

Optimierung des Triaxialversuchs zur Bewertung des Verformungswiderstandes von Asphalt

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Straßenbau Heft S 39

bast

Optimierung des Triaxialversuchs zur Bewertung des Verformungswiderstandes von Asphalt

von

Peter Renken
Stephan Büchler

Institut für Straßenwesen
Technische Universität Braunschweig

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 39

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. 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 Bundesanstalt für Straßenwesen, Referat Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt beim Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bgm.-Smidt-Str. 74-76, D-27568 Bremerhaven, Telefon (04 71) 9 45 44 - 0, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in Kurzform im Informationsdienst **BAST-Info** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos abgegeben; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Referat Öffentlichkeitsarbeit.

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt 07.190/2000/EGB:
Optimierung der Prüfmodalitäten des Triaxialversuchs mit schwellendem Stützdruck zur praxisadäquaten Bewertung des Verformungswiderstandes von Asphalt

Projektbetreuung

Franz Bommert

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

Redaktion

Referat Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag

Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10, D-27511 Bremerhaven
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0
Telefax: (04 71) 9 45 44 77
Email: vertrieb@nw-verlag.de
Internet: www.nw-verlag.de

ISSN 0943-9331
ISBN 3-86509-306-X

Bergisch Gladbach, Juni 2005

Kurzfassung – Abstract

Optimierung des Triaxialversuchs zur Bewertung des Verformungswiderstandes von Asphalt

Am Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig steht der Prototyp einer Triaxialprüfmaschine zur Verfügung, die durch eine Druckzelle mit schwelendem Axial- und Radialdruck geeignet ist, den Verformungswiderstand bei Wärme für unterschiedliche Asphaltarten zu beschreiben.

Mit dieser Forschungsarbeit wurde zunächst die Festlegung von Höhe und Zeitpunkt des schwelenden Radialdrucks überprüft und eine Methode entwickelt, die unabhängig von der Asphaltart oder -sorte einen materialabhängigen Radialdruck bestimmt.

In einer ersten Phase wurden ein AB 0/11, SMA 0/11 S, ABi 0/16, OPA 0/8 und ein GA 0/8 untersucht. Die Auswertung zeigt, dass der Einfluss der zeitlichen Verschiebung von Axial- und Radialdruck nicht vernachlässigt werden darf, auch wenn sie nur in wenigen Fällen signifikant ist. Die Probekörperherstellung liefert für mittels Gyrator hergestellte Probekörper und Marshall-Probekörper geringere Verformungen als Bohrkerne aus walzsektorverdichteten Platten. Probekörper mit einer Höhe von 80 mm – oder zusammengeklebt aus 2 x 40 mm – weisen höhere Verformungen auf als solche mit 60 mm Höhe.

In einer zweiten Phase wurden vier Walzasphalte untersucht. Dabei wurde die Prüftemperatur von bisher + 40 °C auf + 50 °C erhöht, was keine Auswirkungen auf die entwickelte Methode zur Ermittlung des Radialdrucks hatte. Eine Erhöhung des Bindemittelgehaltes und die Verwendung von polymermodifiziertem Bindemittel statt Straßenbaubitumen können für einen AB 0/11 S und einen ABi 0/16 S nachgewiesen werden, wogegen ein SMA 0/11 S mit seinem ausgeprägten Korngerüst keinen Einfluss zeigt. Ein Verdichtungsgrad des SMA 0/11 S von 98,6 % zeigt keinen Einfluss, während bei 97,1 % eine signifikante Erhöhung der Verformung ermittelt wurde.

Zusammenfassend steht ein Prüfverfahren zur Verfügung, welches alle Walzasphaltarten – auch den offenporigen Asphalt – praxisnah und materialgerecht ansprechen kann und zu plausiblen Ergebnissen führt. Gussasphalte können auf Grund von er-

heblich höheren Stützdrücken nur bedingt angesprochen werden.

Der Originalbericht enthält als Anhänge grafische und tabellarische Darstellungen der Ergebnisse der Optimierungs- und der Prüfphase (Anhänge 1, 2, 4 und 5) sowie multiple Mittelwertvergleiche über den Phasenwinkel (Anhang 3.1), die Art der Herstellung und Probekörpergeometrie (Anhang 3.2) und die Anzahl der Lastwechsel (Anhang 3.3). Auf die Wiedergabe dieser Anhänge wurde in der vorliegenden Veröffentlichung verzichtet. Sie liegen bei der Bundesanstalt für Straßenwesen vor und sind dort einsehbar. Verweise auf die Anhänge wurden im Berichtstext zur Information des Lesers beibehalten.

Optimisation of the triaxial test to assess the deformation resistance of asphalt

The Institute for Highway Research (Institut für Straßenwesen) of the Technical University of Braunschweig now has a prototype of a triaxial test machine which uses a pressure cell with increasing axial and radial pressure and is suitable for describing the deformation resistance for various types of asphalt when they are subjected to heat.

This research project first examined the stipulation of the size and point in time of the increasing radial pressure and then developed a method which determines a material-dependent radial pressure which is independent of the type or kind of asphalt.

The first phase tested an AB 0/11, SMA 0/11 S, ABi 0/16, OPA 0/8 and a GA 0/8. The evaluation shows that the influence of the temporal displacement of axial and radial pressure must not be neglected, even if it is only significant in a few cases. The test body manufacture provides lower deformations for test bodies manufactured using a gyrator and for Marshall test bodies than drill cores from roller-compacted plates. Test bodies with a height of 80mm – or bonded from 2x40mm – show greater deformations than those with a height of 60mm.

Four rolled asphalts were tested in the second phase. The test temperature was increased from the previous temperature of +40°C to +50°C, which

had no effect on the method developed to determine the radial pressure. An increase of the level of bonding agent and the use of polymer-modified bonding agents instead of bitumen used in road construction can be detected in an AB 0/11 S and an ABi 0/16 S; an SMA 0/11 S, on the other hand, with its distinctive particle structure, shows no influence. A compaction level in the SMA 0/11 S of 98.6% shows no influence, while at 97.1% a significant increase in the deformation was recorded.

In conclusion, a test procedure is available which can test all types of rolled asphalt – including porous asphalt – in a manner which is realistic and suited to the material, and which produces plausible results. It is only possible to a limited degree to test mastic asphalts on account of the significantly higher support pressure.

The appendices to the original report contain graphic and tabular representations of the results obtained in the optimisation and test phase (appendices 1, 2, 4 and 5) and multiple comparisons of the average values via the phase angle (appendix 3.1), the type of the manufacture and the geometry of the test body (appendix 3.2), and the number of load cycles (appendix 3.3). These appendices were omitted from this publication. They can be consulted at the Federal Highway Research Institute. References to the appendices were retained in the report text for the reader's information.

Inhalt

1	Einführung	7	3.6.1	Einführung	40
1.1	Problemstellung	7	3.6.2	Stützdruck in der Optimierungsphase	41
2	Untersuchungsmethodik	7	3.6.3	Stützdruck in der Prüfungsphase	43
2.1	Beschreibung der Prüfmaschine und Durchführung der Versuche	7	3.6.4	Zusammenfassung zur Festlegung des Stützdruckes	47
2.2	Erfassung der Prüfergebnisse	10	4	Darstellung der Ergebnisse der Optimierungsphase	47
2.3	Versuchsmethodik	14	4.1	Ergebnis des Triaxialversuchs	47
2.4	Zusammensetzung und Eigenschaften der Asphaltvarianten	15	4.2	Darstellung der Ergebnisse	48
2.4.1	Bindemittel	15	4.2.1	Asphaltbeton 0/11	48
2.4.2	Gesteine	16	4.2.2	Splittmastixasphalt 0/11 S	49
2.4.3	Ergebnisse der Eignungsprüfungen	16	4.2.3	Asphaltbinder 0/16	49
2.5	Probekörperherstellung	20	4.2.4	Offenporiger Asphalt 0/8	50
2.6	Mathematische Instrumentarien zur Auswertung der Versuchsergebnisse	21	4.2.5	Gussasphalt 0/8	51
2.6.1	Varianzanalyse der dreifachen Klassifikation	21	4.3	Statistische Interpretation der Ergebnisse	51
2.6.2	Varianzanalyse der zweifachen/ vierfachen Klassifikation	23	4.3.1	Varianzanalyse über Asphaltart und Phasenwinkel	52
2.6.3	Einfacher Varianzvergleich	23	4.3.2	Varianzanalyse über Asphaltart und Art der Herstellung	52
2.6.4	Einfacher Mittelwertvergleich	23	4.3.3	Varianzanalyse über Asphaltart, Probekörperhöhe und Herstellungsart	53
2.6.5	Einfache Varianzanalyse und modifizierter LSD-Test	24	4.3.4	Statistische Vergleiche der Einflussgrößen	55
3	Ermittlung des Stützdruckes	25	4.4	Zusammenfassung und Interpretation der Versuchsergebnisse	56
3.1	Auswertung des aufgezeichneten Datenmaterials	25	5	Darstellung der Ergebnisse der Prüfungsphase	57
3.2	Bleibende Verformungen bei Variation des Stützdruckes	27	5.1	Ermittlung des Stützdruckes	57
3.3	Elastische Verformungen bei Variation des Stützdruckes	30	5.2	Darstellung der Ergebnisse	60
3.3.1	Elastizitätsmodul E	30	5.3	Statistische Auswertung der Prüfungsphase	63
3.3.2	Berechnung des Elastizitätsmoduls mit Hilfe der Deviatorspannung	32	5.4	Zusammenfassung der Ergebnisse	68
3.3.3	Querdehnzahl μ	33	6	Zusammenfassung und offen gebliebene Fragestellungen	68
3.3.4	Rheologische Modelle	35	6.1	Zusammenfassung	68
3.4	Plastische Verformungen bei Variation des Stützdruckes	36	6.2	Offen gebliebene Fragestellungen	69
3.4.1	Rheologische Modelle	38	7	Literatur	70
3.5	Möglichkeiten zur Festlegung des Stützdruckes	39			
3.6	Festlegung des Stützdruckes	40			

1 Einführung

1.1 Problemstellung

Eine der wichtigsten Gebrauchseigenschaften von Asphalt ist neben der Rissresistenz bei Kälte und der Ermüdungsbeständigkeit gegenüber wiederholten Beanspruchungen der Verformungswiderstand bei Wärme. Da das in der Praxis auftretende Spannungs-Dehnungsverhalten von Asphalt nur schwer zu ermitteln ist, wurden unterschiedliche Prüfverfahren entwickelt, die jedoch nicht universell auf alle Asphaltarten anwendbar sind.

Im Rahmen des Forschungsauftrages „Pilotphase Qualitätssicherung in der Querschnittsforschung; Qualitätsplanung im Asphaltstraßenbau – behandelt am Beispiel des Verformungswiderstandes“ [1, 2] wurde von ARAND und von der DECKEN am Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig der Prototyp einer Triaxialprüfmaschine entwickelt, die durch eine integrierte Druckzelle mit schwellendem Axial- und Radialdruck geeignet ist, den Verformungswiderstand unterschiedlicher Asphaltarten zu beschreiben.

Anhand vergleichender Untersuchungen an Bohrkernproben aus Gussasphalt, Splittmastixasphalt und Asphaltbeton konnte selektiv gezeigt werden, dass mit der Triaxialprüfmaschine die Beanspruchungen des Asphalts praxisadäquat simuliert werden können.

Mit Hilfe dieser neuen Prüfeinrichtung wurde aber lediglich exemplarisch an einem Asphaltbeton durch systematische Variation der Zusammensetzung der Einfluss kompositioneller Merkmale auf den Verformungswiderstand untersucht.

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit soll nun geklärt werden, ob die von ARAND und v. d. DECKEN festgelegten Prüfmodalitäten, die auf einem begrenzten Untersuchungsumfang beruhen, auf das gesamte Spektrum der in der Baupraxis eingesetzten Asphalte anwendbar sind. In die Untersuchungen einbezogen werden sollen neben den gängigen Asphaltdeckschichtarten auch Asphaltbinder, deren Verformungsbeständigkeit zurzeit vornehmlich im Spurbildungsversuch [3, 13] geprüft wird.

Klärungsbedarf besteht außerdem hinsichtlich der Belastungsart der Prüfkörper. Die bislang mit der Triaxialprüfmaschine durchgeführten Untersuchungen wurden unter Anwendung einer kontinuierlichen sinusförmigen Belastung durchgeführt. Die

Festlegung der Art der Belastung im einaxialen Druck-Schwellversuch [4] mit Pausen zwischen den einzelnen Lastzyklen, die in dem europäischen Normvorentwurf auch für den Triaxialversuch gefordert wird, ist in die Betrachtungen einzubeziehen.

Mit Festlegung eines schwellenden radialen Stützdruckes für die unterschiedlichen Asphaltarten soll die Möglichkeit geschaffen werden, einen allgemeingültigen Bewertungshintergrund für den Verformungswiderstand zu schaffen.

Im Verlauf der Untersuchungen soll weiterhin systematisch geklärt werden, wie sich die Art der Herstellung und die Geometrie der Probekörper auf die Größe des ermittelten Verformungswiderstandes auswirken.

In Fortführung der Untersuchungen von ARAND und v. d. DECKEN, die bereits den Einfluss der Zusammensetzung eines Asphaltbetons überprüft haben, sind letztlich Einflüsse kompositioneller Art auf den Verformungswiderstand durch hierarchische Variation der Zusammensetzungen von Asphaltbeton, Splittmastixasphalt und Asphaltbinder zu überprüfen.

Ziel des Forschungsvorhabens ist es – nach Festlegung der Prüfmodalitäten des Triaxialversuchs mit schwellendem Stützdruck – ein universell anwendbares Prüfverfahren zur Bewertung des Verformungswiderstandes unterschiedlicher Asphaltarten zu erhalten. Weiterhin sollen über die Prüfung des Einflusses kompositioneller Merkmale auf den Verformungswiderstand von Gussasphalten, Asphaltbetonen, Splittmastixasphalten, offenporigen Asphalten und Asphaltbindern die Gebrauchseigenschaften der Asphalte praxisadäquat abgeschätzt und Ansätze für einen Bewertungshintergrund erarbeitet werden. Im Erfolgsfalle ist der Bewertungshintergrund geeignet, als Vergleichsmaßstab für die Ergebnisse aus einfacheren Prüfverfahren, z. B. einaxialer Kriechtest, dynamischer Stempleindringversuch, Spurbildungsversuch und einaxialer Druck-Schwellversuch, zu dienen.

2 Untersuchungsmethodik

2.1 Beschreibung der Prüfmaschine und Durchführung der Versuche

Für die Durchführung von dynamischen Triaxialversuchen wurde eine spezielle Druckzelle (siehe Bild

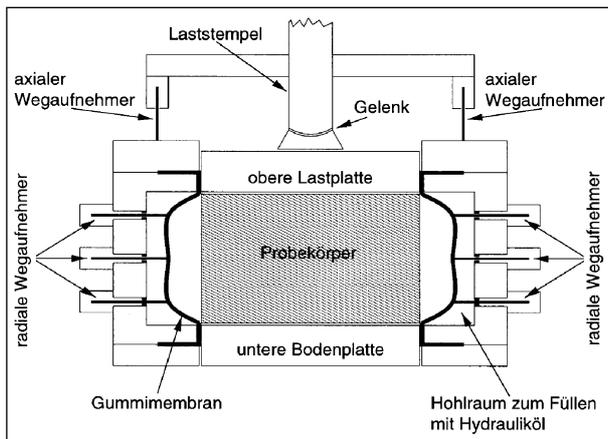


Bild 2.1: Schematische Darstellung der Triaxialzelle während des Einbaus

2.1) entwickelt, in die der zu untersuchende Probekörper eingebaut wird. Der Probekörper besitzt eine zylindrische Form mit einer Höhe von 60 bis 80 mm und einem Durchmesser von 100 mm (Bohrkern und Gyrator-Probekörper) oder 101,6 mm (Marshall-Probekörper).

Die Probe wird zwischen zwei Lastplatten mit dem Durchmesser von 101,6 mm mittig platziert. Über die obere Lastplatte wird die Asphaltprobe mit einer axialen Druckbelastung beansprucht. Da ein Einbau innerhalb der Druckzelle nicht möglich ist, kann die untere Lastplatte mittels einer Hydraulik aus der Druckzelle herausgefahren werden. Nach dem Positionieren des Probekörpers werden untere Lastplatte, Probekörper und obere Lastplatte wieder in die Druckzelle zurückgefahren. Nach dem Einfahren der Probe in die Druckzelle wird ein Hydraulikstempel auf die obere Lastplatte aufgesetzt. Hydraulikstempel und obere Lastplatte sind nicht miteinander verbunden, jedoch durch ein Halbkugelgelenk am Hydraulikstempel drehbar.

Im Inneren der Druckzelle befindet sich eine Gummimembran, die den Probekörper dicht umschließt, denn Gummimembran und Druckzelle sind an der Ober- und Unterkante fest miteinander verbunden. Beim Einbau des Probekörpers liegt die Membran an der Druckzellenwand an; sie kann durch Einbringen von Hydrauliköl in den Hohlraum zwischen Druckzellenwand und Gummimembran an den Probekörper herangeführt werden. Durch ein gezieltes Aufbringen von Öldruck kann dann ein radial auf den Probekörper gerichteter Stützdruck – statisch oder dynamisch – in gewünschter Höhe erzeugt werden.

Um ein Ankleben des Probekörpers an den Laststempeln oder an der Gummimembran zu verhin-

dern, wird auf jede Stirnseite eine Teflonfolie mit einem Durchmesser von 101,6 mm gelegt und an der Seitenfläche ein Streifen Zellstoff (einlagig) entsprechend der Höhe des Probekörpers angelegt. Beide Präparationen haben keine Auswirkungen auf das Prüfergebnis [1, 2].

Zur Messung der axialen Verformungen des Probekörpers werden zwei Wegaufnehmer eingesetzt. Die radialen Verformungen des Probekörpers werden in drei Ebenen mit je drei um 120° versetzt angeordneten Wegaufnehmern gemessen. Die erste Ebene ist 5 mm über der unteren Lastplatte angeordnet, die zweite Ebene ist 30 mm (annähernd Probekörpermitte) und die dritte Ebene ist 50 mm über der unteren Lastplatte angeordnet. Durch elektronisches Zusammenschalten (Parallelschaltung) der Wegaufnehmer wird pro Ebene ein mittlerer Messwert für die radialen Verformungen ermittelt.

Die komplette Druckzelle befindet sich im Inneren einer Klimakammer und kann auf Temperaturen im Bereich von + 20 bis + 60 °C mit einer Genauigkeit von $\pm 0,3$ °C temperiert werden. Das im Innern der Druckzelle eingesetzte Hydrauliköl wird über eine separate Heizung temperiert. Die maximale Prüftemperatur beträgt + 60 °C, die minimale Prüftemperatur + 26 °C. Obwohl die Klimakammer auf + 20 °C (und darunter) temperiert werden kann, steigt die Temperatur des Probekörpers während des Versuchs auf + 26 °C an. Die Ursache liegt im umgebenden Hydrauliköl in der Druckzelle, welches während des Versuches erwärmt wird und durch die Klimakammer nicht ausreichend gekühlt werden kann.

Die axiale Druckspannung wird sinusförmig mit einem unteren Scheitelwert von 0,01 MPa (= N/mm²) und einem oberen Scheitelwert von 0,8 MPa sowie einer Periodendauer von 0,1 s als Standardprüfbedingung über den computergesteuerten Laststempel aufgebracht.

Bei periodischen axialen Belastungen treten in gleicher zeitlicher Abfolge auch radiale Spannungen auf. Aufgrund des viskoelastischen Charakters von Asphalt und in Abhängigkeit von Temperatur und Lasteinwirkungszeit sind diese radialen Spannungen unterschiedlich stark phasenverschoben gegenüber den axialen Spannungen [5, 18].

Aus diesem Grund wird für den radialen Stützdruck ebenfalls ein sinusförmiger Spannungsverlauf mit einer Periodendauer von 0,1 s – jedoch phasenverschoben – vorgesehen. Die Phasenverschiebung



Bild 2.2: links: Steuerschrank und Klimakammer mit hydraulischen Belastungseinheiten ober- und unterhalb des Klimaschranks
rechts: Triaxialdruckzelle während der Prüfphase

zwischen der Axialdruckkurve und der Radial- oder Stützdruckkurve wird nach ARAND und v. d. DECKEN [1, 2] und aufgrund von Versuchen ohne Stützdruck auf $0,01 \text{ s} = 10 \text{ ms}$ – entsprechend einem Phasenwinkel von 36° – als Standard festgesetzt. Das Maximum des Stützdrucks tritt also 10 ms nach dem Maximum der axialen Belastung auf (siehe Bild 2.3), sodass die maximale radiale Spannung bei dem Maximum der radialen Verformung anliegt.

Zur ständigen optischen Kontrolle des Verlaufs der aufgebrachten Lasten und der gemessenen Verformungen wird ein Oszilloskop benutzt. Aufgrund der sehr kleinen Auslenkungen der radialen Wegaufnahme kann der Phasenwinkel ohne Stützdruck aber nur auf maximal $10 \text{ ms} \pm 2 \text{ ms}$, das entspricht $36^\circ \pm 7,2^\circ$, angegeben werden.

In Vorversuchen untersuchte Probekörper aller 5 Asphalte zeigten bei dieser Genauigkeit im gesamten Verlauf des Versuches ohne Stützdruck – messtechnisch muss ein minimaler statischer Druck von $0,1 \text{ bar} \approx 0,01 \text{ MPa}$ anliegen – keine Änderung des Phasenwinkels und bestätigen damit ARAND und v. d. DECKEN [1, 2]. Anhand dieser Kontrollmöglichkeit sind somit keine Ermüdungseffekte – die eine Verschiebung des Phasenwinkels erzeugen sollten – erkennbar.

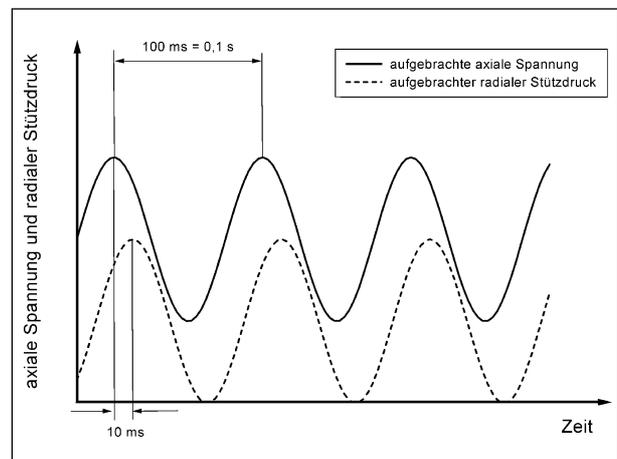


Bild 2.3: Darstellung der Zeitverschiebung (Phasenwinkel) zwischen axialer und radialer Spannung

Der Phasenwinkel von 36° wird über die gesamte Versuchsdauer (150.000 Lastwechsel) konstant gehalten.

Während einer Vortemperierphase von 2 Stunden liegen am Probekörper die unteren Scheitelwerte von $0,01 \text{ MPa}$ sowohl axial wie auch radial an. Dadurch ist sichergestellt, dass zum Versuchsstart kein Spiel mehr im System vorhanden ist und Stempel und Gummimanschette glatt auf der Oberfläche aufliegen. Danach werden sofort die sinusförmigen

Belastungen bis zum oberen Scheitelwert aufgebracht.

Der Versuch hat bei 150.000 Lastwechseln eine Dauer von 4 Stunden und 10 Minuten. Zuvor erfolgt eine Vortemperierphase von 2 Stunden in der Druckzelle bei einer statischen axialen und radialen Grundbelastung von jeweils 0,01 MPa (= N/mm²).

2.2 Erfassung der Prüfergebnisse

Während der Belastungsdauer erfasst der Computer für die Messgrößen axiale Last, axiale Verformung, radiale Last (Stützdruck) und radiale Verformung (3fach) jedes aufgezeichneten Lastwechsels zehn zeitlich äquidistante Messwerte. Mittels eines Householderalgorithmus lassen sich diese Messwerte über die Methode der kleinsten Abstandsquadrate durch eine Fourierreihenentwicklung (1), bei der das Summenglied aus nur einem Summanden besteht ($n = 1$), anpassen [2].

$$x(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} (a_n \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot n \cdot f \cdot t) + b_n \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot n \cdot f \cdot t)) \quad (1)$$

Die so gefundene Funktion beschreibt mit den Koeffizienten a_0 , a_1 und b_1 eine ideale Sinuskurve. Einige wenige Informationen über eventuelle Abweichungen der originalen Messwerte von einer Sinuskurve gehen hierbei verloren. Zur Veranschaulichung der Zusammenhänge dient Bild 2.4.

Die Amplitude der eingerechneten Sinuskurve schwingt um einen infolge der zunehmenden plastischen Verformung stetig ansteigenden oder bei Verschlankung des Probekörpers stetig absteigen-

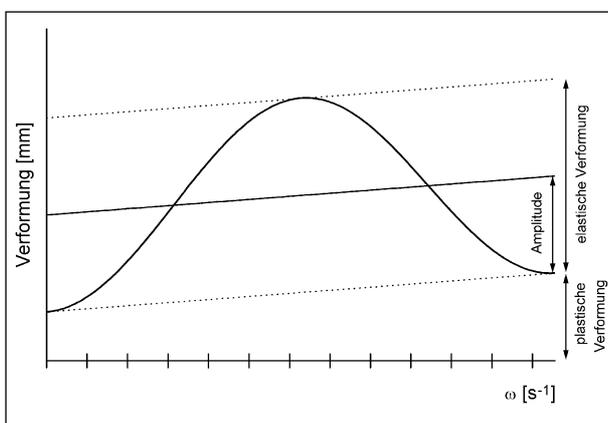


Bild 2.4: Prinzipische Skizze zur Erläuterung der plastischen und elastischen Verformungsanteile während eines Lastimpulses

den Grafen. Die Differenz zwischen oberem und unterem Scheitelwert einer jeden Schwingung stellt die elastische Verformung des Probekörpers während eines Lastwechsels dar. Für die Ermittlung des Verformungswiderstandes wird für jede gespeicherte Sinusschwingung als maßgebliche Verformung die bleibende Verformung beim unteren Scheitelwert der Schwingungsamplitude bestimmt.

Werden – wie im Prüfprogramm ursprünglich vorgesehen – Lastpausen zwischen zwei Lastwechseln vorgesehen, werden diese bei der Messwertaufnahme nicht berücksichtigt, d. h., die Lastpause geht nicht in die Berechnung der Sinusschwingung ein.

Ergebnis des Triaxialversuches ist die durch Quotientenbildung aus bleibender axialer Verformung [mm] und ursprünglicher Probekörperhöhe [mm] ermittelte bleibende Dehnung in ‰ nach dem 150.000. Lastwechsel. Alternativ soll die Dehnung nach dem 20.000. Lastwechsel betrachtet werden, um zu untersuchen, ob die Versuchsdauer reduziert werden kann.

Während es bisher nur möglich war, den Mittelwert und die Amplitude eines Lastwechsels zu speichern, konnte im Laufe der Optimierungsphase ein Programm entwickelt werden, welches auch die zeitliche Verschiebung der axialen und radialen Lasten und Verformungen aufzeichnet. Somit gelang es auch, den Phasenwinkel anhand der binär gespeicherten Daten aus dem Computersystem der Triaxialmaschine (Betriebssystem OS/9) in das Computersystem eines handelsüblichen Personalcomputers (Betriebssystem Microsoft Windows 98®) umzuwandeln.

In Vorversuchen ohne Stützdruck – aus messtechnischen Gründen muss ein minimaler, statischer, radialer Druck von 0,1 bar \approx 0,01 MPa angelegt werden – wurde der Phasenwinkel zwischen der axialen Last und der radialen Auslenkung der Wegaufnehmer in der mittleren Ebene kontrolliert.

In Bild 2.5 ist zunächst ein Beispiel für einen Einzelversuch des Asphaltbetons 0/11 der Optimierungsphase dargestellt.

In Bild 2.5 ist zu erkennen, dass der Phasenwinkel in der Anfangsphase stark streut, was auf die sehr geringen Auslenkungen der Wegaufnehmer zurückzuführen ist. Hier findet kein „Einschwingen“ des Probekörpers statt, wie es später in Kapitel 3.3 und 3.4 beobachtet werden kann. Erst im weiteren

Verlauf des Versuches werden die gemessenen radialen Verformungen größer, sodass der Phasenwinkel mit geringerer Streuung berechnet werden kann.

Der Anstieg des Phasenwinkels in der Schlussphase der Versuche wird nicht weiter betrachtet, da hier bereits das Gefüge im Asphalt nachhaltig gestört ist. Diese starken Störungen treten nur bei Voruntersuchungen mit geringem Stützdruck auf, werden im Verlauf der Triaxialversuche zur Bestimmung des Ergebnisses aber nicht erreicht.

Zum besseren Verständnis für die weiteren Darstellungen der ermittelten Phasenwinkel erfolgt im Vorgriff auf Kapitel 2.3 eine kurze Beschreibung des Versuchsprogramms:

Der Forschungsauftrag teilt sich in zwei Phasen. In der ersten Phase, der Optimierungsphase, werden die Prüfmodalitäten an fünf Asphalten bei einer Prüftemperatur von $T = + 40 \text{ °C}$ überprüft. In der zweiten Phase, der Prüfungsphase, werden vier von der Optimierungsphase verschiedene Walzasphalte (veränderte Rezeptur) eingesetzt. Zusätzlich wurde die Prüftemperatur von $T = + 40 \text{ °C}$ auf $T = + 50 \text{ °C}$ heraufgesetzt.

Die Phasenwinkel wurden in der Optimierungsphase an fünf Asphalten bei $T = + 40 \text{ °C}$ und später an vier Asphalten bei $T = + 50 \text{ °C}$ ermittelt. In der Prüfungsphase wurden die Phasenwinkel an drei Asphalten bei $T = + 50 \text{ °C}$ ermittelt. In den Bildern 2.6a bis 2.6e sind diese weiteren Einzelversuche dargestellt.

Beim Asphaltbeton für $T = + 40 \text{ °C}$ stabilisiert sich der Phasenwinkel zur Hälfte der Versuchsdauer und

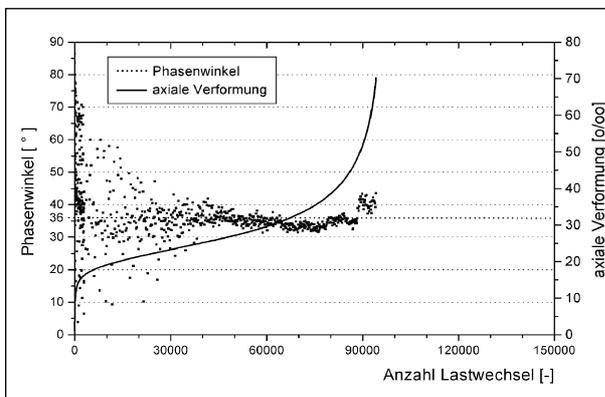


Bild 2.5: Phasenwinkel zwischen axialer Last und radialer Verformung sowie axiale Verformung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel ohne Stützdruck für den Asphaltbeton der Optimierungsphase bei einer Prüftemperatur von $T = + 40 \text{ °C}$

steigt gegen Ende an. Für $T = + 50 \text{ °C}$ (in der Optimierungsphase: Mittel aus zwei Werten) treten – unabhängig von der Rezeptur – anfangs keine großen Streuungen auf. Der Phasenwinkel liegt relativ konstant bei ca. 30° , bis er gegen Versuchsende steigt.

Das Versuchsende wird hier, wie auch bei vielen folgenden Versuchen, vor dem 150.000 Lastwechsel erreicht. Da sich der Probekörper annähernd unbehindert radial ausdehnen kann, ist relativ

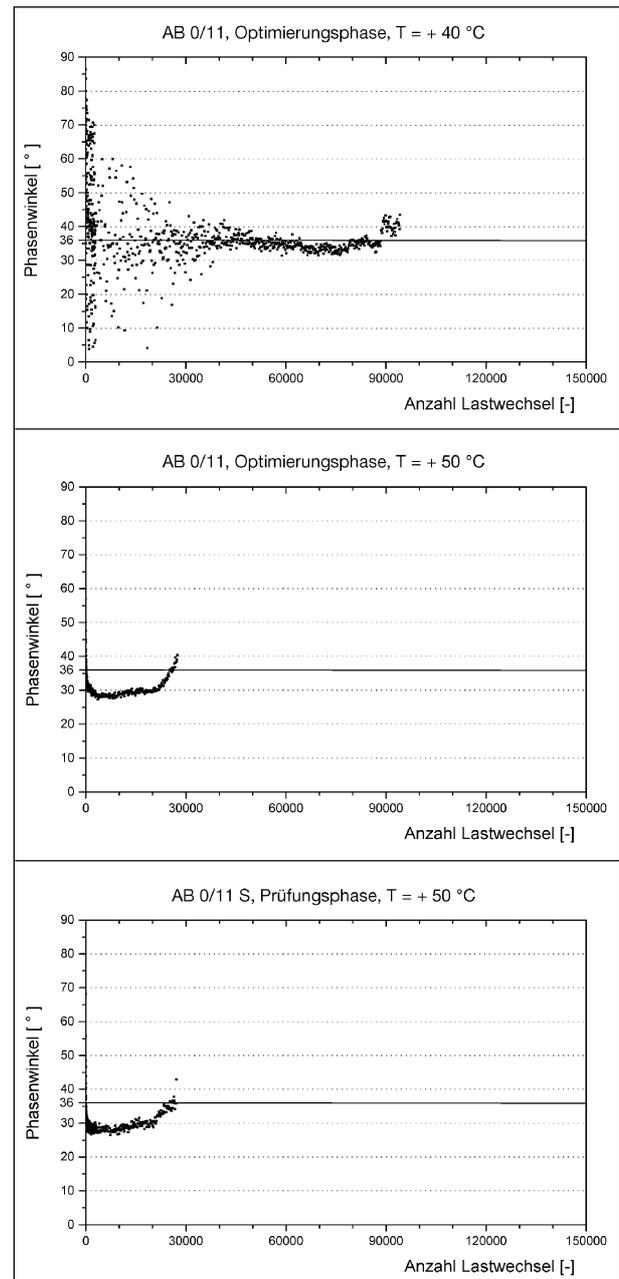


Bild 2.6a: Gemessener Phasenwinkel zwischen axialer Last und radialer Verformung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel ohne Stützdruck für den Asphaltbeton bei Variation der Prüftemperatur und der Rezeptur

schnell ein messtechnisches Maximum in radialer oder axialer Richtung erreicht.

Der Splittmastixasphalt zeigt bei $T = + 40 \text{ }^\circ\text{C}$ am Anfang erhebliche Streuungen, was aufgrund seiner Steifigkeit und der damit verbundenen kleinen radialen Verformungen nicht verwundert. Der Phasenwinkel fällt bis kurz vor Versuchsende und steigt anschließend an. Bei $T = + 50 \text{ }^\circ\text{C}$ fallen die Streuungen wesentlich geringer aus. Auch tritt der anfängliche Abfall des Phasenwinkels nur sehr be-

grenzt auf. Einerseits steigt der Phasenwinkel über den größten Teil des Versuches von ca. 25° auf ca. 40° an, andererseits bleibt er relativ konstant bei 30° . In der Schlussphase nimmt er – bedingt durch Gefügestörungen – exponentiell zu.

Der Asphaltbinder zeigt für $T = + 40 \text{ }^\circ\text{C}$ über den gesamten Versuchsablauf eine starke Streuung, die aber auf einem nahezu konstanten Niveau verläuft. Auch diese Streuungen können mit der hohen Steifigkeit des Asphaltbinders erklärt werden. Bei

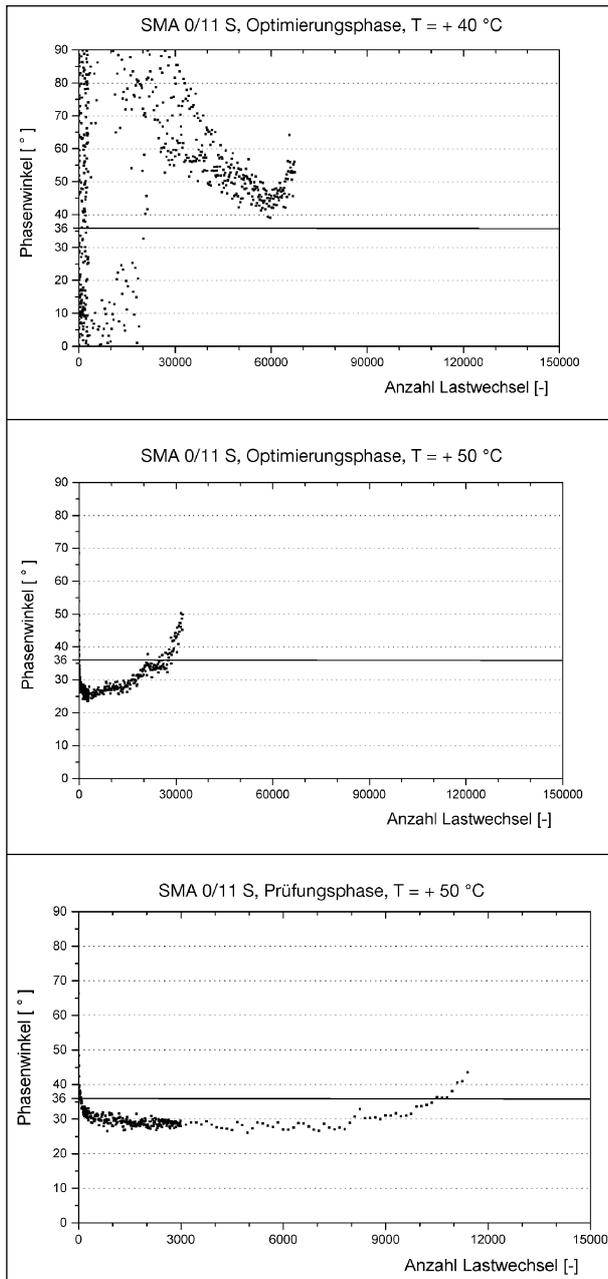


Bild 2.6b: Gemessener Phasenwinkel zwischen axialer Last und radialer Verformung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel ohne Stützdruck für den Splittmastixasphalt bei Variation der Prüftemperatur und der Rezeptur

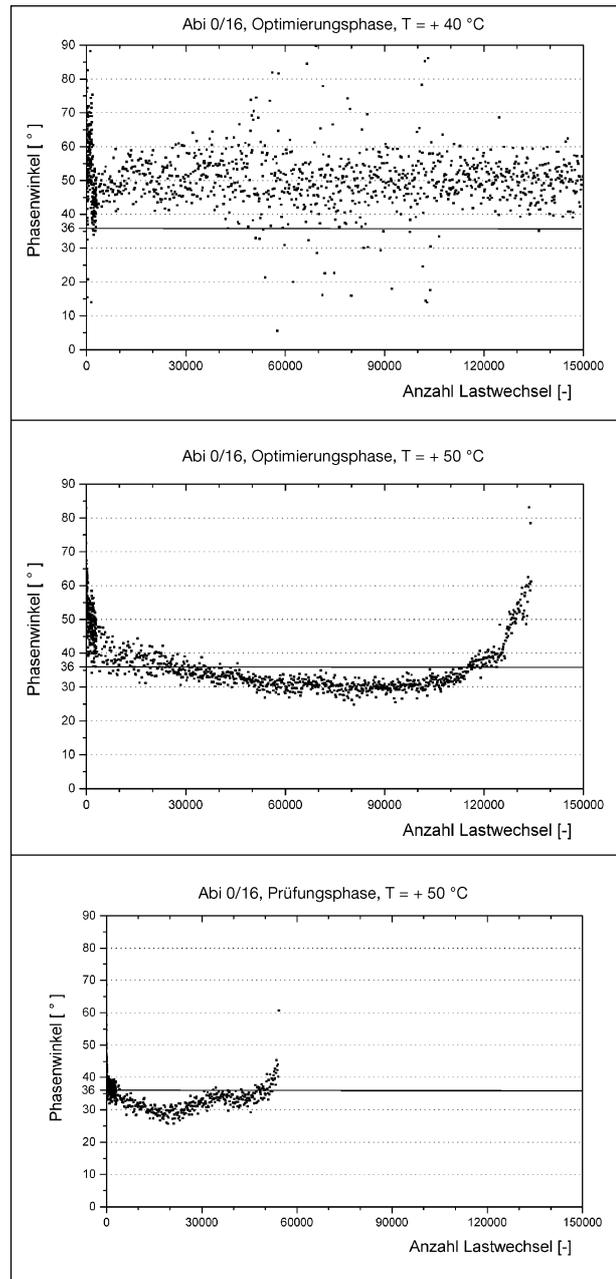


Bild 2.6c: Gemessener Phasenwinkel zwischen axialer Last und radialer Verformung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel ohne Stützdruck für den Asphaltbinder bei Variation der Prüftemperatur und der Rezeptur

$T = + 50 \text{ }^{\circ}\text{C}$ sind die Streuungen für beide Rezepturen deutlich geringer. Wie auch beim Asphaltbeton liegt der Phasenwinkel bei ca. 30° und steigt gegen Versuchsende an.

