

Stoffmodelle zur Voraus- sage des Verformungs- widerstandes und Ermüdungsverhaltens von Asphaltbefestigungen

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 45

bast

Stoffmodelle zur Voraussage des Verformungswiderstandes und Ermüdungsverhaltens von Asphaltbefestigungen

von

Rolf Leutner
Holger Lorenzl
Konrad Schmoeckel

Institut für Straßenwesen
Technische Universität Braunschweig

in Zusammenarbeit mit

Janin Donath
Lehrstuhl Straßenbau
BTU Cottbus

Stephan Bald
Bernd Grätz
Steffen Riedl

Institut für Verkehr; Fachgebiet Straßenwesen mit Versuchsanstalt
TU Darmstadt

Bernd Möller
Markus Oeser
Lehrstuhl für Statik
TU Dresden

Frohmut Wellner
Sabine Werkmeister
Lehrstuhl für Straßenbau
TU Dresden

Günther Leykauf
Christoph Simon
Lehrstuhl und Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen
TU München

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 45

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 FE 04.187/2001/AGB
Stoffmodelle zur Voraussage des Verformungswiderstandes und Ermüdungsverhaltens von Asphaltbefestigungen

Projektbetreuung:
Ulf Zander

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 0943-9323
ISBN 3-86509-409-0

Bergisch Gladbach, Februar 2006

Kurzfassung – Abstract

Stoffmodelle zur Voraussage des Verformungswiderstandes und Ermüdungsverhaltens von Asphaltbefestigungen

An fünf Forschungseinrichtungen wurden statische und dynamische Versuche durchgeführt, um mit den Ergebnissen ein neues Stoffmodell für Asphalt zu validieren. Zur Untersuchung des Verformungswiderstandes wurden neben Triaxialversuchen mit dynamischer Radialspannung auch Versuche in dem Spurbildungsgerät durchgeführt. Diese Untersuchungen wurden durch Spurbildungsversuche an Ausbauplatten im Großmaßstab mit praxisgerechten Reifen ergänzt. Das Ermüdungsverhalten wurde mittels einaxialer Zug-Schwell-Versuche sowie dynamischer Spaltzugversuche untersucht. Sowohl die dynamischen Spaltzugversuche als auch die einaxialen Zug-Schwell-Versuche sind geeignet, das Ermüdungsverhalten von Asphalt zu untersuchen. Die aus einer Versuchsstraße entnommenen Probekörper wiesen große Unterschiede im Hohlraumgehalt auf, die zu relativ hohen Streuungen der Ergebnisse der Versuche führten. Die Zug-Schwellversuche wurden bei Temperaturen zwischen -15 °C , $-2,5\text{ °C}$ sowie $+10\text{ °C}$ und die Spaltzugversuche bei -5 °C , $+5\text{ °C}$ und $+20\text{ °C}$ durchgeführt. Durch Variationen der Prüfbedingungen in den dynamischen Spaltzugversuchen wurde festgestellt, dass das Aufbringen einer Unterlast zur Simulation kryogener Unterspannungen zu einer deutlichen Reduzierung der Resistenz gegenüber Ermüdung führt. Weiterhin konnten Einflüsse durch verschiedene Lastimpuls- und Lastpausenlängen auf das Ermüdungsverhalten nachgewiesen werden. Bei der Ermittlung der statischen Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls wurden unterschiedliche Aussagen der beiden Versuchsarten festgestellt. Der unterschiedliche Spannungszustand in den Versuchen hat einen großen Einfluss auf die ermittelten Parameter. Mit dem anhand der Ergebnisse der axialen Zug-Schwell-Versuche validierten Stoffmodell konnte der komplexe Beanspruchungszustand im Spaltzugversuch erfolgreich simuliert werden.

Dem Originalbericht ist ein umfangreicher Anlagenband beigelegt, der anhand von Fotos, Grafiken und Tabellen weitere Informationen zu den Eignungs- und Kontrollprüfungen (Anl. 1), den Ergebnissen aus den verschiedenen Versuchen (Triaxialversuch (Anl. 2), Versuch im Spurbildungsgerät

(Anl.3), Spurbildungsversuch im Großmaßstab (Anl. 4), Spaltzugversuch (Anl. 5), Zug-Schwell-Versuch (Anl. 6) und zu den Ergebnisvergleichen (Anl. 7)) bietet. Auf die Wiedergabe dieser Anlagen wurde in der vorliegenden Veröffentlichung verzichtet. Sie liegen bei der Bundesanstalt für Straßenwesen vor und sind dort einsehbar. Hinweise auf diese Anlagen wurden zur Information des Lesers im Berichtstext beibehalten.

Material models for predicting the deformation resistance and fatigue behaviour of asphalt fixtures

Static and dynamic tests were carried out on five objects of research to enable validation of a new material model using the results. Apart from triaxial tests with dynamic radial tension, tests were also carried out in the trace formation device to examine the deformation resistance. These examinations were supplemented by examinations on support plates on a large scale using tyres that meet practical requirements. The fatigue behaviour was examined using a single axial range for pulsating tensile stresses as well as indirect tensile tests (Brazilian test). Both the dynamic indirect tensile tests as well as the single axial range for pulsating tensile stresses are suitable for examining the fatigue behaviour of asphalt. The test bodies taken as samples from a testing track revealed large differences in the cavity content which led to relatively high differences in the results of the experiments. The range for pulsating tensile stresses was carried out at temperatures between -15 °C , $-2,5\text{ °C}$ as well as $+10\text{ °C}$ and the indirect tensile tests were carried out at -5 °C , $+5\text{ °C}$ and $+20\text{ °C}$. By varying the test conditions in the dynamic indirect tensile tests it was found that applying an underload to simulate kryogenic low stresses leads to a clear reduction in resistance as opposed to fatigue. Moreover, the influence of different load impulses and interval lengths between loads on fatigue behaviour could be proven. When determining the static tensile strength and the elasticity module, the evidence found in the two types of tests was different. The various states of stress in the tests make a big difference to the determined parameters. Using the material models validated by the results of the axial

range for pulsating tensile stresses the complex state of stress in indirect tensile testing could be successfully simulated.

An extensive set of appendices is attached to the original report which offers further information on the suitability and checking of tests using photos, graphics and tables (Appendix 1), the results of different tests (triaxial test) (Appendix 2), testing in trace formation equipment (Appendix 3), trace formation testing on a large scale (Appendix 4), indirect tensile test (Appendix 5), range for pulsating tensile stresses (Appendix 6) as well as on the comparison of results (Appendix 7). Reproduction of these appendices was rejected in the present publication. They are available at the Federal Highway Research Institute (BAST) and can be viewed there. References to these appendices have been maintained in the report for the information of the reader.

