
Bild 12-3	Verlauf der plastischen Shake-Down Grenzen für der geprüften Materialien, in Bezug zu den Spannungszuständen im plastischen Triaxialversuch, Darstellung $\sigma_{dev} = f(\sigma_m)$; $\sigma_m = (\sigma_1 + 2 \sigma_3) / 3$
Bild 12-4	Räumliche Ausdehnung der elastischen Grenzdehnung in der ToB einer Pflasterbefestigung mit Rechteckstein, Radlast 11 t, ToB aus Chloritgneis, Konturlinien für plastische Shakedown-Grenze und plastische Kriechgrenze

Bild 12-5	Räumliche Ausdehnung von Grenzzuständen in der ToB einer Pflasterbefestigung mit Rechteckstein und Winkelstein bei unterschiedlichen Radlasten, ToB aus Chloritgneis, Konturlinien für plastische Shakedown-Grenze und plastische Kriechgrenze
Bild 13-1	Aufbau des großmaßstäblichen Versuches – Aufriss
Bild 13-2	Versuch Rechteckstein, Lage und Nummerierung der Induktiven Wegaufnehmer (IWA)
Bild 13-3	Versuch mit Rechteckstein Ansicht Traverse und IWA
Bild 13-4	Versuch Winkelstein, Lage und Nummerierung der Induktiven Wegaufnehmer (IWA)
Bild 13-5	Versuch mit Winkelstein, Ansicht Traverse und IWA
Bild 13-6	Anfahrprozedur, Signalverlauf des Versuches 2 (Winkelstein)
Bild 13-7	Messsignalverlauf (min-max) mit systematischem Fehler durch Tagesgang der Temperatur, links Signalverlauf vor Fehlerkorrektur (Bereinigung), rechts nach Fehlerkorrektur
Bild 13-8	Messsignalverlauf IWA 23, $P_T_REF_XO$ = Tagesgang der Temperatur; $P_T_REF_X_U$ = kumulierte Verformung ohne Temperatureinfluss
Bild 13-9	Messsignal auf Datenbasis der „peaks“ links, und auf Datenbasis der Max-Min Werte einzelner Lastwechsel (rechts, grüne Linie)
Bild 13-10	Signalverläufe der unmittelbar neben den Lastplatten positionierten IWA
Bild 13-11	Signalverläufe der Wegaufnehmer auf den Lastplatten
Bild 13-12	Signalverläufe der Wegaufnehmer auf den Lastplatten nach Abzug der Anfangsverformung (bis LW 5000 akkumulierte plastische Dehnung)
Bild 13-13	Mittelwert der Messwerte IWA 5;6;7;17;18;19 für Versuch 1 Rechteckstein und Versuch 2 Winkelverbundstein
Bild 13-14	Approximation unter Verwendung unterschiedlicher Messwertbereiche, Erläuterungen zur Legende in Tabelle 13-5
Bild 13-15	Prognosen der plastischen Verformungen auf Basis der Beobachtung im Lastwechselintervall 25.000 – 50.000 und tatsächlicher Messwertverlauf bis LW 200.000 102
Bild 13-16	Prognosen der plastischen Verformungen auf Basis der Beobachtung im Lastwechselintervall 25.000 – 50.000 und tatsächlicher Messwertverlauf bis LW 1.0000.000
Bild 14-1	Modellierter Konstruktionsaufbau: links: Vollmodell, rechts: Detailansicht Ausbildung Fugen; Darstellung für Rechteckpflasterstein
Bild 14-2	Modellierter Konstruktionsaufbau: links: Vollmodell, rechts: Viertelmodell; Darstellung für Rechteckpflasterstein
Bild 14-3	Geometrie des Winkelsteins und Verlegemuster gemäß Herstellerangaben ([KANN22]) ..107
Bild 14-4	Modellierter Konstruktionsaufbau: Viertelmodell; Darstellung für Winkelpflasterstein108
Bild 14-5	Mittels Finite Elemente Modell realisierte Pflasterbefestigungen, Kennzeichnung Schnittkanten
Bild 14-6	Modellierter Konstruktionsaufbau: Viertelmodell mit Darstellung der Lasteinleitungsfläche bzw. der Reifenkontaktdruckverteilung für eine Radlast $RL = 8\text{ t}$; exemplarisch für Rechteckpflasterstein
Bild 14-7	Modellierter Konstruktionsaufbau mit Berechnungsnetz; links: Viertelmodell, rechts: Detailansicht; Darstellung für Rechteckpflasterstein
Bild 14-8	Berechnungsnetz der Oberfläche der Pflasterfläche bei Verwendung des Winkel-Pflastersteins; exemplarische Darstellung mit Diagonalelementen
Bild 14-9	Berechnungsnetz der Oberfläche der Pflasterfläche bei Verwendung des kleinformatigen Rechteck-Pflastersteins im Ellenbogenverband