Der offenporige Asphalt zeigt sowohl bei $T = + 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$ als auch bei $T = + 50 \text{ }^{\circ}\text{C}$ anfangs einen

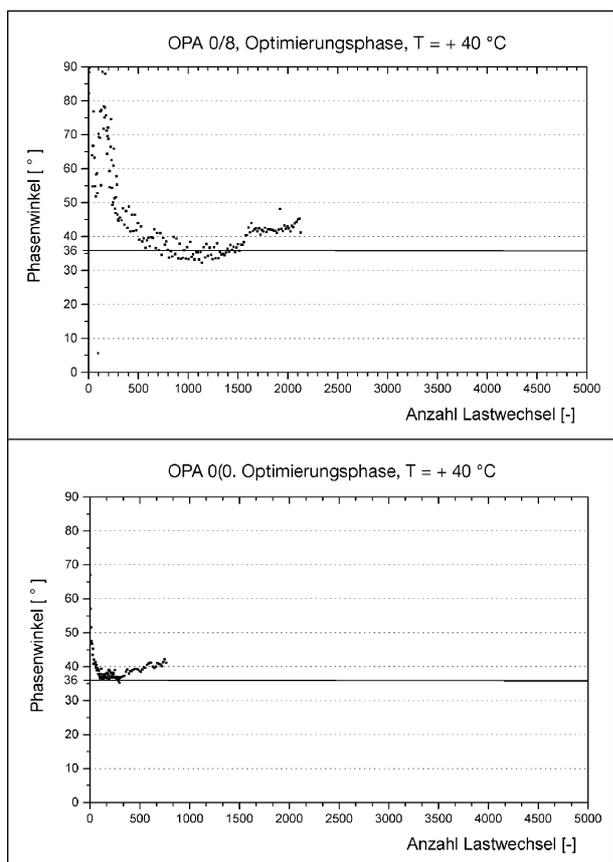


Bild 2.6d: Gemessener Phasenwinkel zwischen axialer Last und radialer Verformung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel ohne Stützdruck für den offenporigen Asphalt bei Variation der Prüftemperatur

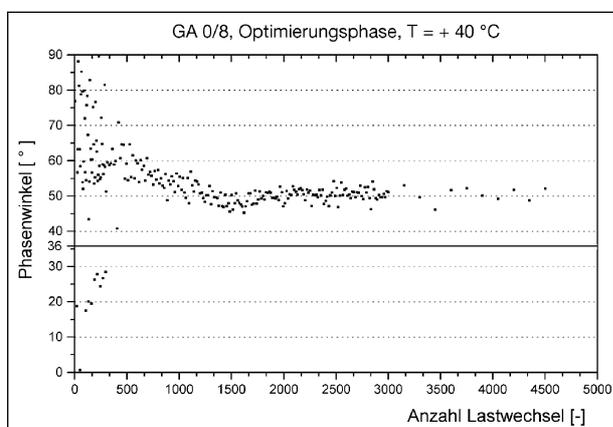


Bild 2.6e: Gemessener Phasenwinkel zwischen axialer Last und radialer Verformung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel ohne Stützdruck für den Gussasphalt

hohen Phasenwinkel, der relativ schnell fällt, ein Minimum durchläuft und dann bis zum Versuchsende ansteigt. Beide Phasenwinkel liegen auf annähernd gleichem Niveau.

Da der Gussasphalt nicht bei $T = + 50 \text{ }^{\circ}\text{C}$ geprüft werden sollte, liegt nur ein Ergebnis der Optimierungsphase bei $T = + 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$ vor. Der Gussasphalt zeigt anfangs hohe Streuungen, bevor er sich stabilisiert. Im Gegensatz zum Asphaltbeton oder Splittmastixasphalt bleibt der Phasenwinkel bis zum Versuchsende nahezu konstant.

Für den offenporigen Asphalt und den Gussasphalt ist zu beachten, dass die Abszisse einen deutlich kleineren Bereich – bis 5.000 Lastwechsel – zeigt; die Probekörper wurden somit sehr schnell auseinander gedrückt.

Für die Prüftemperatur $T = + 50 \text{ }^{\circ}\text{C}$ wurden keine umfassenden Prüfreihen ohne Stützdruck aufgestellt. Eine Prüfung ohne Stützdruck bewirkt, dass sich der Probekörper sehr stark ausdehnt. Da die Öffnung am oberen Rand der Prü fzelle kleiner als der nutzbare Durchmesser innerhalb der Zelle ist, ergaben sich dadurch Schwierigkeiten beim Ausbau der Probekörper. Dabei wurde mehrfach die Gummimembran beschädigt, sodass sie ausgewechselt werden musste. Erst gegen Ende der Versuchsreihen konnte per Eingriff in die Elektronik die maximale radiale Ausdehnung der Probekörper auf die obere Öffnungsbreite beschränkt werden. Aus zeitlichen Gründen war die Durchführung vollständiger Messreihen nicht möglich.

Die rechnerisch ermittelten Phasenwinkel liegen bei $T = + 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$ meist über dem bisher festgesetzten Wert von 36° . Für eine Prüftemperatur von $T = + 50 \text{ }^{\circ}\text{C}$ liegen die Phasenwinkel teilweise unterhalb von 36° (erkennbar für den Asphaltbeton, Splittmastixasphalt und Asphaltbinder). Diese Verschiebung kann damit erklärt werden, dass bei einer höheren Prüftemperatur der Asphalt einen geringeren Verformungswiderstand aufweist und damit schneller auf Belastungen reagieren kann, was einen kleineren Phasenwinkel bewirkt. Weiterhin ist zu erkennen, dass bei einer Prüftemperatur von $T = + 50 \text{ }^{\circ}\text{C}$ für alle Walzasphalte die ermittelten Phasenwinkel geringer streuen. Dies kann mit den größeren radialen Verformungen (und damit einer präziseren Berechnung des Phasenwinkels) aufgrund des bereits genannten geringeren Verformungswiderstandes begründet werden.

Als Reaktion auf diese Beobachtungen wird zunächst

- der Phasenwinkel über die gesamte Versuchsdauer konstant gehalten,
- der Phasenwinkel auf 36° (entsprechend 10 ms) festgelegt.

Um weiter gehende Aussagen über den Zusammenhang zwischen axialer/radialer Last und der resultierenden Verformung ohne Stützdruck treffen zu können, müssten weitere Versuche durchgeführt werden. Zusätzlich müsste die Präzision der Berechnung bestimmt werden, was eine aufwändige Änderung der Prüfsoftware und ein umfangreiches Prüfprogramm erfordert.

2.3 Versuchsmethodik

Für die experimentellen Untersuchungen des Triaxialversuches wurden fünf unterschiedliche Asphaltarten eingesetzt:

- Asphaltbeton,
- Splittmastixasphalt,
- Asphaltbinder,
- offenporiger Asphalt und
- Gussasphalt.

Für die fünf genannten Asphaltarten wurden einige Sorten spezifiziert und daran ein Teil der Prüfmodalitäten systematisch und ein weiterer Teil hierarchisch variiert.

In einem ersten Schritt wurde eine Optimierungsphase durchgeführt, um die Einflüsse unterschiedlicher Prüfmodalitäten auf das Ergebnis des Triaxialversuchs abschätzen zu können.

Im zweiten Schritt wurden in der Prüfungsphase mit den optimierten Prüfmodalitäten Variationen der Zusammensetzung der Asphalte untersucht.

Für die Optimierungsphase wurden folgende Asphaltarten gewählt:

- Asphaltbeton 0/11,
- Splittmastixasphalt 0/11 S,
- Asphaltbinder 0/16,
- offenporiger Asphalt 0/8 und
- Gussasphalt 0/8.

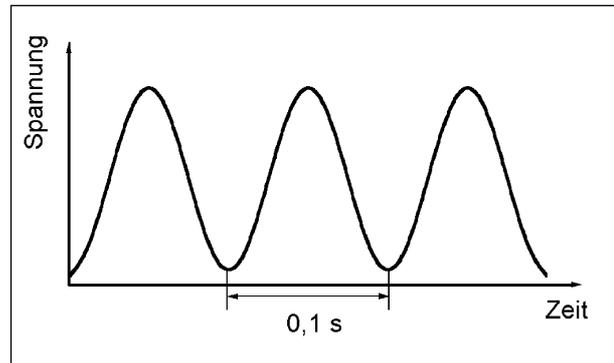


Bild 2.7: Druckschwellbelastung bei einer Frequenz von 10 Hz = 0,1 s ohne Lastpause als Standardbelastung

Die Variationen der Prüfmodalitäten stützten sich auf die Standard-Versuchsbedingungen, die in den Kapiteln 2.1 und 2.2 beschrieben wurden.

Als Standard für den Phasenwinkel – den zeitlichen Abstand zwischen aufgebracht axialer Last und radialem Stützdruck – wurde bisher $36^\circ = 10$ ms verwendet. Für die Optimierung wurden vier Phasenwinkel von $0^\circ = 0$ ms; $18^\circ = 5$ ms; $36^\circ = 10$ ms und $54^\circ = 15$ ms untersucht.

Die Lastaufbringung (Belastungsart) erfolgte als Standard mit einer sinusförmigen Druckschwellbelastung mit einer Frequenz von 10 Hz (= 0,1 s = 100 ms) ohne Lastpausen (siehe Bild 2.7).

Als alternative Belastungsart sollte – entsprechend der Belastungsart des einaxialen Druckschwellversuches nach [4] – zwischen zwei Lastimpulsen mit einer Impulsdauer von 0,2 s = 200 ms eine Lastpause von 1,5 s vorgesehen werden. Trotz größter Anstrengungen des Herstellers des Prototyp-Prüfgerätes konnte diese Belastungsart mit der vorhandenen Hydraulik der Druckzelle (Prototyp) nicht eingestellt werden. Auch eine Belastungsart mit einem sinusförmigen Lastimpuls von 0,1 s Dauer (Standardimpulsdauer) und einer Lastpause von 0,1 s Dauer konnte nicht für ausreichend hohe Stützdrücke realisiert werden. Somit musste letztlich auf die Variation der Belastungsart verzichtet werden.

Die Herstellung der Probekörper erfolgte als Standard wie auch bei ARAND und v. d. DECKEN [1, 2] mittels Marshall-Verdichtung (Marshall-Probekörper). Als Variationen wurden für die Walzasphalte zusätzlich auch Probekörper im Gyrator hergestellt sowie Bohrkern aus mittels Walzsektor-Verdichter hergestellten Asphaltprobepplatten gezogen. Für beide Varianten wurden die gleichen Raumdichten wie für die Marshall-Probekörper angestrebt.

Probekörperhöhe	Herstellungsart	Phasenwinkel
60 mm	MPK	0° ≅ 0 ms
		18° ≅ 5 ms
		36° ≅ 10 ms
		54° ≅ 15 ms
	Gyrator *	36° ≅ 10 ms
Bohrkern *		
80 mm	Gyrator *	36° ≅ 10 ms
	Bohrkern *	
	geklebter Bohrkern	

* Für den Gussasphalt wurden keine Bohrkern oder mittels Gyrator hergestellten Probekörper untersucht

Tab. 2.1: Übersicht der Prüfmerkmale und aller durchgeführten Variationen dieser Merkmale für alle Asphalte in der Optimierungsphase

Die Höhe der Probekörper wurde auf 60 mm als Standard festgelegt. Als Variation wurde auch die Höhe von 80 mm untersucht, sowie ein aus zwei 40 mm hohen Probekörpern zusammengeklebter Probekörper mit einer Gesamthöhe von ebenfalls 80 mm.

Für den Gussasphalt wurde die Art der Herstellung nicht variiert. Er wurde in Formen mit einem Durchmesser von 101,6 mm bei Variation der Höhe von 40, 60 und 80 mm gegossen. Danach wurde aus zwei 40 mm hohen Probekörpern ein 80 mm hoher Probekörper geklebt.

Eine Übersicht aller Variationen der Optimierungsphase ist in Tabelle 2.1 dargestellt. In der Prüfungsphase wurden vier Walzasphalte geprüft, bei denen die Zusammensetzung und zum Teil die Verdichtung variiert wurden.

Als wichtigste Änderung gegenüber der Optimierungsphase wurde vom betreuenden Ausschuss die Prüftemperatur auf $T = + 50 \text{ °C}$ angehoben, um vergleichbare Versuchsbedingungen mit anderen dynamischen Prüfverfahren [3, 4, 12, 13] zu erhalten. Die mit 50 °C gewonnenen Ergebnisse sind daher nicht mehr vergleichbar mit denen der Optimierungsphase.

Zunächst wurde für drei neu zusammengesetzte Walzasphalte – Asphaltbeton 0/11 S, Splittmastixasphalt 0/11 S und Asphaltbinder 0/16 S – der Einfluss des Bindemittels ermittelt. Dazu wurde in einem ersten Schritt jeweils ein Asphalt der Bauklassen SV, 1 und 2 (Basisasphalt) hergestellt und geprüft. Im zweiten Schritt wurde der Bindemittelgehalt um 0,5 M.-% – bei ansonsten gleicher Zusammensetzung – erhöht. In einem dritten Schritt wurde das Straßenbaubitumen durch ein polymer-

Variation	AB 0/11 S	SMA 0/11 S	ABi 0/16 S	OPA 0/8
Basisasphalt	X	X	X	X
Erhöhung des Bindemittelgehaltes um 0,5 M.-%	X	X	X	
Verwendung von polymermodifiziertem Bitumen	X	X	X	
Verdichtungsgrad von 98,6 %		X		
Verdichtungsgrad von 97,1 %		X		

Tab. 2.2: Übersicht der durchgeführten Variationen für die Walzasphaltesorten in der Prüfungsphase

modifiziertes Bitumen – bei unveränderter Zusammensetzung des Basisasphalts – ersetzt.

Weiterhin wurde für den Splittmastixasphalt 0/11 S (Basisasphalt) der Verdichtungsgrad auf 98,6 % und 97,1 % reduziert.

Schließlich wurde ein offenerporiger Asphalt 0/8 hergestellt und geprüft, um die Funktionsweise des Versuches mit diesem Asphalt zu überprüfen.

Eine Übersicht aller Variationen ist in Tabelle 2.2 dargestellt.

2.4 Zusammensetzung und Eigenschaften der Asphaltvarianten

Die präparative Aufbereitung der Baustoffkomponenten sowie die Herstellung der Asphaltgemische und der Probekörper erfolgten im Laboratorium. Dazu waren zunächst die Eigenschaften der Baustoffkomponenten zu ermitteln und zu beschreiben. Dann wurde mittels Eignungsprüfung die optimale Zusammensetzung der Asphaltgemische festgelegt. Die eingesetzten Asphalte der Optimierungsphase sind in ihrer Zusammensetzung identisch mit denen im Forschungsvorhaben „Überprüfung der Eignung des dynamischen Stempelversuches zur Beurteilung der Verformungseigenschaften von Asphalt und Schaffung eines Bewertungshintergrundes“ [12] – gefördert von der AiF über das DAI – verwendeten Asphalte, um einen direkten Vergleich der Prüfergebnisse zu ermöglichen.

2.4.1 Bindemittel

Für die präparativ hergestellten Asphalte wurden vier Bitumen der Firma Deutsche Shell GmbH eingesetzt. Dabei handelte es sich um die Arten und Sorten 30/45, 50/70, PmB 45 A (Caribit 45) und PmB 40/100-65 H (Cariphalte OPA). Die Material-

Merkmal	Dim.	Bitumen			
		30/45	50/70	PmB 45 A	PmB 40/100-65 H
Dichte bei T = 25 °C	g/cm ³	1,028	1,025	1,031	1,020
Erweichungspunkt Ring und Kugel	°C	57,5	51,0	61,8	72,6
Penetration bei T = 25 °C	mm/10	33	55	32	79
Brechpunkt nach FRAAß	°C	-8	-12,5	-10	-17
Duktilität bei T = + 25 °C	cm	-	-	> 100	60
Elastische Rückstellung bei T = + 25 °C	%	-	-	68	97

Tab. 2.3: Eigenschaften der für die Untersuchung eingesetzten Bitumen im Anlieferungszustand

Merkmal	Dimension	TE-Z 0/8
Bindemittelgehalt	M.-%	52,95
Erweichungspunkt Ring und Kugel	°C	93,0 (Glyzerin)
Dichte bei T = 25 °C	g/cm ³	1,406
Nadelpenetration des extrahierten Bindemittels	1/10 mm	10
Erweichungspunkt Ring und Kugel des extrahierten Bindemittels	°C	79,5 (Glyzerin) 75,5 (Wasser)
Dichte des extrahierten Bindemittels	g/cm ³	1,064

Tab. 2.4: Eigenschaften des für die Untersuchung eingesetzten Trinidad -Epurés im Anlieferungszustand

kennwerte der Originalbitumen sind in Tabelle 2.3 zusammengestellt.

Für die Herstellung des Gussasphalts 0/8 kam zusätzlich Trinidad-Epuré vom Typ TE-Z 0/8 der Firma Trinidad Lake Asphalt GmbH & Co KG, Carl Unge-witter zum Einsatz. Die ermittelten Kenndaten des Epurés sind in der Tabelle 2.4 zusammengestellt.

2.4.2 Gesteine

Für alle Asphaltvarianten wurde ein Kalksteinmehl der Firma Fels-Werke GmbH aus Seesen/Harz verwendet. Die Rohdichte wurde zu $\rho_R = 2,709 \text{ g/cm}^3$ ermittelt.

Im Sandbereich wurde ein rundkörniger Natursand aus Bortfeld bei Braunschweig mit einer Rohdichte von $\rho_R = 2,637 \text{ g/cm}^3$ eingesetzt. Der Brechsand wurde zusammen mit den Splitten von Halden im Steinbruch der Fa. Harzburger-Gabbro-Steinbruchs-Gesellschaft mbH aus Bad Harzburg entnommen.

Die Rohdichten der Einzelkornklassen im Brechsand- und Splittbereich zwischen 0,09 und 22,4 mm sind in Tabelle 2.5 aufgelistet.

Merkmal		Dimension	Rohdichte Gabbro
Brechsand 0,09/2,0 mm	ρ_{RM}	g/cm ³	2,871
Splitt 2,0/5,0 mm	ρ_{RM}	g/cm ³	2,898
Splitt 5,0/8,0 mm	ρ_{RM}	g/cm ³	2,868
Splitt 8,0/11,2 mm	ρ_{RM}	g/cm ³	2,865
Splitt 11,2/16,0 mm	ρ_{RM}	g/cm ³	2,810
Splitt 16,0/22,4 mm	ρ_{RM}	g/cm ³	2,867

Tab. 2.5: Rohdichten ρ_{RM} des Brechsandes und der Einzelkornklassen der eingesetzten Splitte

Für die Herstellung des Splittmastixasphalts 0/11 S und des offenporigen Asphalts 0/8 kam zusätzlich der Faserstoff Arbocel Typ ZZ 8/1 der Firma J. Rettenmaier & Söhne GmbH & Co KG aus Holzmühle zur Anwendung.

Allen oben genannten Firmen sei an dieser Stelle für die kostenfreie Bereitstellung der Baustoffe gedankt.

2.4.3 Ergebnisse der Eignungsprüfungen

Die Zusammensetzung der Mischgutarten und -sorten erfolgte unter Berücksichtigung der ZTV Asphalt-StB 94/98 für die Optimierungsphase und ZTV Asphalt-StB 02 [6] für die Prüfungsphase und des Merkblattes für den Bau offenporiger Asphalt-deckschichten [7]. Es wurden Eignungsprüfungen unter dreifacher Variation des Bindemittelgehalts durchgeführt. In Tabelle 2.6 sind die daraus resultierenden Zusammensetzungen sowie die Kenndaten der einzelnen Asphaltarten für die Optimierungsphase dokumentiert.

In der Prüfungsphase wurde der Einfluss der Zusammensetzung bei dreifacher Variation bei drei Asphaltarten untersucht. Es wurde jeweils ein Basisasphalt hergestellt und anschließend der Bindemittelgehalt um 0,5 M.-% sowie die Bindemittelart bei gleicher Zusammensetzung verändert. Weiterhin wurde ein offenporiger Asphalt hergestellt. Diese Variationen sind in den Tabellen 2.7a, 2.7b und 2.7c dokumentiert.

Merkmal		Dimen- sion	Asphaltart					
			AB 0/11	SMA 0/11 S	ABi 0/16	OPA 0/8	GA 0/8	
Korngrößenverteilung	≤ 0,09 mm	M.-%	7,0	8,7	5,0	4,0	23,1	
	NS	0,09/0,25 mm	M.-%	2,0				4,2
		0,25/0,71 mm	M.-%	2,0				11,3
		0,71/2,00 mm	M.-%	4,5				4,5
	BS	0,09/0,25 mm	M.-%	6,0	3,9	4,5	1,2	2,7
		0,25/0,71 mm	M.-%	8,0	4,3	8,5	2,1	1,9
		0,71/2,00 mm	M.-%	10,5	7,8	14,0	2,2	4,4
		2,0/5,0 mm	M.-%	27,0	11,0	13,0	12,0	25,3
		5,0/8,0 mm	M.-%	18,0	22,0	10,0	78,0	21,7
		8,0/11,2 mm	M.-%	15,0	42,0	15,0		
		11,2/16,0 mm	M.-%			30,0		
		16,0/22,4 mm	M.-%					
		Summe	M.-%	100	99,7	100	99,5	99,0
	BS:NS-Verhältnis		-	3:1	1:0	1:0	1:0	1:2
Arbocel		M.-%		0,3		0,5		
Trinidad-Epuré		M.-%					2,0	
Bindemittelsorte		-	50/70	50/70	PmB 45 A	PmB 40/100-65 H	30/45+TE	
Bindemittelgehalt		M.-%	5,9	6,5	4,6	5,8	7,6	
Rohdichte ρ_{RAS}		g/cm ³	2,592	2,576	2,664	2,616		
Raumdichte ρ_A		g/cm ³	2,536	2,485	2,551	2,056	2,442	
Hohlraumgehalt H_{bit}		V-%	2,2	3,5	4,2	21,4		
Marshall-Stabilität		kN	12,0	8,2	18,4	4,8		
Marshall-Fließwert		mm/10	4,6	2,8	4,1	2,2		
Eindringtiefe		mm					2,2	
Zunahme der Eindringtiefe		mm					0,23	
Verdichtungs- widerstand D		21 Nm	22,0	45,7	37,2	52,9		

Tab. 2.6: Zusammensetzung und Eigenschaften der Asphaltarten gemäß Eignungsprüfungen für die Optimierungsphase

Merkmal		Dimen- sion	SMA 0/11 S					
			Basis	Bindemittel		Verdichtungsgrad		
Korngrößenverteilung	≤ 0,09 mm	M.-%	8,7	8,7	8,7	8,7	8,7	
	NS	0,09/0,25 mm						
		0,25/0,71 mm						
		0,71/2,00 mm						
	BS	0,09/0,25 mm	M.-%	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
		0,25/0,71 mm	M.-%	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
		0,71/2,00 mm	M.-%	8,0	8,0	8,0	8,0	8,0
		2,0/5,0 mm	M.-%	10,0	10,0	10,0	10,0	10,0
		5,0/8,0 mm	M.-%	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
		8,0/11,2 mm	M.-%	47,0	47,0	47,0	47,0	47,0
		11,2/16,0 mm	M.-%					
		Summe	M.-%	99,7	99,7	99,7	99,7	99,7
	BS:NS-Verhältnis		-	1:0	1:0	1:0	1:0	1:0
Arbocel		M.-%	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	
Trinidad-Epuré		M.-%						
Bindemittelsorte		-	50/70	50/70	PmB45A	50/70	50/70	
Bindemittelgehalt		M.-%	5,9	6,4	5,9	5,9	5,9	
Rohdichte ρ_{RAS}		g/cm ³	2,578	2,549	2,581	2,588	2,588	
Raumdichte ρ_A		g/cm ³	2,449	2,467	2,426	2,379	2,414	
Hohlraumgehalt H_{bit}		V-%	5,0	3,2	6,0	8,1	6,7	
Marshall-Stabilität		kN	8,2					
Marshall-Fließwert		mm/10	3,5					
Anzahl Verdichtungs- schläge		-	2x50	2x50	2x50	2x23	2x33	
Verdichtungs- widerstand D		21 Nm	40,5					

Tab. 2.7a: Variation der Zusammensetzung und Eigenschaften des Splittmastixasphalts für die Prüfungsphase

Merkmal		Dimen- sion	ABi 0/16 S			OPA 0/8	
			Basis	Bindemittel		Basis	
Korngrößenverteilung	NS	0,09 mm	M.-%	6,0	6,0	6,0	3,5
		0,09/0,25 mm	M.-%				
		0,25/0,71 mm	M.-%				
		0,71/2,00 mm	M.-%				
	BS	0,09/0,25 mm	M.-%	5,0	5,0	5,0	
		0,25/0,71 mm	M.-%	5,0	5,0	5,0	
		0,71/2,00 mm	M.-%	9,0	9,0	9,0	
		2,0/5,0 mm	M.-%	10,0	10,0	10,0	11,0
		5,0/8,0 mm	M.-%	15,0	15,0	15,0	85,0
		8,0/11,2 mm	M.-%	15,0	15,0	15,0	
		11,2/16,0 mm	M.-%	30,0	30,0	30,0	
		Summe	M.-%	100,0	100,0	100,0	99,5
		BS:NS-Verhältnis	-	1 : 0	1 : 0	1 : 0	-
	Arbocel	M.-%				0,5	
	Trinidad-Epuré	M.-%					
	Bindemittelsorte	-	30/45	30/45	PmB45A	PmB 40/100-60H	
	Bindemittelgehalt	M.-%	4,0	4,5	4,0	6,0	
	Rohdichte ρ_{RAS}	g/cm ³	2,658	2,658	2,658	2,597	
	Raumdichte ρ_A	g/cm ³	2,473	2,505	2,486	1,953	
	Hohlraumgehalt H_{bit}	V-%	7,0	5,8	6,5	24,8	
	Marshall-Stabilität	kN	13,0			1,8	
	Marshall-Fließwert	mm/10	5,9			3,6	
	Verdichtungs- widerstand D	21 Nm	48,2			52,9	

Tab. 2.7b: Zusammensetzung und Eigenschaften des Asphaltbinders 0/16 S und offenporigen Asphalts 0/8 für die Prüfungsphase

Merkmal		Dimen- sion	AB 0/11 S			
			Basis	Bindemittel		
Korngrößenverteilung	≤ 0,09 mm	M.-%	6,0	6,0	6,0	
	NS	0,09/0,25 mm				
		0,25/0,71 mm				
		0,71/2,00 mm				
	BS	0,09/0,25 mm	M.-%	8,0	8,0	8,0
		0,25/0,71 mm	M.-%	8,0	8,0	8,0
		0,71/2,00 mm	M.-%	8,0	8,0	8,0
		2,0/5,0 mm	M.-%	18,0	18,0	18,0
		5,0/8,0 mm	M.-%	20,0	20,0	20,0
		8,0/11,2 mm	M.-%	30,0	30,0	30,0
		11,2/16,0 mm	M.-%			
		Summe	M.-%			
BS:NS-Verhältnis		-	1:0	1:0	1:0	
Arbocel		M.-%				
Trinidad-Epuré		M.-%				
Bindemittelsorte		-	50/70	50/70	PmB45A	
Bindemittelgehalt		M.-%	5,2	5,7	5,2	
Rohdichte ρ_{RAS}		g/cm ³	2,603	2,549	2,611	
Raumdichte ρ_A		g/cm ³	2,543	2,528	2,535	
Hohlraumgehalt H_{bit}		V.-%	2,3	2,2	2,9	
Marshall-Stabilität		kN				
Marshall-Fließwert		mm/10				
Anzahl Verdichtungsschläge		-	2x50	2x50	2x50	
Verdichtungs-widerstand D		21 Nm				

Tab. 2.7c: Zusammensetzung und Eigenschaften des Asphaltbetons 0/11 S für die Prüfungsphase

2.5 Probekörperherstellung

Zur Anfertigung des Asphaltmischguts wurden alle eingesetzten Mineralstoffe größer 0,09 mm präparativ gewaschen und nass gesiebt, anschließend getrocknet und in die Kornklassen trocken gesiebt, um Über- und Unterkornanteile zu entfernen. Das im Füllbereich eingesetzte Kalksteinmehl wurde lediglich getrocknet, da es keinen Überkornanteil beinhaltete.

Die Herstellung der einzelnen Walzasphaltgemische erfolgte im Labormischer in Anlehnung an DIN 1996 Teil 20. Zunächst wurden die erforderlichen Gesteinsmengen – beginnend mit der gröbs-

ten Körnung – in einen Blecheimer eingewogen und über Nacht in einem Wärmeschrank auf $T = + 170 \text{ °C}$ temperiert. Am nächsten Tag wurde die entsprechende Bindemittelmenge in einem Topf auf eine Temperatur von ca. $T = + 150 \text{ °C}$ erwärmt und nach den Mineralstoffen dem Labormischer zugegeben.

Für die Versuche wurden als Standardvariante Marshall-Probekörper nach DIN 1996-4 hergestellt und auf eine Höhe von 60 mm planparallel geschliffen.

Als Variation erfolgte bei den Walzasphalten die Herstellung der Probekörper mit dem Walzsektor-Verdichter mit einer Höhe von ca. 42, 62 und 82 mm bei vergleichbarer Raumdichte wie die Marshallprobekörper. Anschließend wurden aus den Platten Probekörper mit einem Durchmesser von 100 mm gebohrt. Zur Bestimmung der Raumdichte wurde der Probekörper nach der Tauchwägung mindestens eine Woche bei Raumtemperatur getrocknet und dann gewogen.

Jeweils zwei planparallel geschliffene Probekörper mit einer Höhe von 40 mm wurden anschließend einseitig mit einer sehr geringen Menge Zweikomponentenkleber bestrichen und zusammengeklebt, sodass ein resultierender Probekörper mit einer Höhe von 80 mm entstand.

Eine weitere Variation für die Walzasphalte war die Herstellung der Probekörper im Gyrator. Es wurden Probekörper mit den Höhen von ca. 62 und 82 mm hergestellt. Bei einem Phasenwinkel von $1,25^\circ$ und einer Last von 600 kN wurden so viele Umdrehungen aufgebracht, bis die Raumdichte der Marshall-Probekörper erreicht wurde.

Zur Herstellung der Gussasphaltprobekörper wurden die Mineralstoffe auf 240 °C und das Bitumen/TE-Gemisch auf 180 °C erwärmt. Nach dem Mischen mit einer Dauer von 1 min. wurde die Rührgeschwindigkeit gesenkt und der Gussasphalt verweilte weitere 15 min. im Labormischer. Anschließend wurden die Probekörper in Anlehnung an DIN 1996 Teil 4 hergestellt. Der Gussasphalt wurde in Marshall-Formen mit 101,6 mm Durchmesser gegossen und die Oberfläche glatt abgerieben. Es wurden Probekörper in den Höhen von ca. 42, 62 und 82 mm hergestellt.

Alle Probekörper wurden nach der Herstellung auf die Höhen von 40, 60 oder 80 mm planparallel nass geschliffen.

2.6 Mathematische Instrumentarien zur Auswertung der Versuchsergebnisse

Für die in dieser Forschungsarbeit experimentell ermittelten Ergebnisse liegen zwei oder drei Einzelwerte je Ergebnis vor. Die Einzelwerte der Ergebnisse können folglich nicht mittels Testverteilungen auf das Vorhandensein von Ausreißern (abweichenden Messwerten) geprüft werden. Die Eliminierung ausreißerverdächtiger Einzelwerte erfolgt – gegebenenfalls – anhand von Plausibilitätsabwägungen; eliminierte Einzelwerte werden durch das arithmetische Mittel der verbliebenen Einzelwerte ersetzt, um bei weiteren statistischen Analysen mit vollständigen Datensätzen arbeiten zu können.

2.6.1 Varianzanalyse der dreifachen Klassifikation

Mit Hilfe multipler Varianzanalysen können die Einflüsse von zwei und mehr Faktoren auf die Gesamtvariabilität einer Merkmalsgröße und gleichzeitig die Wechselwirkungen zwischen den Faktoren erkannt und quantitativ ermittelt werden. Das Berechnungsprinzip besteht darin, die Faktoren so einzusetzen, dass sich ihre Effekte und Wechselwirkungen sowie die Variabilität dieser Effekte messen, untereinander vergleichen und gegen die zufällige Variabilität abgrenzen lassen.

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche sind so angelegt, dass auch Varianzanalysen mit Kreuzklassifikation nach dem Modell I (mit festen Effekten) nach EISENHART [8] auf das vorliegende Datenmaterial angewendet werden können.

Zur Verdeutlichung dieser Methode wird eine Drei-Variablen-Klassifikation mit Wiederholungen genommen, nämlich für die Variationsursachen Asphaltart, Probekörperherstellung und Probekörperhöhe mit systematisch ausgewählten Stufen der drei Faktoren. Da die Variabilitätsanteile der einzelnen Einflüsse und ihre Wechselwirkungen an der Gesamtvarianz interessieren, werden die zu prüfenden Daten einer Merkmalsgröße zunächst in folgende Gruppen unterteilt:

Faktor A (Asphaltart)

mit den Stufen $i = 1$ bis $i = a$,

wobei a Stufen in der Grundgesamtheit auftreten,

Faktor B (Probekörperherstellung)

mit den Stufen $j = 1$ bis $j = b$,

wobei b Stufen in der Grundgesamtheit auftreten,

Faktor C (Probekörperhöhe)

mit den Stufen $k = 1$ bis $k = c$,

wobei c Stufen in der Grundgesamtheit auftreten.

Da angenommen werden darf, dass durch die systematische Auswahl der Stufen a , b und c jeweils der ganze relevante Bereich der Faktoren A, B und C erfasst wird, kann das Modell I für alle betrachteten Faktoren zugrunde gelegt werden.

Die Anzahl der Stufen beträgt $a = 4$ (bei der Asphaltart), $b = 3$ (bei der Probekörperherstellung) und $c = 2$ (bei der Probekörperhöhe). Total sind $a \cdot b \cdot c = 24$ Stufen vorhanden. Jede Stufe für die Ergebnisse der Triaxialversuche umfasst $n = 3$ Werte („Beobachtungen“).

Die Gesamtzahl der Messwerte ist in diesem Beispiel gleich $N = a \cdot b \cdot c \cdot n = 72$.

Für das Untersuchungsmaterial wurde ein varianzanalytisches lineares Modell gewählt mit der Modellgleichung:

$$x_{ijkl} = \mu + \alpha_i + \beta_j + \gamma_k + (\alpha\beta)_{ij} + (\alpha\gamma)_{ik} + (\beta\gamma)_{jk} + (\alpha\beta\gamma)_{ijk} + \varepsilon_{ijkl}$$

Hierbei bezeichnet der Index i stets die Nummer der Stufe des Faktors A, der Index j die des Faktors B, der Index k die des Faktors C, während der Index l die Nummer der Beobachtung von $l = 1$ bis n angibt.

Dabei bedeuten:

x_{ijkl} = einen Beobachtungswert, der in der i -ten Stufe des Faktors A, j -ten Stufe des Faktors B, k -ten Stufe des Faktors C und l -ten Beobachtung liegt,

μ = Gesamtmittel,

α_i bis γ_1 = Stufeneffekt der Faktoren A bis C; die Abweichung der Stufenmittel vom Gesamtmittel,

$(\alpha\beta)_{ij}$ bis $(\alpha\beta\gamma)_{ijk}$ = Wechselwirkungseffekt zwischen den im Index angegebenen Stufen der betreffenden Faktoren; so bezeichnet zum Beispiel $(\alpha\beta)_{ijk}$ den Wechselwirkungseffekt zwischen der i -ten Stufe des Faktors A, der j -ten Stufe des Faktors B und der k -ten Stufe des Faktors C,

ε_{ijkl} = Effekt der zufälligen Einflüsse.

In diesem Modell wird vorausgesetzt, dass die Stichproben zufällig aus den $a \cdot b \cdot c$ Grundge-

samtheiten entnommen worden sind und dass jede dieser Grundgesamtheiten normalverteilt ist mit statistisch gleicher Varianz σ^2 . Für die notwendigen Berechnungen der Summen der quadratischen Abweichungen SQ wird folgender Weg gewählt:

Zunächst wird die Hilfsgröße K bestimmt:

$$K = \frac{\sum x_{ijkl}^2}{N},$$

wobei x die durch Indizierung gekennzeichneten Messwerte darstellt. Mit der Hilfsgröße K ergeben sich die Einzeleffekte der Faktoren zu:

$$SQ(A) = \sum_i \frac{x_{i\cdot\cdot\cdot}^2}{n \cdot b \cdot c} - K; \quad v = a - 1,$$

$$SQ(B) = \sum_j \frac{x_{\cdot j \cdot \cdot}^2}{n \cdot a \cdot c} - K; \quad v = b - 1,$$

$$SQ(C) = \sum_k \frac{x_{\cdot \cdot k \cdot}^2}{n \cdot a \cdot b} - K; \quad v = c - 1$$

sowie die Wechselwirkungseffekte zwischen zwei Faktoren zu:

$$SQ(AB) = \sum_i \sum_j \frac{x_{ij\cdot\cdot}^2}{n \cdot c} - K - SQ(A) - SQ(B); \quad v = (a-1) \cdot (b-1),$$

$$SQ(AC) = \sum_i \sum_k \frac{x_{i\cdot k \cdot}^2}{n \cdot b} - K - SQ(A) - SQ(C); \quad v = (a-1) \cdot (c-1).$$

Die übrigen Summen SQ(BC) und deren Freiheitsgrade v werden durch entsprechenden Umtausch der Indices und der jeweiligen Anzahl der Stufen analog berechnet. Für die Wechselwirkungseffekte zwischen drei Faktoren gilt:

$$SQ(ABC) = \sum_i \sum_j \sum_k \frac{x_{ijk\cdot}^2}{n} - K - SQ(A) - SQ(B) - SQ(C) -$$

$$SQ(AB) - SQ(AC) - SQ(BC); \quad v = (a-1) \cdot (b-1) \cdot (c-1).$$

Die Gesamtabweichungssumme (Total) kann mit der Gleichung

$$SQ(To) = \sum_i \sum_j \sum_k \sum_l x_{ijkl}^2 - K;$$

$$v = (a \cdot b \cdot c \cdot n) - 1 = N - 1$$

bestimmt werden.

Die Rest- oder Fehlerquadratsumme wird wie folgt festgestellt:

$$SQ(R) = SQ(To) - SQ(A) - SQ(B) - SQ(C) - SQ(AB) - SQ(AC) - SQ(BC) - SQ(ABC) \\ v = a \cdot b \cdot c \cdot (n-1).$$

Die Mittleren Quadrate MQ lassen sich durch Teilung der Summen der Abweichungsquadrate SQ durch die zugehörigen Freiheitsgrade ermitteln.

Mit Hilfe des F-Tests ist dann zu untersuchen, ob die Effekte der Einflussfaktoren und der Wechselwirkungen signifikante Änderungen der Merkmalsgröße bewirken. Gemäß der gestellten Aufgabe sind folgende Null-Hypothesen zu prüfen: Die Einflussfaktoren und deren Wechselwirkungen bewirken in allen Stufen jeweils keinen Effekt. Wird die Null-Hypothese angenommen, so besteht kein Unterschied zwischen den Mittelwerten der Stufen des zu prüfenden Effekts, was bedeutet, dass die Unterschiede zwischen den Stufen dieses Effekts keinen Einfluss auf die Merkmalsänderungen ausüben.

Die Prüfung der Null-Hypothesen erfolgt jeweils durch Vergleich eines rechnerischen \hat{F} -Werts, gebildet aus dem Quotienten des jeweiligen Mittleren Quadrats MQ und dem Mittleren Quadrat des Resteinflusses, mit einem theoretischen F-Wert. Ist die Prüfgröße größer als der tabellierte \hat{F} -Wert der Fisher-Verteilung, so wird die entsprechende Null-Hypothese nicht akzeptiert, das heißt, die der geprüften Variationsursache zugeordnete Varianz ist nicht zufällig, sondern signifikant unterschiedlich von der Fehlervarianz.

Die rechnerischen \hat{F} -Werte und die zugehörigen Freiheitsgrade lassen sich für das gewählte varianzanalytische Modell mit festen Effekten aus folgenden Beziehungen ermitteln:

$$\hat{F}(A) = \frac{MQ(A)}{MQ(R)}; \quad v_1 = (a - 1), \quad v_2 = a \cdot b \cdot c \cdot (n - 1).$$

$\hat{F}(B)$; $\hat{F}(C)$ und deren zugehörige Freiheitsgrade werden analog ermittelt.

$$\hat{F}(AB) = \frac{MQ(AB)}{MQ(R)}; \quad v_1 = (a - 1) \cdot (b - 1), \\ v_2 = a \cdot b \cdot c \cdot (n - 1).$$

$\hat{F}(AC)$; $\hat{F}(BC)$ und deren zugehörige Freiheitsgrade werden analog ermittelt.

$$\hat{F}(ABC) = \frac{MQ(ABC)}{MQ(R)}; \quad v_1 = (a - 1) \cdot (b - 1) \cdot (c - 1), \\ v_2 = a \cdot b \cdot c \cdot (n - 1).$$

Die theoretischen F-Werte werden jeweils für ein Signifikanzniveau von $\alpha = 0,05$ für die zugehörigen Freiheitsgrade v_1 und v_2 ermittelt.

Weiterhin werden die Varianzkomponenten der Haupt- und Wechselwirkungen ermittelt, um die Ef-

fekte dieser Wirkungen abschätzen zu können. In Anlehnung an WEBER [9] erweisen sich die Mittleren Quadrate MQ als Summen von Varianzkomponenten, welche die Wirkungen und Wechselwirkungen der verschiedenen Einflussfaktoren charakterisieren. Für das gewählte Modell mit festen Effekten lassen sich so nach WEBER [9] die Varianzkomponenten s^2 aus folgenden Gleichungen bestimmen:

$$\begin{aligned} \text{MQ} &= E(\text{MQ}), \\ \text{MQ(A)} &= s_R^2 + b \cdot c \cdot n \cdot s_A^2, \\ \text{MQ(B)} &= s_R^2 + a \cdot c \cdot n \cdot s_B^2, \\ \text{MQ(C)} &= s_R^2 + a \cdot b \cdot n \cdot s_C^2, \\ \text{MQ(AB)} &= s_R^2 + c \cdot n \cdot s_{AB}^2, \\ \text{MQ(AC)} &= s_R^2 + b \cdot n \cdot s_{AC}^2, \\ \text{MQ(BC)} &= s_R^2 + a \cdot n \cdot s_{BC}^2, \\ \text{MQ(ABC)} &= s_R^2 + n \cdot s_{ABC}^2, \\ \text{MQ(R)} &= s_R^2. \end{aligned}$$

Die dadurch ermittelten s^2 können als prozentuale Anteile an der Gesamtvarianz angegeben werden:

$$s_A^2 + s_B^2 + s_C^2 + s_{AB}^2 + s_{AC}^2 + s_{BC}^2 + s_{ABC}^2 + s_R^2,$$

mit der Bedingung: $s_{(To)}^2 \hat{=} 100 \%$.