Inhalt

1	Aufgabenstellung	7	3.3.3	Zug-Schwell-Versuche (Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig)	57
2	Literaturanalyse	8	3.3.4	Auswertemethodik	58
2.1	Festigkeitshypothesen	8	4	Untersuchungsergebnisse	66
2.1.1	Beanspruchungen	8	4.1	Weiterentwickeltes Stoffmodell	66
2.1.2	Vergleichsspannungen	10	4.1.1	Eindimensionale Spannungs-Dehnungsbeziehungen	66
2.1.3	Normalspannungshypothese	10	4.1.2	Dreidimensionale Spannungs-Dehnungsbeziehungen	71
2.1.4	Schubspannungshypothese	10	4.1.3	Nichtlineares Berechnungsmodell	72
2.1.5	Verbesserte Schubspannungshypothese	11	4.2	Ergebnisse der Versuche zur Ansprache des Verformungsverhaltens	73
2.2	Ermüdungsgesetze	13	4.2.1	Ergebnisse der dynamischen Triaxialversuche	73
2.2.1	Potenz-Ansatz	13	4.2.2	Ergebnisse der Spurbildungsversuche	79
2.2.2	Risswachstum	14	4.2.3	Ergebnisse der Spurbildungsversuche im Großmaßstab	86
2.2.3	„Braunschweiger Rissmodell“	14	4.3	Ergebnisse der Versuche zur Ansprache des Ermüdungsverhaltens	94
2.3	Verformungsverhalten von Asphalt	16	4.3.1	Ergebnisse aus den statischen Voruntersuchungen	94
2.4	Rheologisches 3D-Materialmodell für Asphalt	17	4.3.2	Ergebnisse der dynamischen Spaltzugversuche	98
2.4.1	Eindimensionales Materialmodell	17	4.3.3	Axiale Zug-Schwell-Versuche	109
3	Untersuchungsmethodik	18	5	Interpretation der Ergebnisse	130
3.1	Prüfmaterial	18	5.1	Anwendung des weiterentwickelten Stoffmodells	130
3.1.1	Herstellung der Versuchsstraße	18	5.1.1	Numerische Simulation eines Spaltzugversuches	130
3.1.2	Entnahme der Probekörper	19	5.1.2	Numerische Simulation der Spurbildungsversuche im Großmaßstab	133
3.1.3	Ergebnisse der Kontrollprüfungen	21	5.1.3	Numerische Simulation zur Abschätzung des Tragverhaltens ausgewählter Fahrbahnbefestigungen nach den RStO	135
3.1.4	Homogenität des Probenmaterials	21	5.2	Vergleich der Verformungsversuche	135
3.1.5	Voruntersuchungen an den extrahierten Bindemitteln	24			
3.2	Versuche zur Ansprache des Verformungsverhaltens	28			
3.2.1	Dynamischer Triaxialversuch (TU Braunschweig)	28			
3.2.2	Spurbildungsversuche (BTU Cottbus)	33			
3.2.3	Spurbildungsversuch im Großmaßstab (TU München)	36			
3.3	Versuche zur Ansprache des Ermüdungsverhaltens	47			
3.3.1	Vorbereitende Untersuchungen zur Ermittlung der Prüfbedingungen	47			
3.3.2	Dynamische Spaltzugversuche (TU Dresden, Professur für Straßenbau, und TU Darmstadt, Fachgebiet Straßenwesen mit Versuchsanstalt)	55			

5.2.1	Vergleich der Untersuchungsergebnisse der Triaxialversuche und der Spurbildungsversuche	135
5.2.2	Vergleich der Versuchsergebnisse aus den Spurbildungsversuchen im Spurbildungsgerät mit denen im großmaßstäblichen Versuch	137
5.3	Vergleich der Untersuchungsergebnisse der Spaltzugversuche und der Zug-Schwell-Versuche	140
5.3.1	Vergleich der Ergebnisse der statischen Versuche	140
5.3.2	Vergleich der Ergebnisse der Ermüdungsversuche	141
5.3.3	Dynamischer E-Modul	145
5.4	Vorschlag für die analytische Bemessung von Verkehrsflächen	147
6	Zusammenfassung	148
6.1	Weiterentwickeltes Stoffmodell	148
6.2	Versuchsstraße zur Probekörperherstellung	148
6.3	Verformungsverhalten	149
6.3.1	Triaxialversuche	149
6.3.2	Versuche im Spurbildungsgerät	149
6.3.3	Spurbildungsversuche im Großmaßstab	150
6.3.4	Vergleich der Verformungsversuche	150
6.4	Ermüdungsverhalten	150
6.4.1	Dynamische Spaltzugversuche	150
6.4.2	Dynamische einaxiale Zugversuche	152
6.4.3	Vergleich der Ermüdungsversuche	152
7	Regelwerke und Literatur	154

1 Aufgabenstellung

Seitdem der Baustoff Asphalt für die Befestigung von Verkehrswegen eingesetzt wird, können zwei verschiedene Schadensformen beobachtet werden, die zu Einschränkungen der Nutzungsdauer führen.

Weist die Fahrbahnbefestigung eine unzureichende Standfestigkeit auf, können an der Fahrbahnoberfläche Verformungen beobachtet werden, die meist in Form von Spurrinnen auftreten. Diese stellen durch die behinderte Abführung von Niederschlagswasser eine große Beeinträchtigung der Verkehrssicherheit dar.

Die andere Schadensform liegt in einer unzureichenden Tragfähigkeit begründet. Überschreitet die aufgebrachte Belastung die Tragfähigkeit der Fahrbahnbefestigung, treten an der am höchsten belasteten Stelle des Asphaltkörpers Risse auf. Durch den Riss wird die Befestigung geschädigt, sodass ein Risswachstum einsetzt, das zur vollständigen Zerstörung des Asphaltkörpers führen kann. Neben der Reflektion von Rissen oder Fugen aus den unter der Asphaltbefestigung liegenden Schichten gibt es zwei Ursachen für die Bildung und das Wachstum von Rissen. Das einmalige Erreichen der Festigkeit der Befestigung führt zum spontanen Versagen des Asphaltkörpers. Weiterhin kann die wiederholte Belastung mit kleineren Beanspruchungen durch Materialermüdung zur Reduzierung der Tragfähigkeit führen, sodass Lasten, die im Anfangszustand der Befestigung schadlos aufgenommen werden konnten, nun ebenfalls zur Rissbildung führen.