Bild 14-10	Berechnungsnetz der Oberfläche der Pflasterfläche bei Verwendung des großformatigen Rechteck-Pflastersteins im Ellenbogenverband
Bild 14-11	Modellierung der großmaßstäblichen Versuche: Darstellung der Pflasterfläche bei Verwendung des: links: kleinformatischen Rechteck-Pflastersteins im Läuferverband, rechts: Winkel-Pflastersteins
Bild 14-12	Elastizitätsmodul in der Schottertragschicht bei Verwendung des Modifizierten Universalmodells zur Modellierung des Spannungsabhängigen Elastizitätsmoduls; Darstellung für Befestigung mit Rechteckpflasterstein, Bsp. Chloritgneis, $RL = 11 \text{ t}$, $\mu = 0,35$
Bild 14-13	Vertikalspannung in ToB, Frostschutzschicht und Boden; Darstellung für Befestigung mit: links: Rechteckpflasterstein, rechts Winkelpflasterstein; Bsp. Chloritgneis, Radlast = 11 t , $\nu = 0,35$
Bild 14-14	Vertikale elastische Einsenkung in ToB, Frostschutzschicht und Boden; Darstellung für Befestigung mit: links: Rechteckpflasterstein, rechts Winkelpflasterstein; Bsp. Chloritgneis, Radlast = 11 t , $\nu = 0,35$
Bild 14-15	Einfluss der Querdehnzahl auf die Vertikalspannung auf der Schichtoberseite; links: Oberseite ToB, rechts: Oberseite Boden; UGB: Chloritgneis; Rechteckstein
Bild 14-16	Einfluss der Querdehnzahl auf die Verformung auf der Schichtoberseite; links: elastische Verformung auf der ToB, aus allen Schichten, rechts: plastische Verformung auf der ToB aus der Tob; UGB: Chloritgneis; Rechteckstein
Bild 14-17	Einfluss der Fugenkopplung auf die Vertikalspannung auf der Schichtoberseite; links: Oberfläche ToB, rechts: Oberfläche Boden; UGB: Chloritgneis; Rechteckstein
Bild 14-18	Einfluss der Fugenkopplung auf die Verformung auf der Schichtoberseite; links: elastische Einsenkung auf der ToB aus allen Schichten, rechts plastische Verformung auf der ToB aus der Tob; UGB: Chloritgneis; Rechteckstein
Bild 14-19	Einfluss des Wassergehaltes auf die Vertikalspannung auf der Schichtoberseite; links: Oberfläche ToB, rechts: Oberfläche Boden; UGB: Andesit; Rechteckstein
Bild 14-20	Einfluss des Wassergehaltes auf die Verformung auf der Schichtoberseite, links: elastische Einsenkung auf der ToB aus allen Schichten, rechts plastische Verformung auf der ToB aus der Tob; UGB: Andesit; Rechteckstein
Bild 14-21	Einfluss des Materialverhaltens auf die maximale Vertikalspannung; links: Oberfläche ToB, rechts: Oberfläche Boden; Wassergehalt $WC / WC_{opt} = 70 \%$; Rechteckstein
Bild 14-22	Einfluss des Materialverhaltens auf die maximale Verformung; links: elastische Einsenkung auf der ToB aus allen Schichten, rechts plastische Einsenkung auf der ToB aus der Tob; Wassergehalt $WC / WC_{opt} = 70 \%$; Rechteckstein
Bild 14-23	Variation Steinhöhe; maximale Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Steinhöhe in cm
Bild 14-24	Variation Steinhöhe; maximale plastische Einsenkung w_{pl} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Steinhöhe in cm
Bild 14-25	Variation Steinhöhe; maximale Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Steinhöhe in cm; vergleichende Darstellung für „festen Verbund“ für die Variante mit $d = 10 \text{ cm}$
Bild 14-26	Variation Fugenbreite; Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Fugenbreite in cm
Bild 14-27	Variation Fugenbreite; maximale plastische Einsenkung w_{pl} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Fugenbreite in cm
Bild 14-28	Variation Fugenfüllhöhe; maximale Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Fugenfüllhöhe in cm