2.6.2 Varianzanalyse der zweifachen/vierfachen Klassifikation

Die Gleichungen für die Varianzanalyse der zweifachen Klassifikation ergeben sich aus den Gleichungen für die Varianzanalyse der dreifachen Klassifikation durch Schluss von n auf (n-1).

Die Gleichungen für die Varianzanalyse der vierfachen Klassifikation ergeben sich ebenfalls aus den Gleichungen für die Varianzanalyse der dreifachen Klassifikation durch Schluss von n auf (n+1).

2.6.3 Einfacher Varianzvergleich

Soll die Gleichheit der Varianzen zweier normalverteilter, von Ausreißern bereinigter Datensätze überprüft werden, so wird nach SACHS [10] zunächst die Null-Hypothese aufgestellt, die Varianzen seien gleich:

$$H_0 : \sigma_1^2 = \sigma_2^2.$$

Die Null-Hypothese wird abgelehnt, wenn die aus den Stichprobenvarianzen berechnete Testgröße

$$\hat{F} = \frac{s_1^2}{s_2^2}$$

bei einer angenommenen Irrtumswahrscheinlichkeit von $\alpha = 0,05$ den für die Freiheitsgrade $v_1 = (n_1 - 1)$ und $v_2 = (n_2 - 1)$ (mit $n_1, n_2 =$ Stichprobenumfang) in SACHS [10] tabellierten Schwellenwert der F-Verteilung überschreitet; dann wird die Alternativhypothese

$$H_A : \sigma_1^2 \neq \sigma_2^2$$

angenommen, das heißt, die Hypothese der Varianzhomogenität verworfen. Für die Berechnung der Testgröße \hat{F} wird die Stichprobe mit der größeren Varianz als Nr. 1 mit s_1^2 und die andere als Nr. 2 mit s_2^2 bezeichnet.

2.6.4 Einfacher Mittelwertvergleich

Stellt sich die Aufgabe, über einen Mittelwertvergleich festzustellen, ob sich im statistischen Sinne die Mittelwerte zweier Messreihen mit den Anzahlen n_1 und n_2 der verträglichen Einzelwerte unterscheiden, so wird nach SACHS [10] die Null-Hypothese formuliert, dass die Mittelwerte gleich seien, das heißt, die Differenz der Mittelwerte im statistischen Sinne gleich Null ist:

$$H_0 : \mu_1 = \mu_2.$$

Die Testgröße \hat{t} zur Überprüfung der Null-Hypothese ist für die Fälle gleicher und ungleicher Stichprobenumfänge sowie gleicher und nicht gleicher Varianzen formelmäßig in Tabelle 2.8 angegeben. Überschreitet die Testgröße \hat{t} bei vorgegebener Überschreitungswahrscheinlichkeit von $\alpha = 0,05$

Stichprobenumfänge	Varianzen	
	gleich: $\sigma_1^2 = \sigma_2^2$	ungleich: $\sigma_1^2 \neq \sigma_2^2$
gleich: $n_1 = n_2 = n$	$\hat{t} = \frac{ \bar{x}_1 - \bar{x}_2 }{\sqrt{\frac{s_1^2 + s_2^2}{n}}}$ $FG = 2n - 2$	$\hat{t} = \frac{ \bar{x}_1 - \bar{x}_2 }{\sqrt{\frac{s_1^2 + s_2^2}{n}}}$ $FG = n - 1 + \frac{2n - 2}{\frac{s_1^2}{s_2^2} + \frac{s_2^2}{s_1^2}}$
ungleich: $n_1 \neq n_2$	$\hat{t} = \frac{ \bar{x}_1 - \bar{x}_2 }{\sqrt{\frac{n_1 + n_2}{n_1 \cdot n_2}} \cdot \sqrt{\frac{(n_1 - 1) \cdot s_1^2 + (n_2 - 1) \cdot s_2^2}{n_1 + n_2 - 2}}}$ $FG = n_1 + n_2 - 2$	$\hat{t} = \frac{ \bar{x}_1 - \bar{x}_2 }{\sqrt{\frac{s_1^2}{n_1} + \frac{s_2^2}{n_2}}}$ $FG = \frac{\left(\frac{s_1^2}{n_1} + \frac{s_2^2}{n_2}\right)^2}{\frac{\left(\frac{s_1^2}{n_1}\right)^2}{n_1 - 1} + \frac{\left(\frac{s_2^2}{n_2}\right)^2}{n_2 - 1}}$

Tab. 2.8 : Vergleich zweier Mittelwerte unabhängiger Stichproben normalverteilter Grundgesamtheiten

die für die Anzahl der Freiheitsgrade ν in SACHS [10] angegebene Signifikanzschranke der t-Verteilung, so wird die Alternativhypothese

$$H_A = \mu_1 \neq \mu_2$$

akzeptiert; das heißt, die Null-Hypothese auf Homogenität der Stichprobenmittelwerte wird abgelehnt.

2.6.5 Einfache Varianzanalyse und modifizierter LSD-Test

Mit Hilfe einer einfachen Varianzanalyse lässt sich die Gleichheit der Mittelwerte mehrerer Stichprobengruppen überprüfen [10]. Die k Gruppen mit je n_i Stichprobenelementen und insgesamt n Elementen müssen normalverteilt sein und gleiche Varianzen aufweisen.

Für die einfache Varianzanalyse wird die Summe der Abweichungsquadrate der Stichprobenwerte um das Gesamtmittel (Q_{gesamt}) in zwei Anteile, die Summe der Abweichungsquadrate aller Einzelwerte x_{ij} um die Gruppenmittelwerte \bar{x}_i ($Q_{\text{innerhalb}}$) und die Summe der Abweichungsquadrate der Gruppenmittelwerte \bar{x}_i um das Gesamtmittel \bar{x} (Q_{zwischen}), zerlegt.

Die zugehörigen Varianzen oder mittleren Quadrate (MQ) werden als Quotienten aus der Summe der Abweichungsquadrate und dem zugehörigen Freiheitsgrad ν berechnet:

$$- MQ_{\text{zwischen}} = s_{\text{zw}}^2 = \frac{1}{\nu_1} \sum_i n_i \cdot (\bar{x}_i - \bar{x})^2,$$

$$- MQ_{\text{innerhalb}} = s_{\text{in}}^2 = \frac{1}{\nu_2} \sum_{ij} (x_{ij} - \bar{x})^2,$$

mit $\nu_1 = k - 1$, $\nu_2 = n - k$.

MQ_{zwischen} wird als Stichprobenfehler und $MQ_{\text{innerhalb}}$ als Versuchsfehler bezeichnet.

Entstammen alle Gruppen einer Grundgesamtheit, dann sollten die Varianzen MQ_{zwischen} und $MQ_{\text{innerhalb}}$ etwa gleich groß sein. Ist aber der Quotient aus MQ_{zwischen} und $MQ_{\text{innerhalb}}$ größer als der kritische Wert der F-Verteilung, so befinden sich unter den Gruppen solche mit unterschiedlichen Mittelwerten μ_i . Die Null-Hypothese, alle Mittelwerte seien gleich:

$$\mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = \dots = \mu_i = \dots = \mu_k = \mu_n$$

wird somit anhand der Prüfgröße

$$\hat{F} = \frac{MQ_{\text{zwischen}}}{MQ_{\text{innerhalb}}}, \quad \hat{F} = \frac{\frac{1}{k-1} \sum_{i=1}^k n_i \cdot (\bar{x}_i - \bar{x})^2}{\frac{1}{n-k} \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^{n_i} (x_{ij} - \bar{x})^2}$$

abgelehnt, wenn bei vorgegebener Überschreitungswahrscheinlichkeit von $\alpha = 0,05$

$$\hat{F} > F(\nu_1; \nu_2; \alpha) \text{ ist.}$$

In diesem Fall sind mindestens zwei Mittelwerte μ_i voneinander verschieden und die Alternativhypothese $\mu_i \neq \mu$ wird für bestimmte i akzeptiert. Die Ablehnung der Null-Hypothese lässt jedoch nicht den Schluss zu, dass alle Mittelwerte signifikant voneinander verschieden sind. Es ist also herauszufinden, welche Mittelwerte oder welche Gruppen von Mittelwerten sich unterscheiden.

Ein multipler Mittelwertvergleich mit Hilfe des modifizierten LSD-Tests gibt darüber Auskunft, welche Mittelwerte zu homogenen Gruppen zusammengefasst werden können, das heißt, der gleichen Grundgesamtheit entstammen. Dazu werden die k Mittelwerte der Größe nach absteigend geordnet und es wird geprüft, ob benachbarte Mittelwerte eine größere Differenz Δ aufweisen als die kleinste signifikante Differenz (least significant difference = LSD).

Die kleinste signifikante Differenz berechnet sich bei gleichen Stichprobenumfängen einer Messreihe zu:

$$LSD = t_{n-k, \alpha} \cdot \sqrt{\frac{2}{n_i} \cdot MQ_{\text{innerhalb}}},$$

mit t = Schwellenwert der t-Verteilung bei der Irrtumswahrscheinlichkeit $\alpha = 0,05$,

n_i = Stichprobenumfang einer Messreihe,

$MQ_{\text{innerhalb}}$ = Varianz der Einzelwerte um die Gruppenmittelwerte.

Bei ungleichen Stichprobenumfängen gilt für die kleinste signifikante Differenz benachbarter Mittelwerte:

$$LSD(a, b) = t_{n-k, \alpha} \cdot \sqrt{\left(\frac{n_a + n_b}{n_a \cdot n_b}\right) \cdot MQ_{\text{innerhalb}}},$$

mit n_a, n_b = Stichprobenumfang der benachbarten Mittelwerte.

Wenn $\Delta \leq \text{LSD}$ ist, lässt sich die Hypothese der Gleichheit benachbarter Mittelwerte nicht ablehnen. Die Grenzen homogener Gruppen von Mittelwerten werden durch eine gemeinsame Linie unterstrichen.

Ist bei der Berechnung der einfachen Varianzanalyse mit nachgeschaltetem LSD-Test zwar ein signifikanter Unterschied der Mittelwerte festgestellt worden, lassen sich aber keine Grenzen homogener Gruppen ermitteln, wird ein einfacher Mittelwertvergleich für die Gruppen durchgeführt.

3 Ermittlung des Stützdruckes

Das Kernproblem des Triaxialversuches ist die Festlegung des Betrags der oszillierenden radialen Spannung, hier kurz als Stützdruck bezeichnet. Mittels Darstellung der Auswertung der aufgezeichneten Versuchsdaten werden Möglichkeiten zur Lösung dieses Problems beschrieben. Dieses Kapitel zeigt zahlreiche Effekte und die damit verbundenen Probleme auf, die in den besonderen Eigenschaften des visko-elastischen Baustoffes Asphalt begründet sind.

3.1 Auswertung des aufgezeichneten Datenmaterials

Während des Triaxialversuches werden die folgenden Steuer- und Messgrößen für jeden Lastwechsel aufgezeichnet:

- axiale Spannung [kN],
- axiale Verformung [mm],
- Stützdruck (radiale Spannung) [bar],
- radiale Verformung, Ebene 1 [mm],
- radiale Verformung, Ebene 2 [mm],
- radiale Verformung, Ebene 3 [mm].

Die Aufnahme der Steuergrößen axiale Spannung und Stützdruck erfolgt für die computergesteuerte Regelung und zur späteren Kontrolle bei der Auswertung der Daten.

Für jeden aufzuzeichnenden Lastwechsel – mit einer Dauer von 0,1 s – werden aus technischen Gründen 1.000 Messwerte pro Messgröße erfasst. Eine solche Datenmenge kann der Steuercomputer nicht speichern und muss sie daher durch geeignete Verfahren reduzieren. Dieses Verfahren wurde

bereits in Kapitel 2.2 beschrieben, soll hier aber kurz wiederholt werden.

Für jede Messgröße eines aufgezeichneten Lastwechsels werden 10 äquidistante Messwerte herausgegriffen. Mittels des Householderalgorithmus [11] lassen sich die Messwerte über die Methode der kleinsten Abstandsquadrate an eine Fourierreihenentwicklung anpassen, bei der das Summenglied aus nur einem Summanden besteht ($n = 1$).

Die so gefundene Funktion beschreibt mit den Koeffizienten a_0 , a_1 und b_1 eine ideale Sinuskurve durch die 10 Messwerte. Informationen über eine Abweichung der Messkurve gegenüber einer Sinuskurve gehen hierbei verloren. Mit dieser Funktion werden für den betrachteten Lastwechsel der Mittelwert zwischen oberem und unterem Scheitelwert sowie die Amplitude berechnet und gespeichert (siehe Bild 3.1.1).

Zur weiteren Reduzierung der Datenmenge wird innerhalb der ersten 60 Lastwechsel jeder 5. aufgezeichnet, danach bis zum 300. Lastwechsel jeder 15. und darüber hinaus jeder 150. Lastwechsel.

In den Bildern 3.1.2 bis 3.1.5 werden am Beispiel des Asphaltbinders alle aufgezeichneten Mess- und Steuergrößen dargestellt.

In Bild 3.1.2 sind auf der Ordinate der obere (6,49 kN) und der untere (0,1 kN) Scheitelwert der axialen Last aufgetragen. Zwischen diesen beiden Werten verlaufen die sinusförmigen Lastwechsel, die hier nicht eingezeichnet sind. Die aufgezeichneten Messwerte zeigen, dass ein oberer Scheitelwert der axialen Spannung von 6,49 kN \approx 0,8 MPa (für

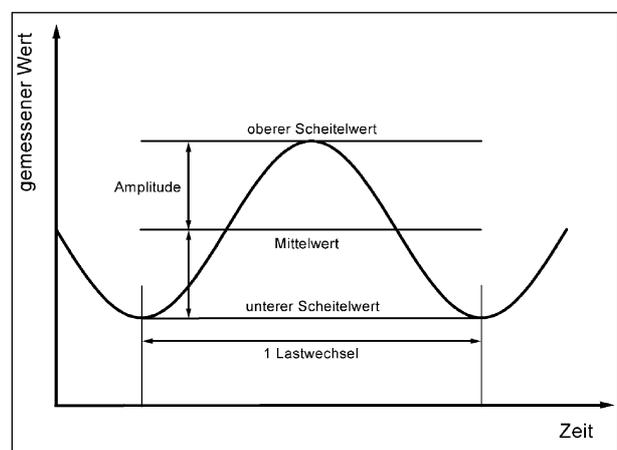


Bild 3.1.1: Statt mehrerer Werte pro Lastwechsel werden der Mittelwert und die Amplitude gespeichert, um den Datenumfang zu reduzieren

einen Marshall-Probekörper) über den gesamten Versuchsablauf eingehalten wurde.

In Bild 3.1.3 sind auf der Ordinate der obere (0,45 bar \approx 0,045 MPa) und der untere (0,30 bar \approx 0,03 MPa) Scheitelwert der radialen Last aufgetragen.

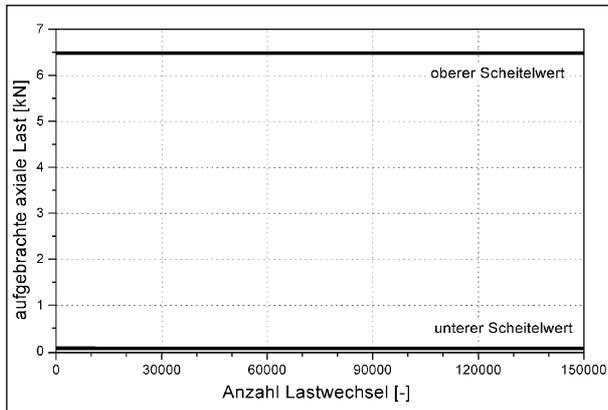


Bild 3.1.2: Beispiel für die aufgezeichneten Messwerte der Steuergröße axiale Last in kN über die Anzahl der Lastwechsel

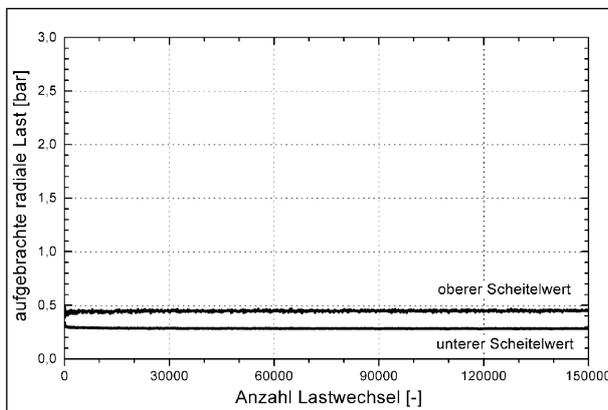


Bild 3.1.3: Beispiel für die aufgezeichneten Messwerte der Steuergröße radiale Last in bar über die Anzahl der Lastwechsel

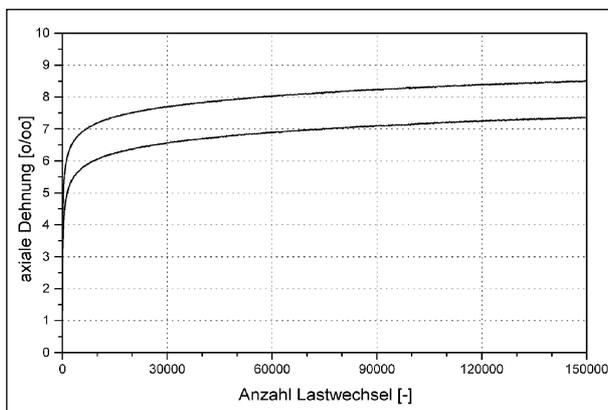


Bild 3.1.4: Beispiel für die aufgezeichneten Messwerte der axialen Verformung in % über die Anzahl der Lastwechsel

Zwischen diesen beiden Werten verlaufen wiederum die sinusförmigen Lastwechsel. Der untere Scheitelwert stellt das prüftechnische Minimum dar und kann nicht weiter reduziert werden. Auch diese Abbildung zeigt, dass der Stützdruck über den gesamten Versuchsablauf konstant auf 0,45 bar gehalten werden konnte.

Wie bereits angesprochen dienen die Bilder 3.1.2. und 3.1.3 der Kontrolle der vorgegebenen Spannungsgrenzen.

Bild 3.1.4 zeigt die gemessenen axialen Verformungen – den oberen und unteren Scheitelwert – über die Anzahl der Lastwechsel. Anhand des unteren Scheitelwerts, d. h. anhand der bleibenden axialen Verformungen, wird das Ergebnis des Triaxialversuches ermittelt.

Die aufgezeichneten Daten zeigen sowohl elastische (Differenz zwischen dem oberen und unteren Scheitelwert) als auch plastische oder viskoplastische (unterer Scheitelwert) Verformungen.

Weiterhin weisen die Daten darauf hin, dass dieser Versuch nicht mit dem Triaxialversuch gemäß DIN 18137 – Teil 2 „Baugrund, Versuche und Versuchsgerate -Bestimmung der Scherfestigkeit – Triaxialversuch“ zu vergleichen ist. Neben der grundsätzlich anderen Art der Belastung führt der in der DIN 18137 aufgeführte Versuch den Bruch des Probekörpers zur Bestimmung des Ergebnisses herbei. Ein solcher Bruch wird im hier beschriebenen Triaxialversuch nicht erreicht.

In Bild 3.1.5 werden die gemessenen Ergebnisse der radialen Verformung dargestellt. Die radiale Verformung bezieht sich auf den Radius, d. h., eine Änderung von z. B. 0,1 mm bewirkt eine Zunahme

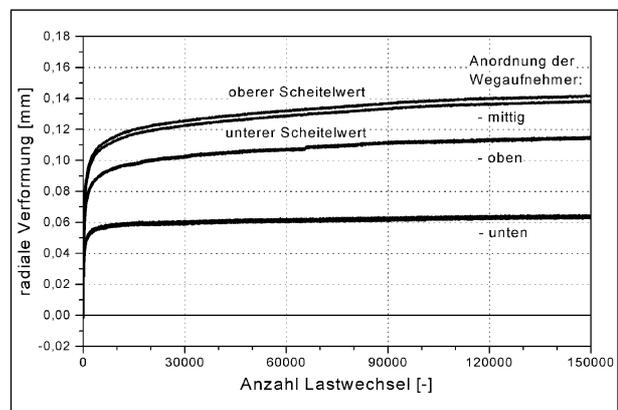


Bild 3.1.5: Beispiel für die aufgezeichneten Messwerte der radialen Verformung in mm über die Anzahl der Lastwechsel

des Probekörperdurchmessers um 0,2 mm. Die oberen und unteren Scheitelwerte können eindeutig nur bei den in der Mitte angeordneten Wegaufnehmern erkannt werden. In der oberen und unteren Ebene liegen diese Werte oft so nahe beieinander, dass die Angabe der Amplitude bei dieser Skalierung praktisch nicht möglich ist. Dies ist auf die bauchige Ausdehnung des Probekörpers – die auch beim einaxialen Druckschwellversuch [4] beobachtet wird – zurückzuführen.

Die oberen gemessenen Scheitelwerte werden für alle drei Ebenen zu einem Mittelwert zusammengefasst, ebenso die unteren Scheitelwerte, um in die weitere Auswertung einzugehen.

3.2 Bleibende Verformungen bei Variation des Stützdruckes

Zunächst soll am Beispiel des Asphaltbetons der Zusammenhang zwischen dem Stützdruck und den bleibenden axialen und radialen Verformungen gezeigt werden.

Die Versuchsbedingungen werden – bis auf den Stützdruck – für alle weiteren Versuche konstant gehalten, d. h. eine Prüftemperatur von $T = + 40 \text{ }^\circ\text{C}$, axiale und radiale sinusförmige Belastung mit 10 Hz, eine Oberspannung von 0,8 MPa und ein Phasenwinkel von 36° ($\cong 10 \text{ ms}$).

Die Bilder 3.2.1 und 3.2.2 zeigen eindeutig, dass mit steigendem Stützdruck sowohl die axialen als auch die radialen Verformungen abnehmen. Bei zu hohem Stützdruck kann der Probekörper sogar zusammengedrückt werden, d. h., die radiale Verfor-

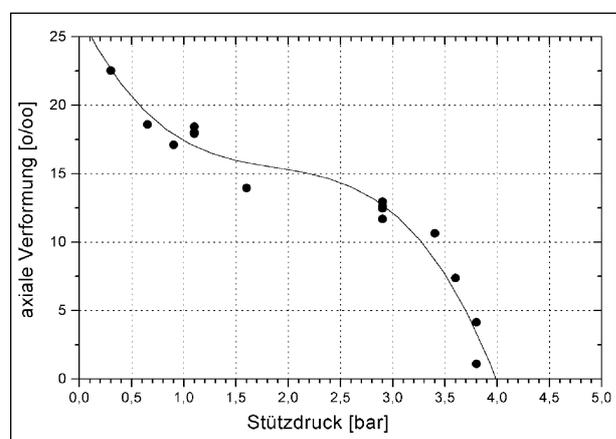


Bild 3.2.1: Bleibende axiale Verformung nach 150.000 Lastwechseln in Abhängigkeit vom Stützdruck für den Asphaltbeton 0/11 mit eingezeichneter Trendlinie

mung wird negativ. Dieser Bereich wird nicht zur Prüfung herangezogen.

In Bild 3.2.3 werden die axialen und radialen Verformungen gegeneinander in einem Diagramm aufgetragen. Der Stützdruck wird – wie oben – variiert; die axiale Belastung bleibt konstant.

Im Bereich positiver radialer Verformungen könnte ein annähernd lineares Verhalten interpretiert werden. Eine lineare Regression erbringt jedoch nur ein Bestimmtheitsmaß von 90,3 %, sodass diese Vermutung nicht ausreichend bestätigt wird. Somit ist keine eindeutige Aussage für einen allgemeingültigen Zusammenhang von axialer und radialer Verformung möglich.

In den Bildern 3.2.4 bis 3.2.7 werden für die weiteren Asphalte die Abhängigkeiten der axialen und radialen Verformungen vom Stützdruck angegeben.

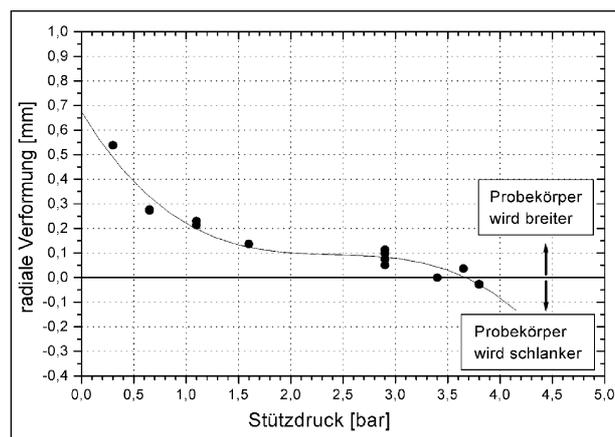


Bild 3.2.2: Bleibende radiale Verformung nach 150.000 Lastwechseln in Abhängigkeit vom Stützdruck für den Asphaltbeton 0/11 mit eingezeichneter Trendlinie

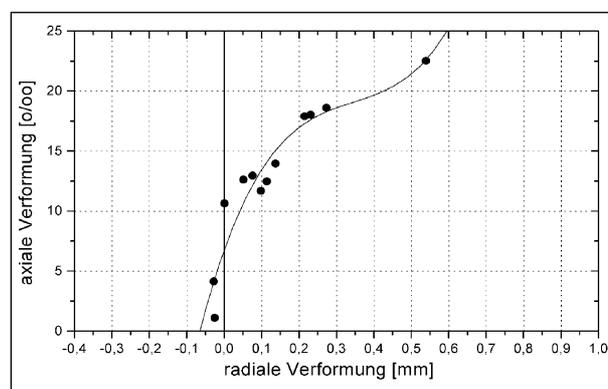


Bild 3.2.3: Axiale Verformungen in Abhängigkeit von den radialen Verformungen bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Asphaltbeton 0/11 mit eingezeichneter Trendlinie

Beim Splittmastixasphalt zeigt sich, dass der Pro-
bekörper bereits ab ca. 1 bar Stützdruck schlanker
wird. Trotz der Verschlangung tritt eine axiale Ver-

formung auf, sodass hier auf eine Volumenände-
rung (Nachverdichtung) während des Versuches
geschlossen werden kann. Da die hergestellten

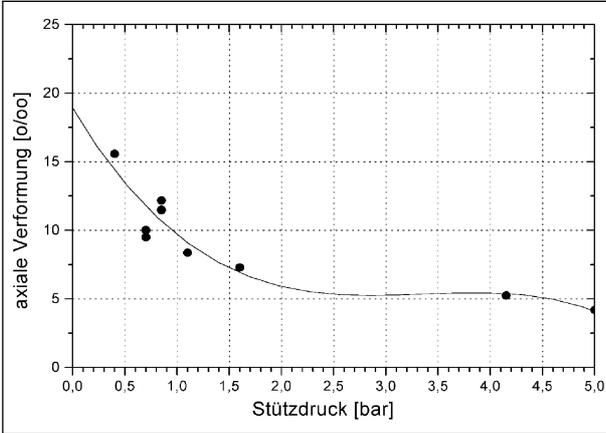


Bild 3.2.4a: Bleibende axiale Verformung nach 150.000 Last-
wechsellastwechseln in Abhängigkeit vom Stützdruck für den
Splittmastixasphalt 0/11 S mit eingezeichneter
Trendlinie

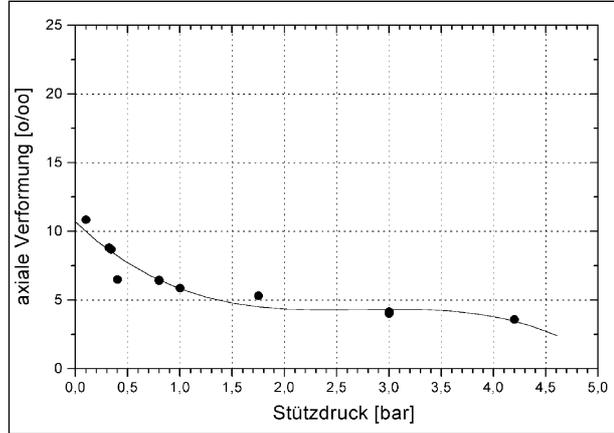


Bild 3.2.5a: Bleibende axiale Verformung nach 150.000 Last-
wechsellastwechseln in Abhängigkeit vom Stützdruck für den
Asphaltbinder 0/16 mit eingezeichneter Trendlinie

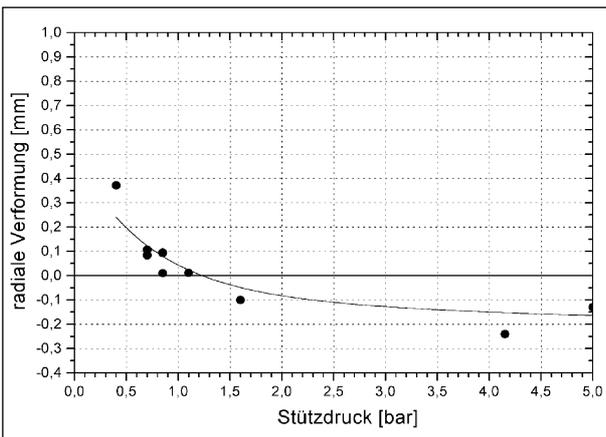


Bild 3.2.4b: Bleibende radiale Verformung nach 150.000 Last-
wechsellastwechseln in Abhängigkeit vom Stützdruck für den
Splittmastixasphalt 0/11 S mit eingezeichneter
Trendlinie

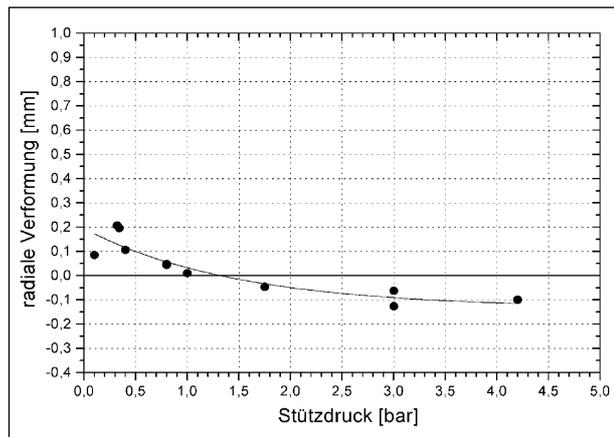


Bild 3.2.5b: Bleibende radiale Verformung nach 150.000 Last-
wechsellastwechseln in Abhängigkeit vom Stützdruck für den
Asphaltbinder 0/16 mit eingezeichneter Trendlinie

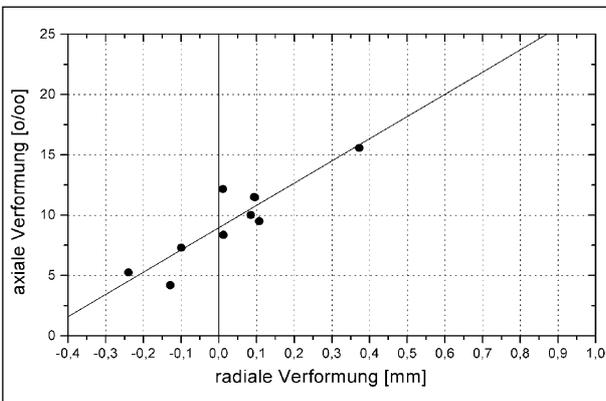


Bild 3.2.4c: Axiale Verformungen in Abhängigkeit von den ra-
dialen Verformungen bei unterschiedlichen Stütz-
drücken für den Splittmastixasphalt 0/11 S mit
eingezeichneter Trendlinie

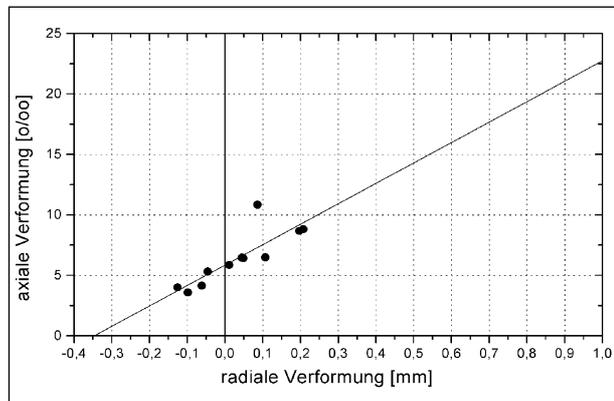


Bild 3.2.5c: Axiale Verformungen in Abhängigkeit von den ra-
dialen Verformungen für unterschiedliche
Stützdrücke für den Asphaltbinder 0/16 mit
eingezeichneter Trendlinie

Probekörper einen Verdichtungsgrad von 100 % besitzen, ist hier meist noch Verdichtungspotenzial vorhanden, was die Volumenänderung erklärt. Da

eine Verschlangung aber vermieden werden soll, wird dieser Bereich nicht weiter berücksichtigt. Ob im Bereich kleiner 1 bar Stützdruck ebenfalls eine

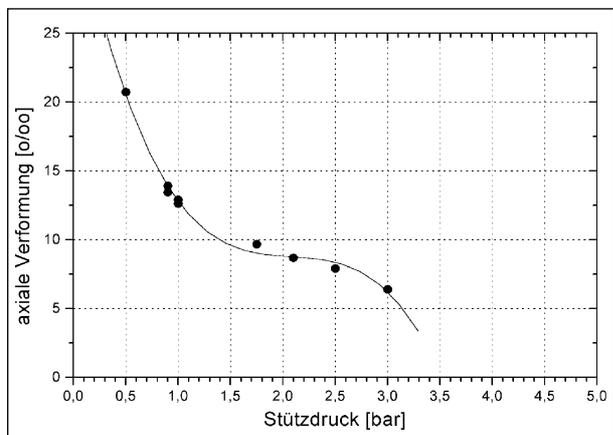


Bild 3.2.6a: Bleibende axiale Verformung nach 150.000 Lastwechseln in Abhängigkeit vom Stützdruck für den offenporigen Asphalt 0/8 mit eingezeichneter Trendlinie

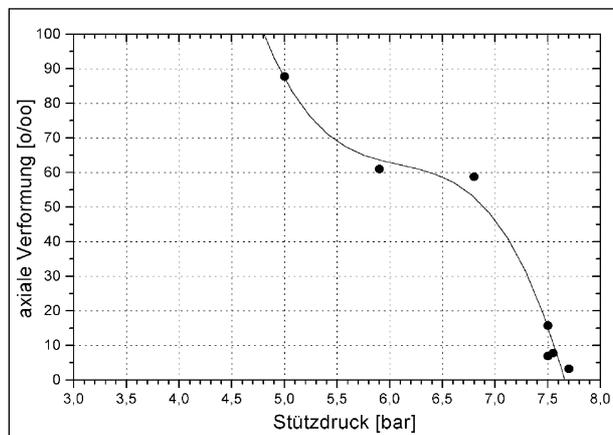


Bild 3.2.7a: Bleibende axiale Verformung nach 150.000 Lastwechseln in Abhängigkeit vom Stützdruck für den Gussasphalt 0/8 mit eingezeichneter Trendlinie

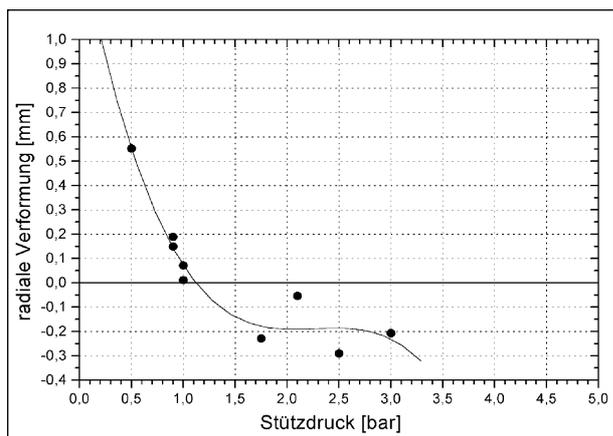


Bild 3.2.6b: Bleibende radiale Verformung nach 150.000 Lastwechseln in Abhängigkeit vom Stützdruck für den offenporigen Asphalt 0/8 mit eingezeichneter Trendlinie

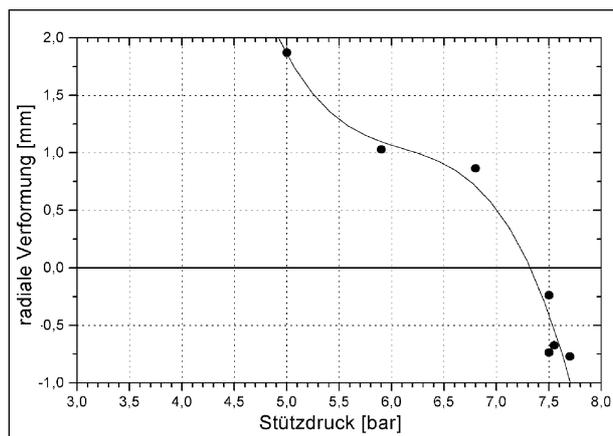


Bild 3.2.7b: Bleibende radiale Verformung nach 150.000 Lastwechseln in Abhängigkeit vom Stützdruck für den Gussasphalt 0/8 mit eingezeichneter Trendlinie

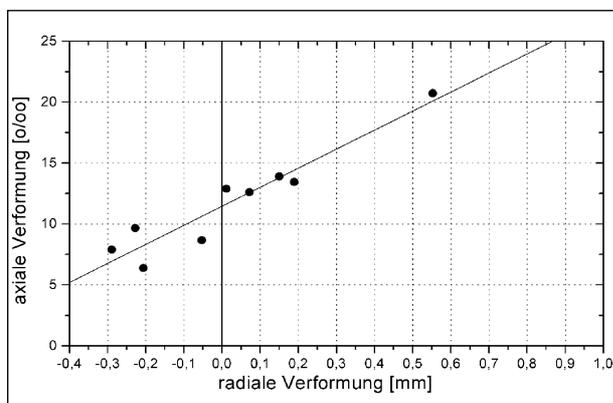


Bild 3.2.6c: Axiale Verformungen in Abhängigkeit von den radialen Verformungen für unterschiedliche Stützdrücke für den offenporigen Asphalt 0/8 mit eingezeichneter Trendlinie

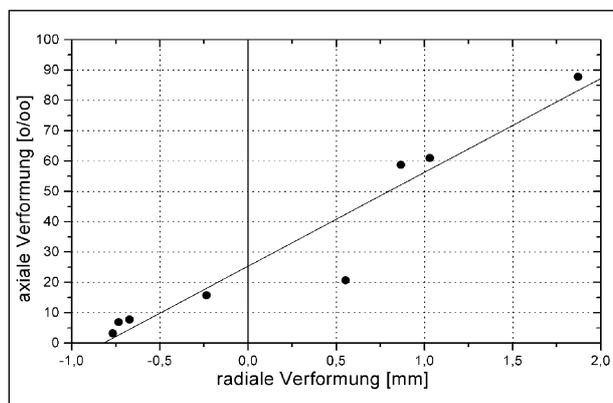


Bild 3.2.7c: Axiale Verformungen in Abhängigkeit von den radialen Verformungen für unterschiedliche Stützdrücke für Gussasphalt 0/8 mit eingezeichneter Trendlinie

Volumenänderung oder aber eine reine Gestaltänderung auftritt, kann in diesem Forschungsvorhaben nur bedingt geklärt werden (siehe Kapitel 5).

Die Darstellung der axialen Verformungen gegenüber den radialen Verformungen zeigt lediglich einen linearen Trend und lässt keine eindeutige Aussage zu.

Der Asphaltbinder wird – wie der Splittmastixasphalt – bereits ab ca. 1 bar Stützdruck schlanker. Auch hier tritt trotz der Verschlangung eine axiale Verformung auf, sodass hier ebenfalls auf eine Volumenänderung (Nachverdichtung) während des Versuches geschlossen werden kann.

Die Darstellung der axialen Verformungen gegenüber den radialen Verformungen zeigt einen linearen Trend.

Wie bereits der Asphaltbinder und der Splittmastixasphalt wird der offenporige Asphalt bereits ab ca. 1 bar Stützdruck schlanker. Wiederum tritt trotz der Verschlangung eine axiale Verformung und damit tritt eine Volumenänderung (Verdichtung ohne Kornzertrümmerung!) während des Versuches auf.

Die Darstellung der axialen Verformungen gegenüber den radialen Verformungen zeigt wiederum einen linearen Trend.

Der Gussasphalt zeigt prinzipiell das gleiche Verhalten wie die Walzasphalte, jedoch erst bei höheren Stützdrücken und in einem schmalen Intervall. Lediglich in einem Bereich von ca. 7,0 bis 7,5 bar können plausible Verformungen gemessen werden. Auch der Gussasphalt zeigt, dass trotz einer geringen Verschlangung eine geringe axiale Verformung auftritt. Die Verformungen sind dabei jedoch so gering, dass diesen Werten gegenüber den Walzasphalten keine Bedeutung zugemessen wird.

Die Darstellung der axialen Verformungen gegenüber den radialen Verformungen zeigt wiederum einen linearen Trend.

Zusammenfassend zeigen die Bilder 3.2.1 bis 3.2.7, dass eine eindeutige Abhängigkeit der bleibenden Verformungen vom Stützdruck besteht. Die axialen und radialen Verformungen weisen tendenziell einen linearen Zusammenhang auf, welcher aber nicht nachgewiesen wurde.

3.3 Elastische Verformungen bei Variation des Stützdruckes

Zunächst erfolgt die Betrachtung der elastischen axialen Anteile anhand des Elastizitätsmoduls E . Anschließend werden die elastischen Anteile über die Berechnung der Querdehnzahl μ untersucht. Daran folgt eine Beurteilung rheologischer Modelle auf ihre Eignung zur Festlegung des Stützdruckes und es werden mögliche Methoden zur Festlegung des Stützdruckes diskutiert.