Bei der Bemessung der Verkehrsbefestigungen wird bis heute auf Erfahrungswerte zurückgegriffen, die in den letzten Jahrzehnten gesammelt wurden. Dadurch konnte in den Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RSTO 01) ein Katalog erstellt werden, der in der Vergangenheit erprobte und bewährte Befestigungen enthält. Auch für die verwendeten Baustoffe wurden Qualitätsanforderungen geschaffen, die einen ausreichenden Verformungswiderstand und ein hochwertiges Ermüdungsverhalten sicherstellen sollen.

Die bisherige Methodik der Bemessung erlaubt es jedoch nicht, eine auf den speziellen Einzelfall zugeschnittene Straßenbefestigung zu konzipieren, die verkehrlich, wirtschaftlich, umwelt- und sicherheitstechnisch optimiert ist.

Daher wurde das Forschungsvorhaben FE 04.187/2001/AGB „Weiterentwicklung von Stoffmodellen zur Vorhersage des Verformungswiderstands und Ermüdungsverhaltens von Asphaltbefestigungen“ initiiert.

Zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens sollen bereits bestehende Stoffmodelle weiterentwickelt und mit Hilfe von Versuchsergebnissen validiert werden. Neben den Ergebnissen des einaxialen Zug-Schwell-Versuchs sollen die Versuchsergebnisse des auf europäischer Ebene favorisierten Spaltzugversuchs als Grundlage zum weiterentwickelten Ermüdungsmodell herangezogen werden.

Zur Modellierung eines Stoffgesetzes für den Verformungswiderstand einer Asphaltbefestigung werden Spaltzugversuche und Triaxialversuche durchgeführt. Um die Praxisnähe des Stoffmodells überprüfen zu können, werden zusätzlich großmaßstäbliche Spurbildungsversuche durchgeführt. Da diese sehr aufwändig sind, werden weiterhin im Laboratorium Verformungsversuche im Spurbildungsgerät gefahren.

In Tabelle 1.1 sind die am vom Bundesministerium für Verkehr-, Bau- und Wohnungswesen geförderten Forschungsvorhaben beteiligten Forschungsinstitutionen und Bearbeiter sowie die bearbeiteten Teilaufgaben zusammengestellt.

Forschungsstelle	Bearbeiter	Aufgaben
TU Braunschweig, Institut für Straßenwesen	Prof. Dr.-Ing. Rolf LEUTNER Dr.-Ing. Holger LORENZL Dipl.-Ing. Konrad SCHMOECKEL	Projektleitung, Zug-Schwell-Versuche, Triaxialversuche
BTU Cottbus, Lehrstuhl Straßenbau	Dipl.-Ing. Janin DONATH	Versuche im Spurbildungsgerät
TU Darmstadt, Institut für Verkehr; Fachgebiet Straßenwesen mit Versuchsanstalt	Prof. Dr.-Ing. J. Stephan BALD Dr.-Ing. Bernd GRÄTZ Dipl.-Ing. Steffen RIEDL	Spaltzugversuche
TU Dresden, Lehrstuhl für Statik	Prof. Dr.-Ing. Bernd MÖLLER Dr.-Ing. Markus OESER	Modellerstellung
TU Dresden, Lehrstuhl für Straßenbau	Prof. Dr.-Ing. Frohmüt WELLNER Dr.-Ing. Sabine WERKMEISTER	Spaltzugversuche
TU München, Lehrstuhl und Prüfanstalt für Bau von Landverkehrswegen	Prof. Dr.-Ing. G. LEYKAUF Dipl.-Ing. Christoph SIMON	Bau der Versuchsstraße, Spurbildungsversuche im Großmaßstab

Tab. 1.1: Teilaufgaben und Bearbeiter der am Forschungsvorhaben beteiligten Forschungseinrichtungen

2 Literaturanalyse

2.1 Festigkeitshypothesen

Die Festigkeit eines Baustoffs beschreibt den größten Widerstand, den dieser einer Beanspruchung entgegenbringen kann, ohne zu versagen. Da der Baustoff Asphalt im hohen Maß inhomogen und anisotrop ist, hängt seine technische Festigkeit stark von der Art der Belastung (Druck/Zug), der Belastungsrichtung, der Lasteinleitung und weiteren Faktoren wie beispielsweise der Temperatur ab. Erreicht die Belastung die technische Festigkeit des Baustoffs, so wird das innere Gefüge des Materials getrennt und es tritt ein Bruch ein. Das Material reagiert aber auch auf geringere, die Festigkeitsgrenze nicht erreichende Beanspruchungen in Form von gefügeinternen Gleitbewegungen und Umlagerungen, die den Baustoff dauerhaft schwächen. Diese fortschreitende Gefügeschwächung, die mit einem fortschreitendem Abfall der Steifigkeit einhergehen kann, wird als Ermüdung bezeichnet.

2.1.1 Beanspruchungen

Jedes Volumenelement einer Fahrbahnbefestigung erfährt durch den Verkehr eine Belastung, die in Form von Spannungen oder Verformungen an das Element angreift. Spannungen und Verformungen sind über ein Stoffmodell miteinander verknüpft. Das Stoffmodell soll es ermöglichen, aus einer vorgegebenen Beanspruchung (z. B. Spannung/Verformung) die unbekannte Wirkung (Verformung/Spannung) berechnen zu können. Im Folgenden wird der Spannungszustand des Volumenelementes beschrieben.

Bild 2.1 zeigt ein Volumenelement in einer Fahrbahnbefestigung unter der Belastung durch einen rollenden Fahrzeugreifen. Die Beanspruchung erzeugt in dem Volumenelement einen dreidimensionalen Spannungszustand, der mit neun Einzelspannungen beschrieben werden kann. Jede der drei Normalspannungen σ_x , σ_y , und σ_z , die in Richtung der Koordinatenachsen verlaufen, wird von zwei Schubspannungen (τ_{xy} , τ_{xz} , τ_{yx} , τ_{yz} , τ_{zx} , τ_{zy}) begleitet, die in den gleichen Punkten angreifen.