Bild 14-29	Variation Fugenfüllhöhe; maximale plastische Einsenkung w_{pl} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Fugenfüllhöhe in cm
Bild 14-30	Variation Steinhöhe; maximale Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Steinhöhe in cm; vergleichende Darstellung für „halbe Fugenfüllhöhe“ für die Variante mit $d = 10$ cm (dunkelblau gestrichelter Graph)
Bild 14-31	Variation Dicke Bettung; Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Dicke Bettung in cm
Bild 14-32	Variation Dicke Bettung; maximale plastische Einsenkung w_{pl} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Dicke Bettung in cm
Bild 14-33	Variation Steifigkeit Bettungs- und Fugenmaterial; maximale Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Steifigkeit in MPa
Bild 14-34	Variation Steifigkeit Bettungs- und Fugenmaterial; maximale plastische Einsenkung w_{pl} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Steifigkeit in MPa
Bild 14-35	Variation Dicke ToB; maximale Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Dicke ToB in cm
Bild 14-36	Variation Dicke ToB; maximale plastische Einsenkung w_{pl} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Dicke ToB in cm
Bild 14-37	Variation Dicke ToB; maximale elastische Einsenkung w_{el} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Dicke ToB in cm
Bild 14-38	Variation Dicke ToB; maximale Vertikalspannung σ_z auf der ToB; Legendeneinträge: Steinhöhe in cm; vgl. Bild 14-5
Bild 14-39	Variation Dicke ToB; maximale plastische Einsenkung w_{pl} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Steinhöhe in cm; vgl. Bild 14-5
Bild 14-40	Variation Dicke ToB; maximale elastische Einsenkung w_{el} auf und aus der ToB; Legendeneinträge: Steinhöhe in cm; vgl. Bild 14-5
Bild 14-41	Lasteintrag bei Berücksichtigung „schräger“ Lasten mit vertikalem und horizontalem Anteil, links: vertikale Komponente, Mitte: horizontale x-Komponente, rechts: horizontale y-Komponente; exemplarische Darstellung für Pflasterbefestigung mit Rechteckstein im Läuferverband
Bild 14-42	Elastische Verformung bei vergleichendem Eintrag von „schrägen“ (links, Mitte) und vertikalen Lasten (rechts), Vergleich für verschiedene Verbundvarianten; exemplarische Darstellung für Pflasterbefestigung mit Rechteckstein im Läuferverband
Bild 14-43	Gegenüberstellung der Berechnungs- und Messergebnisse für den Versuch mit dem Rechteckstein, Berechnungsergebnisse ohne Berücksichtigung der Anfangssetzung
Bild 14-44	Gegenüberstellung der Berechnungs- und Messergebnisse für den Versuch mit dem Rechteckstein, Berechnungsergebnisse mit Berücksichtigung der Anfangssetzung
Bild 14-45	Maximale plastische Einsenkungen auf der ToB - aus der ToB in Abhängigkeit von der Anzahl an Achsübergängen
Bild 14-46	Maximale plastische Einsenkungen auf der ToB – aus der ToB in Abhängigkeit von der Anzahl an Achsübergängen
Bild 14-47	Nutzungsdauer in Jahren infolge $\sigma_{z,max}$ auf der Oberseite der ToB in Abhängigkeit von der Anzahl an Achsübergängen im Prognosezeitraum
Bild 14-48	Nutzungsdauer in Jahren infolge $\sigma_{z,max}$ auf der Oberseite der ToB in Abhängigkeit von der Anzahl an Achsübergängen im Prognosezeitraum
Bild 14-49	Nutzungsdauer in Jahren infolge $\sigma_{z,max}$ auf der Oberseite der ToB in Abhängigkeit von der Anzahl an Achsübergängen im Prognosezeitraum
Bild 14-50	Nutzungsdauer in Jahren infolge $\sigma_{z,max}$ auf Oberseite der ToB in Abhängigkeit von der Anzahl an Achsübergängen im Prognosezeitraum