3.3.1 Elastizitätsmodul E

Analog zum bekannten statischen Elastizitätsmodul $E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$ erfolgt die Berechnung des dynamischen Elastizitätsmoduls (auch als absoluter Elastizitätsmodul bezeichnet) nach Merkblatt [5], HÜRTGEN [14] oder PELLINEN, WITCZAK [19] mit:

$$|E| = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\varepsilon}} = \frac{\Delta\sigma_{ax}}{\Delta\varepsilon_{ax}},$$

$\Delta\sigma_{ax}$ ist die Differenz aus oberem und unterem Scheitelpunkt der axialen Spannung und $\Delta\varepsilon_{ax}$ analog der axialen Dehnung (siehe Bilder 3.1.2 bis 3.1.5). Da die Amplitude der axialen Spannung konstant gehalten wird, ist der Elastizitätsmodul (E-Modul) linear von der Amplitude der radialen Verformungen abhängig.

Es ist zu erwarten, dass die Steigung der E-Moduln gleich bleibend oder negativ sein sollte, da unter dynamischer Belastung Ermüdungseffekte auftreten können.

Nach [5] wird für den Zug-Druckversuch ein Elastizitätsmodul von ca. 2.000 MPa berechnet, was hier aber nur zur Orientierung bezüglich der Größenordnung dienen soll.

In Bild 3.3.1 sind dynamische Elastizitätsmoduln am Beispiel des Asphaltbetons in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel für verschiedene Stützdrücke aufgetragen.

Es lässt sich für den Asphaltbeton keine eindeutige Abhängigkeit der Höhe des E-Moduls vom Stützdruck erkennen. Die Steigungen der Messkurven der E-Moduln zeigen ebenfalls kein einheitliches Verhalten. Lediglich ohne Stützdruck (0,1 bar, statisch) zeigt der E-Modul fallende Werte.

Die E-Moduln des Splittmastixasphaltes (Bild 3.3.2) lassen ebenfalls keine eindeutige Abhängigkeit vom Stützdruck erkennen. Als Tendenz lässt sich

festhalten, dass die E-Moduln mit steigendem Stützdruck ebenfalls steigen. Die Steigung der Kurven der E-Moduln ist größtenteils negativ. Auch hier zeigt der E-Modul ohne Stützdruck (0,1 bar, statisch) deutlich niedrigere und fallende Werte.

Die Elastizitätsmoduln des Asphaltbinders (Bild 3.3.3) lassen nur tendenziell erkennen, dass mit steigendem Stützdruck der E-Modul zunimmt, wobei die Kurven überwiegend leicht fallend sind. Der E-Modul ohne Stützdruck (0,1 bar, statisch) zeigt niedrigere, aber nur leicht fallende Werte.

Für den offenporigen Asphalt zeigt Bild 3.3.4 keine eindeutigen Abhängigkeiten, oder Tendenzen. Der E-Modul ohne Stützdruck (0,1 bar, statisch) zeigt deutlich niedrigere und fallende Werte. Die nur kurze Versuchsdauer beruht auf der fehlenden seitlichen Abstützung des Korngerüstes.

Der Gussasphalt zeigt tendenziell eine Abhängigkeit der E-Moduln vom Stützdruck – mit steigen-

dem Stützdruck steigen auch die E-Moduln (Bild 3.3.5). Die Steigungen der E-Moduln sind insgesamt negativ. Der Versuch ohne Stützdruck (0,1 bar, statisch) zeigt keine niedrigeren Werte.

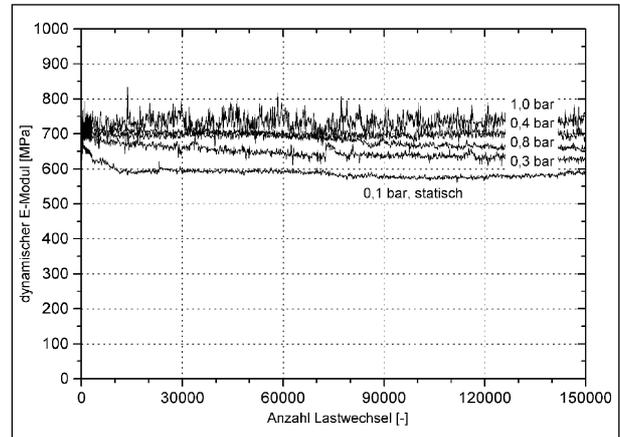


Bild 3.3.3: Dynamische E-Moduln in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Asphaltbinder 0/16

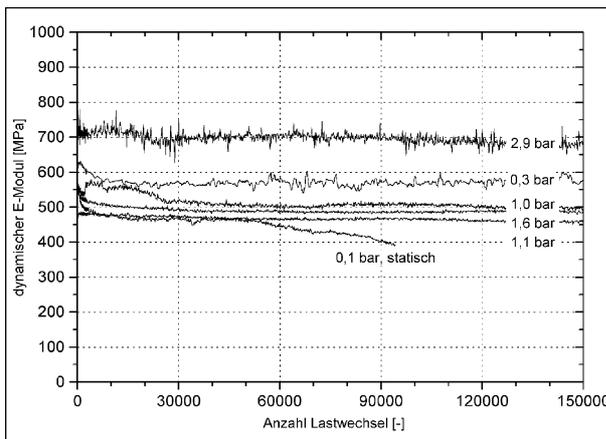


Bild 3.3.1: Dynamische E-Moduln in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Asphaltbeton 0/11

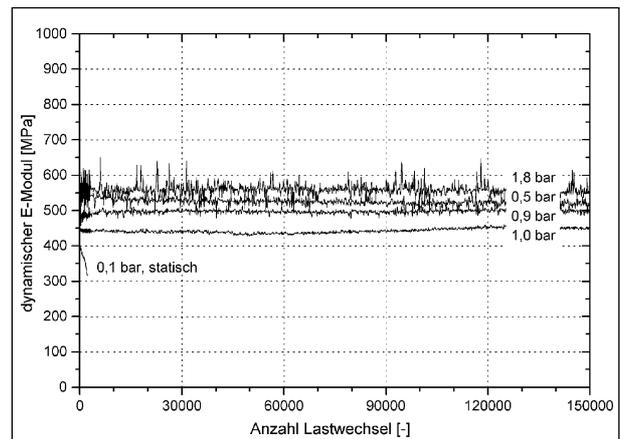


Bild 3.3.4: Dynamische E-Moduln in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den offenporigen Asphalt 0/8

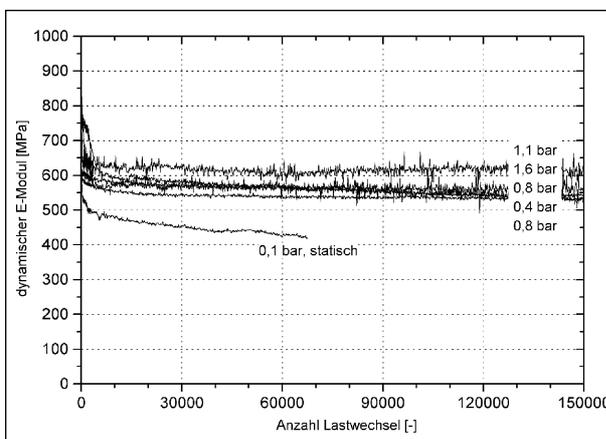


Bild 3.3.2: Dynamische E-Moduln in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Splittmastixasphalt 0/11 S

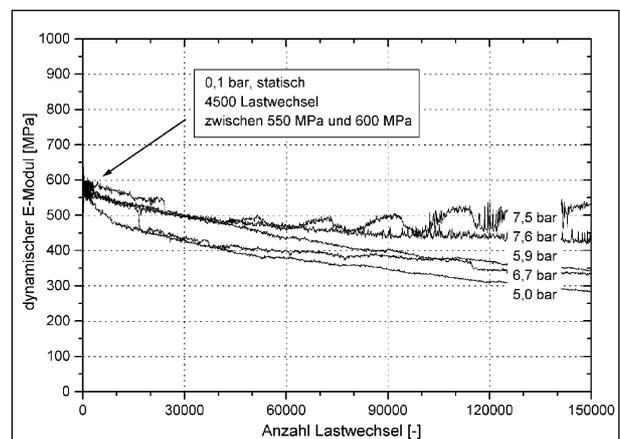


Bild 3.3.5: Dynamische E-Moduln in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Gussasphalt 0/8

Da hier nur Einzelversuche durchgeführt wurden, unterliegen die Versuchsergebnisse zusätzlich einer Streuung, die hier nicht berücksichtigt wurde. Damit kann zusammenfassend erklärt werden, dass die Betrachtung der dynamischen E-Moduln für alle untersuchten Asphalte keine eindeutige Abhängigkeit der Elastizitätsmoduln vom Stützdruck zeigt.

Die Bilder 3.3.1 bis 3.3.5 zeigen für alle Asphalte eine Konsolidierungsphase, die ungefähr innerhalb der ersten 10.000 Lastwechsel liegt. Nach dieser Phase haben sich die hier betrachteten elastischen Verformungen eingeschwungen und ändern sich nur noch wenig. Es zeigt sich somit ein völlig anderes Verhalten, gegenüber den Versuchen ohne Stützdruck (siehe Kapitel 2.2).

Die Steigungen der E-Moduln zeigen (nach der Konsolidierungsphase) tendenziell eher negative Werte, also fallende E-Moduln über die Versuchsdauer. Mit Ausnahme des Gussasphalts wird aufgrund der Ergebnisse davon ausgegangen, dass die E-Moduln konstant um einen Wert schwanken. Die Niveaus der berechneten E-Moduln zeigen im Vergleich der Asphalte untereinander durchaus plausible Werte.

Der Gussasphalt weist mit einem Bereich von 300 – 600 MPa die niedrigsten E-Moduln auf. Dies bedeutet, dass er die größten elastischen axialen Verformungen zulässt. Es folgten der offenporige Asphalt mit einem Bereich von 450 – 550 MPa und der Asphaltbeton mit einem Bereich von 450 – 600 MPa.

Auf einem etwas höheren Niveau liegt der Splittmastixasphalt mit 550 – 650 MPa, gefolgt vom Asphaltbinder mit 600 – 750 MPa, die somit die geringsten elastischen axialen Verformungen zulassen.

Diese Reihung zeigt, dass trotz der unterschiedlichen Stützdrücke materialabhängige – und auch plausible – Kenngrößen für die elastischen Verformungen gewonnen werden können.

3.3.2 Berechnung des Elastizitätsmoduls mit Hilfe der Deviatorspannung

Die Deviatorspannung $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ gibt nach [5] und EN 13286-7 [27] die Differenz aus axialer (σ_1) und radialer (σ_3) Spannung wieder. Bei Berechnungen mit der Deviatorspannung wird somit nur die axiale Last eingesetzt, welche eine Formänderung bewirkt.

Hier wird mit Hilfe der Deviatorspannung der Elastizitätsmodul E nach

$$|E| = \frac{\bar{\sigma}}{\bar{\varepsilon}} = \frac{\Delta\sigma_{ax}}{\Delta\varepsilon_{ax}}$$

berechnet. Im Gegensatz zur vorherigen Berechnung wird aber $\Delta\sigma_{ax}$ für die Deviatorspannung eingesetzt.

Mit Berücksichtigung dieser Spannung ist zu erwarten, dass mit höheren Stützdrücken kleinere E-Moduln berechnet werden. Dies kann sich insbesondere beim Gussasphalt auswirken.

In den Bildern 3.3.6 bis 3.3.10 sind die E-Moduln der fünf eingesetzten Asphalte ohne Kommentar grafisch dargestellt.

Die E-Moduln, berechnet mit der Deviatorspannung, zeigen für alle Asphalte eine leicht geringere Bandbreite trotz variierendem Stützdruck.

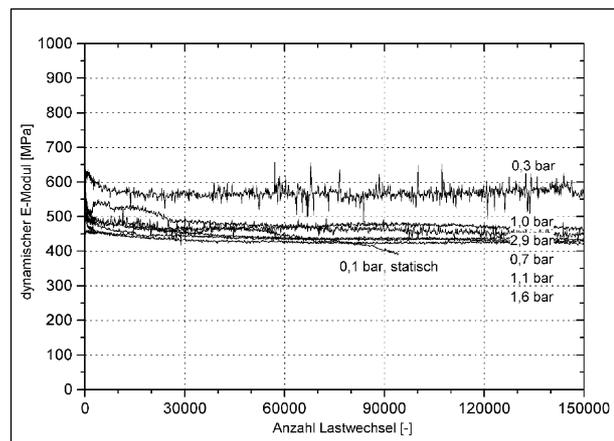


Bild 3.3.6: Dynamische E-Moduln unter Berücksichtigung der Deviatorspannung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Asphaltbeton 0/11

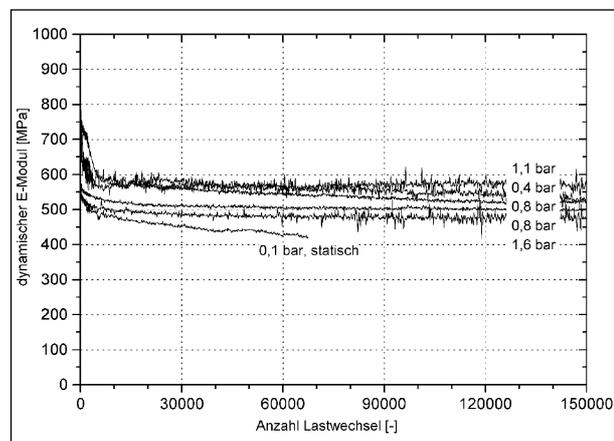


Bild 3.3.7: Dynamische E-Moduln unter Berücksichtigung der Deviatorspannung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Splittmastixasphalt 0/11 S

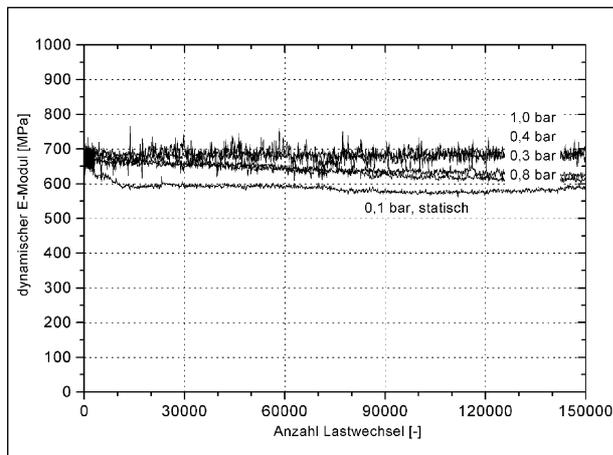


Bild 3.3.8: Dynamische E-Moduln unter Berücksichtigung der Deviatorspannung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Asphaltbinder 0/16

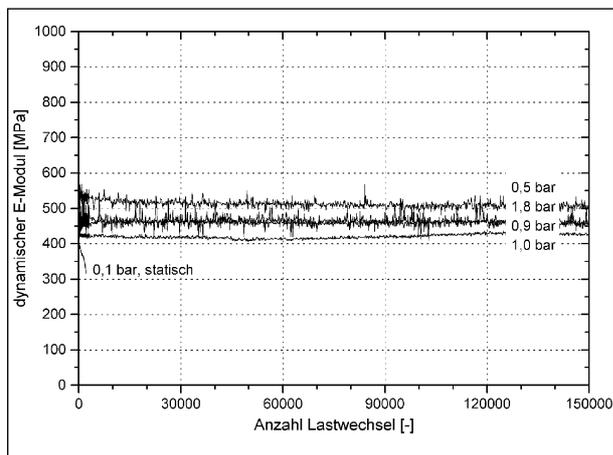


Bild 3.3.9: Dynamische E-Moduln unter Berücksichtigung der Deviatorspannung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den offenporigen Asphalt 0/8

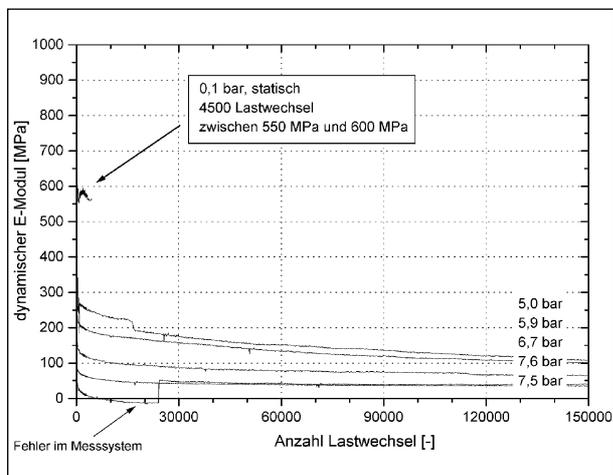


Bild 3.3.10: Dynamische E-Moduln unter Berücksichtigung der Deviatorspannung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Gussasphalt 0/8

Für alle Asphalte ist festzustellen, dass die Niveaus für die E-Moduln etwas absinken. Dies ist in der Art der Berechnung zu begründen, denn mit sinkender Spannung sinken – bei gleich bleibender Dehnung – die E-Moduln.

Bei den Walzasphalten ist keine eindeutige Tendenz für die Höhe der E-Moduln bei Variation des Stützdruckes zu erkennen, während der Gussasphalt eine deutliche Abhängigkeit – auf einem niedrigen Niveau – zeigt.

Die Niveaus der E-Moduln reihen sich bei dieser Vorgehensweise wie folgt: Auf dem niedrigsten Niveau liegt wiederum der Gussasphalt mit einem Bereich von 40 – 200 MPa. Es folgen der offenporige Asphalt mit 400 – 500 MPa und dann der Asphaltbeton mit 450 – 500 MPa. Im oberen Bereich sind der Splittmastixasphalt mit 550 – 650 MPa und der Asphaltbinder mit 600 – 750 MPa zu finden.

Auch hier liegt die Vermutung nahe, dass der so berechnete E-Modul einen materialabhängigen Kennwert darstellt.

3.3.3 Querdehnzahl μ

Die Berechnung dynamischer Querdehnzahlen μ – in der Literatur auch Querkontraktionszahl oder Poissonsanzahl ν genannt – erfolgt analog zu den

statischen Berechnungen $\mu = \frac{\epsilon_{rad}}{\epsilon_{ax}}$ nach HÜRTGEN

[14], Eurobitume [15], KREBS, ARAND, DENGIZ, JÄGER [16] oder Merkblatt [5] mit der Formel:

$$|\mu_{el}| = \frac{\hat{\epsilon}_{rad}}{\hat{\epsilon}_{ax}} = \frac{\Delta\epsilon_{rad}}{\Delta\epsilon_{ax}}$$

$\Delta\epsilon_{rad}$ ist die Differenz aus oberem und unterem Scheitelwert der radialen und $\Delta\epsilon_{ax}$ die Differenz aus oberem und unterem Scheitelwert der axialen Dehnungen (siehe Bilder 3.1.2 bis 3.1.5). Im Gegensatz zum Elastizitätsmodul, wo die axiale Last (Zähler) konstant bleibt, wird hier keiner der beiden Werte konstant gehalten. Sowohl die axialen (Nenner) wie auch die radialen (Zähler) Dehnungen können materialabhängig variieren.

Zur besseren Unterscheidung der im nächsten Kapitel vorgestellten plastischen Verformung wird die Querdehnzahl hier „elastische Querdehnzahl“ μ_{el} genannt.

Zum Vergleich für die elastische Querdehnzahl ergaben Versuche mit statischem Stützdruck nach HÜRTGEN [14] eine Querdehnzahl von 0,3 bis 0,35,

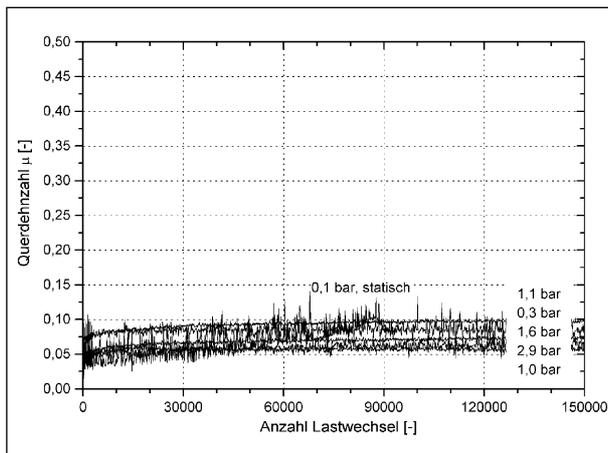


Bild 3.3.11: Elastische Querdehnzahl μ_{el} in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Asphaltbeton 0/11

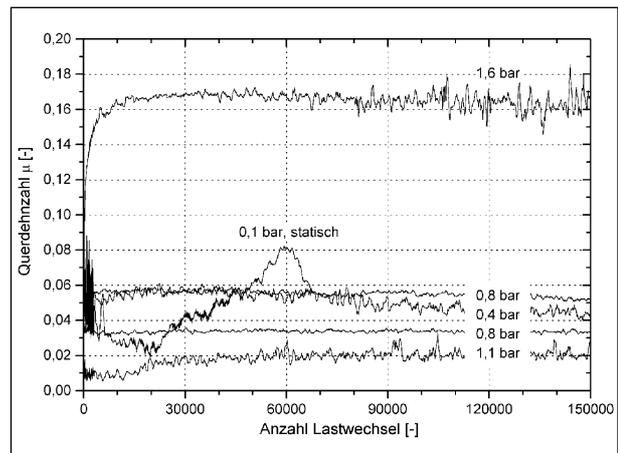


Bild 3.3.13: Geglättete elastische Querdehnzahl μ_{el} in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Splittmastixasphalt 0/11 S

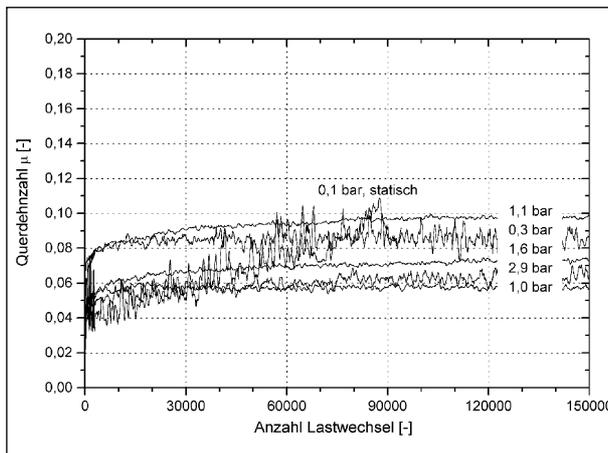


Bild 3.3.12: Geglättete elastische Querdehnzahl μ_{el} in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Asphaltbeton 0/11

nach HIRSCH, WEILAND [17] von 0,227 bis 0,366, nach Merkblatt [5] von 0,25 bis 0,4 und nach KREBS, ARAND, DENGIZ, JÄGER [16] für die bleibenden Dehnungen eine Querdehnzahl von im Mittel 0,4.

In Bild 3.3.11 sind die für den jeweiligen Stützdruck berechneten Querdehnzahlen μ_{el} in Abhängigkeit der Anzahl der Lastwechsel für den Asphaltbeton 0/11 dargestellt.

Aufgrund der bereits genannten geringen Auslenkungen der radialen Wegaufnehmer und der damit verbundenen Reduzierung des Datenmaterials streuen die Werte der Querdehnzahlen sehr stark, sodass eine Differenzierung der einzelnen Kurven kaum möglich ist. Aus diesem Grund werden im Folgenden für alle Asphalte die einzelnen Kurven über 5 Messwerte gleitend geglättet und in einem

größeren Maßstab dargestellt. Bild 3.3.12 zeigt dies zunächst für den Asphaltbeton 0/11.

Auffallend sind die sehr niedrigen Werte der Querdehnzahlen. Diese sind in der zeitlichen Abfolge Axiallast – Stützdruck zu begründen. Der Stützdruck hat sein Maximum genau 10 ms ($\approx 36^\circ$) nach dem Maximum der axialen Last. Das Maximum der radialen Dehnung liegt – bei einem statischen Stützdruck nahe null – ebenfalls nahe bei 10 ms (s. Kapitel 2.2). Zum Zeitpunkt der maximalen radialen Dehnung wird somit auch die maximale radiale Spannung aufgebracht, was die radiale Dehnung behindert und damit zu geringen Querdehnzahlen führt.

Tritt im Versuchsverlauf keine Schädigung des Materials auf, so ist für jeden Versuch – in Abhängigkeit vom gewählten Stützdruck – eine gleich bleibende Querdehnzahl zu erwarten. Im Falle einer Schädigung durch Ermüdung sollten die Werte der Querdehnung im Versuchsverlauf geringer werden.

Die betrachteten Werte der Querdehnzahlen für den Asphaltbeton liegen zwischen 0,05 und 0,1. Die Steigungen nehmen am Versuchsanfang zu und bleiben gegen Versuchsende annähernd konstant. Der Versuch ohne Stützdruck (0,1 bar, statisch) zeigt einen deutlichen Anstieg über den gesamten Versuchsverlauf, der aber insgesamt höher zu erwarten wäre.

Der Splittmastixasphalt zeigt keine Abhängigkeit der Querdehnzahl vom Stützdruck (Bild 3.3.13). Die Steigung der Messkurven der Querdehnzahlen lässt ebenfalls keine eindeutige Aussage zu. Die Messkurve mit 1,6 bar liegt bereits im Bereich der Verschlankung des Probekörpers, soll hier aber de-

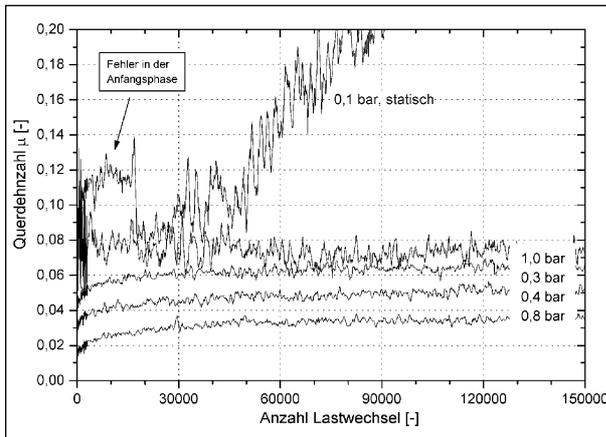


Bild 3.3.14: Geglättete elastische Querdehnzahl μ_{el} in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Asphaltbinder 0/16

monstrieren, dass bei höheren Stützdrücken offensichtlich größere elastische Verformungen erfolgen.

Der Asphaltbinder lässt keine Tendenz hinsichtlich der Höhe oder der Steigung der Messkurven der Querdehnzahlen erkennen (Bild 3.3.14).

Für den offenporigen Asphalt kann eine deutliche Tendenz in Abhängigkeit vom Stützdruck erkannt werden (Bild 3.3.15). Mit steigendem Stützdruck steigen auch die Querdehnzahlen. Dies zeigt wiederum, dass mit höheren Stützdrücken auch höhere elastische Verformungen auftreten. Für die Stützdrücke von 1,0 und 1,8 bar zeigen die Querdehnzahlgrafiken eine steigende Tendenz, was auf einen Ermüdungseffekt hindeutet.

Der Gussasphalt zeigt ebenfalls eine Spreizung der Querdehnzahlen (Bild 3.3.16). Die Niveaus der Querdehnzahlen sind eindeutig vom Stützdruck abhängig, wobei der Stützdruck von 7,5 bar als Ausreißer betrachtet werden muss. Mit steigendem Stützdruck lässt sich ebenfalls deutlich erkennen, dass die Querdehnzahlen im Verlauf der Versuche zunehmen.

Die ermittelten elastischen Querdehnzahlen zeigen keine einheitliche Tendenz. Lediglich der offenporige Asphalt und der Gussasphalt zeigen mit steigendem Stützdruck auch steigende Querdehnzahlen. Dies scheint ein Widerspruch zu sein, höhere Stützdrücke sollten kleinere Verformungen erzielen. Die Begründung für dieses Phänomen liegt darin, dass hier nur die elastischen Anteile untersucht wurden und diese steigen offensichtlich mit höheren Stützdrücken.

Die Steigungen einer eingerechneten linearen Regression über die Querdehnzahlen zeigten für alle

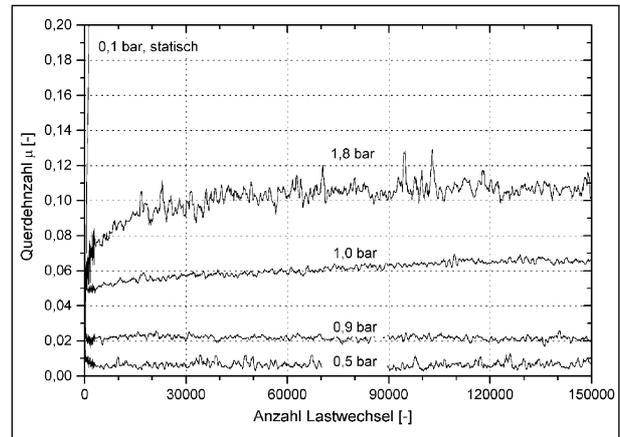


Bild 3.3.15: Geglättete elastische Querdehnzahl μ_{el} in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den offenporigen Asphalt 0/8

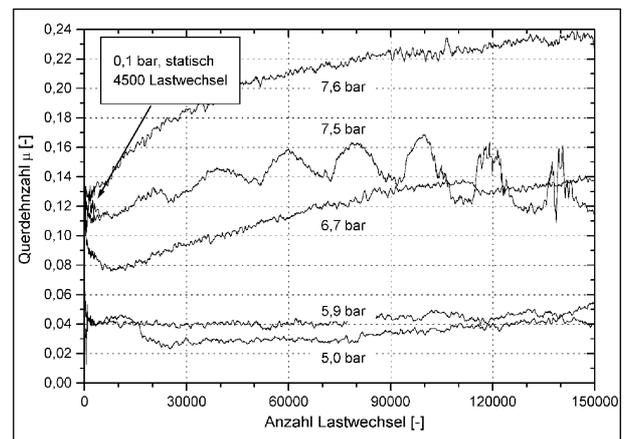


Bild 3.3.16: Geglättete elastische Querdehnzahl μ_{el} in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Gussasphalt 0/8

Asphalte keine einheitlichen Tendenzen. Es liegt wieder die Vermutung nahe, dass die Steigungen um den Nullwert schwanken.

3.3.4 Rheologische Modelle

Neben dem in Kapitel 3.3.1 und 3.3.2 vorgestellten linearen Stoffmodell (E- μ -Modell) sollen hier kurz weitere Modelle vorgestellt und auf ihre Anwendung bezüglich der Festlegung des Stützdruckes beurteilt werden.

Nicht-lineare E- μ -Modelle

Während die linearen Stoffmodelle auf einer linearen Beziehung zwischen Dehnung und Spannung basieren, kann diese bei den nicht-linearen Modellen eine funktionale Abhängigkeit zeigen. Als Beispiel seien hier genannt:

- Abhängigkeit nach DUNCAN/CHANG [21],
- Abhängigkeit nach COROTIS [22],
- Abhängigkeit nach GÜTTLER [23],
- Dresdner Stoffmodell [33, 34, 35].

Die hier genannten Modelle wurden für ungebundene Gesteinsschichten (Tragschichten – ToB) entwickelt. Die Berechnung von E oder μ setzt Bedingungen voraus, die für den hier beschriebenen Triaxialversuch nicht gegeben sind (z. B. konstante Querdehnzahl) oder erst in weiteren Versuchen zu ermitteln wären (z. B. Kohäsion und Reibung im Kornhaufwerk). Aus diesem Grund werden diese Ansätze nicht weiter verfolgt.

K-Theta-Modelle

Die K-Theta-Modelle basieren auf der Berechnung des so genannten „resilient“ Moduls, einem reversiblen und damit elastischen Modul. Als Beispiele seien hier genannt:

- Modell nach MONISMITH [27],
- Modell nach BROWN und PELL [28],
- UZAN-Modell [29].

Die Berechnungen dieser Moduln geben die Verhältnisse im Triaxialversuch nicht ausreichend wieder (MONISMITH) oder die Voraussetzungen (konstante Querdehnzahl) sind hier nicht erfüllt (BROWN und PELL, UZAN).

G-K-Modelle

Modelle, die die Berechnung des Schermoduls beinhalten, wie etwa das

- BOYCE-Modell [30],
- MAYHEW-Modell [31] oder
- ELHANNANI-Modell [32]

werden nicht weiter berücksichtigt. Zum einen soll bei dem hier beschriebenen Triaxialversuch kein Scherbruch auftreten, zum anderen müsste nachgewiesen werden, ob die bei Kornhaufwerken auftretenden Scherkräfte mit den hier auftretenden Kräften vergleichbar sind.

Um die oben beschriebenen elastischen Modelle verwenden zu können, müssten Daten (Spannungen und Dehnungen) aus den Triaxialversuchen

eingesetzt werden. Die Modelle können zwei Ergebnisse aufzeigen:

1. Die berechneten Moduln oder Querdehnzahlen sind unabhängig vom Stützdruck. Es handelt sich somit um materialabhängige Parameter. Damit lassen sich jedoch keine direkten Berechnungen für den Stützdruck durchführen. Könnte der Parameter für einen Asphalt bestimmt werden (z. B. durch andere Verformungsversuche), kann daraus kein Stützdruck abgeleitet werden.
2. Die berechneten Moduln oder Querdehnzahlen sind abhängig vom Stützdruck. Auch dieses Ergebnis führt zu keiner Lösung, da sich jetzt die entscheidende Frage stellt, welcher Stützdruck der „richtige“ ist. Durch Vorversuche mit anderen Prüfungen könnten z. B. Moduln bestimmt werden, doch bleibt dann das Problem, ob die so berechneten Moduln (Triaxialversuch und Vorversuch) aufgrund der unterschiedlichen Prüfbedingungen tatsächlich direkt vergleichbar sind.

Die elastischen Anteile zeigen somit keine eindeutige Lösung zur Festlegung des Stützdruckes auf. Die angesprochenen Modelle bieten jedoch zur Auswertung der Versuche einige Ansätze, die weiterverfolgt werden sollten. Insbesondere die K-Theta-Modelle könnten materialabhängige Parameter aufzeigen.

3.4 Plastische Verformungen bei Variation des Stützdruckes

Die Betrachtung der bleibenden – plastischen – Anteile anhand der Querdehnzahl, hier „plastische Querdehnzahl“ μ_{pl} genannt, zeigt eine weitere Interpretationsmöglichkeit des Datenmaterials.

Die plastische Querdehnzahl wird wie folgt berechnet:

$$\mu_{pl} = \frac{\epsilon_{rad}}{\epsilon_{ax}}$$
, wobei ϵ_{rad} und ϵ_{ax} die unteren Scheitelwerte der Dehnungen und damit die bleibenden Verformungen darstellen.

Bild 3.4.1 zeigt die bleibenden Querdehnzahlen für den Asphaltbeton bei unterschiedlichen Stützdrücken. Zum Vergleich der Querdehnzahlen anderer Materialien sind die Querdehnzahlen von Kork ($\mu = 0$), Sand ($\mu = 0,4$) und Wasser ($\mu = 0,5$) angegeben.

Die Querdehnzahl für die bleibenden Verformungen ergibt Werte, die mit den Werten der Literatur [5, 21, 23, 24] (siehe auch Kapitel 3.3.3) vergleichbar sind. Für Stützdrücke bis 1,0 bar sind Abhängigkeiten der Querdehnzahlen zu erkennen, darüber hinaus nicht.

Die Steigungen der Querdehnzahlen zeigen für kleine Stützdrücke eine steigende und für größere Stützdrücke eine fallende Tendenz.

Der Versuch ohne Stützdruck (0,1 bar, statisch) zeigt ein anderes erwartetes Verhalten. Seine anfangs geringen Werte steigen bis zum völligen Bruch des Probekörpers exponentiell an.

Das unterschiedliche Verhalten ohne und mit geringem Stützdruck ist vermutlich in einem „dynamischen Effekt“ der Prüfung zu begründen. Bei schwellendem Stützdruck erfolgt eine – wenn auch nur geringe – radiale Behinderung des Probekörpers. Möglicherweise passt sich der Probekörper diesem dynamischen Verhalten des Prüfprozesses an und gerät ins „Schwingen“. Damit lässt er dann im Verhältnis zum Versuch ohne Stützdruck auf einem konstanten Niveau bleibende Gestaltänderungen und Verformungen zu.

Dieses Verhalten kann hier nicht vollständig ermittelt und somit auch nicht ausreichend begründet werden. Hier muss ein Prüfprogramm ansetzen, in dem mit unterschiedlichen Frequenzen und Stützdrücken dieser Effekt zu untersuchen wäre.

Der Splittmastixasphalt zeigt ein ähnliches Verhalten wie der Asphaltbeton (Bild 3.4.2). Mit steigendem Stützdruck werden die plastischen Querdehnzahlen geringer. Die Steigungen weisen ebenfalls ähnliche Tendenzen auf, mit steigendem Stützdruck wechseln sie von steigend auf fallend.

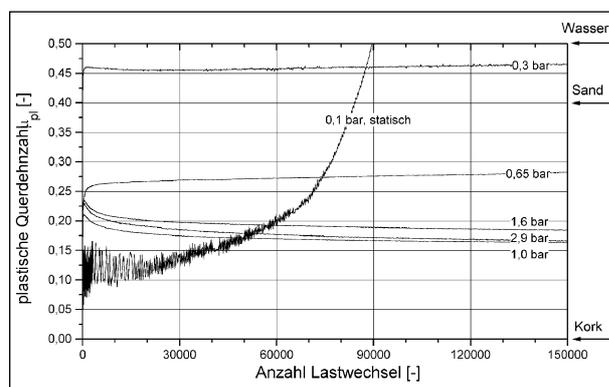


Bild 3.4.1: Plastische Querdehnzahlen in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Asphaltbeton 0/11

Auch hier stellt der Versuch ohne Stützdruck (0,1 bar, statisch) die Ausnahme dar und erzeugt in kurzer Zeit hohe Querdehnzahlen, die auf einem niedrigen Niveau beginnen.

Der Asphaltbinder zeigt, dass die Querdehnzahlen mit steigendem Stützdruck fallen (Bild 3.4.3). Die Steigungen wechseln von steigend auf fallend mit zunehmendem Stützdruck.

Der Versuch ohne Stützdruck (0,1 bar, statisch) zeigt wieder ein anderes Verhalten. Die Querdehnzahl liegt nahe null und wird zeitweise sogar negativ, bevor sie wieder auf ein höheres Niveau steigt und gegen Versuchsende weiter ansteigt. Die Streuungen zeigen, dass hier an der Grenze der Mess- und Berechnungsverfahren gearbeitet wird. Die Querdehnzahlen liegen wahrscheinlich nahe null und ergeben aufgrund der sehr geringen Auslenkung der radialen Wegaufnehmer und der darauf folgenden Berechnung negative Werte.

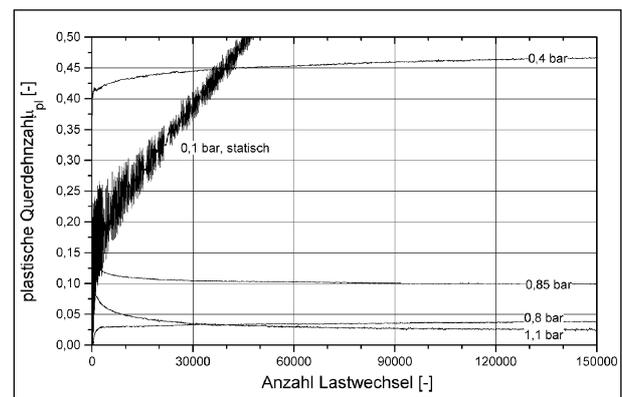


Bild 3.4.2: Plastische Querdehnzahlen in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Splittmastixasphalt 0/11 S

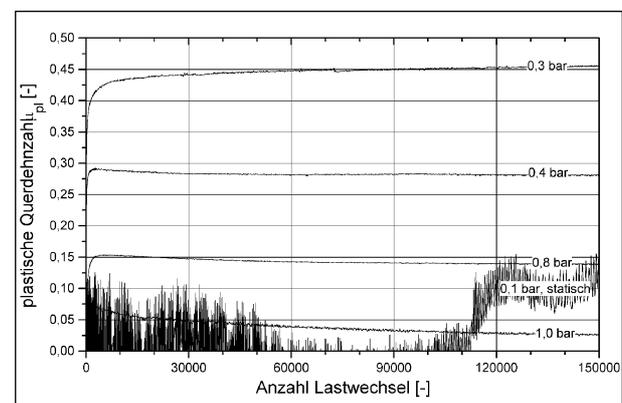


Bild 3.4.3: Plastische Querdehnzahlen in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Asphaltbinder 0/16

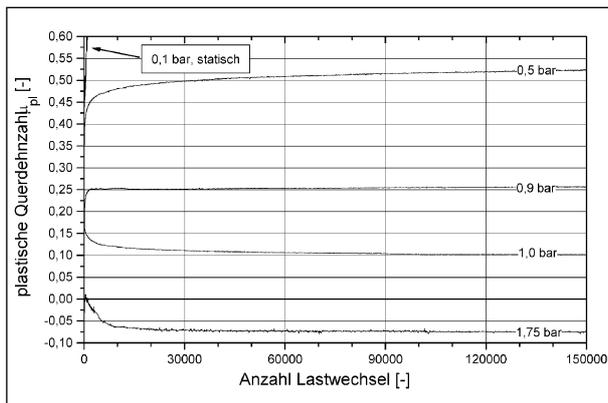


Bild 3.4.4: Plastische Querdehnzahlen in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den offenporigen Asphalt 0/8

Die Ordinate in Bild 3.4.4 wurde gegenüber den bisherigen Darstellungen erweitert, um einige Effekte des offenporigen Asphalts zu dokumentieren. Zunächst ist auch für den offenporigen Asphalt festzustellen, dass mit steigendem Stützdruck die Querdehnzahl abnimmt. Auch die Steigungen tendieren mit abnehmendem Stützdruck von steigend zu fallend. Beim offenporigen Asphalt überschreitet die Querdehnzahl bei einem Stützdruck von 0,5 bar erstmals über große Teile der Versuchsdauer den Wert 0,5 und liegt damit oberhalb einer Formänderung. Es tritt somit über einen längeren Zeitraum eine Volumenvergrößerung und damit eine Schädigung des Probekörpers auf; der Probekörper „zerfällt“ wie beim Druckschwellversuch.