Da die Schubspannungen, die in einem Punkt angreifen und in gleicher Richtung verlaufen, im Gleichgewicht stehen müssen, gilt:

$$\tau_{yx} = \tau_{xz}, \tau_{xy} = \tau_{zy}, \tau_{xz} = \tau_{yz}, \quad \text{Gl. 2.1}$$

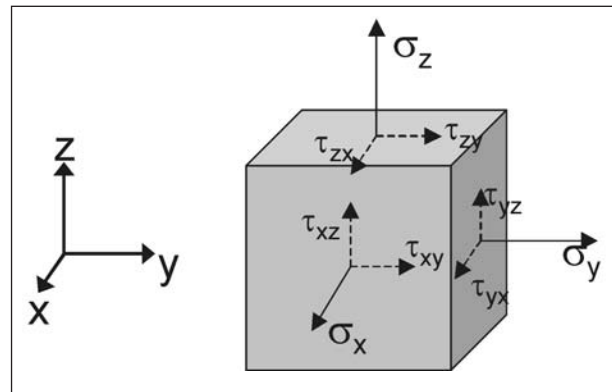


Bild 2.1: Spannungszustand unter einer Belastung

Daraus ergibt sich eine symmetrische Matrix $\underline{\sigma}$, die den Spannungszustand im ausgeschnittenen Volumenelement beschreibt:

$$\underline{\sigma} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 2.2}$$

Es gibt für jeden triaxialen Spannungszustand drei senkrecht aufeinander stehende Ebenen, in deren Richtung nur Normalspannungen auftreten, während die Schubspannungen zu null werden. Durch Koordinatentransformation kann die Matrix $\underline{\sigma}$ diesen Spannungszustand beschreiben. Die auf die Hauptebenen wirkenden, in den Hauptrichtungen verlaufenden Spannungen werden als Hauptspannungen σ_1 , σ_2 , σ_3 bezeichnet, für die gilt:

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 \quad \text{Gl. 2.3}$$

Mit Hilfe des MOHR'schen Spannungskreises [62], der in einem σ - τ -Koordinatensystem gezeichnet wird, lässt sich der Spannungszustand eines Volumenelementes darstellen. Bild 2.2 zeigt den Spannungszustand an den Oberflächenelementen eines kugelförmigen Elementes A, das in der Hauptebene der Hauptspannungen σ_1 und σ_3 liegt. Die Oberfläche i der Kugel steht senkrecht auf dem Radius r_i , der somit die Ausrichtung der Fläche definiert. Die Richtung und Größe des aus Normalspannung und Schubspannung zusammengesetzten resultierenden Spannungsvektors δ_i können im MOHR'schen Spannungskreis konstruiert werden.

Dazu sind folgende Schritte notwendig:

1. Zeichnen des Spannungskreises im σ - τ -Koordinatensystem, wobei die Hauptspannungen σ_1 und σ_3 auf der σ -Achse liegen.
2. Der Kreischnitt aus der Kugel A liegt auf dem Spannungskreis. Der Radius r_i , der die zu

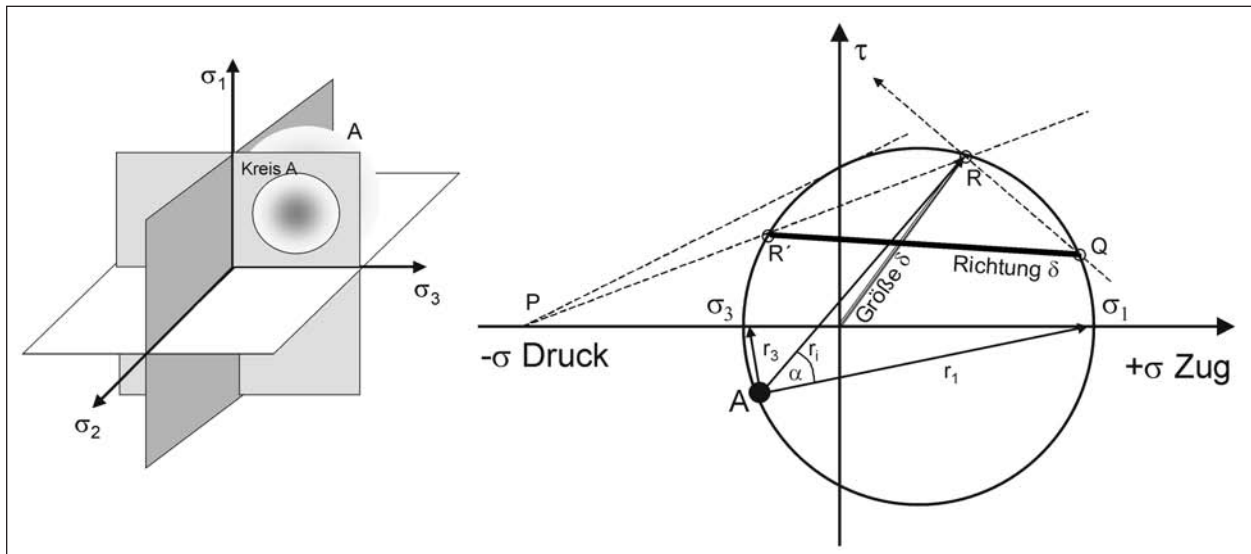


Bild 2.2: Grafische Ermittlung eines Spannungsvektors mit dem MOHR'schen Spannungskreis

betrachtende Fläche i definiert, wird bis zum Schnittpunkt mit dem Spannungskreis R verlängert. Senkrecht dazu liegt die Fläche i und schneidet den Spannungskreis erneut in Punkt Q .

- Die Tangente, die am Schnittpunkt des Spannungskreises mit der τ -Achse anliegt, wird bis zum Schnittpunkt mit der σ -Achse P verbunden.
- Der Schnittpunkt der Gerade $\overline{P'R}$ wird mit R' bezeichnet.
- Die Größe des resultierenden Spannungsvektors wird durch den Abstand von Punkt R zum Koordinatenursprung gebildet. Die Richtung der Gerade $\overline{R'Q}$ entspricht auch der Richtung des Spannungsvektors.

Die Größe der Normal- und Schubspannung kann mit den Gleichungen 2.4 und 2.5 berechnet werden:

$$\sigma_{ri} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos(2\alpha_{ri}) \quad \text{Gl 2.4}$$

$$\tau_{ri} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin(2\alpha_{ri}) \quad \text{Gl 2.5}$$

Im σ - τ -Diagramm lassen sich auch die Spannungen aller Oberflächenelemente der Kugel A darstellen. Dafür werden in den Spannungskreis, der die in der Hauptebene $\sigma_1\sigma_3$ liegenden Flächen beschreibt, die beiden weiteren Spannungskreise (zu $\sigma_1\sigma_2$, und $\sigma_2\sigma_3$) eingetragen. Diese werden vom ersten Spannungskreis vollständig umschlossen,