Bild 14-51	Einfluss der Steingeometrie auf die plastische Einsenkung auf der ToB – aus der Tob
Bild 14-52	Plastische Einsenkungen auf der ToB - aus ToB in Abhängigkeit von der Anzahl an Achsübergängen
Bild 14-53	Plastische Einsenkungen auf der ToB - aus ToB in Abhängigkeit von der Anzahl an Achsübergängen
Bild 15-1	Einordnung des Beanspruchungszeitpunktes (N) anhand akkumulierter plastischer Dehnungen (links), Akkumulationslinie des Beanspruchungsverlaufs (rechts)
Bild 16-1	Ablaufschema zur rechnerischen Dimanionierung von Pflasterbefestigungen

Tabellen

Tabelle 6-1	Materialauswahl für die Untersuchungen, Kurzbezeichnung
Tabelle 6-2	Parameter der untersuchten Baustoffgemische
Tabelle 7-1	Prüfprogramm des Vorversuches für die zyklischen Triaxialversuche
Tabelle 7-2	Prüfprogramm für die zyklischen Triaxialversuche zur Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens
Tabelle 7-3	Prüfprogramm für die zyklischen Triaxialversuche zur Untersuchung des elastischen Verformungsverhaltens
Tabelle 8-1	Aufstellung der zyklischen Triaxialversuche für ein Material (mit Doppelbelegung)
Tabelle 8-2	Versuchsparameter für die zyklischen Triaxialversuche
Tabelle 8-3	Triaxialanlage, aufgezeichnete Versuchsdaten
Tabelle 8-4	Triaxialversuch, ausgewertete Versuchsdaten
Tabelle 8-5	Modellparameter für Gl. 4-12 und Bestimmtheitsmaß R^2 für die untersuchten UBG
Tabelle 8-6	Modellparameter Gl. 8-2 und Bestimmtheitsmaß R^2 für die untersuchten UBG, Triaxialversuch
Tabelle 9-1	Prüfprogramm Ödometerversuch zur Untersuchung des elastischen Verformungsverhaltens
Tabelle 9-2	Modellparameter und Bestimmtheitsmaß der untersuchten UBG nach Gl. 9-4, zyklischer Ödometerversuch
Tabelle 9-3	Prüfprogramm CBR-Versuch zur Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens
Tabelle 9-4	Modellparameter für und Bestimmtheitsmaß R^2 für die untersuchten Baustoffgemische, (CBR Versuche)
Tabelle 13-1	Ergebnisse der Plattendruckversuche auf Schottertrag- und Frostschutzschicht
Tabelle 13-2	Koordinaten der Induktiven Wegaufnehmer
Tabelle 13-3	Versuchsparameter der Belastung und Messwerterfassung
Tabelle 13-4	Aufzeichnungsraten / Messwertspeicherung
Tabelle 13-5	Erläuterungen zur Legende in Bild 13-14
Tabelle 14-1	Zusammenfassung Modellgeometrieparameter
Tabelle 14-2	Zusammenfassung Modellvarianten (Standardmodellvariante: fett gedruckt)
Tabelle 14-3	Zusammenfassung der für die einzelnen Modellschichten angenommenen Materialeigenschaften
Tabelle 14-4	Definition von Lastfällen in Abhängigkeit von der Anzahl an Achsübergängen pro Jahr in Anlehnung an [BLA 21]

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen Unterreihe „Straßenwesen“

2023

S 196: Eignung konventioneller Prüfverfahren für Recycling-Baustoffe und industrielle Nebenprodukte im Erdbau

Huber, Birle, Heyer, Demond

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 197: Lösungsstudie zur Umsetzung der ASR A5.2 im Kontext mit der Herstellung von Betonfahrbahndecken