Weiterhin kann beim offenporigen Asphalt erkannt werden, dass ein zu hoher Stützdruck negative plastische Querdehnzahlen erzielt und damit eine Verschlankung des Probekörpers auftritt.

Der Versuch ohne Stützdruck (0,1 bar, statisch) zeigt eine sehr schnell zunehmende Querdehnzahl, da der Probekörper sehr schnell verformt und zerstört wird.

Der Gussasphalt zeigt gemäß Bild 3.4.5 zunächst die gleichen Tendenzen wie die Walzasphalte. Mit steigendem Stützdruck sinken die Querdehnzahlen. Bei höheren Stützdrücken (6,7 und 7,5 bar) erreichen die Querdehnzahlen verhältnismäßig schnell ein Maximum, welches sie dann langsam wieder verlassen. Offensichtlich wird der mit oszillierendem Stützdruck geprüfte Probekörper während des Versuchsablaufes steifer. Auch dieses Phänomen kann hier nicht umfassend untersucht werden, da hierzu weitere Versuchsreihen zum Vergleich mit den Walzasphalten und vermutlich noch längere Versuchsdauern nötig wären.

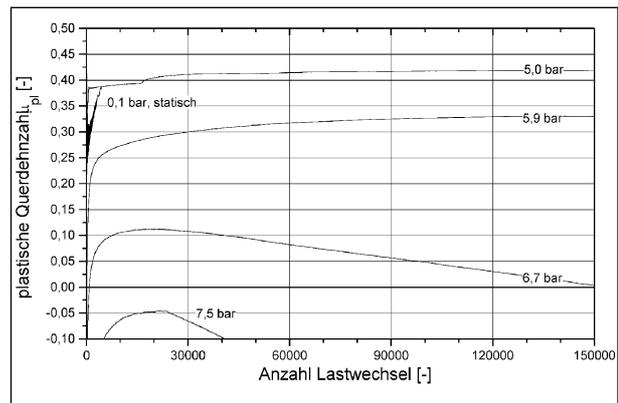


Bild 3.4.5: Plastische Querdehnzahlen in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel bei unterschiedlichen Stützdrücken für den Gussasphalt 0/8

Auch beim Gussasphalt zeigt der Versuch ohne Stützdruck (0,1 bar, statisch) schnell steigende Querdehnzahlen, bei starker Verformung des Probekörpers.

3.4.1 Rheologische Modelle

Zur Beschreibung der bleibenden axialen Verformungen existieren einige rheologische Modelle, die auf Kombinationen des Newton-Dämpfers und/oder einer „plastischen“ Hook'schen Feder basieren. Nachfolgend werden kurz einige typische Modelle vorgestellt und beurteilt.

Zur Beschreibung der plastischen Verformung können die Modelle nach

- BURGERS [33],
- HUSCHEK [44, 45] oder
- KRASS [34]

eingesetzt werden. Für alle drei Modelle gilt jedoch die Einschränkung, dass sie mehrere Parameter besitzen, die mit dem Triaxialversuch nicht eindeutig bestimmt werden können. So konnten mittels eines hierfür entwickelten Computerprogramms anhand des BURGERS-Modells die elastischen und plastischen axialen Verformungen beschrieben werden. Die Berechnung der Parameter ergab jedoch eher zufällige Größenordnungen, sodass mehrere Lösungen möglich waren (unterbestimmtes System).

Weiterhin müssten die einaxialen Modelle so erweitert werden, dass mindestens zwei-axiale Zustände (Ausnutzung der Rotationssymmetrie) zu beschreiben sind. Hierfür beschreiben HUSCHEK [36], HOU [37] oder HUURMAN [38] Modelle, die auf dem BURGERS-Modell basieren.

Da die plastischen Verformungen eine deutliche Abhängigkeit vom Stützdruck zeigen, stellt sich die Frage, welcher Stützdruck verwendet werden soll. Die genannten Modelle stellen viel versprechende Ansätze zur Auswertung der Versuche dar. Da der Phasenwinkel aller gemessenen Spannungen und Dehnungen ausgewertet werden kann, ergeben sich weitere Möglichkeiten, die Parameter dieser Modelle eindeutig zu bestimmen. Zur Verifikation dieser Modelle wäre es weiterhin nötig, umfassende Versuchsprogramme zu prüfen und auszuwerten. Eine derartige Modellermittlung übersteigt aber die terminlichen und versuchstechnischen Möglichkeiten dieses Forschungsauftrages.

3.5 Möglichkeiten zur Festlegung des Stützdrucks

Zunächst sollen an dieser Stelle diejenigen Ansätze zur Festlegung des Stützdruckes erläutert werden, die nicht als zielführend angesehen werden.

- Wie bereits in Kapitel 3.1 beschrieben liefert die DIN 18137 Teil 2 „Baugrund, Versuche und Versuchsgeräte – Bestimmung der Scherfestigkeit – Triaxialversuch“ keine Ansätze zur Lösung dieses Problems, da dort Belastungen auf ungebundene Haufwerke aufgebracht werden, die einen Scherbruch herbeiführen. Diese Versuchsbedingungen sind nicht mit denen des hier beschriebenen Triaxialversuches vergleichbar.
 - Der in prEN 13286-7 „Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemische – Teil 7: Dreiaxialprüfung mit zyklischer Belastung für ungebundene Gemische“ [20] dargestellte Triaxialversuch weist bei einem statischen Stützdruck von 0,1 MPa = 1,0 bar in der so genannten Klimatisierungsphase eine Deviatorspannung von 0,6 MPa auf: Diese Phase kann hier nicht simuliert werden, da dieser Stützdruck teilweise zu hoch und teilweise zu niedrig ist (Verschlangung oder Auseinanderfließen). Für den weiteren Versuchsverlauf sind unterschiedliche Spannungsverhältnisse (axial zu radial) zu wählen. Die so gewählten axialen und radialen Lasten werden unabhängig vom zu prüfenden Material aufgebracht. Zur Auswertung folgt eine Darstellung der Ergebnisse (elastisch und plastisch), die mit rheologischen Modellen interpretiert werden kann (z. B. BOYCE-Modell [30]). Dieses Vorgehen ist auch hier möglich, lässt jedoch eine Bewertung und Interpretation der Ergebnisse völlig offen.
 - Der in der prEN 12697-25 „Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt – Part 25: Cyclic compression test – Part B: Triaxial cyclic compression test“ vom April 2001 beschriebene Triaxialversuch benutzt einen statischen Stützdruck. Dieser wird meistens gleich dem permanenten Anteil der axialen Last gesetzt, sodass die axiale, sinusförmig aufgebrachte Last der Deviatorspannung [5] entspricht. Letztlich wird es dem Anwender jedoch freigelassen, einen passenden Stützdruck zu wählen, solange für die axiale Verformung als Ergebnis eine Fließkurve wie im einaxialen Druckschwellversuch [4] erzielt wird. Dieses Ergebnis wird mit dem hier beschriebenen Triaxialversuch nicht erreicht, da eine völlige Gefügestörung keiner praxiskonformen Verformung von Asphalt entspricht.
- Weiterhin gibt die prEN 12697-25 im Anhang an, dass ein oszillierender Stützdruck den Verhältnissen in der Straße gerechter wird, aber aufgrund der damit verbundenen aufwändigen Prüfapparatur und der komplizierteren Einflüsse ein statischer Stützdruck als Annäherung ausreicht.
- Der von ARAND und v. d. DECKEN [1, 2] gewählte Ansatz, die radialen Verformungen der aus der Straße gebohrten Probekörper nahe null zu halten, d. h., keine radiale Verformung zuzulassen, wird hier verworfen, da dieses Verhalten des Asphalts nicht der Praxis entspricht.
 - Der von HIERSCHE [17] gewählte Ansatz, 40 % der Oberspannung zu wählen, ist nicht akzeptabel, da der so berechnete Stützdruck von 3,2 bar für praktisch keinen Asphalt zutreffend ist und den unterschiedlichen Materialien nicht gerecht wird.
 - Der weitere Ansatz von ARAND und v. d. DECKEN [1, 2], für einen steifen Asphalt innerhalb einer Asphaltart eine radiale Verformung festzulegen (Referenzasphalt) und mit dem dazu gewählten Stützdruck weitere Prüfungen an unterschiedlichen Zusammensetzungen dieser Asphaltart durchzuführen, war nicht zielführend. Da innerhalb einer Asphaltart eine sehr hohe Bandbreite an Asphaltarten hergestellt werden kann und diese sehr unterschiedliche Steifigkeiten aufweisen, müsste auch der Stützdruck für jede Variation der Asphaltart angepasst werden. Zum Vergleich unterschiedlicher Variationen eines Asphalts ist dieses Vorgehen interes-

sant, da so absolut gleiche Versuchsbedingungen vorliegen. Die Grenzen dieses Vorgehens müssten aber zuvor in weiteren Untersuchungen ermittelt werden.

- In Kapitel 3.3 wurde gezeigt, dass eine Festlegung des Stützdruckes anhand der elastischen Anteile nicht eindeutig erfolgen kann. Es zeigen sich starke Abhängigkeiten vom Stützdruck, sodass dieses Verfahren nicht genutzt werden kann. Materialspezifische Parameter zu bestimmen ist möglich, sie zeigen jedoch nur einen geringen Einfluss auf die Ermittlung des Stützdruckes.
- Die in Kapitel 3.4 aufgeführten Untersuchungen zeigen, dass eine Festlegung des Stützdruckes anhand der bleibenden Verformungen (der plastischen oder viskoplastischen Anteile) nicht zielführend ist, da diese direkt auf den Stützdruck reagieren. Auch hier ist es möglich, materialspezifische Parameter zu bestimmen. Für komplexe Modelle können diese jedoch nicht eindeutig bestimmt werden.

Im Weiteren werden Verfahren angesprochen, die prinzipiell zielführend sein können, aber nicht angewandt wurden.

- Theoretisch ist es möglich, eine Versuchssystematik zu finden, die einen Probekörper vergleichbar mit dem Triaxialversuch belastet, um anhand der damit gewonnenen Werte auf den Stützdruck zu schließen. Zurzeit ist aber kein Versuch bekannt, anhand dessen Ergebnisse eine direkte Bestimmung des radialen Stützdruckes möglich ist.
- Anhand bestehender Prüfungen oder Versuche wäre es möglich, indirekt den Stützdruck zu bestimmen (siehe Kapitel 3.3 und 3.4). Aus den Ergebnissen dieser Versuche (z. B. den Verdichtungswiderstand D oder die dynamische Stempel Eindringtiefe) könnte über eine Anpassungsfunktion der erforderliche Stützdruck berechnet werden. Diese Lösung beinhaltet aber das Problem der Bestimmung einer Anpassungsfunktion. Diese Funktion zur Berechnung des Stützdruckes kann nur aufgrund von Plausibilitätsbetrachtungen festgelegt werden. Zusätzlich müsste nachgewiesen werden, dass das System Versuch + Anpassungsfunktion für alle Asphalte plausible Werte für den Stützdruck liefert.

Zu diesen Verfahren zählt ebenfalls die von KREBS, ARAND, DENGIZ und JÄGER [16] gewählte Methode, in Abhängigkeit von der statischen Querdehnzahl μ auf den seitlichen Stützdruck zu schließen. Hier müsste aber zuvor mit einem festzulegenden Versuch die Querdehnzahl bestimmt werden. Anschließend wäre eine Beziehung zwischen Querdehnzahl und Stützdruck zu ermitteln. Für den so ermittelten Stützdruck müsste dann untersucht werden, ob praxisadäquate Ergebnisse erzielt werden oder der Zusammenhang Querdehnzahl – Stützdruck zu modifizieren ist.

- Nach den bisherigen Erfahrungen und Literaturkenntnissen besteht die Möglichkeit, ein theoretisches Modell zur Beschreibung der Ergebnisse des Triaxialversuches an Asphalten zu erstellen. Damit könnten anhand zusätzlicher Versuche oder entsprechender Literaturnachweise die speziellen Materialparameter bestimmt und der radiale Stützdruck festgelegt werden. Die dazu erforderlichen grundlegenden Untersuchungen mit der Triaxialmaschine am Asphalt sind aber im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht zu realisieren.

3.6 Festlegung des Stützdruckes

3.6.1 Einführung

Für die Festlegung des Stützdruckes wurde ein Ansatz entwickelt, der die bleibenden Verformungen nutzt, diese aber nicht direkt in die Berechnungen einfließen lässt.

Es werden die bleibenden axialen Verformungen am Versuchsende, d. h. in dem Bereich von 130.000 bis 150.000 Lastwechsel, betrachtet. In diesem Bereich soll mit Hilfe der Steigung der Verformung eine Aussage über den Stützdruck getroffen werden.

Im Bereich von 130.000 bis 150.000 Lastwechseln verlaufen die axialen Verformungen annähernd linear, sodass eine lineare Regression der Form $y = a + b \cdot x$ mit hoher Bestimmtheit durchgeführt werden kann. Die Steigung dieser Gerade stellt der Parameter b dar.

Zur Darstellung dieses Vorgehens sind in Bild 3.6.1 drei Versuche bei unterschiedlichem Stützdruck sowie deren Steigungen bei Versuchsende eingezeichnet.

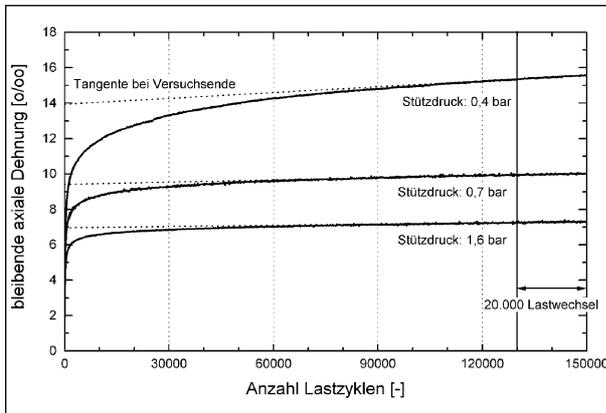


Bild 3.6.1: Beispiel: Drei Versuchsergebnisse bei unterschiedlichem Stützdruck mit eingezeichneter Steigung der letzten 20.000 Lastwechsel (gültig für alle Asphalte)

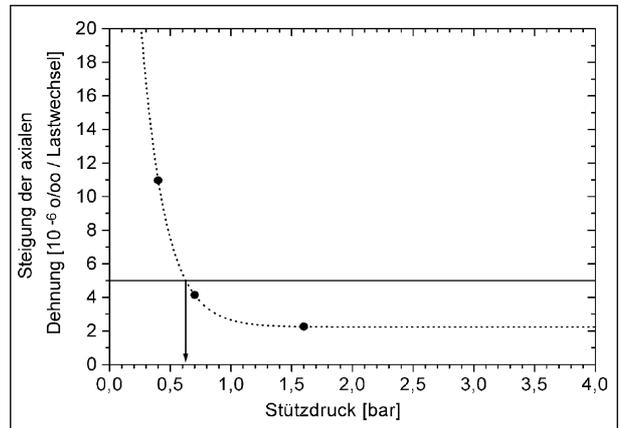


Bild 3.6.3: Beispiel: Drei Steigungen der axialen Verformung bei Versuchsende bei unterschiedlichem Stützdruck mit eingezeichneter Regression und der Ablesung des Stützdruckes für die Optimierungsphase

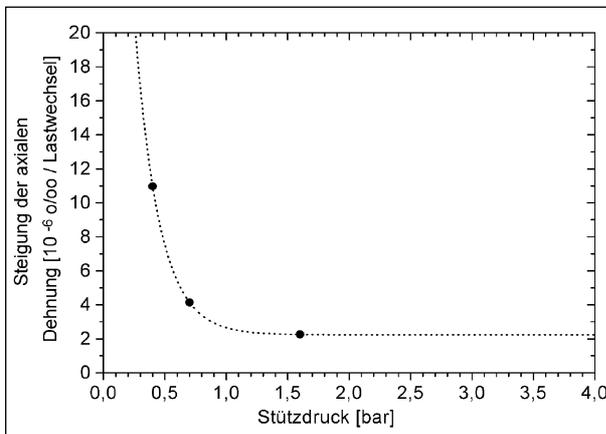


Bild 3.6.2: Beispiel: Drei Steigungen der axialen Verformung bei Versuchsende bei unterschiedlichem Stützdruck mit eingezeichneter Regression

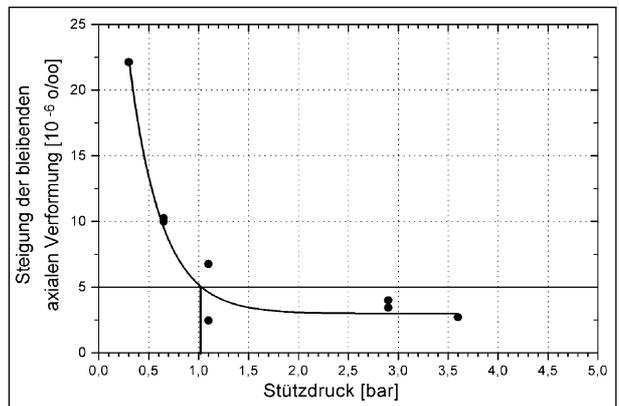


Bild 3.6.4 Steigungen der axialen Verformung bei Versuchsende bei unterschiedlichem Stützdruck mit eingezeichneter Regression für den Asphaltbeton 0/11

Die Steigung bei Versuchsende, der Parameter b der linearen Regression, wird über den Stützdruck in ein Diagramm eingezeichnet (s. Bild 3.6.2).

Die Steigungen folgen einer Kurvenform, die mittels einer Regression mit der Formel

Steigung = $a + b \cdot e^{-\frac{\text{Stützdruck}}{c}}$ sehr gut angenähert werden kann. Diese Regression ist in Bild 3.6.2 bereits eingezeichnet.

3.6.2 Stützdruck in der Optimierungsphase

Im weiteren Vorgehen wurde in der Optimierungsphase zunächst ein Stützdruck gesucht, an dem die Steigungen aller axialen Verformungen gleich sind. Um dies zu erreichen, musste eine Steigung gefunden werden, die alle Asphalte bei Versuchsende erreichen. Mit einem Zielwert von $5 \cdot 10^{-6}$ % pro Lastwechsel konnte dies realisiert werden.

Als letzter Schritt wurde der Schnittpunkt zwischen der Regressionsgerade und der festgelegten Steigung von $5 \cdot 10^{-6}$ % pro Lastwechsel gesucht. Der an dieser Stelle liegende Stützdruck stellt den gesuchten Wert dar.

Im Beispiel in Bild 3.6.3 wird ein Wert von 0,6 bar als einzustellender Stützdruck ermittelt.

Nach dem vorgestellten Verfahren werden zunächst für den Asphaltbeton 0/11 die Steigungen bei Versuchsende ermittelt und in ein Diagramm (Bild 3.6.4) wie in Bild 3.6.3 eingetragen.

Die Parameter der eingezeichneten Funktion

Steigung = $a + b \cdot e^{-\frac{\text{Stützdruck}}{c}}$ für den Asphaltbeton 0/11 lauten:

$a = 2,98799$ $b = 49,13103$ $c = 0,32236$
mit einem Bestimmtheitsmaß $B = 97,78$ %.

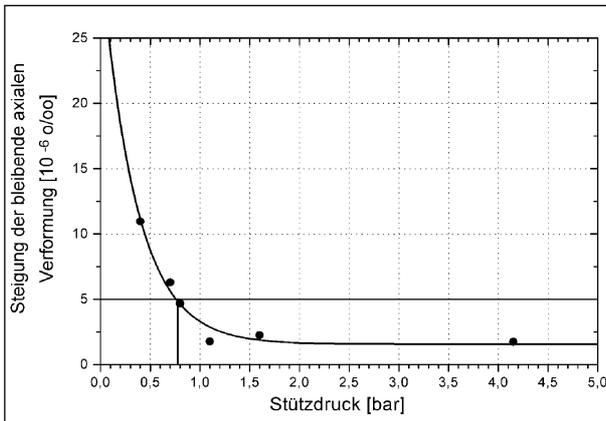


Bild 3.6.5: Steigungen der axialen Verformung bei Versuchsende bei unterschiedlichem Stützdruck mit eingetragener Regression für den Splittmastixasphalt 0/11 S

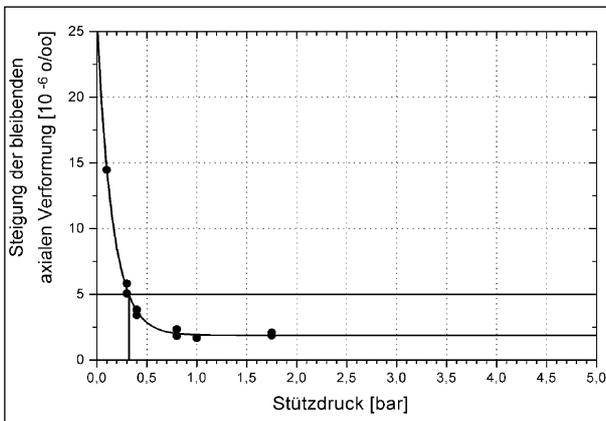


Bild 3.6.6: Steigungen der axialen Verformung bei Versuchsende bei unterschiedlichem Stützdruck mit eingetragener Regression für den Asphaltbinder 0/16

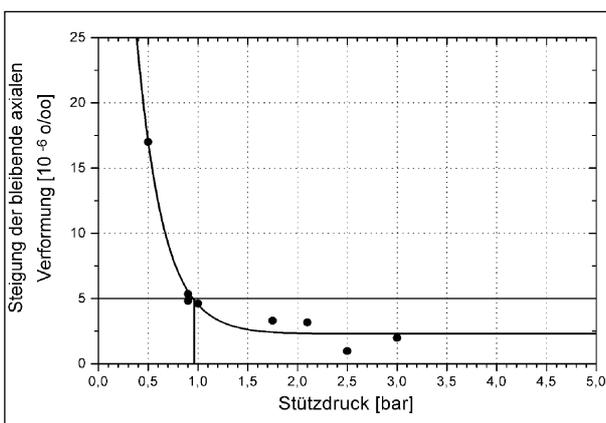


Bild 3.6.7: Steigungen der axialen Verformung bei Versuchsende bei unterschiedlichem Stützdruck mit eingetragener Regression für den offenporigen Asphalt 0/8

Daraus ergibt sich für eine Steigung von $5 \cdot 10^{-6} \%$ der Stützdruck von $1,03 = 1$ bar (s. Bild 3.6.4).

Das gleiche Verfahren wird für die weiteren vier Asphalte angewandt.

Die Parameter der eingezeichneten Funktion

$\text{Steigung} = a + b \cdot e^{-\frac{\text{Stützdruck}}{c}}$ für den Splittmastixasphalt 0/11 S lauten:

$a = 1,56936$ $b = 29,82284$ $c = 0,35147$
mit einem Bestimmtheitsmaß $B = 97,18 \%$.

Daraus ergibt sich für eine Steigung von $5 \cdot 10^{-6} \%$ der Stützdruck von $0,76 = 0,8$ bar (s. Bild 3.6.5).

Die Parameter der eingezeichneten Funktion

$\text{Steigung} = a + b \cdot e^{-\frac{\text{Stützdruck}}{c}}$ für den Asphaltbinder 0/16 lauten:

$a = 1,88259$ $b = 23,93949$ $c = 0,15581$
mit einem Bestimmtheitsmaß $B = 99,52 \%$.

Daraus ergibt sich für eine Steigung von $5 \cdot 10^{-6} \%$ der Stützdruck von $0,32 = 0,3$ bar (s. Bild 3.6.6).

Die Parameter der eingezeichneten Funktion

$\text{Steigung} = a + b \cdot e^{-\frac{\text{Stützdruck}}{c}}$ für den offenporigen Asphalt 0/8 lauten:

$a = 2,28878$ $b = 96,17744$ $c = 0,26616$
mit einem Bestimmtheitsmaß $B = 98,08 \%$.

Daraus ergibt sich für eine Steigung von $5 \cdot 10^{-6} \%$ der Stützdruck von $0,95 = 1,0$ bar (s. Bild 3.6.7).

Für den Gussasphalt kann dieses Verfahren prinzipiell ebenfalls angewandt werden, doch ist zu erkennen, dass der Auswertebereich deutlich geringer ist.

Die Parameter der eingezeichneten Funktion

$\text{Steigung} = a + b \cdot e^{-\frac{\text{Stützdruck}}{c}}$ für den Gussasphalt 0/8 lauten:

$a = 0,00000$ $b = 1,264737 \cdot 10^{11}$ $c = 0,31121$
mit einem Bestimmtheitsmaß $B = 85,14 \%$.

Daraus ergibt sich für eine Steigung von $5 \cdot 10^{-6} \%$ der Stützdruck von $7,46 = 7,5$ bar (s. Bild 3.6.8).

Im Hinblick auf den Gussasphalt steht zur Diskussion, ob die Bestimmung des Stützdruckes über die eingezeichnete Regression oder über eine grafische Auswertung des Diagramms unter Berücksichtigung von Erfahrungswerten erfolgen sollte. Der ermittelte Stützdruck für den Gussasphalt zeigt bei $7,46$ bar – im Verhältnis zu den Walzasphalten – eine unplausibel hohe Verformung und wurde auf $7,5$ bar festgelegt. Damit liegt er nahe der Grenze zur Verschlangung der Probekörper.

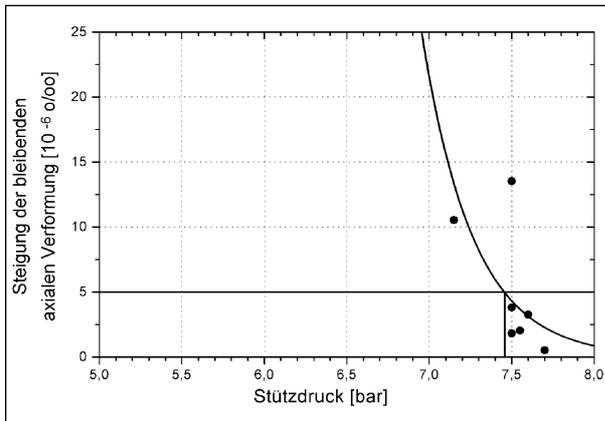


Bild 3.6.8: Steigungen der axialen Verformung bei Versuchsende bei unterschiedlichem Stützdruck mit eingezeichneter Regression für den Gussasphalt 0/8

Asphaltsorte	ermittelter Stützdruck	erwartete Verformung
Asphaltbeton 0/11	1,0 bar	ca. 18 %
Splittmastixasphalt 0/11 S	0,8 bar	ca. 12 %
Asphaltbinder 0/16	0,3 bar	ca. 8 %
offenporiger Asphalt 0/8	1,0 bar	ca. 12 %
Gussasphalt 0/8	7,5 bar	ca. 14 %

Tab. 3.6.1: Berechnete Stützdrücke und damit zu erwartende axiale Verformungen für die Asphalte der Optimierungsphase

Asphalt	dynamischer Stempel-eindringversuch		Triaxialversuch	
	axiale Verformung [%]	relative Verformung zum Asphaltbinder [-]	erwartete axiale Verformung [%]	relative Verformung zum Asphaltbinder [-]
AB 0/11	60,8	2,43	18	2,25
SMA 0/11 S	39,3	1,57	12	1,50
ABi 0/16	25,1	1,00	8	1
OPA 0/8	40,1	1,60	12	1,50
GA 0/8	-	-	14	1,75

Tab. 3.6.2: Vergleich der axialen Verformungen im Triaxialversuch und im dynamischen Stempelversuch bezogen auf den Asphaltbinder

Die so ermittelten Stützdrücke lassen nach den Bildern 3.2.1 bis 3.2.7 die in Tabelle 3.6.1 dargestellten bleibenden axialen Verformungen erwarten.

Die Ergebnisse der zu erwartenden Verformungen werden nachfolgend mit den Ergebnissen des Forschungsauftrages „Dynamischer Stempelversuch“ [12] aufgrund der gleichen Asphaltzusammensetzungen verglichen.

Die Zahlenwerte der bleibenden axialen Verformung werden zueinander ins Verhältnis gesetzt. Die Verformungen des Asphaltbinders werden zu

1,0 gesetzt, alle weiteren Verformungen werden relativ dazu angegeben.

Wie Tabelle 3.6.2 zeigt, sind die Verhältnisse zum Asphaltbinder für beide Versuchstypen sehr ähnlich. Beide Versuche sprechen ein ähnliches Verhalten an, welches den Erfahrungen der Praxis entspricht.

3.6.3 Stützdruck in der Prüfungsphase

In Absprache mit dem betreuenden Ausschuss wurde für die Prüfungsphase ein modifiziertes Vorgehen gewählt.

Zunächst wurden – wie bisher – die Steigungen der letzten 20.000 Lastwechsel zu Versuchsende in Abhängigkeit vom Stützdruck aufgetragen. Für den niedrigsten technisch realisierbaren Stützdruck von 0,1 bar wird eine theoretische Verformung von 1.000 ‰ pro Lastwechsel angesetzt. Liegt kein Stützdruck an (0,1 bar), werden sehr hohe Verformungsänderungen bei Versuchsende gemessen (auch deutlich über 1.000 ‰), falls das Versuchsende bei 150.000 Lastwechseln überhaupt erreicht wird. Wird der Wert von 1.000 ‰ bei 0,1 bar (oder vergleichbaren gemessenen Werten) nicht berücksichtigt, berechnet die Regressionsfunktion deutlich niedrige Verformungsänderungen für geringe Stützdrücke. Dies entspricht nicht dem gemessenen Verhalten der untersuchten Asphalte.

Wird ein Versuch bei 0,1 bar Stützdruck (oder einen vergleichbar geringeren Stützdruck) bis zum Versuchsende durchgeführt, kann dieser Wert selbstverständlich eingesetzt werden. Für Verformungen über 1.000 ‰ sind die Auswirkungen auf die Regression jedoch nur äußerst gering.

Danach wird der Punkt der größten Krümmung dieser Funktion ermittelt. Anhand dieses Punktes kann ein Stützdruck ermittelt werden.

Die Berechnung der Krümmungsfunktion $K(x)$ einer Funktion $f(x)$ erfolgt nach [39, 40] mit der Funktion

$$K(x) = \frac{f''(x)}{[1 + (f'(x))^2]^{3/2}}$$

Die eingesetzte Funktion $f(x) = a + b \cdot e^{-x/c}$

hat die Ableitungen:

$$f'(x) = -\frac{b}{c} \cdot e^{-x/c}$$

$$f''(x) = \frac{b}{c^2} \cdot e^{-x/c}$$

Somit ergibt sich die Krümmungsfunktion $K(x)$ zu:

$$K(x) = \frac{\frac{b}{c^2} \cdot e^{-x/c}}{\left[1 + \left(-\frac{b}{c} \cdot e^{-x/c}\right)^2\right]^{3/2}}$$

Das Maximum dieser Funktion kann durch die Ableitung ermittelt werden. Da diese Berechnung jedoch äußerst kompliziert und analytisch nicht immer lösbar ist, wird hier darauf verzichtet und das Maximum grafisch ermittelt. Zur Verdeutlichung dieser Vorgehensweise ist in Bild 3.6.9 das in Bild 3.6.2 genutzte Beispiel mit der zugehörigen Krümmungsfunktion eingezeichnet.

Bild 3.6.9 zeigt, dass das Maximum der Krümmungsfunktion, und damit der Stützdruck, grafisch

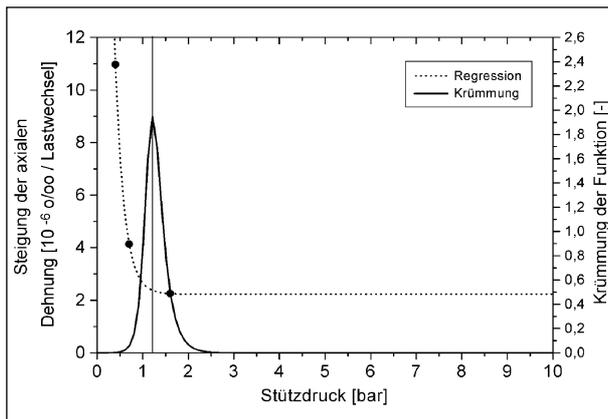


Bild 3.6.9: Beispiel: Drei Steigungen der axialen Verformung bei Versuchsende bei unterschiedlichem Stützdruck mit eingezeichneter Regressionsfunktion und der Krümmungsfunktion dieser Regressionsfunktion

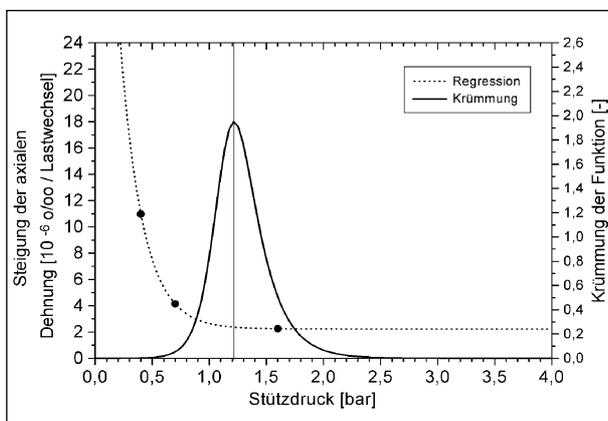


Bild 3.6.10: Beispiel: Drei Steigungen der axialen Verformung bei Versuchsende mit Regressionsfunktion und der Krümmungsfunktion dieser Regressionsfunktion bei variiertem Skalierung

mit ausreichender Genauigkeit ermittelt werden kann.

Mit den in Bild 3.6.9 genutzten Skalierungen wird der Punkt der größten Krümmung anschaulich dargestellt. Werden jedoch andere Skalierungen eingesetzt, zeigt die Krümmungsfunktion nicht offensichtlich diesen Punkt. In Bild 3.6.10 wurde die Skalierung der Abszisse ungefähr halbiert und die Skalierung der Ordinate verdoppelt. Dies hat als Wirkung, dass die Exponentialfunktion gestreckter erscheint. Die dazu eingezeichnete Krümmungsfunktion trifft augenscheinlich nicht den Punkt größter Krümmung.

Die Krümmungsfunktion stellt die Größe der Richtungsänderung für ein (infinitesimal) kurzes Stück der Exponentialfunktion dar. Damit ist diese Funktion von den Skalierungen (d. h. von der Geometrie) abhängig. Um eine anschauliche Darstellung zu erhalten, müssen Ordinate und Abszisse die gleichen Skalierungen der Einheiten, d. h. $1 \cdot 10^{-6} \%$ und 1 bar in gleicher Auflösung, d. h. gleicher Achslängen, besitzen.

In Bild 3.6.11 wurde eine solche Darstellung gewählt.

Diese Art der Darstellung ist nicht unbedingt geeignet den Stützdruck korrekt abzulesen. Durch eine Streckung der Abszisse lässt sich der Stützdruck besser ablesen, verliert aber – wie oben bereits angesprochen – die Anschaulichkeit (siehe Bild 3.6.12) hinsichtlich der Lage der maximalen Krümmung.

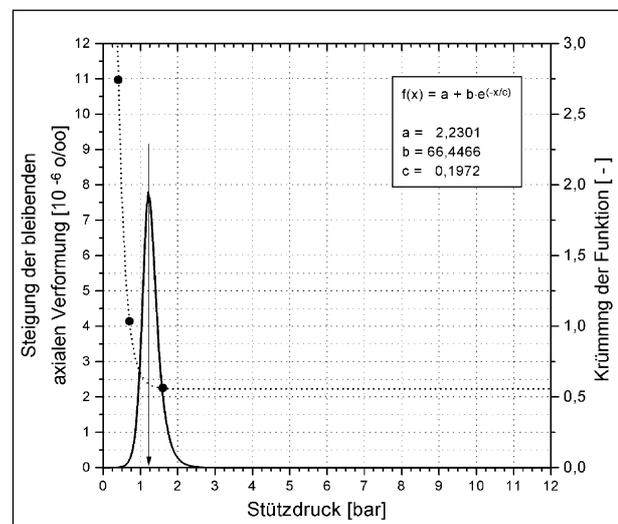


Bild 3.6.11: Beispiel: Drei Steigungen der axialen Verformung bei Versuchsende mit Regressionsfunktion und der Krümmungsfunktion dieser Regressionsfunktion bei einheitlicher Skalierung

Trotz des Verlustes der Anschaulichkeit wurden mit dieser Vorgehensweise die Ergebnisse der Optimierungsphase verifiziert. Die grafische Darstellung zur Ermittlung dieser Ergebnisse folgt in Bild 3.6.13.

Die so ermittelten Stützdrücke mit den zu erwartenden Verformungen aus den Bildern 3.2.1 bis 3.2.7 sind in Tabelle 3.6.3 dargestellt.

Asphaltart	Ermittelter Stützdruck	Zu erwartende axiale Verformung	Zu erwartende radiale Verformung
AB	1,75 bar	ca. 15 ‰	ca. +0,10 mm
SMA	1,70 bar	ca. 7 ‰	ca. -0,10 mm
ABi	0,85 bar	ca. 6 ‰	ca. +0,05 mm
OPA	1,60 bar	ca. 10 ‰	ca. -0,20 mm

Tab. 3.6.3: Zu erwartende Verformungen bei Wahl des Stützdruckes mit gleicher Achsskalierung in der Optimierungsphase

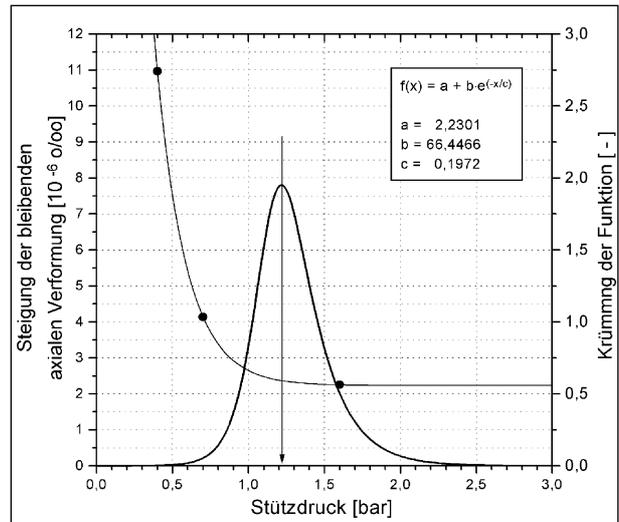


Bild 3.6.12: Beispiel: Drei Steigungen der axialen Verformung bei Versuchsende mit Regressionsfunktion und der Krümmungsfunktion dieser Regressionsfunktion bei gestreckter Skalierung

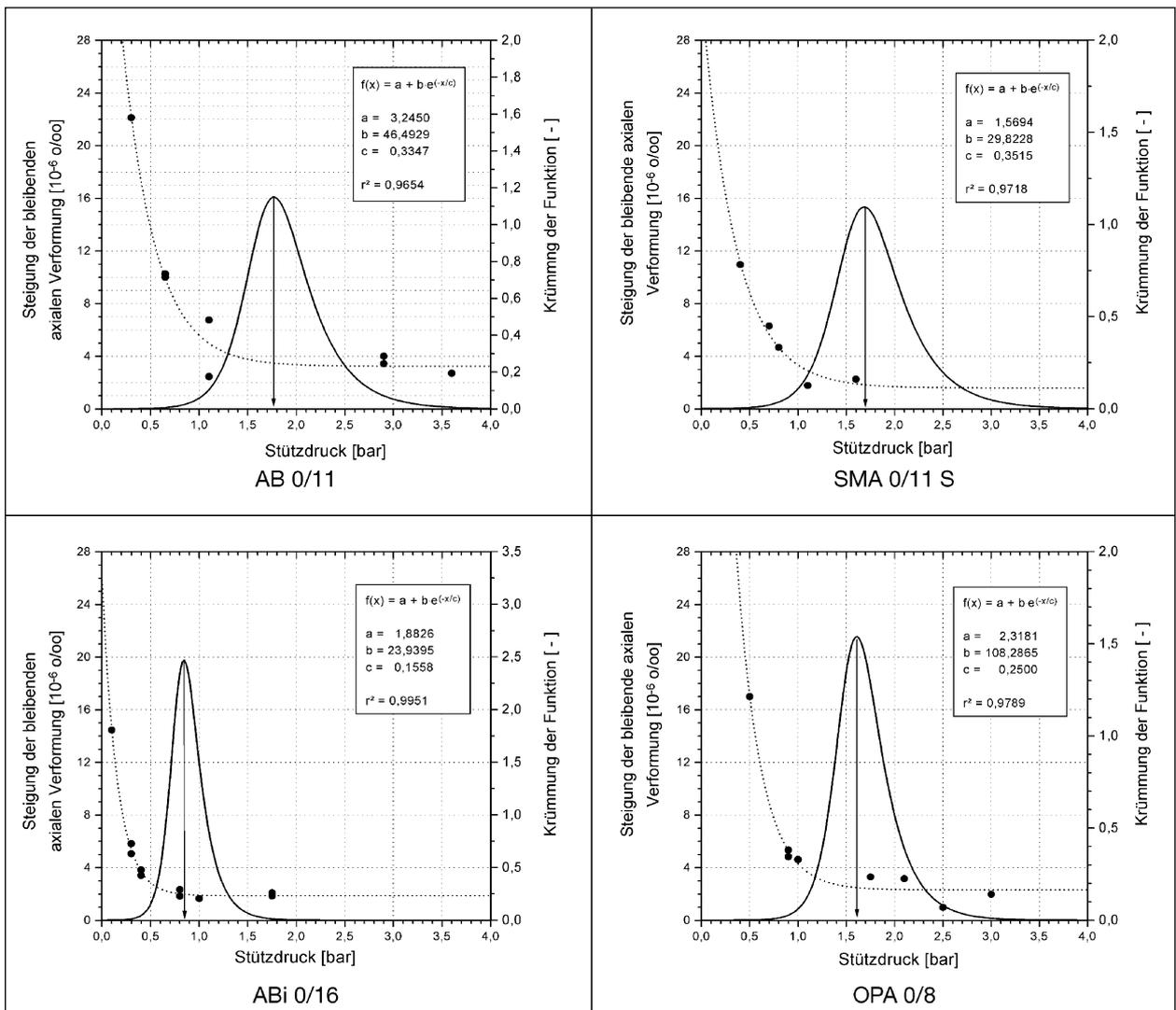


Bild 3.6.13: Steigungen der axialen Verformung bei Versuchsende mit Regressionsfunktion und zugehöriger Krümmungsfunktion für den AB 0/11, SMA 0/11 S, ABi 0/16 und OPA 0/8 der Optimierungsphase

Die zu erwartenden Werte wurden aus den Bildern 3.2.1 bis 3.2.7 (axiale und radiale Verformungen bei Variation des Stützdruckes) anhand des Stützdruckes grafisch ermittelt.