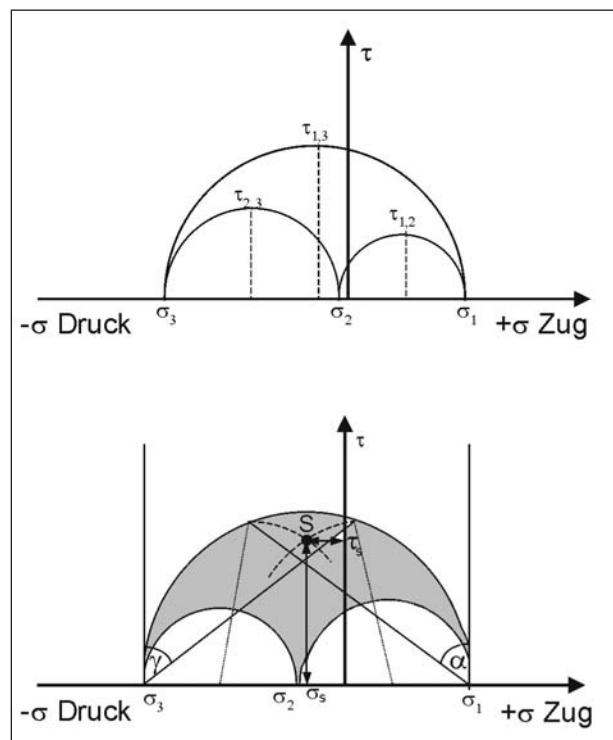


Bild 2.3: MOHR'sche Spannungskreise der drei Hauptebenen

da die Hauptspannung σ_2 zwischen den beiden anderen Hauptspannungen liegt (vgl. Gleichung 2.3). Aus Bild 2.3 wird deutlich, dass die größten und kleinsten auftretenden Normal- und Schubspannungen immer in der Ebene liegen, die durch die Hauptspannungen σ_1 und σ_3 aufgespannt werden.

Wenn die Hauptspannungen, die auf ein Volumenelement wirken, bekannt sind, können die resultierenden Spannungen σ_S , τ_S für jede beliebige

Schnittebene S, die zu den Hauptebenen die Winkel α , β und γ bildet, grafisch mit Hilfe der MOHR'schen Spannungskreise ermittelt werden. Die Winkel α und γ werden von Parallelen der τ -Achse von den Schnittpunkten σ_1 und σ_3 abgetragen. Durch die Schnittpunkte mit dem Spannungskreis $\sigma_1\sigma_3$ werden jeweils Kreise gezogen, die als Mittelpunkte die Zentren der beiden anderen Hauptspannungskreise besitzen. Diese beiden Bögen schneiden sich in dem Punkt S, der die resultierende Normal- und Schubspannung in der Schnittebene S beschreibt.

Alle resultierenden Normal- und Schubspannungen, die sich durch die möglichen Schnittebenen S ergeben, liegen im schraffierten Bereich zwischen den Hauptspannungskreisen (Bild 2.3).

Neben den tatsächlich eintretenden Belastungszuständen unter einer Beanspruchung lassen sich mit Hilfe der MOHR'schen Spannungskreise auch die einaxialen oder biaxialen Grenzzustände beschreiben, die von einem Material gerade noch ertragen werden können, ohne dass es versagt. Werden mehrere Spannungskreise im σ - τ -Diagramm eingezeichnet, die alle einen Spannungszustand beschreiben, der zum Bruch des Materials führt, können Grenzkurven tangential an die Spannungskreise angelegt werden. Werden diese Grenzen von einem Spannungszustand überschritten, tritt ein Bruch ein. Die Berührungspunkte der Spannungskreise mit den Grenzkurven beschreiben die Spannungsebenen, in der der Bruch eintritt.

2.1.2 Vergleichsspannungen

Unterschiedliche Belastungen eines Straßenkörpers resultieren in verschiedenen dreidimensionalen Spannungszuständen, die verschiedene Anstrengungen im Körper hervorrufen. Um verschiedene Spannungszustände miteinander vergleichen zu können, z. B. um diese zusammen in ein Ermüdungsmodell einfließen zu lassen, ist die Berechnung einer Vergleichsspannung σ_v notwendig. Diese eindimensionale Vergleichsspannung versetzt den Körper in denselben Anstrengungszustand wie der betrachtete dreidimensionale Spannungszustand. Die Berechnung der Vergleichsspannungen erfolgt in Abhängigkeit von einer zutreffenden Festigkeitshypothese.

2.1.3 Normalspannungshypothese

Die Normalspannungshypothese basiert auf der Überlegung, dass ein Material eine Zugfestigkeit

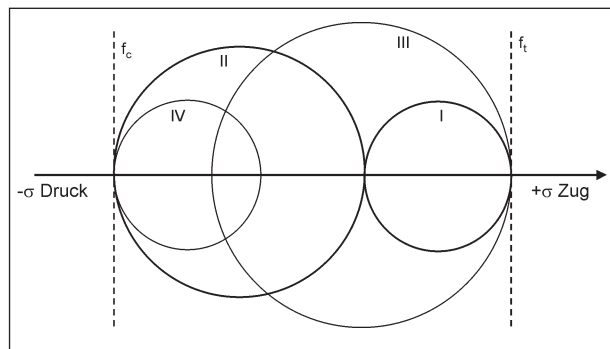


Bild 2.4: MOHR'sche Spannungskreise von Grenzzuständen nach der Normalspannungshypothese

f_t und eine Druckfestigkeit f_c besitzt. Werden diese Festigkeiten bei der Prüfung eines Materials überschritten, so tritt eine Schädigung auf. In Bild 2.4 sind vier Spannungskreise eines Materials dargestellt, die die Festigkeitsgrenzen nach der Normalspannungshypothese erreichen. Die Kreise I und II repräsentieren einaxialen Zug bzw. Druck, während die Kreise III und IV biaxiale Spannungszustände beschreiben, die gerade noch vom Material ertragen werden können. Die Grenzkurven f_t und f_c stellen sich als parallel zur τ -Achse stehende Geraden dar.

Die Normalspannungshypothese lässt sich zufrieden stellend auf spröde Materialien anwenden, die axial auf Zug belastet werden. Die Festlegung einer Druckfestigkeitsgrenze widerspricht jedoch der Beobachtung, dass hydrostatisch belastete Materialien hohe Druckspannungen, welche die einaxiale Druckfestigkeit f_c weit überschreiten, schadlos aushalten. Schubspannungen haben nach dieser Hypothese keinen Einfluss auf das Bruchverhalten eines Materials.

In der Normalspannungshypothese führt eine einaxiale Vergleichsspannung, die der größten Hauptspannung σ_1 entspricht, zum gleichen Anstrengungszustand des Körpers. Daher gilt:

$$\sigma_v = \sigma_1 \quad \text{Gl. 2.6}$$

2.1.4 Schubspannungshypothese

Die Schubspannungshypothese basiert auf der Überlegung, dass ein Material dann versagt, wenn die auftretenden Schubspannungen τ die Schubfestigkeit f_s erreichen. Das Versagen des Materials äußert sich dann in einem Gleiten oder Fließen in der Ebene der höchsten Schubspannung. In Bild 2.5 zeigen sich die Grenzkurven als zur σ -Achse parallele Geraden.