Tschernack, Gebhardt, Villaret

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 198: Erprobung von Betonfertigteilen für den Neubau und die grundhafte Erneuerung auf dem duraBAST

Alte-Teigeler, Britz, Kispert, Riwe, Tschernack, Villaret, Lüdike

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 199: Identifizierung relevanter Klimaparameter und Bestimmung von Schwellenwerten zu gravitativen Massenbewegungen

Steffen, Brendel

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 200: Einfluss der Betonzusammensetzung von Straßenbetonen auf die Spaltzugfestigkeit unter Berücksichtigung einer ausreichenden Dauerhaftigkeit

Schnellenbach-Held, Eßer, Johansen

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 201: Textilbewehrter Oberbeton als Basis für eine fugenlose Oberfläche von Betonfahrbahnen

Breitenbücher, Neumann, Curbach, Baumgärtel

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

2024

S 202: Schaffung von Grundlagen für eine einheitliche Erfassung der Maschinenrohdaten im Seitenkraftmessverfahren – Weiterentwicklung der SKM-Griffigkeitsmessung durch Berücksichtigung der gemessenen Vertikalkraft

Jürgen Schmidt, Julius Schmidt, Johannes Schmidt, Müller

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 203: Prognose der Wirtschaftlichkeit von Betonfahrbahndecken – Bauweisen RStO/RDO

Beckenbauer, Gebhardt, Riwe, Tschernack, Villaret

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 204: Überprüfung der Auswirkungen der Anwendung der Filterregeln für Geokunststoffe des M Geok E

Moormann, Liebl, Schlee

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 205: Alternative Verfahren zur Beurteilung Offenporiger Asphaltdeckschichten hinsichtlich Hohlraumgehalt und Verdichtungszustand

Roos, Plachkova-Dzhurova, Schwarzmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 206: Weiterentwicklung der rechnerischen Dimensionierung von Asphaltstraßen zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit, Ressourceneffizienz und Nachhaltigkeit

Neumann, Oeser, Reinhardt, Blasl, Canon Falla, Wellner, Kayser

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

2025

S 207: Optimierung der Kompositbauweise (Durchgehend bewehrte Betondecke mit dünner flexibler Deckschicht)

Freudenstein, Dirnhofer, Eger

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 208: Verifizierung der Mischgutkonzeptionierung kaltgebundener bitumen-dominanter Tragschichten und Ableitung von Dimensionierungsgrundsätzen

Radenberg, Staschkiewicz, Vienenkötter, Mollenhauer, Winter

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 209: Grundlagen für die Eignungsprüfung von Böden mit organischen Bestandteilen zur Verwendung als Baustoffe im Erdbau

Uday, Huber, Birle, Cudmani

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 210: Prüfung und Bewertung der Dauerhaftigkeit „zeitweise fließfähiger und selbstverdichtender Verfüllbaustoffe (ZFSV)“ im Unterbau von Verkehrsflächen

Zeni, Huber, Birle, Cudmani

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 211: Literaturstudie zur Nachhaltigkeit im Straßenbau

Carreño, Schmitz, Kemper, Cypra, Holldorb

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 212: Einfluss von temporär auftretendem Grundwasser auf die Standsicherheit von Straßeneinschnittsböschungen

Denne, Festag, Gattermann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 213: Einfluss der Pendelbewegung der Fahrzeuge des Schwerverkehrs auf die Beanspruchung und Nutzungsdauer von Straßenbefestigungen

Uhlig, Schlimper, Seeger, Zeißler, Wellner, Blasl, Kathmann, Scharrenbroich, Roggendorf, Haas

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 214: Kritikalitätsanalyse für die Bundesverkehrswege als Baustein der Klimawirkungsanalyse

Burg, Franken, Gebhardt, Hewel, Schrepp

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 215: Erstellung eines Verfahrens zur rechnerischen Dimensionierung und zur Prognose des Verhaltens von Pflasterbefestigungen

Wellner, Zeißler, Spanier, Blasl

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG

Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen

Telefon (04 21) 3 69 03 - 0 · E-Mail: kontakt@schuenemann-verlag.de

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.



ISSN 0943-9323
ISBN 978-3-95606-837-9
<https://doi.org/10.60850/bericht-s215>

www.bast.de