Es ist leicht zu erkennen, dass die Stützdrücke zu hoch gewählt würden. Für den SMA 0/11 S und

Asphaltart	Ermittelter Stützdruck	Zu erwartende axiale Verformung	Zu erwartende radiale Verformung
AB	1,10 bar	ca. 18 ‰	ca. +0,20 mm
SMA	1,00 bar	ca. 10 ‰	ca. +0,05 mm
ABi	0,55 bar	ca. 8 ‰	ca. +0,10 mm
OPA	1,10 bar	ca. 12 ‰	ca. +0,00 mm

Tab. 3.6.4: Zu erwartende Verformungen bei Wahl des Stützdruckes mit korrigierter Achsskalierung

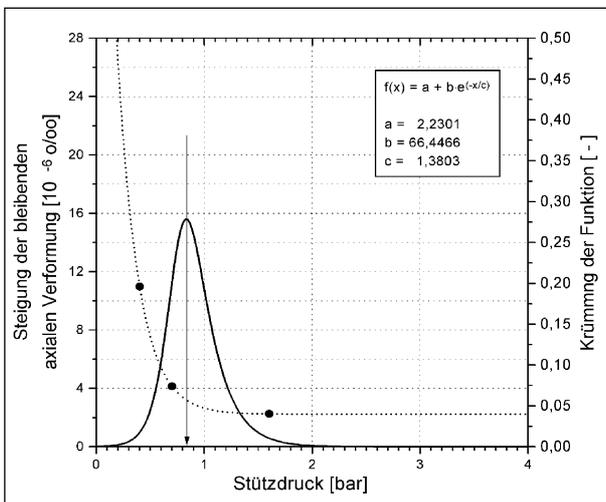


Bild 3.6.14: Beispiel: Drei Steigungen der axialen Verformung bei Versuchsende mit Regressionsfunktion und zugehöriger Krümmungsfunktion bei korrigierter Skalierung

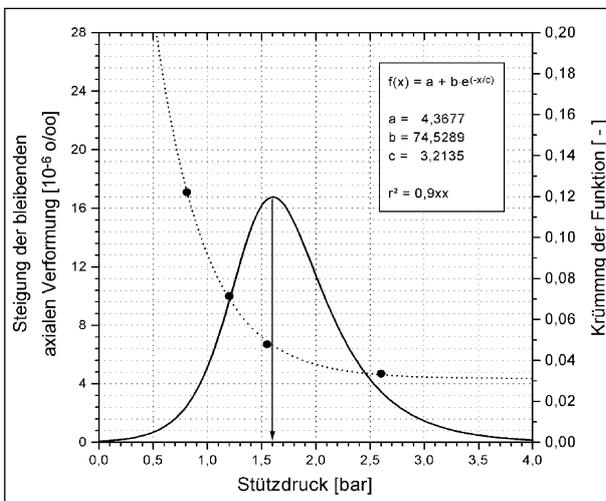


Bild 3.6.15: Steigungen der axialen Verformung bei Versuchsende mit Regressionsfunktion und zugehöriger Krümmungsfunktion für den AB 0/11 der Optimierungsphase bei einer Prüftemperatur von T = + 50 °C

den OPA 0/8 würde sogar eine Verschlankung auftreten, was unbedingt vermieden werden muss.

Zur Abhilfe kann ein einfacher Umrechnungsfaktor eingeführt werden. Die Stützdrücke werden mit dem (freigewählten) Faktor 7,0 multipliziert. Anschließend erfolgt die Regression mit der Exponentialfunktion. Danach wird die zugehörige Krümmungsfunktion berechnet und dargestellt. Das Maximum wird wieder grafisch ermittelt und der entsprechende Stützdruck abgelesen. Dieser Wert wird abschließend durch 7,0 geteilt. Damit erhält der Stützdruck einen um den Faktor 7,0 erhöhten Einfluss.

Für eine einfachere grafische Darstellung kann auch die Skalierung der Abszisse (Stützdruck) durch 7,0 geteilt werden, anstatt abschließend den ermittelten Stützdruck durch 7,0 zu teilen. Dies bedeutet, dass der Stützdruck z. B. von 0 bis 28 bar grafisch aufgetragen (und damit gerechnet) wird, die Ablesung (Skalierung) aber nur von 0 bis 4 bar erfolgt (siehe Bild 3.6.14).

Die so gewonnenen Stützdrücke lassen plausible Ergebnisse erwarten (vgl. Tabelle 3.6.4).

Die Wahl dieses Faktors erfolgt zwar willkürlich (so wie die Wahl der Skalierung von Ordinate und Abszisse auch willkürlich erfolgte), jedoch in enger Abstimmung mit den aus der Optimierungsphase ermittelten Ergebnissen. Weiterhin können durch diesen Faktor die Darstellung der Krümmungsfunktion und die Ermittlung des Maximums wieder anschaulich erfolgen, wie das Beispiel in Bild 3.6.14 zeigt.

Diese Vorgehensweise wurde für eine Prüftemperatur von T = + 40 °C verifiziert – wie in Tabelle 3.6.4 angegeben. Eine Variation der Prüftemperatur, wie etwa in der Prüfungsphase mit T = + 50 °C, sollte keinen Einfluss auf die Funktionsweise des Verfahrens haben.

Eine Überprüfung am Asphaltbeton 0/11 der Optimierungsphase zeigte, dass dieses Verfahren prinzipiell auch bei höheren Prüftemperaturen funktioniert. Die Ergebnisse sind in Bild 3.6.15 dargestellt.

Gegenüber der Prüftemperatur T = + 40 °C steigt der aufzubringende Stützdruck um 0,5 bar an. Die zu erwartenden Verformungen liegen dann bei ca. 15,5 ‰ und sinken damit etwas.

Zusammenfassend liegt damit ein Verfahren vor, das für alle Asphalte eine charakteristische Verformungsrate bei Versuchsende fordert und den dazu entsprechenden Stützdruck ermittelt.

Mit dieser Vorgehensweise wird ein materialabhängiger Stützdruck ermittelt, der keine Klassifizierung der Asphaltart oder -sorte benötigt.

Eine axiale oder radiale Verformung wird dabei nicht verhindert. Um eine gleiche Steigung bei Versuchsende zu erreichen, verformt sich ein weicher Asphalt mehr und ein steifer Asphalt weniger.

Die mit diesem Verfahren ermittelten Stützdrücke lassen immer auch eine radiale Verformung und damit eine Formänderung zu. Ein reiner Verdichtungsprozess findet nicht statt, allerdings ist eine exakte Trennung zwischen Formänderung und Verdichtung (oder der entsprechende Nachweis) mit diesem Versuch nicht möglich.

3.6.4 Zusammenfassung zur Festlegung des Stützdruckes

1. Durchführung von mindestens drei Versuchen mit unterschiedlichen Stützdrücken.
2. Ermittlung der Steigung der letzten 20.000 Lastwechsel in 10^{-6} ‰ pro Lastwechsel für die axiale Verformung.
3. Werden keine Versuche ohne – oder mit nur geringem – Stützdruck durchgeführt, wird für den Stützdruck 0,1 bar eine Steigung von $1.000 \cdot 10^{-6}$ ‰ pro Lastwechsel angenommen.
3. Die Steigungen am Versuchsende über den Stützdruck in ein Diagramm eintragen. Der Stützdruck wird mit dem Faktor 7,0 multipliziert. Die Abszisse läuft von 0 bis 28 bar Stützdruck. Die Ordinate läuft von 0 bis $28 \cdot 10^{-6}$ ‰.
4. Regression berechnen mit der Funktion

$$\text{Steigung} = a + b \cdot e^{-\frac{\text{Stützdruck}}{c}}$$

$$5. \text{ Krümmungsfunktion } K(x) = \frac{\frac{b}{c^2} \cdot e^{-x/c}}{\left[1 + \left(\frac{b}{c} \cdot e^{-x/c}\right)^2\right]^{3/2}}$$

der Regression berechnen und in das Diagramm eintragen.

6. Maximum der Krümmungsfunktion grafisch bestimmen und den dazugehörigen Stützdruck ablesen.
7. Stützdruck durch 7,0 teilen.

4 Darstellung der Ergebnisse der Optimierungsphase

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse des Triaxialversuches präsentiert. Eine grafische Darstellung der einzelnen Versuche erfolgt aufgrund des großen Versuchsumfangs nicht. In den folgenden Diagrammen werden die Mittelwerte der relativen Verformung nach 150.000 Lastzyklen dargestellt. Die Unterteilung der Diagramme berücksichtigt die jeweiligen Einflussgrößen – Asphaltart, Phasenwinkel usw. In den Anhängen A1.1 bis A1.5 werden die Diagramme mit den Mittelwerten aller axialen Verformungen über die Anzahl der Lastzyklen dargestellt. Die Anhänge A2.1 bis A2.5 enthalten die axialen Verformungen für alle Versuche tabellarisch nach 20.000 und 150.000 Lastwechseln.

4.1 Ergebnis des Triaxialversuchs

Ziel des Triaxialversuches ist es, die Verformungsbeständigkeit eines Asphalts zu bewerten. Bei umfangreicheren Versuchsreihen soll die Bewertung i. d. R. auch eine Auswertung mit den Mitteln der Statistik beinhalten. Ein einzelner Zahlenwert, charakteristisch für das Ergebnis eines Triaxialversuches, bietet deshalb Vorteile gegenüber einer grafischen Verformungskurve oder mehreren Zahlenwerten, wie sie z. B. beim einaxialen Druckschwellversuch [4] erzielt werden. Die Ermittlung dieses Zahlenwertes erfolgt anhand der aufgezeichneten Daten, also rechnerisch.

Bild 4.1 zeigt zunächst drei beliebige, aber typische Verformungskurven unterschiedlich steifer Asphalte.

Die drei Beispiele in Bild 4.1 zeigen die typischen axialen Verformungsverläufe. Es werden keine Kriechkurven wie beim einaxialen Druckschwellver-

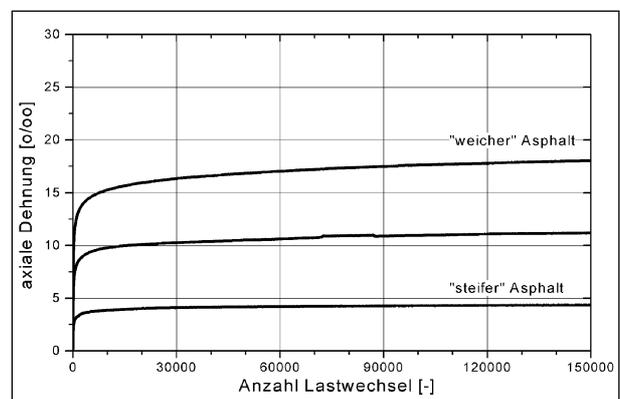


Bild 4.1: Drei typische Verläufe der bleibenden relativen axialen Verformung des Triaxialversuchs über die Anzahl der Lastwechsel

such [3, 13] gemessen. Der Kurvenverlauf tendiert gegen Versuchsende zu einer Parallelen zur Abszisse, ein Wendepunkt liegt nicht vor.

Für die Auswertung kann eine Funktion gefunden werden, die die jeweiligen Kurvenverläufe mit ausreichender Genauigkeit beschreibt. Dieses Vorgehen wird hier aber nicht als zielführend angesehen. Zum einen überschreiten die axialen und radialen Verformungen nicht den Messbereich, sodass keine Extrapolation nötig ist, zum anderen werden mit der Regression keine zusätzlichen nutzbaren Informationen gewonnen.

Die Skalierung der Verformung erfolgt in [%], um eine Vergleichbarkeit mit anderen Versuchen – wie dem bereits angesprochenen einaxialen Druckschwellversuch oder dem dynamischen Stempel-eindringversuch [12] – zu ermöglichen. Dabei muss auf eine wichtige Bedingung hingewiesen werden: Diese Darstellungsform ist nur für annähernd gleich bleibende Probekörperhöhen gültig. Bei der Variation der Probekörperhöhe zeigt die Darstellung in [%] unter Umständen keine Abhängigkeit der Ergebnisse von der Probekörperhöhe, während die Darstellung in [mm] den Einfluss sehr deutlich zeigt.

Die vorgeschlagene Alternative zur Methode der Auswertung nach 20.000 Lastwechseln wird in Kapitel 4.3 untersucht.

4.2 Darstellung der Ergebnisse

4.2.1 Asphaltbeton 0/11

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Variation des Phasenwinkels dargestellt. Es werden die Mittelwerte der axialen Verformung in [%] nach 150.000 Lastwechseln präsentiert (s. Bild 4.2.1).

Es ist die Tendenz zu erkennen, dass bei einem Phasenwinkel von $36^\circ \approx 10$ ms die Verformungen ein Maximum aufweisen. Kleinere Phasenwinkel erzeugen geringere Verformungen, der größere Phasenwinkel erzeugt ebenfalls eine geringere Verformung.

In Bild 4.2.2 werden die Höhe der Probekörper von 60 auf 80 mm sowie die Art der Probekörperherstellung variiert. Die weiteren Versuchsbedingungen entsprechen dem Standard. Die Darstellung erfolgt in mm, da die Darstellung in % durch die unterschiedlichen Höhen die Ergebnisse verfälschen würde. Um diesen Effekt zu demonstrieren, sind in Bild 4.2.2 die Ergebnisse in % und in Bild 4.2.3 in mm gezeigt.

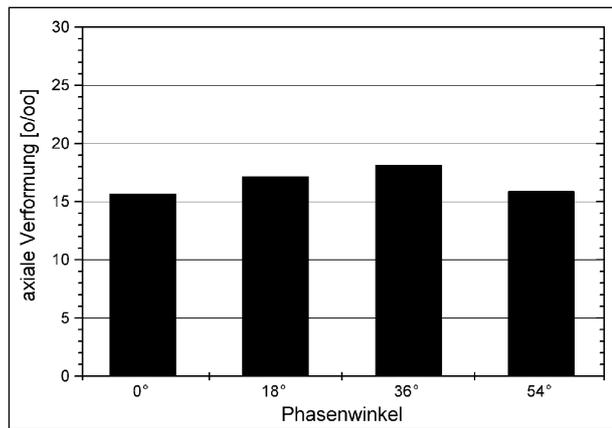


Bild 4.2.1: Relative axiale Verformungen im Triaxialversuch nach 150.000 Lastwechseln bei Variation des Phasenwinkels; hier: AB 0/11; h = 60 mm; Marshall-PK

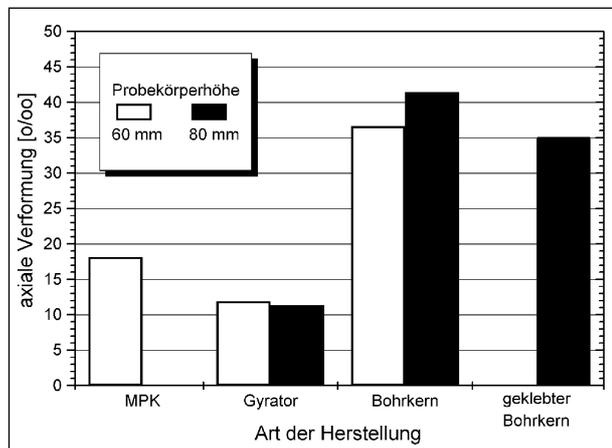


Bild 4.2.2: Axiale Verformungen im Triaxialversuch nach 150.000 Lastwechseln in % bei Variation der Probekörperhöhe und Art der Herstellung; hier: AB 0/11; $\phi = 36^\circ$

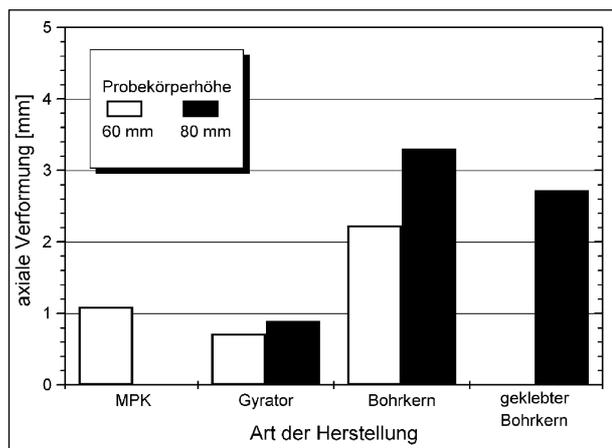


Bild 4.2.3: Axiale Verformungen im Triaxialversuch nach 150.000 Lastwechseln in mm bei Variation der Probekörperhöhe und Art der Herstellung; hier: AB 0/11; $\phi = 36^\circ$

Beide Abbildungen zeigen zwar ähnliche Tendenzen, weisen aber im Detail Unterschiede auf.

Während bei der Darstellung in % (Bild 4.2.2) für den Gyrator die Probekörperhöhe 60 mm über den Werten von 80 mm liegt, ist in der Darstellung in mm (Bild 4.2.3) das Gegenteil der Fall. Weiterhin ist die Differenz bei den Bohrkernen in Bild 4.2.2 deutlich geringer als in Bild 4.2.3.

In Bild 4.2.3 ist eindeutig zu erkennen, dass mit größerer Probekörperhöhe h die axiale Verformung zunimmt (bei gleicher Raumdichte für alle hergestellten Probekörper). Die geringsten axialen Verformungen wurden für die mittels Gyrator hergestellten Probekörper – für beide Probekörperhöhen – ermittelt. Die aus Platten gebohrten Probekörper erreichen die höchsten axialen Verformungen. Die aus zwei 40 mm hohen Bohrkernen zusammengeklebten Probekörper weisen niedrigere axiale Verformungen auf als die 80 mm hohen Bohrkern. Hier zeigt sich, dass die Methode der Probekörperherstellung einen deutlichen Einfluss auf das Ergebnis hat.

4.2.2 Splittmastixasphalt 0/11 S

In Bild 4.2.4 werden die Ergebnisse bei Variation des Phasenwinkels als Mittelwerte der axialen Verformung in [%] nach 150.000 Lastwechseln für den Splittmastixasphalt 0/11 S dargestellt.

Im Gegensatz zum Asphaltbeton kann für den Splittmastixasphalt keine eindeutige Tendenz bei der Variation des Phasenwinkels erkannt werden.

In Bild 4.2.5 werden die Höhe der Probekörper und die Art der Herstellung variiert. Die weiteren Versuchsbedingungen entsprechen dem Standard und wurden konstant gehalten. Die Darstellung erfolgt auch hier in mm.

Es ist eindeutig zu erkennen, dass mit größerer Probekörperhöhe h die axiale Verformung zunimmt. Weiterhin sind die axialen Verformungen für die mittels Gyrator hergestellten Probekörper für die jeweilige Probekörperhöhe am geringsten. Die aus Platten gebohrten Probekörper weisen die höchsten axialen Verformungen auf. Die aus zwei 40 mm hohen Bohrkernen zusammengeklebten Probekörper weisen deutlich geringere axiale Verformungen auf als die 80 mm hohen Bohrkern.

4.2.3 Asphaltbinder 0/16

Es folgen die Ergebnisse der axialen Verformung in [%] nach 150.000 Lastwechseln bei Variation des Phasenwinkels für den Asphaltbinder 0/16.

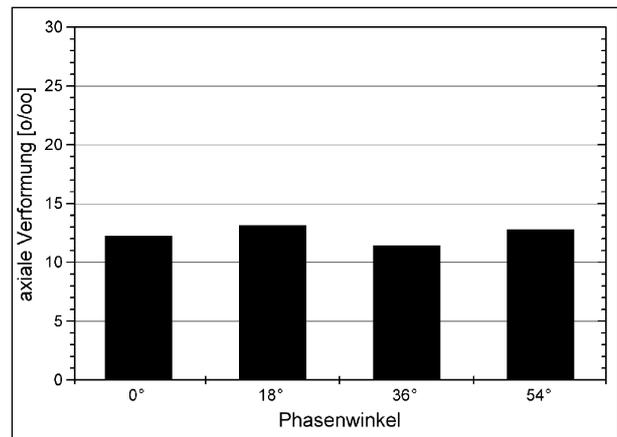


Bild 4.2.4: Relative axiale Verformungen im Triaxialversuch nach 150.000 Lastwechseln bei Variation des Phasenwinkels hier: SMA 0/11 S; $h = 60$ mm; Marshall-PK

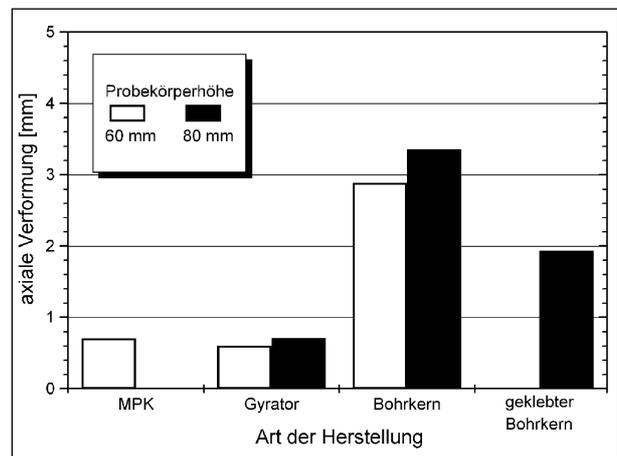


Bild 4.2.5: Axiale Verformungen im Triaxialversuch nach 150.000 Lastwechseln bei Variation der Probekörperhöhe und Art der Herstellung; hier: SMA 0/11 S; $\phi = 36^\circ$

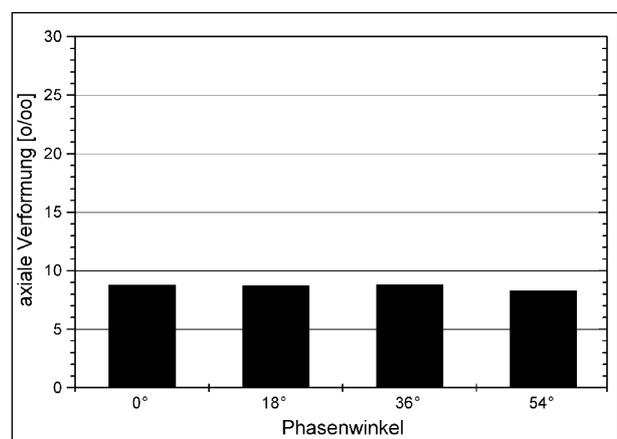


Bild 4.2.6: Relative axiale Verformungen im Triaxialversuch nach 150.000 Lastwechseln bei Variation des Phasenwinkels; hier: ABi 0/16; $h = 60$ mm; Marshall-PK

Der Asphaltbinder (s. Bild 4.2.6) zeigt anhand der Grafik nahezu konstante Ergebnisse bei der Varia-

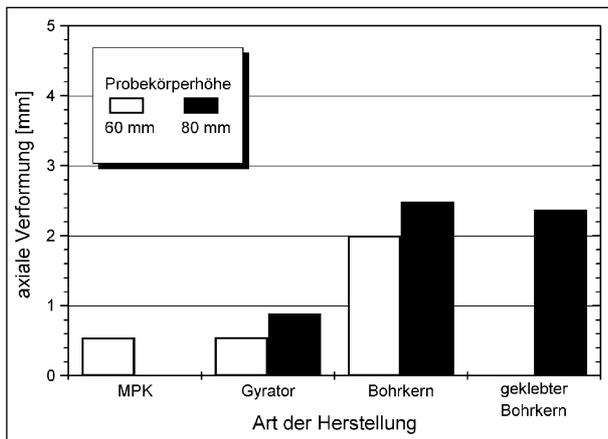


Bild 4.2.7: Axiale Verformungen im Triaxialversuch nach 150.000 Lastwechseln bei Variation der Probekörperhöhe und Art der Herstellung; hier: ABI 0/16; $\phi = 36^\circ$

tion des Phasenwinkels. Die Einzelwerte im Anhang A2.3 zeigen jedoch für einen Phasenwinkel von 36° die höchsten und für 54° die niedrigsten Verformungen.

Bild 4.2.7 zeigt die Ergebnisse bei Variation der Höhe der Probekörper und der Art der Probekörperherstellung. Die weiteren Versuchsbedingungen wurden entsprechend dem Standard konstant gehalten. Die Darstellung erfolgt in mm.

Auch beim Asphaltbinder ist deutlich zu erkennen, dass mit größerer Probekörperhöhe h die axiale Verformung zunimmt. Die mittels Gyrator hergestellten Probekörper weisen für die jeweilige Probekörperhöhe die geringsten axialen Verformungen auf. Die aus Probplatten gebohrten Probekörper weisen für beide Probekörperhöhen die höchsten axialen Verformungen auf. Die aus zwei 40 mm hohen Bohrkernen zusammengeklebten Probekörper zeigen nur leicht geringere axiale Verformungen als die 80 mm hohen Bohrkern.

4.2.4 Offenporiger Asphalt 0/8

Es werden die Ergebnisse bei Variation des Phasenwinkels für den offenporigen Asphalt 0/8 dargestellt.

Die Ergebnisse der axialen Verformung bei Variation des Phasenwinkels zeigen für den offenporigen Asphalt keine deutliche Tendenz. Die Ergebnisse mit einem Phasenwinkel von 36° weisen die höchsten und die Ergebnisse mit einem Phasenwinkel von 54° die niedrigsten Verformungen auf. Die axialen Verformungen bei einem Phasenwinkel von 18° liegen unter denen mit 0° Phasenwinkel.

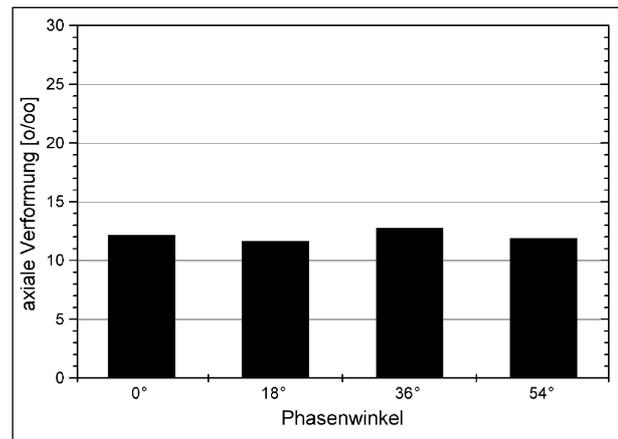


Bild 4.2.8: Relative axiale Verformungen im Triaxialversuch nach 150.000 Lastwechseln bei Variation des Phasenwinkels; hier: OPA 0/8; $h = 60$ mm; Marshall-PK

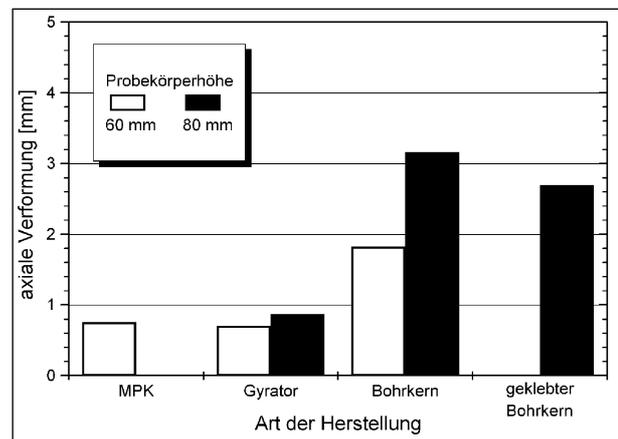


Bild 4.2.9: Axiale Verformungen im Triaxialversuch nach 150.000 Lastwechseln bei Variation der Probekörperhöhe und Art der Herstellung; hier: OPA 0/8; $\phi = 36^\circ$

In Bild 4.2.9 werden die Ergebnisse bei Variation der Höhe der Probekörper und der Art der Herstellung dargestellt. Die weiteren Versuchsbedingungen entsprechen dem Standard und wurden konstant gehalten. Die Darstellung erfolgt in mm.

Auch für den offenporigen Asphalt sind die gleichen Tendenzen wie für die bisherigen Asphalte zu erkennen. Die Probekörper, die mittels Gyrator hergestellt wurden, weisen für die jeweilige Probekörperhöhe die geringsten Verformungen auf. Für die aus Platten gebohrten Probekörper werden die höchsten Verformungen ermittelt, wobei der aus zwei gebohrten Teilen geklebte Probekörper geringere Verformungen aufweist.

Die 80 mm hohen Bohrkern-Probekörper weisen generell größere Verformungen auf als die aus zwei 40 mm hohen Bohrkernen geklebten Probekörper.

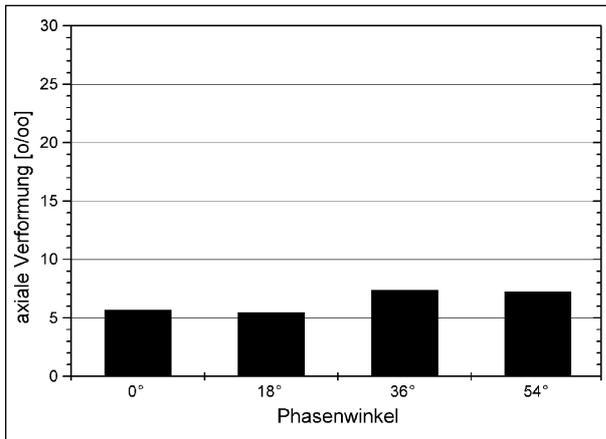


Bild 4.2.10: Relative axiale Verformungen im Triaxialversuch nach 150.000 Lastwechseln bei Variation des Phasenwinkels; hier: GA 0/8; h = 60 mm; MPK-Form

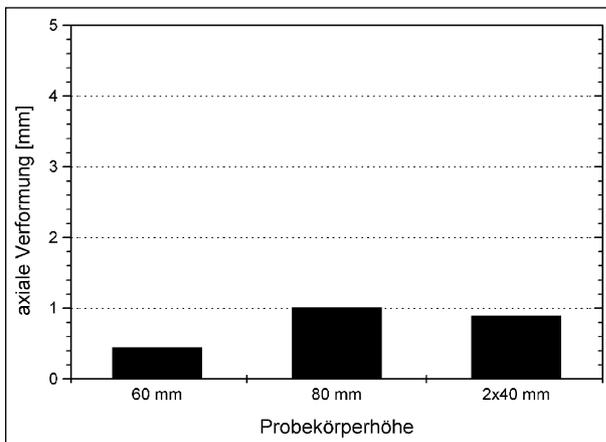


Bild 4.2.11: Axiale Verformungen im Triaxialversuch nach 150.000 Lastwechseln bei Variation der Probekörperhöhe; hier: GA 0/8; $\phi = 36^\circ$

4.2.5 Gussasphalt 0/8

Es werden die Ergebnisse bei Variation des Phasenwinkels dargestellt. Präsentiert werden die Mittelwerte der axialen Verformung in [%] nach 150.000 Lastwechseln.

Auch die Ergebnisse des Gussasphalts zeigen keine eindeutige Tendenz (Bild 4.2.10). Für die Phasenwinkel von 36° und 54° werden die höchsten Ergebnisse erzielt, während bei den Phasenwinkeln von 0° und 18° geringere Verformungen gemessen werden.

In Bild 4.2.11 wird die Höhe der Gussasphaltprobekörper variiert. Die Versuchsbedingungen wurden wie auch zuvor konstant gehalten. Die Darstellung erfolgt in mm.

Der Gussasphalt zeigt wiederum die gleichen Tendenzen wie die bisherigen Asphalte. Die 80 mm hohen Probekörper weisen die größten Verformungen auf, dicht gefolgt von den aus zwei 40 mm hohen Probekörpern geklebten Probekörpern. Beide Varianten liegen aber deutlich über den Verformungen des 60 mm hohen Probekörpers.

4.3 Statistische Interpretation der Ergebnisse

In diesem Kapitel werden zunächst mit Hilfe der Varianzanalyse der zwei- und dreifachen Klassifikation die Einflussgrößen der Ergebnisse ermittelt.

Anzahl der Stufen für Faktor A :	5	Asphalte AB/SMA/ABI/OPA/GA
Anzahl der Stufen für Faktor B :	4	Phasenwinkel 0°/18°/36°/54°
Anzahl der Einzelwerte je Stufe:	3	axiale Verformung
Anzahl der Stufen insgesamt :	20	
Gesamtzahl der Einzelwerte :	60	

Ursache	SQ	FG	MQ	F(Ursache)
A	687.882900	4	171.970725	202.075613
B	6.531273	3	2.177091	2.558209
AB	27.619860	12	2.301655	2.704579
Fehler	34.040867	40	0.851022	
Total	756.074900	59		

Ursache	FG1	FG2	F	Verwerfung der Ho-Hypothese	Var.komponente	Var.anteil [%]
A	4	40	2.610	ja	14.139089	91.38
B	3	40	2.840	nein	-0.008304	
AB	12	40	2.000	ja	0.483544	3.12
Fehler					0.851022	5.50
Summe					15.473655	100.00

Tab. 4.3.1: Ergebnis der zweifachen Varianzanalyse über die Verformung [%] für alle Asphalte nach 150.000 Lastwechseln bei Variation des Phasenwinkels

Anschließend wird untersucht, welche Versuchsbedingungen eine statistisch signifikante Differenzierung der Ergebnisse zulassen und ob die Versuche bereits auch nach 20.000 Lastwechseln diese Differenzierung liefern.

4.3.1 Varianzanalyse über Asphaltart und Phasenwinkel

Die Ergebnisse des Triaxialversuchs – der bleibenden axialen Verformung nach 150.000 Lastwechseln – werden nachfolgend einer zweifachen Varianzanalyse unterzogen. Als Einflussfaktoren werden

- A die Asphaltart und
- B der Phasenwinkel

einbezogen. Probekörperhöhe und Art der Herstellung können nicht berücksichtigt werden, da für diese Variationen keine Kreuzklassifikation zutrifft.

Zunächst sei darauf hingewiesen, dass in der Varianzanalyse der Fehler die Ergebnisse beschreibt, die keiner Einflussgröße oder Einflussgrößenkombination eindeutig zugeordnet werden können. Mit steigender Streuung der Ergebnisse steigt auch der Fehleranteil.

Die Varianzanalyse zeigt, dass mit 91,4 % die Asphaltart eindeutig den dominanten Einfluss auf die Verformung ausübt (Tab. 4.3.1). Ein Einfluss des

Phasenwinkels ist gegenüber dem Einfluss der Asphaltart statistisch nicht nachzuweisen. Dies bestätigt die Ergebnisse aus Kapitel 4.2, in dem gezeigt wird, dass die Verformungen bei Variation des Phasenwinkels auf annähernd gleichem Niveau bleibt, während die Variation der Asphaltart deutliche Änderungen der Verformungen verursacht. Weitere Untersuchungen zum Einfluss des Phasenwinkels – sein Einfluss darf nicht vernachlässigt werden – erfolgen in Kapitel 4.3.4.

4.3.2 Varianzanalyse über Asphaltart und Art der Herstellung

Um den Einfluss der Asphaltart und der Art der Herstellung zu ermitteln, wird eine Varianzanalyse der zweifachen Klassifikation durchgeführt. Die Variation der Einflussgrößen erfolgt per Kreuzklassifikation. Als Einflussgrößen werden

- A die Asphaltart und
- B die Art der Herstellung

angegeben. Die Probekörperhöhe beträgt 60 mm.

Der Gussasphalt wird hier nicht berücksichtigt, da die Art der Probekörperherstellung nicht variiert wurde.

Die Ergebnisse der Varianzanalyse sind in Tabelle 4.3.2 dokumentiert.

Anzahl der Stufen für Faktor A :	4	Asphalte AB/ABI/SMA/OPA				
Anzahl der Stufen für Faktor B :	3	Herstellung MPK/Gyr/BK 60 mm				
Anzahl der Einzelwerte je Stufe:	3	axiale Verformung				
Anzahl der Stufen insgesamt :	12					
Gesamtzahl der Einzelwerte :	36					
Ursache	SQ	FG	MQ	F(Ursache)		
A	145.752156	3	48.584052	3.978704		
B	4184.396372	2	2092.198186	171.336819		
AB	117.860294	6	19.643382	1.608660		
Fehler	293.064600	24	12.211025			
Total	4741.073422	35				
Ursache	FG1	FG2	F	Verwerfung der Ho-Hypothese	Var.komponente	Var.anteil [%]
A	3	24	3.010	ja	3.215630	1.69
B	2	24	3.400	ja	172.712900	90.61
AB	6	24	2.510	nein	2.477452	1.30
Fehler					12.211025	6.41
Summe					190.617008	100.00

Tab. 4.3.2: Ergebnis der zweifachen Varianzanalyse über die axiale Verformung [%] nach 150.000 Lastwechseln für alle Asphalte bei Variation der Art der Probekörperherstellung

Die Art der Probekörperherstellung hat mit 90,6 % eindeutig den größten Einfluss auf das Ergebnis. Demgegenüber ist der Einfluss der Asphaltart praktisch nicht vorhanden. Auch diese Varianzanalyse bestätigt die Ergebnisse aus Kapitel 4.2, in denen insbesondere die aus Probepplatten gebohrten Probekörper deutlich höhere Verformungen aufweisen.

4.3.3 Varianzanalyse über Asphaltart, Probekörperhöhe und Herstellungsart

Um den Einfluss von Asphaltart, Probekörperhöhe und die Art der Herstellung zu ermitteln, wird eine Varianzanalyse der dreifachen Klassifikation durchgeführt. Die Variation der Einflussgrößen erfolgt per Kreuzklassifikation. Als Einflussgrößen werden

- A die Asphaltart,
- B die Probekörperhöhe und
- C die Art der Herstellung

angegeben.

Die Art der Herstellung umfasst nur die mittels Gyrotor hergestellten und die aus Asphaltplatten gebohrten Probekörper. Der Gussasphalt wird nicht berücksichtigt, da die Art der Probekörperherstellung nicht variiert wurde.

Die Ergebnisse der Varianzanalyse sind in Tabelle 4.3.3 dokumentiert.

Auch diese Varianzanalyse bestätigt die Ergebnisse aus Kapitel 4.2. Den höchsten Einfluss mit 83,8 % hat die Art der Herstellung – unabhängig von der Asphaltart und der Probekörperhöhe. Mit deutlichem Abstand folgen die Probekörperhöhe mit 4,8 % und darauf die Kombination aus Probekörperhöhe und Art der Herstellung mit 4,7 %. Die Asphaltart übt mit 0,5 % praktisch keinen Einfluss aus.

Die Art der Probekörperherstellung hat somit einen entscheidenden Einfluss auf das Ergebnis. Gebohrte Probekörper aus mittels Walzsektor-Ver-

Anzahl der Stufen für Faktor A :	3	Asphalte AB/SMA/ABi/OPA				
Anzahl der Stufen für Faktor B :	2	Probekörperhöhe 60/80 mm				
Anzahl der Stufen für Faktor C :	2	Herstellung Gyr/BK				
Anzahl der Einzelwerte je Stufe:	3	axiale Verformung				
Anzahl der Stufen insgesamt :	12					
Gesamtzahl der Einzelwerte :	36					
Ursache	SQ	FG	MQ	F(Ursache)		
A	0.649691	2	0.324845	4.409568		
B	2.637863	1	2.637863	35.807298		
C	31.939641	1	31.939641	433.560093		
AB	0.078331	2	0.039165	0.531645		
AC	0.639570	2	0.319785	4.340874		
BC	1.008585	1	1.008585	13.690893		
ABC	0.302212	2	0.151106	2.051164		
Fehler	1.768040	24	0.073668			
Total	39.023931	35				
Ursache	FG1	FG2	F	Verwerfung der Ho-Hypothese	Var.komponente	Var.anteil [%]
A	2	24	3.400	ja	0.009750	0.48
B	1	24	4.260	ja	0.096734	4.75
C	1	24	4.260	ja	1.709021	83.84
AB	2	24	3.400	nein	-0.018657	
AC	2	24	3.400	ja	0.028113	1.38
BC	1	24	4.260	ja	0.095275	4.67
ABC	2	24	3.400	nein	0.025812	1.27
Fehler					0.073668	3.61
Summe					2.038375	100.00

Tab. 4.3.3: Ergebnis der dreifachen Varianzanalyse über die axiale Verformung [mm] nach 150.000 Lastwechseln für alle Asphalte bei Variation der Asphaltart, der Höhe der Probekörper und der Art der Probekörperherstellung

Multipler Mittelwertvergleich über die axiale Verformung nach 150.000 Lastwechsel für den Asphaltbeton bei Variation des Phasenwinkels				
Mittelwert der Gruppe 1 := 15.0833 Standardabweichung := 1.0614				

Mittelwert der Gruppe 2 := 16.6267 Standardabweichung := 1.4306				

Mittelwert der Gruppe 3 := 18.1300 Standardabweichung := 0.2740				

Mittelwert der Gruppe 4 := 15.3500 Standardabweichung := 1.4217				

Ergebnisse der Varianzanalyse				
Gesamtmittelwert = 16.2975 N = 12				
Mittleres Mittel = 16.2975				
Q innerhalb = 10.5391 (FG2 = 8)				
Q zwischen = 17.5151 (FG1 = 3)				
Q gesamt = 28.0542 (FG = 11)				
Stand.zw.d.Gruppen = 1.3950				
Stand.innerh.d.Gru = 1.1478				
Varianz.innerh.d.Gru = 1.3174				
Gesamtstandardabw. = 1.5970				
Testquotient $F^* = 4.43 > 4.07$ (Alpha = 0.05)				
*** Der Unterschied mindestens eines Mittelwertes ist signifikant ***				
LSD-Test:				
Tabellenwert $t(n-k) = 2.306$ mit $N-K=8$				
Gruppe	ni	Sortierte Mittelwerte	Delta	LSD
3	3	18.1300	1.5033	2.1611
2	3	16.6267	1.2767	2.1611
4	3	15.3500	0.2667	2.1611
1	3	15.0833		
Einfacher Varianz- und Mittelwertvergleich ausgewählter Gruppen				
3 - 1	$\hat{F} = 15,00 < 19,0 = F(2;2;0,05)$	gleich	$\hat{t} = 4,8 > 2,78 = t(4;0,05)$	ungleich
3 - 4	$\hat{F} = 26,91 > 19,0 = F(2;2;0,05)$	ungleich	$\hat{t} = 3,3 < 4,30 = t(2;0,05)$	gleich
2 - 1	$\hat{F} = 1,82 < 19,0 = F(2;2;0,05)$	gleich	$\hat{t} = 1,5 < 2,78 = t(4;0,05)$	gleich
Gruppe 1 = Phasenwinkel 0°		Gruppe 2 = Phasenwinkel 18°		Gruppe 3 = Phasenwinkel 36°
AB 0/11		MPK		h = 60 mm

Tab. 4.3.4: Mittelwertvergleich über die axiale Verformung [%] des Asphaltbetons unter den angegebenen Prüfbedingungen

dichter hergestellten Asphaltprobeplatten weisen die höchsten Verformungen auf.