Die Größe der maximal auftretenden Schubspannung beträgt:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \text{Gl 2.7}$$

Damit führt nicht die höchste oder niedrigste Hauptspannung, sondern deren Differenz zum Versagen des Materials. Die Schubspannungshypothese eignet sich demnach zur Beschreibung von Bruchbedingungen für axiale, biaxiale und triaxiale Spannungszustände und kann das Verhalten von zähen Materialien gut beschreiben. Die Schubspannungshypothese scheidet jedoch, wenn ein Spannungszustand angenommen wird, bei dem alle drei Hauptspannung den gleichen Wert annehmen. Im σ - τ -Diagramm kann dieser Zustand als Punkt dargestellt werden, der auf der σ -Achse liegt. Während dieser Zustand auf der Druckseite die Erfahrungen widerspiegelt, müsste ein Material auch sehr großen Zugspannungen standhalten können, was nicht der Realität entspricht. Ein weiterer Widerspruch zur Wirklichkeit liegt darin, dass die MOHR'schen Spannungskreise eines Materials im Grenzzustand unterschiedlich große Durchmesser aufweisen, während die Theorie verlangt, dass alle Spannungskreise, die einen Bruchzustand beschreiben, den gleichen Durchmesser haben müssten. Dies würde auch bedeuten, dass die Druckfestigkeit und die Zugfestigkeit eines Materials gleich groß wären, was den Beobachtungen aus der Praxis widerspricht.

Ein einaxialer Spannungszustand, der in der Schubspannungshypothese die gleiche Anstrengung, also die Schubspannung t_{\max} bewirkt, nimmt einen Wert an von:

$$\sigma_v = 2 \cdot \tau_1 = \sigma_1 - \sigma_3 \quad \text{Gl. 2.8}$$

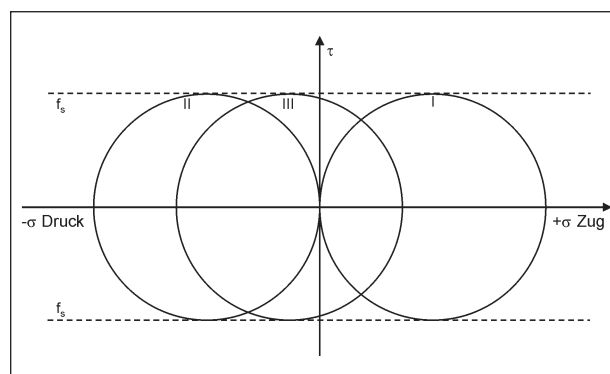


Bild 2.5: MOHR'sche Spannungskreise von Grenzspannungszuständen nach der Schubspannungshypothese

2.1.5 Verbesserte Schubspannungshypothese

Mit einigen Überlegungen verbessert MOHR die Schubspannungshypothese. Er nimmt an, dass die Grenzkurve die σ -Achse im Zugbereich schneidet, und übernimmt somit einen Teil der Hauptspannungshypothese. Hingegen führt ein hydrostatischer Druck nicht zu Schädigungen des Materials, wodurch die Grenzkurve keinen Schnittpunkt mit der σ -Achse im negativen Bereich haben kann. Mit der Begründung, dass die Druckfestigkeit eines Materials in den meisten Fällen größer als die Zugfestigkeit ist, ergibt sich eine Abnahme der Ordinate der Grenzkurve mit Zunahme der Normalspannung. Zusätzlich muss eine Grenzkurve im ansteigenden Druckbereich abflachen, da sich unter allseitigem hohem Druck ein plastisches Fließen einstellt, welches darauf hindeutet, dass das Material auch bei steigenden negativen Normalspannungen nicht immer größere Schubspannungen aufnehmen kann. Bild 2.6 zeigt die Spannungsverhältnisse für ein Oberflächenelement A, das sich im Grenzzustand befindet, sowie eine qualitativ eingezeichnete Grenzkurve.

MOHR beschreibt im Weiteren den Spannungsbereich, der im σ - τ -Diagramm von den beiden Spannungskreisen begrenzt wird, die in einaxialer Belastung die Zugfestigkeit f_t bzw. die Druckfestigkeit f_c berühren, da dieser in den meisten Festigkeitsversuchen untersucht wird. Mit dieser Vereinfachung nimmt MOHR an, dass die Grenzkurven durch die äußeren Tangenten der begrenzenden Spannungskreise gebildet werden (Bild 2.7).

Dadurch bestimmt er die Gleichung für die beiden Geraden f_s , welche die Bruchgrenze darstellen (Gleichung 2.9 und Gleichung 2.10).

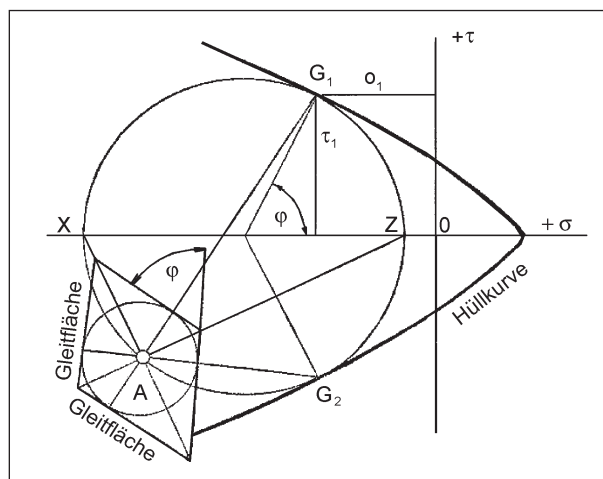


Bild 2.6: Grafische Darstellung des Grenzzustandes [62]

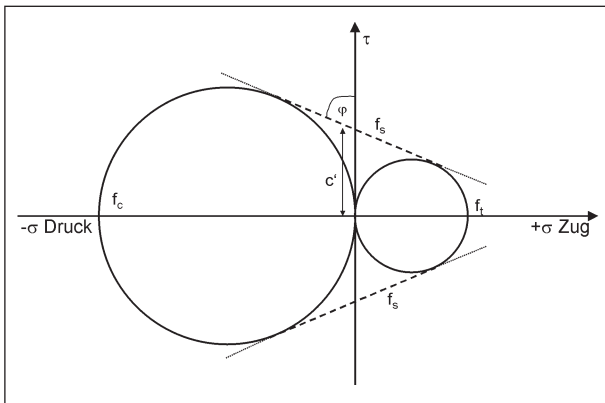


Bild 2.7: Vereinfachte Darstellung der Grenzkurven im Bereich zwischen axialem Druck und axialem Zug

$$\pm f_s(\sigma) = c' - \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{Gl 2.9}$$

$$\pm f_s(\sigma) = \frac{\sqrt{f_t \cdot f_c}}{2} - \sigma \cdot \frac{f_c - f_t}{2 \cdot \sqrt{f_t \cdot f_c}} \quad \text{Gl 2.10}$$

Während die meisten in Versuchen beobachteten Bruchvorgänge sehr gut mit der verbesserten Schubspannungshypothese von MOHR erklärt werden können, müsste nach der Theorie auch eine reine Zugbeanspruchung zu einem Schubbruch führen, was der Praxis widerspricht. Um das bei reinem Zug beobachtete spontane Versagen bei Erreichen der Zugfestigkeit mit der verbesserten Schubspannungshypothese von MOHR in Einklang zu bringen, führte LEON [57] als Grenzkurve eine Parabel ein. Zu deren Beschreibung benutzt LEON das Verhältnis von Druckfestigkeit f_c zu Zugfestigkeit f_t , das er mit dem Kürzel c bezeichnet (Gleichung 2.11).

$$c = \frac{f_c}{f_t} \quad \text{Gl 2.11}$$

LEON stellte fest, dass c Werte ≥ 3 annehmen muss, damit die Anforderung erfüllt ist, dass bei einaxialem Zug das Überschreiten der Zugfestigkeit und nicht eine Überschreitung der Schubfestigkeit des Materials zum Bruch führt. Wenn c Werte < 3 annimmt, liegt der Schnittpunkt der Parabel mit der σ -Achse außerhalb des Spannungskreises für reinen axialen Zug. Da der Berührungspunkt von der Parabel mit dem Spannungskreis nicht auf der σ -Achse liegt, müsste ein Schubbruch auftreten, was Beobachtungen in der Praxis widerspricht. Für $c \geq 3$ berechnet LEON den Parameter p der Hüllparabel nach Gleichung 2.12. Damit ist Gleichung 2.13 die Parabelfunktion der Grenzkurve [57].

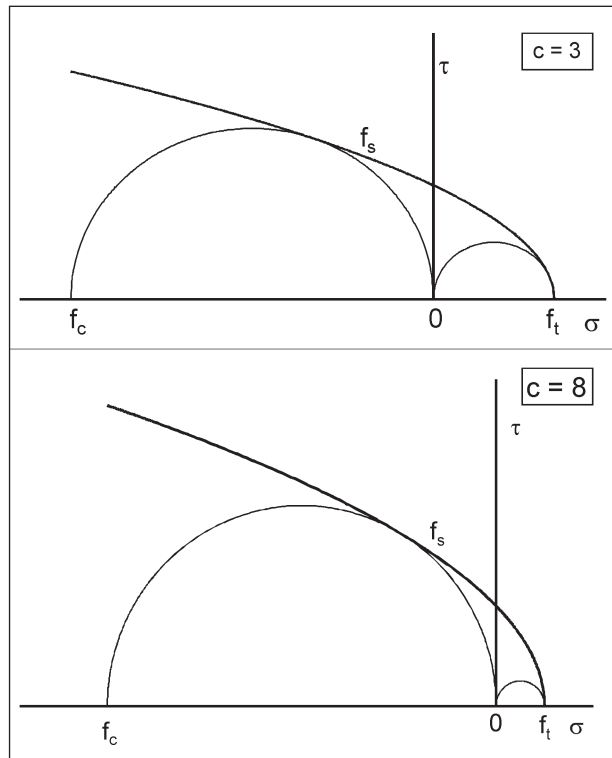


Bild 2.8: Darstellung der Grenzkurven nach LEON für $c = 3$ und $c = 8$

$$p = 0,5 \cdot \left[(c + 2) - 2 \cdot \sqrt{c + 1} \right] \cdot f_t \quad \text{Gl 2.12}$$

$$\beta_s(\sigma) = \sqrt{2 \cdot p \cdot (f_t - \sigma)} \quad \text{Gl 2.13}$$

Bild 2.8 zeigt die Darstellungen der LEON'schen Hüllparabeln für zwei verschiedene Materialien, die ein unterschiedliches Druck-/Zugfestigkeitsverhältnis c besitzen.

Der Spannungskreis, der den Bruchzustand bei einaxialem Zug beschreibt, berührt die Hüllparabel genau im Schnittpunkt mit der σ -Achse. Die Beobachtung, dass ein Trennbruch bei Zugbelastung erfolgt, wird somit auch durch die Modellvorstellung erklärt.

Nach HAGEMANN [49] ergibt sich eine einaxiale Vergleichsspannung mit gleicher Anstrengung nach Gleichung 2.14 und 2.15 in Abhängigkeit des Druck-/Zugfestigkeitsverhältnisses c .

für $1 \leq c \leq 3$:

$$\sigma_v = \frac{c-1}{2 \cdot c} \cdot (\sigma_1 + \sigma_3) \pm \sqrt{\frac{(c-1)^2}{4 \cdot c^2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_3)^2 + \frac{1}{c} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)^2} \quad \text{Gl 2.14}$$

für $3 \leq c \leq 8$:

$$\sigma_v = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2(p_c - 2)} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)^2}{4(p_c - 2)^2} - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{4 \cdot p_c \cdot (p_c - 2)}} \quad \text{Gl 2.15}$$

$$\text{mit } p_c = \frac{(c + 2) - 2 \cdot \sqrt{c + 1}}{2}$$

Um für Asphalt gültige Werte c für das Verhältnis von Druckfestigkeit zu Zugfestigkeit zu ermitteln, führte HAGEMANN Zylinderdruck- und Spaltzugversuche bei verschiedenen Temperaturen durch [49]. HOTHAN [53] überführte die an einem Asphalttragschichtmaterial gewonnenen Versuchsergebnisse in eine Näherungsfunktion, die die Berechnung der Größe c in Abhängigkeit der Temperatur T [°C] bei einem Bestimmtheitsmaß von über 99 % erlaubt (Gleichung 2.16).

$$c = \left(\frac{72,7749 - T}{32,8565} \right)^{1,923} \quad \text{Gl 2.16}$$

2.2 Ermüdungsgesetze

In der Literatur werden verschiedene Ansätze beschrieben, um das Ermüdungsverhalten von Asphalt beschreiben zu können [61, 58].