4.3.4 Statistische Vergleiche der Einflussgrößen

Nachdem vorab die Einflussgrößen untersucht wurden, soll nun ermittelt werden, ob die Prüfbedingungen eine eindeutige Differenzierung der Ergebnisse erlauben. Dazu werden die Ergebnisse mittels einer Varianzanalyse und anschließend mit einem multiplen und bei Bedarf auch mit einem einfachen Mittelwertvergleich untersucht. Eine vollständige Dokumentation der statistischen Auswertung ist im Anhang A3 enthalten.

Zunächst werden anhand eines Beispiels die statistischen Untersuchungen erläutert. Für die Variante Asphaltbeton 0/11, Marshall-Probekörper und $h = 60$ mm werden die Mittelwerte der relativen axialen Verformung gegeneinander verglichen (vgl. Anhang A3.1).

Die Varianzanalyse zeigt (Tabelle 4.3.4), dass sich mindestens ein Ergebnis der 4 Gruppen des Asphaltbetons trennen lässt, also nicht der Grundgesamtheit entspricht. Der LSD-Test teilt die 4 Gruppen jedoch nicht weiter auf.

Die Reihenfolge der Gruppen zeigt die Mittelwerte der relativen axialen Verformung absteigend sortiert – Gruppe 3 weist die höchsten und Gruppe 1 die niedrigsten axialen Verformungen auf.

Aufgrund des Ergebnisses der Varianzanalyse folgt anschließend ein einfacher Mittelwertvergleich der Gruppen, die in der Reihenfolge um mindestens zwei Werte auseinander liegen. Im obigen Beispiel wird also Gruppe 3 (Phasenwinkel 36°) gegen Gruppe 1 (Phasenwinkel 0°) verglichen. Als Ergebnis wird in der letzten Spalte angegeben, ob die Mittelwerte beider Asphalte statistisch gleich oder ungleich sind. In diesem Beispiel sind die Verformungen ungleich, d. h., die Ergebnisse mit 36° Phasenwinkel besitzen eine statistisch signifikant höhere Verformung als die Ergebnisse mit 0° Phasenwinkel.

Das Ergebnis der Mittelwertvergleiche zeigt also, dass nahe beieinander liegende Ergebnisse im statistischen Sinne gleich sind, Ergebnisse mit höheren oder niedrigeren Werten jedoch signifikant zu trennen sind.

Es kann also festgestellt werden, dass unter bestimmten Voraussetzungen der Phasenwinkel

Asphalt	Gruppen statistisch gleicher Ergebnisse niedrig → Verformung → hoch				Bemerkungen
AB	0°	54°	18°	36°	$36^\circ \neq 0^\circ$
SMA	36°	0°	54°	18°	
ABi	54°	18°	0°	36°	$36^\circ \neq 54^\circ$
OPA	18°	54°	0°	36°	
GA	36°	54°	0°	18°	

Tab. 4.3.5: Ergebnisse des multiplen Mittelwertvergleiches für die Variationen: Asphaltart und Phasenwinkel

einen signifikanten Einfluss auf das Ergebnis der axialen Verformung ausübt.

In Tabelle 4.3.5 werden die Ergebnisse der statistischen Untersuchungen zusammengefasst.

Tabelle 4.3.5 zeigt die zunehmenden Verformungen in Abhängigkeit vom Phasenwinkel von links nach rechts für die geprüften Asphaltarten. Die Gruppen statistisch gleicher Mittelwerte sind zusammengefügt, d. h. nicht durch einen senkrechten Strich getrennt. In den Bemerkungen sind die Ergebnisse der einfachen Mittelwerte aufgeführt, falls eine signifikante Trennung mindestens einer Gruppe ermittelt wurde.

Für den Splittmastixasphalt und den Gussasphalt hat der Phasenwinkel keinen Einfluss auf das Ergebnis. Der offenporige Asphalt zeigt nur für den Phasenwinkel von 36° einen signifikanten Einfluss. Der Asphaltbeton und der Asphaltbinder dagegen zeigen einen differenzierten Einfluss. Vom Phasenwinkel mit den größten Verformungen zum Phasenwinkel mit den geringsten Verformungen zeigen sich in dieser Reihung keine Einflüsse. Die beiden „Extrema“ der Phasenwinkel weisen aber einen signifikanten Einfluss auf, d. h., der Wert mit der niedrigsten Verformung unterscheidet sich signifikant vom Wert mit der höchsten Verformung.

Damit ist der Einfluss des Phasenwinkels zwischen axialer und radialer Last für drei der fünf geprüften Asphaltarten signifikant und darf nicht vernachlässigt werden.

In einem weiteren Schritt werden die Einflüsse der Art der Herstellung für die unterschiedlichen Probekörperhöhen untersucht. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.3.6 zusammengefasst, die vollständige Dokumentation ist im Anhang A3.2 enthalten.

Auch hier sind die axialen Verformungen in Abhängigkeit von der Probekörperherstellung von links nach rechts sortiert. Die Gruppen statistisch ungleicher Mittelwerte sind durch einen senkrechten Strich getrennt.

Probekörperhöhe	Asphalt	Gruppen statistisch gleicher Werte niedrig → Verformung → hoch		
60 mm	AB 0/11	Gyrator	MPK	BK
	SMA 0/11 S	Gyrator	MPK	BK
	ABi 0/16	MPK	Gyrator	BK
	OPA 0/8	Gyrator	MPK	BK
	GA 0/8	-	-	-
80 mm	AB 0/11	Gyrator	BK 2x40	BK 80
	SMA 0/11 S	Gyrator	BK 2x40	BK 80
	ABi 0/16	Gyrator	BK 2x40	BK 80
	OPA 0/8	Gyrator	BK 2x40	BK 80
	GA 0/8	-	PK 2x40	PK 80

Tab. 4.3.6: Ergebnisse des multiplen Mittelwertvergleiches für die Variationen Probekörperhöhe und Art der Herstellung bei Standard-Versuchsbedingungen

Die statistische Untersuchung der 60 mm hohen Probekörper bestätigt die Feststellung, dass die aus Probepplatten gebohrten Proben signifikant höhere Verformungen aufweisen als Marshall-Probekörper oder mit dem Gyrator hergestellte Probekörper. Die mittels Gyrator hergestellten Probekörper weisen tendenziell geringere Verformungen auf, was statistisch aber nur für den Asphaltbeton bestätigt werden kann.

Für die 80 mm hohen Probekörper weisen ebenfalls die aus Platten gebohrten Probekörper die höchsten Verformungen auf, sind aber statistisch nur in zwei von fünf Fällen von den aus zwei 40 mm hohen Bohrkernen hergestellten Probekörpern zu trennen. Die mittels Gyrator hergestellten 80 mm hohen Probekörper weisen für alle Walzasphalte die signifikant niedrigsten Verformungen auf. Die Gussasphaltprobekörper mit einer Höhe von 80 mm und 2 x 40 mm bestätigen die Tendenzen der Walzasphalte, wurden aber als statistisch gleich bewertet.

Abschließend wird untersucht, ob die Ergebnisse bei bereits einer Versuchsdauer von 20.000 Lastwechseln eine eindeutige Differenzierung der Asphalte zulassen (die bisherige Auswertung erfolgte nach 150.000 Lastwechseln).

Es folgt eine Varianzanalyse mit anschließendem LSD-Test für die beiden Ergebnisse axiale Verformung [%] bei 20.000 und 150.000 Lastwechseln bei den als Standard festgelegten Prüfbedingungen (s. Tabelle 4.3.7).

Die Asphaltarten sind mit zunehmender axialer Verformung von links nach rechts sortiert. Die Gruppen statistisch ungleicher Mittelwerte sind durch einen senkrechten Strich getrennt.

Anzahl der Lastwechsel	Gruppen gleicher Werte niedrig → relative Eindringtiefe → hoch				
	GA	ABi	SMA	OPA	AB
20.000	6,55	7,32	10,35	11,76	16,05
150.000	7,38	8,83	11,42	12,76	18,13

Tab. 4.3.7: Ergebnisse des multiplen Mittelwertvergleiches über alle Asphalte

Damit ist bereits nach 20.000 Lastwechseln eine Differenzierung der Asphalte möglich.

Aufgrund der geringen Belegung der Versuche (3fach-Belegung) wurde jedoch für die fortlaufenden Untersuchungen an der bisherigen Anzahl von Lastwechseln (150.000) festgehalten.

4.4 Zusammenfassung und Interpretation der Versuchsergebnisse

Die mit dem Triaxialversuch in der Optimierungsphase gewonnenen Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Der Einfluss des Phasenwinkels – der zeitliche Abstand zwischen axial und radial aufgebracht Last – ist nicht für alle Asphalte signifikant. Für den Splittmastixasphalt und den Gussasphalt kann kein Einfluss festgestellt werden, jedoch reagieren der Asphaltbeton, der Asphaltbinder und der offenporige Asphalt zum Teil signifikant auf eine Änderung des Phasenwinkels.
- Höhere Probekörper zeigen größere Verformungen – unabhängig von der Art der Asphalte oder der Art der Herstellung (für die Gussasphalte wurde die Art der Herstellung nicht variiert).
- Mit dem Gyrator hergestellte Probekörper weisen für die Probekörperhöhe 60 mm tendenziell und für die Probekörperhöhe 80 mm signifikant geringere Verformungen bei den Walzasphalten auf als Marshall-Probekörper.
- Aus mittels Walzsektor-Verdichter hergestellten Asphaltplatten gebohrte Probekörper weisen signifikant die höchsten Verformungen auf. Wie RENKEN [41] bereits nachgewiesen hat, erhalten Marshall-Probekörper durch den Verdichtungsprozess einen deutlich höheren Verformungswiderstand als mit dem Walz-Sektor-Verdichter hergestellte Probekörper. Zusätzlich wird durch das Bohren das Korngerüst geschwächt, sodass einzelne geschnittene Körner leicht zum Probenrand hin ausweichen können.

- Die aus zwei 40 mm hohen gebohrten Asphalt-scheiben hergestellten Probekörper weisen teilweise signifikant geringere Verformungen auf als die 80 mm hohen gebohrten Probekörper. Hier zeigt sich, dass die Herstellung flacherer Probekörper und möglicherweise auch die Verklebung einen stabilisierenden Einfluss ausüben. Die Verformungen bleiben jedoch deutlich oberhalb denen der Gyrator- und Marshall-Probekörper.
- Der Asphaltbinder weist für die untersuchten Walzasphalte die geringsten Verformungen auf – unabhängig von den Variationen der Prüfbedingungen. Da der Asphaltbinder mit polymermodifiziertem Bitumen vergleichsweise steif konzipiert wurde, können diese geringen Verformungen als plausibel angesehen werden. Der Gussasphalt weist noch geringere Verformungen auf, was aber direkt mit dem gewählten Stützdruck zusammenhängt, der keine große radiale und damit auch axiale Verformung zulässt.

5 Darstellung der Ergebnisse der Prüfungsphase

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Prüfungsphase des Triaxialversuches bei Variation der Bindemittelsorte und des Bindemittelgehalts sowie des Verdichtungsgrads dargestellt. Zunächst erfolgt die grafische Darstellung der Ermittlung der Stützdrücke. Anschließend werden die Mittelwerte der axialen Verformung nach 150.000 Lastwechseln tabellarisch dargestellt.

Gegenüber der Optimierungsphase wurde die Prüftemperatur auf $T = + 50 \text{ }^\circ\text{C}$ heraufgesetzt und die Asphaltarten modifiziert, sodass ein direkter Vergleich mit den Ergebnissen der Optimierungsphase nicht möglich ist.

5.1 Ermittlung des Stützdruckes

Der Stützdruck wurde entsprechend dem Verfahren aus Kapitel 3.6.3 ermittelt. Dazu wurden Versuche für die erste Variation der vier Walzasphalte AB 0/11 S, SMA 0/11 S, ABi 0/16 S und OPA 0/8 mit unterschiedlichen Stützdrücken durchgeführt und mathematisch und grafisch ausgewertet. Die Diagramme zur Ermittlung des Stützdruckes sind in den Bildern 5.1 bis 5.4 dargestellt.

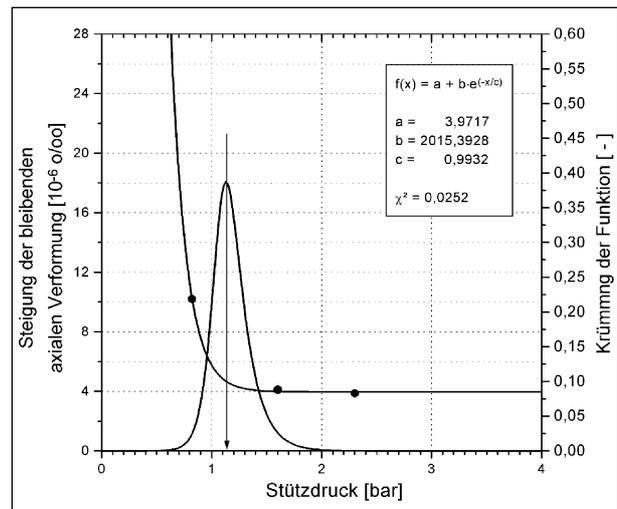


Bild 5.1: Ermittlung des Stützdruckes für den AB 0/11 S in der Prüfungsphase

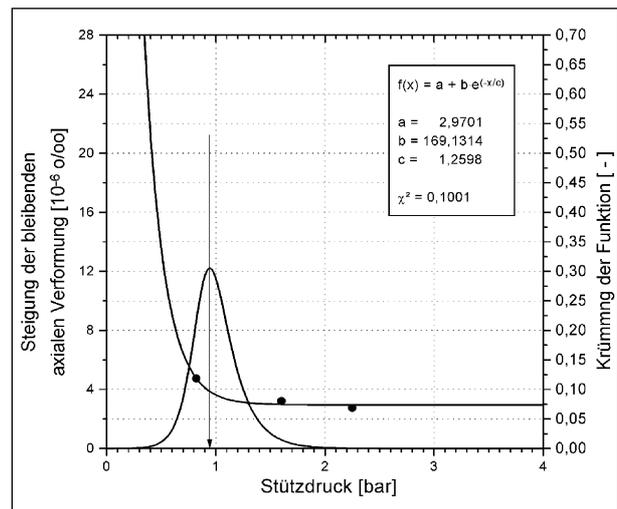


Bild 5.2: Ermittlung des Stützdruckes für den SMA 0/11 S in der Prüfungsphase

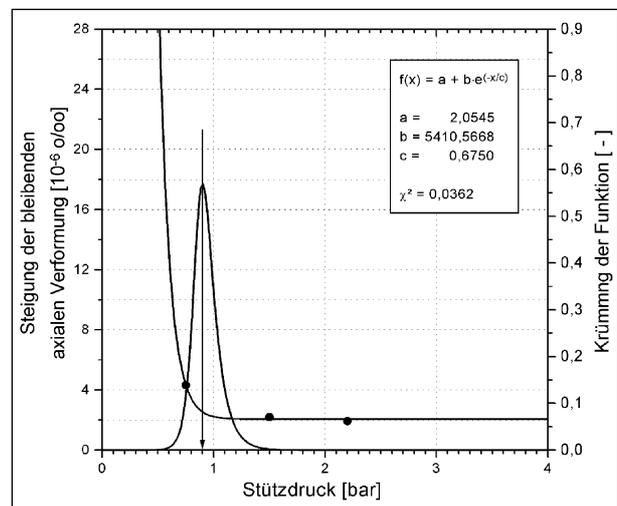


Bild 5.3: Ermittlung des Stützdruckes für den ABi 0/16 S in der Prüfungsphase

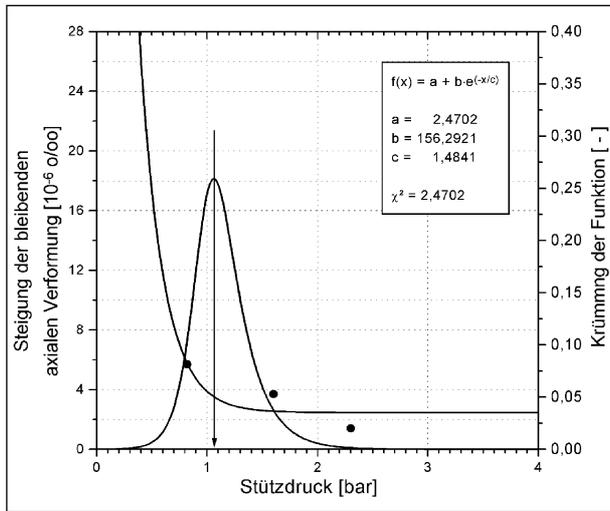


Bild 5.4: Ermittlung des Stützdruckes für den OPA 0/8 in der Prüfungsphase

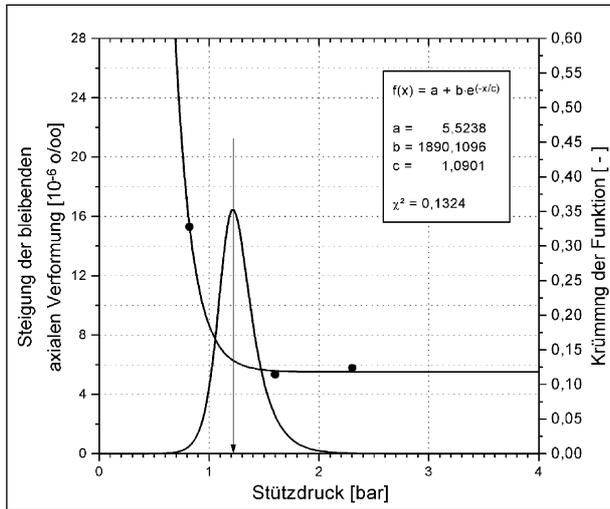


Bild 5.5: Ermittlung des Stützdruckes für den AB 0/11 S bei Erhöhung des Bindemittelgehaltes um 0,5 M.-% in der Prüfungsphase

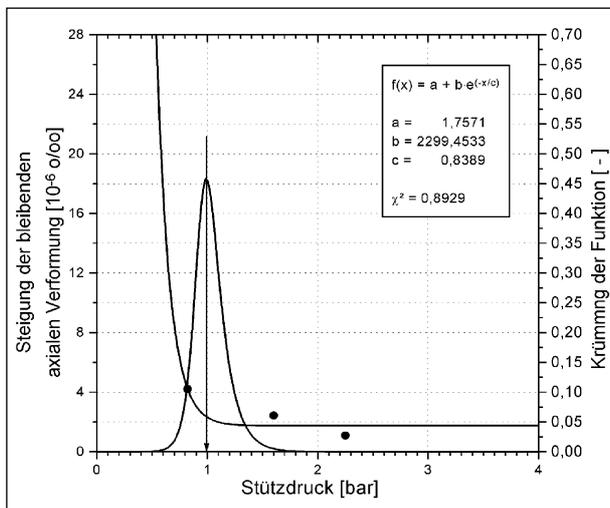


Bild 5.6: Ermittlung des Stützdruckes für den SMA 0/11 S bei Erhöhung des Bindemittelgehaltes um 0,5 M.-% in der Prüfungsphase

Bei der Bestimmung der Stützdrücke führte die Berechnung des Bestimmtheitsmaßes $B = r^2$ zu keiner verwertbaren Angabe, da alle Bestimmtheitsmaße zu 99,99 % oder 100 % berechnet wurden. Deshalb wird hier zur Abschätzung der Genauigkeit der Regression das Bestimmtheitsmaß χ^2 angegeben. Dabei gilt: Je kleiner χ^2 , desto besser die Anpassung; $\chi^2 = 0$ ist eine exakte Anpassung an alle ermittelten Werte.

In einem weiteren Schritt wurden für die nächsten zwei Variationen der drei Asphalte AB 0/11 S, SMA 0/11 S und ABi 0/16 S die Stützdrücke ermittelt. Zunächst wurde der Bindemittelgehalt um 0,5 M.-% erhöht (vgl. Bilder 5.5 bis 5.7), anschließend wurde statt des Straßenbaubitumens ein polymermodifiziertes Bitumen eingesetzt. Die Ermittlung

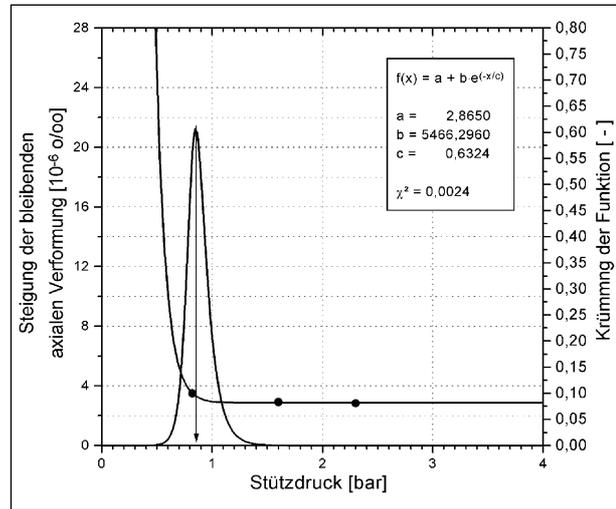


Bild 5.7: Ermittlung des Stützdruckes für den ABi 0/16 S bei Erhöhung des Bindemittelgehaltes um 0,5 M.-% in der Prüfungsphase

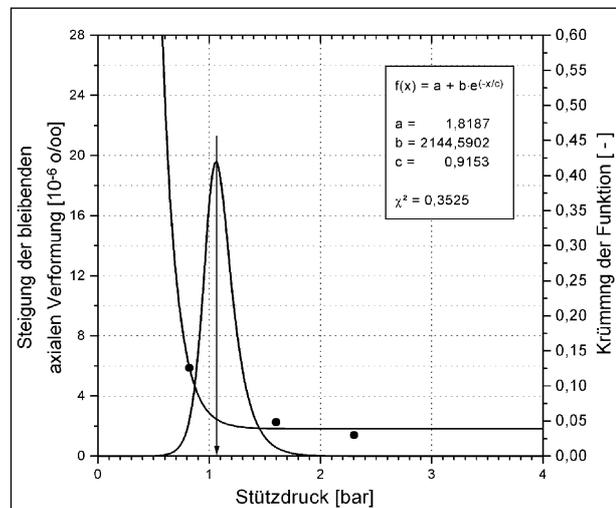


Bild 5.8: Ermittlung des Stützdruckes für den AB 0/11 S bei Einsatz von polymermodifiziertem Bitumen in der Prüfungsphase

dieser Stützdrücke ist in den Bildern 5.8 bis 5.10 dargestellt.

Im letzten Schritt wurde für den SMA 0/11 S der Verdichtungsgrad von 100 % auf 98,6 % und 97,1 % gesenkt und der Stützdruck ermittelt (siehe Bilder 5.11 und 5.12).

Eine Übersicht der gewählten Stützdrücke und die zu erwartenden axialen Verformungen gibt die Tabelle 5.1 wieder.

Tabelle 5.1 zeigt, dass sich die Stützdrücke für alle Asphalte gegenüber der Optimierungsphase erhöhen. Damit hat die erhöhte Prüftemperatur einen größeren Einfluss als die Wahl standfesterer Asphaltvarianten.

Asphaltart	Bindemittelgehalt	Bindemittelsorte	Verdichtungsgrad	Ermittelter Stützdruck	Zu erwartende axiale Verformung
-	M.-%	-	%	bar	‰
AB	5,2	50/70	100	1,13	14,0
	5,7	50/70		1,21	14,5
	5,2	PmB45A		1,07	8,4
SMA	5,9	50/70	100	0,95	10,5
	6,4	50/70		1,00	11,8
	5,9	PmB45A	97,1	1,05	11,5
	5,9	50/70		1,10	17,0
	5,9	50/70		1,14	12,5
ABi	4,0	30/45	100	0,90	8,0
	4,5	30/45		0,85	8,7
	4,0	PmB45A		1,05	7,7
OPA	6,0	PmB40/100-65H	100	1,10	11,4

Tab. 5.1: Ermittelte Stützdrücke und zu erwartende axiale Verformungen für die Asphalte der Optimierungsphase

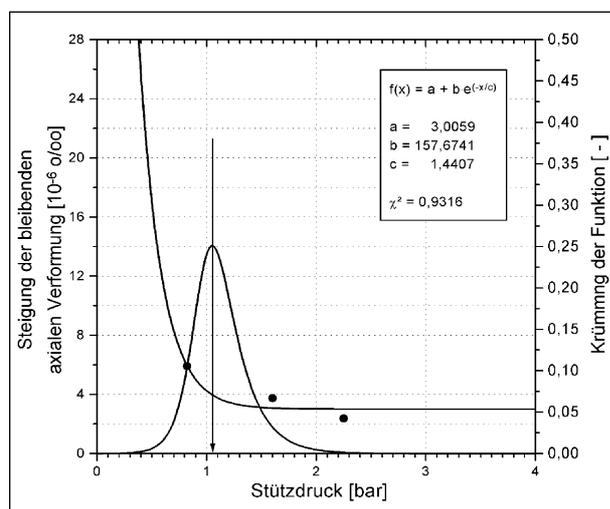


Bild 5.9: Ermittlung des Stützdruckes für den SMA 0/11 S bei Einsatz von polymermodifiziertem Bitumen in der Prüfungsphase

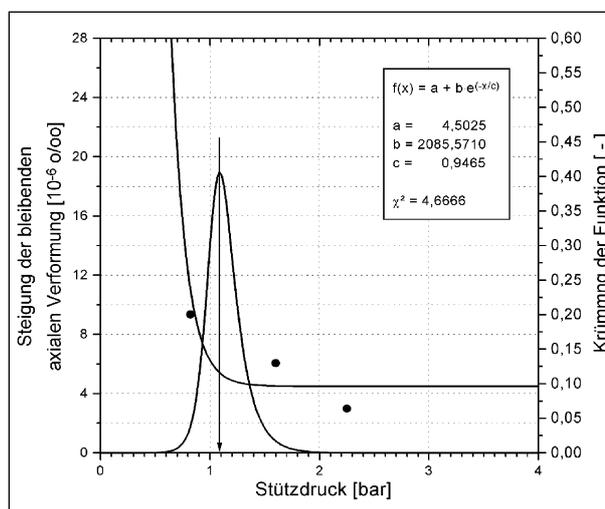


Bild 5.11: Ermittlung des Stützdruckes für den SMA 0/11 S bei einem Verdichtungsgrad von 98,6 % in der Prüfungsphase

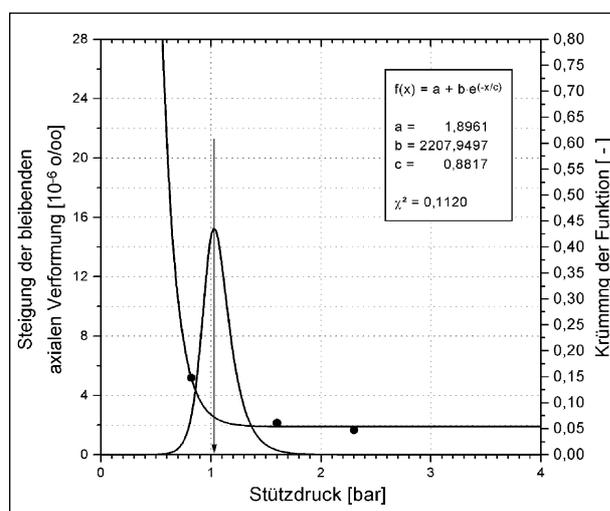


Bild 5.10: Ermittlung des Stützdruckes für den ABi 0/16 S bei Einsatz von polymermodifiziertem Bitumen in der Prüfungsphase

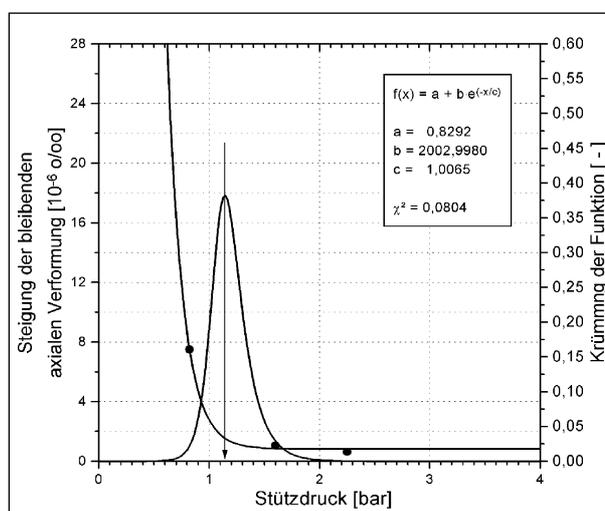


Bild 5.12: Ermittlung des Stützdruckes für den SMA 0/11 S bei einem Verdichtungsgrad von 97,1 % in der Prüfungsphase

Die Variationen des Bindemittels lassen sich mit den ermittelten Stützdrücken nicht unbedingt plausibel nachvollziehen. Dagegen zeigen die erwarteten Verformungen durchaus plausible Werte. Eine Erhöhung des Bindemittelgehaltes bewirkt eine erhöhte Verformung.

Der Einsatz von polymermodifiziertem Bitumen bewirkt beim AB und ABi eine geringere Verformung, während beim SMA eine nicht plausible leichte Erhöhung eintritt. Die Reduzierung des Verdichtungsgrades beim SMA sollte höhere Verformungen bewirken.

Bei dieser Betrachtung muss jedoch berücksichtigt werden, dass es sich lediglich um drei Einzelversuche handelt, anhand derer die Verformungen abgeschätzt werden.

Wie die Ergebnisse im folgenden Kapitel 5.2 zeigen, genügt es nicht, die Verformungen nur anhand der Vorversuche abzuschätzen.

5.2 Darstellung der Ergebnisse

Aufgrund des Umfangs des Datenmaterials wird hier auf eine grafische Darstellung der Ergebnisse verzichtet. Die Darstellung der Mittelwerte der Verformungskurven kann im Anhang 4 eingesehen werden.

Tabelle 5.2 zeigt die Ergebnisse, d. h. die Mittelwerte der bleibenden axialen Verformung in % nach 150.000 Lastwechseln.

Zunächst werden die Abweichungen zu den erwarteten Verformungen untersucht. Zur Verdeutlichung sind diese in Bild 5.13 dargestellt.

Wie Bild 5.13 zeigt, liegen die Ergebnisse des Asphaltbetons leicht unterhalb der erwarteten Werte. Hier zeigen sich Streuungen des Versuches und solche, die sich bei nur drei Werten für die Bestimmung des Stützdruckes nicht vermeiden lassen. Diese unvermeidbaren, „normalen“ Streuungen müssen so akzeptiert werden.

Für den Splittmastixasphalt weisen die erste und die dritte Variante ebenfalls „normale“ Streuungen auf. Variante 2, mit einem erhöhten Bindemittelgehalt, wurde gerätetechnisch mit geringfügig zu hohem Stützdruck beaufschlagt. Damit könnten die zu geringen Verformungen erklärt werden.

Die Varianten 4 und 5, also mit einem Verdichtungsgrad von 97,1 % und 98,6 %, liefern geringere Verformungen als erwartet. Variante 5, mit den höheren Abweichungen, wurde mit einem etwas höheren Stützdruck als angestrebt beaufschlagt, sodass hier die Ursache für die geringen Verformungen gefunden werden kann. Die Abweichun-

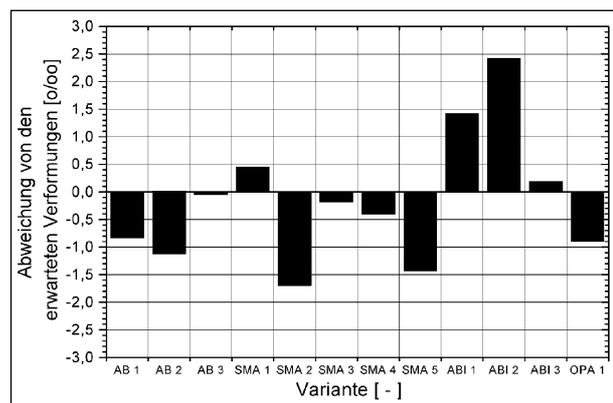


Bild 5.13: Abweichungen zwischen den erwarteten und gemessenen Verformungen in der Prüfungsphase

Asphalt	Bindemittelgehalt	Bindemittelsorte	Verdichtungsgrad	Eerwartete axiale Dehnung nach 150.000 Lastwechseln	Gemessene axiale Dehnung nach 150.000 Lastwechseln
	M.-%	-	%	‰	‰
AB 0/11 S	5,2	50/70	100	14,0	13,16
	5,7	50/70	100	14,5	13,37
	5,2	PmB45A	100	8,4	8,35
SMA 0/11 S	5,9	50/70	100	10,6	11,05
	6,4	50/70	100	11,8	10,10
	5,9	PmB45A	100	11,5	11,31
	5,9	50/70	97,1	17,0	16,59
	5,9	50/70	98,6	12,5	11,06
ABi 0/16 S	4,0	50/70	100	8,0	9,43
	4,5	50/70	100	8,7	11,13
	4,0	PmB45A	100	7,7	7,89
OPA 0/8	6,0	PmB 40/100-65H	100	11,4	10,50

Tab. 5.2: Bleibende axiale Verformungen in der Prüfungsphase im Vergleich mit den erwarteten Verformungen

gen der Variante 4 können trotz des geringen Verdichtungsgrades als „normal“ angesehen werden.

Der Asphaltbinder 0/16 S weist in zwei von drei Ergebnissen deutlich höhere Verformungen auf als erwartet. Für die Variante mit einem erhöhten Bindemittelgehalt von 4,5 M.-% kann dies mit einem gerätetechnisch leicht zu geringen Stützdruck als vorgesehen begründet werden. Die erste Variante ABi1 weist keine Abweichungen im Stützdruck auf, sodass hier versuchstechnisch unvermeidbare Streuungen vorliegen.

Der offenporige Asphalt weist ebenfalls nur versuchstechnisch unvermeidbare Streuungen auf.

Die Abweichungen der gemessenen von den erwarteten Verformungen zeigen sehr deutlich eine Abhängigkeit der Ergebnisse vom Stützdruck. Die angesprochenen Abweichungen des Stützdruckes vom angestrebten Wert liegen in einer Größenordnung von ca. 0,05 bar = 0,005 MPa und erreichen praktisch die Regelungsgrenze der Prüfmaschine.

Es folgen die Beschreibungen der Ergebnisse für jede einzelne Asphaltart.

Der Asphaltbeton zeigt plausible Ergebnisse bezüglich der Variation des Bindemittels. Eine Erhöhung des Bindemittelgehaltes liefert tendenziell höhere Verformungen, während der Einsatz von polymermodifiziertem Bindemittel eine deutliche Senkung der Verformung zeigt. In Zusammenarbeit mit dem abgestuften Gesteinsgemisch bewirkt das polymermodifizierte Bitumen einen höheren Zusammenhalt der Probekörper (vgl. Bild 5.14).

Der Splittmastixasphalt 0/11 S zeigt ein anderes Verhalten (vgl. Bild 5.15). Eine Erhöhung des Bindemittelgehaltes um 0,5 M.-% bewirkt eine Abnah-

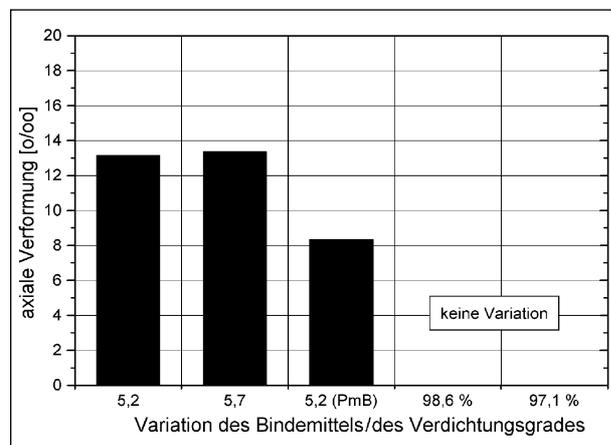


Bild 5.14: Ergebnisse des Triaxialversuches in der Prüfungsphase für den Asphaltbeton 0/11 S bei Variation des Bindemittels

me der Verformungen. Bei dem hier gewählten geringen Basis-Bindemittelgehalt ist es durchaus plausibel, dass sich die optimale Verformungsbeständigkeit erst bei höheren Bindemittelmengen einstellt. Eine weitere Erhöhung des Bindemittelgehaltes würde dann wieder größere Verformungen liefern. Die Verwendung von PmB weist geringfügig höhere Verformungen auf. Auch hier besteht die Vermutung, dass diese Abweichungen nicht statistisch signifikant sind. Eine plausible Erklärung kann unter der Annahme gegeben werden, dass sich der SMA im Wesentlichen auf das Korngerüst stützt und somit die Bindemittelvariationen keinen großen Einfluss ausüben.

Die Variation des Verdichtungsgrades auf 97,1 % zeigt eine deutliche Erhöhung der Verformung, was als plausibel angenommen wird. Eine weitere Variation des Verdichtungsgrades auf 98,6 % weist tendenziell eine etwas höhere Verformung als bei 100 % auf.

Die Untersuchung der Raumdichten mittels Tauchwägung für die Verdichtungsgrade 98,6 % und 97,1 % vor und nach den Versuchen ergab die in Tabelle 5.3 dargestellten Ergebnisse.

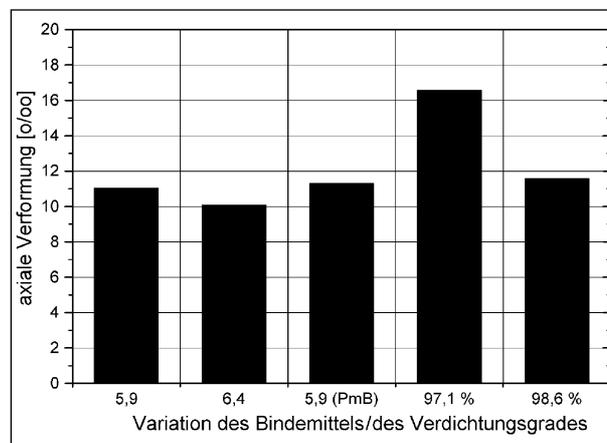


Bild 5.15: Ergebnisse des Triaxialversuches in der Prüfungsphase für den Splittmastixasphalt 0/11 S bei Variation des Bindemittleinsatzes und des Verdichtungsgrades

Verdichtungsgrad	Raumdicke vor dem Versuch	Raumdicke nach dem Versuch	Verdichtungsgrad vor/nach Versuch
%	g/cm ³	g/cm ³	%
98,6	2,427*	2,435	99,1/99,4
	2,420*	2,432	98,8/99,3
	2,419*	2,433	98,8/99,3
97,1	2,386*	2,392	97,4/97,7
	2,395*	2,392	97,9/97,7
	2,396*	2,401	97,8/98,0

* Da die Probekörper an den Stirnseiten planparallel geschliffen sind, weisen sie höhere Raumdichten auf als unbehandelte Marshall-Probekörper

Tab. 5.3: Raumdichten und Verdichtungsgrad der Splittmastixvarianten mit geringerer Verdichtung vor und nach dem Triaxialversuch

Wie in Tabelle 5.3 zu erkennen, zeigen sich keine großen Veränderungen in der Raumdichte nach dem Versuch. Bei einem Verdichtungsgrad von 98,6 % findet sogar ein leicht größerer Verdichtungsprozess als bei 97,1 % statt.

Bei der Bestimmung der Raumdichte mittels Tauchwägung nach dem Versuch muss berücksichtigt werden, dass der Probekörper mit Zellstoff umhüllt ist. Dieser lässt sich in der Regel nicht mehr vom Probekörper trennen, da er mit Bindemittel vollgesogen ist oder in die Mörtelphase hineingepresst wurde. Der Einfluss auf die Raumdichte wurde nicht weiter untersucht.

In Bild 5.16 werden die in diesen Versuchen ermittelten axialen Verformungen über die radialen Verformungen aufgetragen. Eine Verdichtung muss stattfinden, wenn bei gleicher radialer Verformung

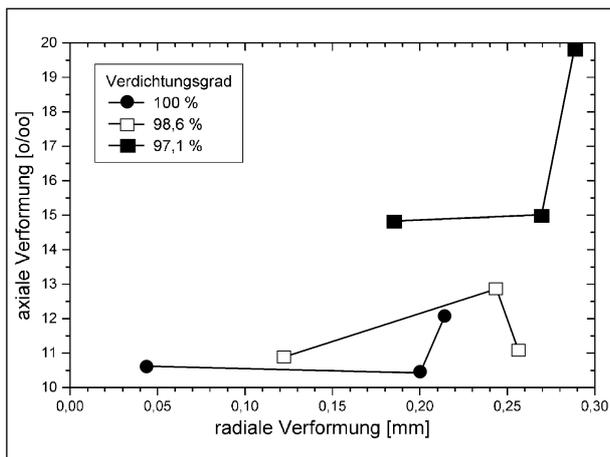


Bild 5.16: Axiale Verformungen der Splittmastixvarianten mit unterschiedlichen Verdichtungsgraden über den radialen Verformungen

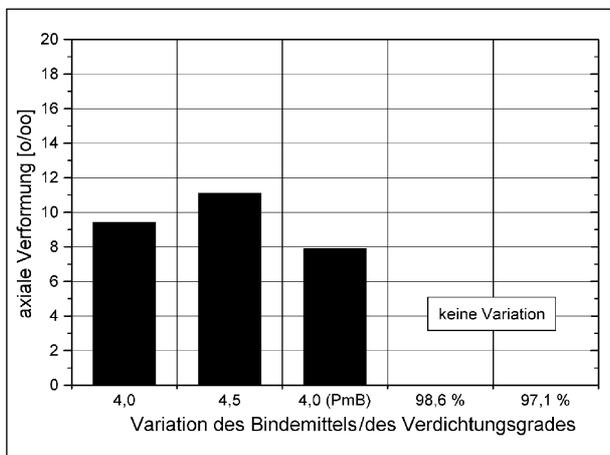


Bild 5.17: Ergebnisse des Triaxialversuches in der Prüfungsphase für den Asphaltbinder 0/16 S bei Variation des Bindemittels

der Varianten höhere axiale Verformungen auftreten.

In Bild 5.16 kann erkannt werden, dass die Variante mit 97,1 % Verdichtungsgrad bei gleichen radialen Verformungen deutlich höhere axiale Verformungen aufweist und somit auf eine Verdichtung während des Versuches geschlossen werden kann. Die Variante mit 98,6 % weist nur tendenziell höhere axiale Verformungen auf.

Damit muss der Nachweis der Bestimmung der Verdichtung über die Raumdichte mittels Tauchwägung zunächst als nicht praktikabel angesehen werden. Hier sollten noch weitere Untersuchungen an unterschiedlichen Asphalten mit mehreren Verdichtungsgraden unter Berücksichtigung des Einflusses des umhüllenden Zellstoffes erfolgen, um eine abschließende Bewertung zu ermöglichen.

Der Asphaltbinder 0/16 S (Bild 5.17) zeigt – wie auch der Asphaltbeton – plausible Verformungen bezüglich der Bindemittelvariationen. Eine Erhöhung des Bindemittelgehaltes um 0,5 M.-% liefert höhere Verformungen und die Verwendung von polymermodifiziertem Bitumen erzeugt geringere Verformungen. Beide Ergebnisse können als praxisgerecht angesehen werden.

Der Vergleich aller „Basis“-Varianten mit den Ergebnissen der Optimierungsphase zeigt, dass die Abstufung der Ergebnisse praktisch gleich bleibt (s. Bild 5.18). Der Asphaltbeton weist die höchsten Ergebnisse auf, gefolgt vom OPA und SMA, die nahezu gleich sind. Der Asphaltbinder weist die niedrigsten Ergebnisse auf. Es ist deutlich zu erkennen,

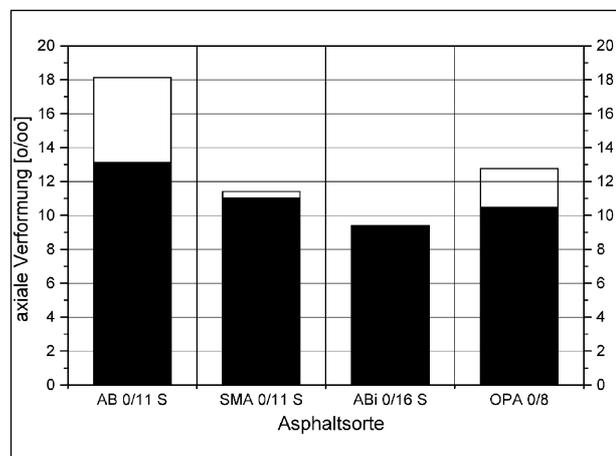


Bild 5.18: Vergleich der Ergebnisse des Triaxialversuches in der Prüfungsphase (schwarz) T = + 50 °C und der Optimierungsphase (weiß) T = + 40 °C für alle vier Asphalte

dass die Spreizung der Ergebnisse abnimmt, wobei dies nicht eindeutig auf die erhöhte Prüftemperatur zurückzuführen ist. Da für die Asphalte in der Prüfungsphase steife Mischungen untersucht wurden, hat dies sicherlich ebenfalls einen Einfluss auf die geringere Spreizung.

5.3 Statistische Auswertung der Prüfungsphase

Zunächst erfolgt eine 3fache Varianzanalyse über die drei Asphalte

- Asphaltbeton,
- Splittmastixasphalt und
- Asphaltbinder

bei dreifacher Variation des Bindemittels. Der offenporige Asphalt kann nicht in diese Untersuchung einbezogen werden, da der Bindemittelgehalt und die Bindemittelart nicht variiert wurden.

Wie Tabelle 5.4 erkennen lässt, haben die Asphaltart/-sorte nur einen geringen Einfluss auf das Ergebnis. Dies ist nicht weiter verwunderlich, da die Asphalte bezüglich ihrer Zusammensetzung nicht auf eine Unterscheidung der einzelnen Asphaltarten, sondern auf eine hohe Standfestigkeit opti-

miert wurden. Der Einfluss des Bindemittels ist dagegen größer, jedoch mit 12,7 % niedriger als der Fehler mit 13,4 %. Den größten Einfluss üben Kombinationen aus Asphaltart und Bindemittelvariation mit 71,4 % aus, was keine eindeutigen Schlussfolgerungen zulässt.

Es folgt eine statistische Untersuchung der einzelnen Asphaltarten bezüglich des Einflusses des Bindemittels und gegebenenfalls des Verdichtungsgrades.

Der Asphaltbeton 0/11 S zeigt in Tabelle 5.5, dass sich lediglich der mit polymermodifiziertem Bindemittel hergestellte Asphalt statistisch signifikant unterscheidet. Die Erhöhung des Bindemittelgehaltes um 0,5 M.-% zeigt keine signifikanten Auswirkungen auf das Ergebnis.

Beim Splittmastixasphalt 0/11 S (siehe Tabelle 5.6) kann zunächst die Variante 4 mit einem Verdichtungsgrad von 97,1 % als signifikant unterschieden werden. Bei den weiteren Varianten zeigen sich dagegen keine Unterschiede. Die Erhöhung des Bindemittelgehaltes, die Wahl eines polymermodifizierten Bindemittels oder ein verringerter Verdichtungsgrad zeigen keinen signifikanten Einfluss auf das Prüfergebnis. Hier zeigt sich, dass Splittmastixasphalt sich stärker auf das Korngerüst stützt und die hier durchgeführten Variationen beim Bin-

Anzahl der Stufen für Faktor A :	3					
Anzahl der Stufen für Faktor B :	3				Bindemittelvariation	
Anzahl der Einzelwerte je Stufe:	3				Verformung	
Anzahl der Stufen insgesamt :	9					
Gesamtzahl der Einzelwerte :	27					
Ursache	SQ	FG		MQ	F(Ursache)	
A	21.046689	2		10.523344	18.707675	
B	28.721622	2		14.360811	25.529658	
AB	38.281489	4		9.570372	17.013547	
Fehler	10.125267	18		0.562515		
Total	98.175067	26				
Ursache	FG1	FG2	F	Verwerfung der Ho-Hypothese	Var.komponente	Var.anteil [%]
A	2	18	3.550	ja	0.105886	2.52
B	2	18	3.550	ja	0.532271	12.66
AB	4	18	2.930	ja	3.002619	71.43
Fehler					0.562515	13.38
Summe					4.203291	100.00

Tab. 5.4: Multifaktorieller Varianzvergleich des Asphaltbetons, Splittmastixasphaltes und Asphaltbinders bei dreifacher Variation des Bindemittels

Multipler Mittelwertvergleich über die axiale Verformung nach 150.000 Lastwechsel für den Asphaltbeton bei Variation des Phasenwinkels				
Mittelwert der Gruppe 1 := 13.1567 Standardabweichung := 0.8301				

Mittelwert der Gruppe 2 := 13.3733 Standardabweichung := 0.4960				

Mittelwert der Gruppe 3 := 8.3500 Standardabweichung := 0.2052				

Ergebnisse der Varianzanalyse				
Gesamtmittelwert	=	11.6267	N = 9	
Mittleres Mittel	=	11.6267		
Q innerhalb	=	1.9543	(FG2 = 6)	
Q zwischen	=	48.3849	(FG1 = 2)	
Q gesamt	=	50.3392	(FG = 8)	
Stand.zw.d.Gruppen	=	2.8397		
Stand.innerh.d.Gru	=	0.5707		
Varianz.innerh.d.Gru	=	0.3257		
Gesamtstandardabw.	=	2.5085		
Testquotient $F^* = 74.27 > 5.14$ (Alpha = 0.05)				
*** Der Unterschied mindestens eines Mittelwertes ist signifikant ***				

LSD-Test:				
Tabellenwert $t(n-k) = 2.448$ mit $N-K=6$				
Gruppe	ni	Sortierte Mittelwerte	Delta	LSD

2	3	13.3733	0.2167	1.1407
1	3	13.1567	4.8067	1.1407 Grenze homogener Gruppen

3	3	8.3500		
Gruppe 1 = Basisasphalt		Gruppe 2 = +0,5 M.-% Bitumen		Gruppe 3 = PmB

Tab. 5.5: Mittelwertvergleich über die axiale Verformung [%] des Asphaltbetons 0/11 S in der Prüfungsphase

Multipler Mittelwertvergleich über die axiale Verformung nach 150.000 Lastwechsel für den Splittmastixasphalt bei Variation des Bindemittels					
Mittelwert der Gruppe 1 := 11.0467 Standardabweichung := 0.8994 -----					
Mittelwert der Gruppe 2 := 10.1000 Standardabweichung := 0.2905 -----					
Mittelwert der Gruppe 3 := 11.3133 Standardabweichung := 1.3254 -----					
Mittelwert der Gruppe 4 := 16.5867 Standardabweichung := 2.9055 -----					
Mittelwert der Gruppe 5 := 11.6000 Standardabweichung := 1.1039 -----					
Ergebnisse der Varianzanalyse					
Gesamtmittelwert = 12.1293 N = 15					
Mittleres Mittel = 12.1293					
Q innerhalb = 24.6208 (FG2 = 10)					
Q zwischen = 78.3127 (FG1 = 4)					
Q gesamt = 102.9335 (FG = 14)					
Stand.zw.d.Gruppen = 2.5546					
Stand.innerh.d.Gru = 1.5691					
Varianz.innerh.d.Gru = 2.4621					
Gesamtstandardabw. = 2.7115					
Testquotient $F^* = 7.95 > 3.48$ (Alpha = 0.05)					
*** Der Unterschied mindestens eines Mittelwertes ist signifikant ***					
LSD-Test:					
Tabellenwert t(n-k)= 2.228 mit N-K=10					
Gruppe	ni	Sortierte Mittelwerte	Delta	LSD	
4	3	16.5867	4.9867	2.8544	
----- Grenze homogener Gruppen -----					
5	3	11.6000	0.2867	2.8544	
3	3	11.3133	0.2667	2.8544	
1	3	11.0467	0.9467	2.8544	
2	3	10.1000			
Einfacher Varianz- und Mittelwertvergleich ausgewählter Gruppen					
5 - 1	$\hat{F} = 1,507 < 19,0 = F(2;2;0,05)$		gleich	$\hat{t} = 0,67 < 2,78 = t(4;0,05)$	gleich
5 - 2	$\hat{F} = 14,440 < 19,0 = F(2;2;0,05)$		gleich	$\hat{t} = 2,28 < 2,78 = t(2;0,05)$	gleich
3 - 2	$\hat{F} = 20,813 > 19,0 = F(2;2;0,05)$		ungleich	$\hat{t} = 1,55 < 4,30 = t(2;0,05)$	gleich
Gruppe 1 = Basisasphalt		Gruppe 2 = +0,5 M.-% Bitumen	Gruppe 3 = PmB	Gruppe 4 = k = 97,1 %	Gruppe 5 = k = 98,6 %

Tab. 5.6: Mittelwertvergleich über die axiale Verformung [%] des Splittmastixasphaltes 0/11 S in der Prüfungsphase

Multipler Mittelwertvergleich über die axiale Verformung nach 150.000 Lastwechsel für den Asphaltbinder bei Variation des Bindemittels					
Mittelwert der Gruppe 1 := 9.4300 Standardabweichung := 0.5110 -----					
Mittelwert der Gruppe 2 := 11.1267 Standardabweichung := 0.9201 -----					
Mittelwert der Gruppe 3 := 7.8867 Standardabweichung := 0.6165 -----					
Ergebnisse der Varianzanalyse					
Gesamtmittelwert = 9.4811 N = 9					
Mittleres Mittel = 9.4811					
Q innerhalb = 2.9755 (FG2 = 6)					
Q zwischen = 15.7582 (FG1 = 2)					
Q gesamt = 18.7337 (FG = 8)					
Stand.zw.d.Gruppen = 1.6206					
Stand.innerh.d.Gru = 0.7042					
Varianz.innerh.d.Gru = 0.4959					
Gesamtstandardabw. = 1.5303					
Testquotient $F^* = 15.89 > 5.14$ (Alpha = 0.05)					
*** Der Unterschied mindestens eines Mittelwertes ist signifikant ***					
LSD-Test:					
Tabellenwert $t(n-k) = 2.448$ mit $N-K=6$					
Sortierte					
Gruppe	ni	Mittelwerte	Delta	LSD	
2	3	11.1267	1.6967	1.4076	Grenze homogener Gruppen
1	3	9.4300	1.5433	1.4076	Grenze homogener Gruppen
3	3	7.8867			
Gruppe 1 = Basisasphalt		Gruppe 2 = +0,5 M.-% Bitumen		Gruppe 3 = PmB	

Tab. 5.7: Mittelwertvergleich über die axiale Verformung [%] des Asphaltbinders 0/16 S in der Prüfungsphase

demittel einen eher untergeordneten Einfluss ausüben.

Der Asphaltbinder zeigt einen signifikanten Einfluss für jede der drei Varianten (siehe Tabelle 5.7). Sowohl die Erhöhung des Bindemittelgehaltes, als auch die Verwendung von polymermodifiziertem Bindemittel zeigen einen signifikanten Einfluss.

Der Vergleich aller vier Basisasphalte (siehe Tabelle 5.8) gegeneinander weist die Ergebnisse des As-

phalbetons als signifikant größer aus. Der Splittmastixasphalt, offenporige Asphalt und Asphaltbinder werden als statistisch gleich angesehen, auch wenn hier tendenziell der Asphaltbinder die geringsten und der Splittmastixasphalt die höchsten Verformungen aufweist. Da alle hier eingesetzten Asphalte auf Standfestigkeit optimiert wurden, insbesondere im Korngerüst, können diese Werte als plausibel angesehen werden.

Multipler Mittelwertvergleich über die axiale Verformung nach 150.000 Lastwechsel für die vier Walzasphalte der Prüfungsphase					
Mittelwert der Gruppe 1 := 13.1567 Standardabweichung := 0.8301 -----					
Mittelwert der Gruppe 2 := 11.0467 Standardabweichung := 0.8994 -----					
Mittelwert der Gruppe 3 := 9.4300 Standardabweichung := 0.5110 -----					
Mittelwert der Gruppe 4 := 10.5033 Standardabweichung := 0.8632 -----					
Ergebnisse der Varianzanalyse					
Gesamtmittelwert = 11.0342 N = 12					
Mittleres Mittel = 11.0342					
Q innerhalb = 5.0082 (FG2 = 8)					
Q zwischen = 22.0809 (FG1 = 3)					
Q gesamt = 27.0891 (FG = 11)					
Stand.zw.d.Gruppen = 1.5663					
Stand.innerh.d.Gru = 0.7912					
Varianz.innerh.d.Gru = 0.6260					
Gesamtstandardabw. = 1.5693					
Testquotient $F^* = 11.76 > 4.07$ (Alpha = 0.05)					
*** Der Unterschied mindestens eines Mittelwertes ist signifikant ***					
LSD-Test:					
Tabellenwert $t(n-k) = 2.306$ mit $N-K=8$					
Gruppe	ni	Sortierte Mittelwerte	Delta	LSD	
1	3	13.1567	2.1100	1.4897	Grenze homogener Gruppen
2	3	11.0467	0.5433	1.4897	
4	3	10.5033	1.0733	1.4897	
3	3	9.4300			
Einfacher Varianz- und Mittelwertvergleich ausgewählter Gruppen					
2 - 3	$\hat{F} = 3,098 < 19,0 = F(2;2;0,05)$		gleich	$\hat{t} = 2,71 < 2,78 = t(4;0,05)$	
Gruppe 1 = Basisasphalt		Gruppe 2 = +0,5 M.-% Bitumen		Gruppe 3 = PmB	

Tab. 5.8: Mittelwertvergleich über die axiale Verformung [%] der vier Walzasphalte der Prüfungsphase

5.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Prüfungsphase zeigt zunächst, dass das hier eingesetzte Prüfverfahren – Auswahl des Stützdruckes und anschließende Prüfung – bei einer Prüftemperatur von $T = + 50 \text{ °C}$ plausible Ergebnisse liefert.

- Es kann nur der Asphaltbeton als signifikant von den restlichen drei Walzasphalten unterschieden werden. Dies ist plausibel, da der Asphaltbeton erfahrungsgemäß verformungsanfälliger ist als die anderen hier eingesetzten Asphalte.
- Der offenporige Asphalt wurde nur mit einer Variante geprüft, zeigt jedoch, dass es keine Schwierigkeiten bereitet, diese Asphaltart zu untersuchen.
- Die Erhöhung des Bindemittelgehaltes zeigt beim Asphaltbeton und Asphaltbinder eine Erhöhung der Verformung, die beim Asphaltbinder auch statistisch signifikant ist. Der Splittmastixasphalt zeigt tendenziell eine Abnahme, welche statistisch nicht signifikant ist. Da der Splittmastixasphalt nicht auf Standfestigkeit optimiert wurde, erhöht sich diese zunächst bei steigender Bindemittelmenge, um bei weiterer Erhöhung dann wieder abzufallen.
- Die Verwendung von polymermodifiziertem Bitumen statt Straßenbaubitumen zeigt beim Asphaltbeton und beim Asphaltbinder eine signifikante Verringerung der Verformung. Der Splittmastixasphalt zeigt keinen nachweisbaren Einfluss darauf. Hier muss angemerkt werden, dass der Splittmastixasphalt einen geringen Bindemittelgehalt aufwies und vermutet wird, dass aufgrund des dominanten Korngerüsts die Variation der Bindemittel keinen Einfluss auf die Verformungsbeständigkeit ergibt.

6 Zusammenfassung und offen gebliebene Fragestellungen

6.1 Zusammenfassung

Eine der wichtigsten Gebrauchseigenschaften von Asphalten ist neben dem Kälte- und Ermüdungsverhalten der Verformungswiderstand bei Wärme.

Im Rahmen des Forschungsauftrages „Pilotphase Qualitätssicherung in der Querschnittsforschung; Qualitätsplanung im Asphaltstraßenbau – behan-

delt am Beispiel des Verformungswiderstandes“ [1, 2] wurde von ARAND und v. d. DECKEN am Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig der Prototyp einer Prüfmaschine entwickelt, die durch eine integrierte Druckzelle mit schwellendem Axial- und Radialdruck geeignet ist, den Verformungswiderstand unterschiedlicher Asphaltarten zu beschreiben.

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wurde zunächst die Festlegung von Höhe und Zeitpunkt des Stützdruckes – der schwellenden radialen Spannung – überprüft. Die Ansätze von ARAND und v. d. DECKEN wurden dabei nicht angewendet. Es wurde ein neuer Lösungsweg entwickelt, der unabhängig von der Asphaltart oder -sorte einen materialabhängigen Stützdruck bestimmt. Damit wurde die Möglichkeit geschaffen, einen allgemeingültigen Bewertungshintergrund für den Verformungswiderstand zu schaffen.

Die Untersuchungen zur Festlegung des Stützdruckes zeigten mehrere grundlegende Phänomene – wie z. B. höhere elastische Verformungen bei Versuchen mit Stützdruck gegenüber Versuchen ohne Stützdruck, die in weiteren Arbeiten untersucht werden sollten.

In einer ersten Phase wurde an fünf Asphalten – AB 0/11, SMA 0/11 S, ABi 0/16, OPA 0/8 und GA 0/8 – der Phasenwinkel, der zeitliche Abstand zwischen aufgebrachtener axialer und radialer Last, variiert. Ebenso wurde untersucht, wie sich die Art der Herstellung und die Geometrie der Probekörper auf die Größe des ermittelten Verformungswiderstandes auswirken.

Die statistische Auswertung zeigt, dass der Einfluss des Phasenwinkels nicht vernachlässigt werden darf, auch wenn er nur in wenigen Fällen signifikant ist.

Die Art der Probekörperherstellung übt einen entscheidenden Einfluss auf das Ergebnis aus. Probekörper, die mittels Gyrator hergestellt wurden, weisen die geringsten Verformungen auf. Marshall-Probekörper weisen nur in wenigen Fällen signifikant höhere Verformungen auf. Bohrkernproben aus walzsektorverdichteten Platten liefern demgegenüber immer die höchsten Verformungen.

Probekörper mit einer Höhe von 80 mm weisen höhere Verformungen auf als Probekörper mit 60 mm Höhe. Dies gilt sowohl für die Herstellung mit dem Gyrator als auch für Bohrkernproben. Die Verklebung von zwei 40 mm hohen Bohrkernproben zu

einem 80 mm hohen Probekörper führt zu geringeren Verformungen als 80 mm hohe Bohrkernproben.

Die statistischen Untersuchungen weisen eine signifikante Differenzierung der Ergebnisse der fünf untersuchten Asphalte nach.

In einer zweiten Phase wurden vier Walzasphalte – AB 0/11 S, SMA0/11 S, ABi 0/16 S und OPA 0/8 – untersucht. Zunächst wurde als grundlegender Schritt die Prüftemperatur von bisher + 40 °C auf + 50 °C erhöht, was das neu entwickelte Verfahren zur Ermittlung des Stützdruckes nicht beeinflusst.

Der mit Skepsis ins Versuchsprogramm aufgenommene offenporige Asphalt lässt sich mit diesem Prüfverfahren ohne Probleme wie alle anderen Walzasphalte untersuchen.

Die Auswirkungen einer Erhöhung des Bindemittelgehaltes und der Verwendung von polymermodifiziertem Bindemittel statt Straßenbaubitumen können für den Asphaltbeton und den Asphaltbinder signifikant nachgewiesen werden. Der Splittmastixasphalt mit seinem ausgeprägten Korngerüst zeigt hier keinen signifikanten Einfluss.

Die Verringerung des Verdichtungsgrades beim Splittmastixasphalt auf 97,1 % zeigt eine signifikante Erhöhung der Verformung. Hier kann auch eine Verdichtung der Probe während des Versuchs anhand der Messergebnisse nachgewiesen werden. Der Nachweis über die Raumdichte mittels Tauchwägung konnte nicht erbracht werden. Die Verringerung des Verdichtungsgrades auf 98,6 % zeigte keinen Einfluss auf das Versuchsergebnis oder den Verdichtungsnachweis.

Somit steht ein Prüfverfahren zur Verfügung, welches alle Walzasphaltarten praxisnah und materialgerecht ansprechen kann und zu plausiblen Ergebnissen führt. Der Gussasphalt kann nur bedingt angesprochen werden und erfordert weitere Untersuchungen.

6.2 Offen gebliebene Fragestellungen

Die Variation der Prüftemperatur zeigt einen nicht zu unterschätzenden Einfluss auf das Versuchsergebnis. Versuche mit Asphaltbeton zeigen, dass mit dem hier eingesetzten Verfahren zur Bestimmung des Stützdruckes die bleibenden axialen Verformung mit steigender Prüftemperatur sinken.

Hier sind weitere Versuche notwendig, welche die Abhängigkeit dieses Verfahrens, insbesondere die Wahl des Korrekturfaktors, von der Prüftemperatur belegen.

Die Variation der Belastungsart – eine sinusförmige Last mit oder ohne Lastpause – konnte nicht durchgeführt werden, da der Prüfgerätehersteller mit dem Prototyp keine ausreichende Lösung finden konnte. Da andere dynamische Versuche wie der Druckschwellversuch und der dynamische Stempel Eindringversuch auf diese Variation jedoch sehr empfindlich reagieren, sollte dies – sofern eine technische Lösung möglich ist – in weiteren Forschungsarbeiten auch für den Triaxialversuch untersucht werden.

Aufgrund der Messung der radialen Verformungen bietet der Triaxialversuch die Möglichkeit, die Interpretation der Ergebnisse des einaxialen Druckschwellversuches zu erweitern. Durch Variation der axialen Oberspannung ohne seitlichen Stützdruck kann die Spannung gefunden werden, bei der noch keine radialen Verformungen auftreten. Damit können die Oberspannungen des einaxialen Druckschwellversuches begründet ausgewählt und vorhandene Ergebnisse leichter interpretiert werden. Weiterhin besteht die Möglichkeit, zusätzliche Asphaltarten/-sorten in das Regelwerk aufzunehmen und die bereits beschriebenen oder die zusätzlichen Oberspannungen optimal anzupassen.

Im Rahmen dieser Arbeit konnte nur bedingt erforscht werden, in welchem Umfang während des Versuchsablaufes eine Verdichtung, eine Gestaltänderung oder eine Kombination aus beidem stattfindet. Hierzu wäre an weiteren Asphalten zu untersuchen, ob sich die Bestimmung der Raumdichte mittels Tauchwägung oder Ausmessens vor und nach dem Versuch als Kriterium für einen Verdichtungsnachweis oder eine Gestaltänderung eignet.

Versuche mit geringem oszillierendem Stützdruck zeigen höhere plastische Querdehnraten als Versuche ohne Stützdruck. Dieser „dynamische Effekt“ müsste noch intensiver untersucht werden. Ein Versuchsprogramm mit variierenden geringen Stützdrücken und unterschiedlichen Belastungsfrequenzen bei weiterführender Auswertung sollte diesen (evt. thixotropen) Effekt deutlicher beschreiben können. Weiterhin wäre zu untersuchen, ob ein statischer Stützdruck, wie in der prEN 12697-25 gefordert, diese Effekte berücksichtigen kann. Für eine Beschreibung dieses „dynamischen Effektes“

müssen unter Umständen neue rheologische Modelle eingesetzt werden.

Die in diesem Versuch vermuteten Ermüdungserscheinungen – insbesondere beim Gussasphalt, aufgrund der zunächst steigenden, dann wieder fallenden plastischen Querdehnzahlen – sollten weiter untersucht werden. Um diese von den Volumen- und Gestaltänderungen zu trennen, müssten Versuche mit geringen Verformungen bei verlängerter Versuchsdauer durchgeführt werden.

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit war es nicht möglich, ein rheologisches Modell zu entwickeln, welches sämtliche dynamischen Spannungen und Verformungen berücksichtigt. Einfache elastische Modelle können für diesen Versuch angepasst werden, sind jedoch zur exakten Auswertung nicht zielführend. Es müsste ein dreidimensionales Modell unter Berücksichtigung der elastischen und plastischen Verformungen entwickelt oder angepasst werden. Dazu sind weiterführende Untersuchungen an der Triaxialmaschine (z. B. Bestimmung der Phasenwinkel) bei Variation der Versuchsmethodik notwendig.

Die ermittelten Ergebnisse wurden an Asphaltproben gewonnen, die im Labor hergestellt wurden. Es ist notwendig, das hier vorgestellte Prüfverfahren mit aus der Straße gewonnenen Proben zu verifizieren. Dazu sind Bohrkerne unterschiedlicher Asphalte aus Strecken mit und ohne Spurrinnen zu untersuchen. Da die zu prüfenden Schichtdicken in der Regel geringer als die Marshall-Probekörperhöhen sind, müssen aus zwei Bohrkernen zusammengesetzte Probekörper hergestellt werden. Zum einen kann daran untersucht werden, welchen Einfluss unterschiedliche Verfahren des Zusammensetzens ausüben, und ein Vergleich mit den hier gewonnenen Ergebnissen erfolgen und zum anderen kann ein Bewertungshintergrund erstellt werden.

Der Triaxialversuch hat zum Ziel, die Verhältnisse im Straßenkörper unter dynamischer Belastung möglichst exakt zu simulieren. Dazu sollten jedoch Informationen darüber vorliegen, wie ein betrachtetes Teilstück der Straßenbefestigung die auftretenden Belastungen an die benachbarte Umgebung weitergibt. Es sind Untersuchungen und neue Modellansätze nötig, die in einem Teilstück einer Straße dreidimensional sämtliche Belastungen und Verformungen (axial und radial) aufzeichnen, um damit im Triaxialversuch die tatsächlichen Belastungen optimal zu simulieren.

7 Literatur

- [1] ARAND; von der DECKEN: Pilotphase Qualitätssicherung in der Querschnittsforschung; Qualitätsplanung im Asphaltstraßenbau – behandelt am Beispiel des Verformungswiderstandes. AiF Forschungsauftrag Nr. Q 27, Braunschweig, 1996
- [2] v. d. DECKEN: Triaxialversuch mit schwellendem Axial- und Radialdruck zur Untersuchung des Verformungswiderstandes von Asphalten, Schriftenreihe des Instituts für Straßenwesen, Heft 15, 1997
- [3] Technische Prüfvorschrift für Asphalt im Straßenbau, TPA-StB Teil: Spurbildung unter Wasser, Ausgabe 19, FGSV-Verlag, Köln
- [4] Technische Prüfvorschrift für Asphalt im Straßenbau, TPA-StB Teil: Einaxialer Druck-Schwellversuch, Bestimmung des Verformungswiderstandes von Walzasphalten bei Wärme, Ausgabe 1997, FGSV-Verlag, Köln
- [5] FGSV: Merkblatt über die mechanischen Eigenschaften von Asphalt. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe „Asphaltstraßen“, Köln, 1985
- [6] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Asphalt – ZTV Asphalt-StB 94, Ausgabe 1994, und ZTV Asphalt-StB 01, Ausgabe 2001, FGSV-Verlag, Köln
- [7] Merkblatt für den Bau offener Asphaltdeckschichten, Ausgabe 1998, FGSV-Verlag, Köln
- [8] EISENHART: Assumptions underlying the Analyses of Variance. Biometrics 3, 1951
- [9] WEBER: Grundriß der biologischen Statistik, Gustav Fischer Verlag, Stuttgart, 9. Auflage, 1986
- [10] SACHS: Angewandte Statistik, Springer-Verlag, Berlin, 5. Auflage, 1978
- [11] BÖHM; GOSE; KAHMANN: Methoden der Numerischen Mathematik. Friedrich Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, Braunschweig, Wiesbaden 1985
- [12] LEUTNER, RENKEN, BÜCHLER, LOBACH: Überprüfung der Eignung des dynamischen Stempelindringversuches zur Beurteilung der

- Verformungseigenschaften von Asphalt und Schaffung eines Bewertungshintergrundes; AiF-Forschungsvorhaben 12522N; 2003
- [13] GAUER: Optimierung der Prüfbedingungen des Spurbildungsversuches, FE 07.180/1997/EGB
- [14] HÜRTGEN: Über das viskoelastische Verhalten von Asphalt im Hinblick auf Modul-Bestimmungen, Bitumen, 3/1979
- [15] Eurobitume: Glossary of rheological terms, European Bitumen Association, Brussels, 1996
- [16] KREBS, ARAND, DENGIZ, JÄGER: Mechanisches Verhalten von Asphaltprobekörpern, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 334, 1981
- [17] HIERSCHKE, WEILAND: Mechanisches Verhalten von Asphaltprobekörpern III. Teil, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 499, 1987
- [18] EUSTACCHIO: Mechanische Eigenschaften von Asphalt, Aussagekraft und Rolle von Bemessungsverfahren, Bundesministerium für Bauten und Technik, Straßenforschung, Wien, Heft 165, 1981
- [19] PELLINEN, WITCZAK: Use of Stiffness of Hot-Mix-Asphalt as a Simple Performance Test, Transportation Research Record 1789, Paper No. 02-2505, 2002
- [20] Entwurf DIN EN 13286-7: Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemische – Teil: Dreiaxialprüfung mit zyklischer Belastung für ungebundene Gemische, Februar 2001
- [21] DUNCAN, CHANG: Nonlinear analysis of stress and strain in soil; Journal Soil Mech. Found. Div. 96; 1970
- [22] COROTIS, FARZIN, KRIZEK: Nonlinear stress – strain formulation for soils; Journal of Geot. Eng. Div.; ASCE 100
- [23] GÜTTLER: Beurteilung des Steifigkeits- und Nachverdichtungsverhaltens von ungebundenen Mineralstoffen; Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Wasser und Verkehrswesen der Ruhr-Universität Bochum; Heft 8; 1984
- [24] WELLNER: Grundlagen zur Bemessung flexibler Straßenkonstruktionen mit Tragschichten ohne Bindemittel; Habilitationsschrift; Technische Universität Dresden; 1993
- [25] QUECK: Grundlagen zur Berechnung der Spannungs-Verformungszustände ungebundener Konstruktionsschichten als Teil flexibler Befestigungen im Straßenbau; Dissertation; TU Dresden; 1992
- [26] EHRLER: Ein schnelles und sicheres Verfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit; Die Asphaltstraße; Heft 1; 1989
- [27] MONISMITH, SEED: Prediction of pavement deflection from laboratory tests; Proceeding, Second Int. Conference Structural Design of Asphalt Pavements; Volume 1; Ann Arbor; 1967
- [28] BROWN, PELL: An experimental investigation of the stresses, strains and deflections in a layered pavement structure subjected to dynamic loads; Proceedings, Second Int. Conference Structural Design of Asphalt Pavements; Volume 1; Ann Arbor; 1967
- [29] UZAN: Characterization of granular material; Transportation research record 1022; 1985
- [30] BOYCE: A non-linear model for the elastic behavior of granular materials under repeated loading; Proceedings, Int. Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading; Swansea; 1980
- [31] MAYHEW: Resilient properties of unbound road base under repeated triaxial loading; Transport and Road Research Laboratory; Laboratory Report No. 1088; 1983
- [32] ELHANNANI: Modelisation et simulation numerique des chaussées souples; Dissertation; Universität Nantes; 1991
- [33] REINER: Rheologie in elementarer Darstellung; 2. Auflage; München; 1968; Carl Hanser Verlag
- [34] KRASS: Kriechuntersuchungen an zylindrischen Asphaltprobekörpern; Veröffentlichungen des Instituts für Straßenbau und Eisenbahnwesen der Universität Karlsruhe; Heft 5; 1971
- [35] HUSCHEK: Der Kriechversuch; Straße und Verkehr; Nr. 4; April 1976
- [36] HUSCHEK: Das Verformungsverhalten von Asphaltbeton unter triaxialem Druck; Bitumen; Heft 4; 1983

- [37] HOU: Analyse der bleibenden Verformungen des Asphaltes unter statischer und dynamischer Belastung zur Vorhersage von Spurrinnen; Dissertation; TU Darmstadt; 1996
- [38] HUURMAN: Cyclic triaxial tests on asphalt concrete related to rutting; 2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress Barcelona 2.000; Proc. 0164
- [39] Neveling: Krümmung von Graphen – Ein Thema für Leistungskurse in drei ungleichen Schritten, Wuppertal, <http://www2.bezregduesseldorf.nrw.de/schule/mathe/magazin/geschichten/kruemmung.pdf>
- [40] HÜTTE: Die Grundlagen der Ingenieurwissenschaften, 30. Auflage, 1996, Springer-Verlag, Berlin
- [41] RENKEN: Vergleich der mechanischen Eigenschaften von mittels Walz-Sektor-Verdichtungsgerät und Lamellen-Verdichtungsgerät hergestellten Asphaltprobeplatten; Schlussbericht des FE 07.186/1999/EGB, Braunschweig, September 2.000

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt
für Straßenwesen

Unterreihe „Straßenbau“

1993

- S 1: Verwitterungsbeständigkeit von Recycling-Baustoffen
Guth kostenlos
- S 2: Eignung von Grubenbergen als Baustoff für Tragschichten
ohne Bindemittel
Guth kostenlos
- S 3: Altlastenerfassung durch geophysikalische Methoden
Faust kostenlos
- S 4: EPS-Hartschaum als Baustoff für Straßen
Bull-Wasser kostenlos
- S 5: Baubegleitende Messungen B 73n
Heinisch, Blume kostenlos
- S 6: Eignung überdeckter Fugen mit Querkraftübertragung
Fleisch, Bartz kostenlos

1994

- S 7: 33. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau
€ 14,00

1995

- S 8: Anleitung Qualitätsmanagementplan Asphalttragschichten
Freund, Stöckner € 12,50
- S 9: Meßwert- und rechnergestütztes Management der Stra-
ßenerhaltung – Niederschrift und Referate des Erfahrungsaustau-
ches am 16. und 17. Mai 1995 in Berlin € 13,00
- S 10: 34. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau
€ 14,00

1996

- S 11: Der Einfluß der Textur auf Reifen/Fahrbahngeräusch und
Rollwiderstand
Ullrich, Glaeser, Sander € 15,00
- S 12: Offenporige Asphaltdeckschichten auf Außerortsstraßen –
Projektgruppe „Lärmindernde Straßendecken“ € 10,00
- S 13: Qualität von mineralischen Straßenbaustoffen
Tabbert € 16,50

1997

- S 14: 35. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau
€ 16,50
- S 15: Anforderungen an Fugenfüllsysteme aus Temperaturdeh-
nungen
Eisenmann, Lechner € 12,50
- S 16: Sicherheitswirksamkeit ausgewählter Straßenbaumaßnah-
men im Lande Brandenburg
Schnüll, Handke, Seitz € 22,00

1998

- S 17: Restnutzungsdauer von Asphalttschichten
Wolf € 13,00

- S 18: 2. Erfahrungsaustausch über rechnergestütztes Stra-
ßen-
erhaltungsmanagement € 14,50

- S 19: Einfluß der Bruchflächigkeit von Edelsplitten auf die Stand-
festigkeit von Asphalten
Teil 1: Literaturlauswertung
Beckedahl, Nösler, Straube
Teil 2: Einfluß des Rundkornanteils auf die Scherfestigkeit von
Gesteinskörnungen
H.G. Diel € 16,50

1999

- S 20: 36. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau
€ 14,00
- S 21: Walzbeton: Ergebnisse aus neuester Forschung und lang-
jähriger Praxis – Kompendium
Birmann, Burger, Weingart, Westermann
Teil 1: Einfluß der Zusammensetzung und der Verdichtung von
Walzbeton auf die Gebrauchseigenschaften (1)
Schmidt, Bohlmann, Vogel, Westermann
Teil 2: Einfluß der Zusammensetzung und der Verdichtung von
Walzbeton auf die Gebrauchseigenschaften (2)
Weingart, Dreßler
Teil 3: Messungen an einer Versuchsstrecke mit Walzbeton-Trag-
schicht an der B54 bei Stein-Neukirch
Eisenmann, Birmann
Teil 4: Temperaturdehnung, Schichtenverbund, vertikaler Dichte-
verlauf und Ebenheit von Walzbeton
Burger € 17,00

2000

- S 22: 3. Bund-Länder-Erfahrungsaustausch zur systematischen
Straßenerhaltung – Nutzen der systematischen Straßenerhaltung
€ 19,50
- S 23: Prüfen von Gesteinskörnungen für das Bauwesen
Ballmann, Collins, Delalande, Mishellany,
v. d. Elshout, Sym € 10,50

2001

- S 24: Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Unter-
grund - Konsolidationsverfahren -
Teil 1: Vergleichende Betrachtung von Konsolidationsverfahren beim
Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund
Teil 2: Erfahrungsberichte über ausgeführte Straßenbauprojekte auf
wenig tragfähigem Untergrund unter Verwendung von Konsolida-
tionsverfahren
Koch € 17,50
- S 25: 37. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau
€ 16,50

2002

- S 26: Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Unter-
grund - Aufgeständerte Gründungspolster
Rogner, Stelter € 14,00
- S 27: Neue Methoden für die Mustergleichheitsprüfung von
Markierungsstoffen – Neuentwicklung im Rahmen der Einführung
der ZTV-M 02
Killing, Hirsch, Boubaker, Krotmann € 11,50
- S 28: Rechtsfragen der Bundesauftragsverwaltung bei Bundes-
fernstraßen – Referate eines Forschungsseminars der Universität
des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ am
25./26. September 2000 in Saarbrücken € 13,00
- S 29: Nichtverkehrliche Straßennutzung – Referate eines For-
schungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeits-
ausschusses „Straßenrecht“ am 24./25. September 2001 in Saar-
brücken € 13,50

2003

S 30: 4. Bund-Länder-Erfahrungsaustausch zur systematischen Straßenerhaltung – Workshop Straßenerhaltung mit System –
€ 19,50

S 31: Arbeitsanleitung für den Einsatz des Georadars zur Gewinnung von Bestandsdaten des Fahrbahnaufbaues „Straßenrecht“ am 23./24. September 2002 in Saarbrücken
Golkowski € 13,50

S 32: Straßenbaufinanzierung und -verwaltung in neuen Formen – Referate eines Forschungsvorhabens der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ am 23. und 24. September 2003 in Saarbrücken € 13,50

S 33: 38. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau
€ 17,50

S 34: Untersuchungen zum Einsatz von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen
Hillmann, Koch, Wolf € 14,00

2004

S 35: Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund – Bodenersatzverfahren
Grundhoff, Kahl € 17,50

S 36: Umsetzung und Vollzug von EG-Richtlinien im Straßenrecht – Referate eines Forschungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ am 22. und 23. September 2003 in Saarbrücken € 13,50

S 37: Verbundprojekt „Leiser Straßenverkehr – Reduzierte Reifen-Fahrbahn-Geräusche“
Projektgruppe „Leiser Straßenverkehr“ € 16,50

2005

S 38: Beschleunigung und Verzögerung im Straßenbau – Referate eines Forschungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen am 27./28. September 2004 in Saarbrücken € 16,50

S 39: Optimierung des Triaxialversuchs zur Bewertung des Verformungswiderstandes von Asphalt
Renken, Büchler € 16,00

Alle Berichte sind zu beziehen beim:

Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10
D-27511 Bremerhaven
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0
Telefax: (04 71) 9 45 44 77
Email: vertrieb@nw-verlag.de
Internet: www.nw-verlag.de

Dort ist auch ein Kompletverzeichnis erhältlich.