2.2.1 Potenz-Ansatz

Auf WÖHLER basiert ein Ermüdungsansatz, nach dem die ertragbare Bruchlastwechselzahl N_f abhängig von der Zugdehnung ist:

$$N_f = k_1 \cdot \varepsilon^{-n} \quad \text{Gl. 2.17}$$

mit: ε : Zugdehnung

k_1, n : Materialeinflussfaktoren

Aus diesem Ansatz konnten verschiedene Ermüdungsgesetze gebildet werden. Als Beispiel ist hier ein Ansatz genannt (SHRP 1994) [61]:

$$N_{f,SHRP} = \frac{2,738 \cdot 10^5 \cdot \varepsilon^{0,077} \cdot V_{FB} \cdot \varepsilon^{-3,624}}{(S_m \cdot \sin \delta)^{-2,72}} \quad \text{Gl. 2.18}$$

mit: $V_{FB} = \frac{V_b}{(V_b + V_a)}$ Gehalt der mit Bitumen gefüllten Poren

V_a : Hohlraumgehalt des Asphaltkörpers [Vol.-%]

V_b : Bindemittelgehalt [Vol.-%]

S_m : Steifigkeit [MPa]

δ : Phasenwinkel ($\delta = 174,644 - 17,172 \cdot \ln(S_m)$)

Diese Ansätze gehen davon aus, dass der Exponent n eine konstante Größe ist. Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass n temperatur- und belastungsabhängig ist. So sollte n bei niedrigen Temperaturen und kurzen Belastungszeiten hohe Werte erhalten, um sprödes Materialverhalten zu simulieren. Bei hohen Temperaturen und langsamen Belastungszeiten reagiert das Material flexibler, sodass n durch niedrige Werte beschrieben werden sollte.

RUBACH [79] hat für Asphaltbetone die 9-parametrische Gleichung 2.19 aufgestellt, mit der in axialen Zug-Schwell-Versuchen erreichte Lastwechselzahlen N berechnet werden können. Dabei variierte er Füller- und Bindemittelgehalt (F, B [M.-%]), Bindemittelart, die durch den Erweichungspunkt Ring und Kugel wiedergegeben wird (EP [°C]), die aufgebrauchte Oberspannung σ_o [MPa] und die Temperatur T [°C]. Der zur Anwendung kommende Exponent der Oberspannung hängt selbst exponentiell von der Prüftemperatur ab.

$$N = (a_0 + a_1 \cdot F + a_2 \cdot B) \cdot \sigma_o^{(a_3 \cdot e^{a_4 \cdot T})} \cdot a_5 \cdot (a_6 + T + a_7 \cdot EP)^{a_8} \cdot e^{(a_9 \cdot (a_6 + T + a_7 \cdot EP))} \quad \text{Gl 2.19}$$

Gleichung 2.19 wurde in [6] um einen weiteren, den Einfluss des Hohlraumgehaltes H_{bit} beschreibenden Term erweitert. Da der Füllergehalt F nicht variiert wurde, wurde Gleichung 2.20 zur Auswertung der Ermüdungsversuche verwendet.

$$N = a_0 \cdot (a_1 + a_2 \cdot B) \cdot \sigma_o^{(a_3 \cdot e^{a_4 \cdot T})} \cdot (a_5 + T)^{a_6} \cdot e^{(a_7 \cdot (a_5 + T))} \cdot (H_{bit} - a_8)^{a_9} \quad \text{Gl 2.20}$$

Im Merkblatt bzw. Arbeitspapier über das mechanische Verhalten von Asphalt der FGSV [33, 34] ist ein weiteres Ermüdungsgesetz aufgeführt, das HEUKELOM und KLOMP zugeordnet wird und häufig Anwendung findet. Die in Gleichung 2.21 angegebene Funktion kann durch algebraisches Umformen auch durch ein von der Spannung und der Steifigkeit (E-Modul) abhängendes Potenzgesetz ausgedrückt werden.

$$N = \frac{10^{2,633 \cdot (1 + \lg E)}}{(10 \cdot \sigma)^5} = 4,295 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{E^{2,633}}{\sigma^5} \quad \text{Gl 2.21}$$

2.2.2 Risswachstum

Mit Paris' Gesetz kann auch der Risswachstum nach Auftreten eines ersten Mikrorisses durch Gleichung 2.22 simuliert werden.

$$\frac{dc}{dN} = AK^n \quad \text{Gl 2.22}$$

mit:

A,n: Parameter, die vom Material und Prüfbedingungen abhängen (Temperatur, Frequenz und Wellenform der Belastung)

c: Risslänge

N: Lastwechselzahl

K: Spannungsfaktor

Um das Ermüdungsverhalten vorhersagen zu können, muss zunächst die Ableitung des Risswachstums mit den Parametern A und n berechnet werden. Dann muss dieses Risswachstum auf das Ermüdungsverhalten als die Bildung eines einzelnen „äquivalenten“ Risses übertragen werden. Dabei gehen neben der Probekörpergeometrie die Steifigkeit des Materials in Abhängigkeit von der Belastungsdauer und Temperatur sowie die Zugfestigkeit und der Bruchwiderstand in Abhängigkeit von der Steifigkeit in die Berechnung ein. Um diese Einflussgrößen zu ermitteln, müssen statische, einaxiale Zugversuche durchgeführt werden. Das Zurückrechnen der Bitumensteifigkeit aus der Asphaltmischung mit Hilfe von wenigen Regressionskoeffizienten birgt die Gefahr von Fehlerakkumulation. Daher schlägt MEDANI [61] zur Vorhersage des Ermüdungsverhaltens ein Verfahren vor, das auf wenigen Versuchen, dafür aber auf den Regressionskonstanten zahlreicher Asphaltmischungen basiert.

Bei dem Verfahren von MEDANI [61] wird die WÖHLER-Gleichung verwendet, wobei der Parameter n aus dem Verhältnis zwischen der Asphaltsteifigkeit und der Lastimpulsdauer ermittelt wird. Dafür genügen dynamische 4-Punkt-Biegezugversuche, die mit herkömmlichen Prüfmaschinen durchgeführt werden können. Wird die Steifigkeit in Abhängigkeit von der Lastimpulsdauer logarithmisch skaliert aufgetragen, ergibt sich ein linearer Zusammenhang, beschrieben mit der Steigung m. Daraus lassen sich die Parameter der WÖHLER-

Formel (Gleichung 2.17) k_1 und n wie folgt berechnen:

$$n_{\text{mas}} = \frac{2}{m} = \frac{2}{\frac{d(\log S_m)}{d(\log t)}} \quad \text{Gl 2.23}$$

$$n = \frac{n_{\text{mas}}}{CF} = \frac{n_{\text{mas}}}{0,541 + 0,173 \cdot n_{\text{mas}} - 0,0352 \cdot V_a} \quad \text{Gl 2.24}$$

$$\log k_1 = 6,589 - 3,762 \cdot n + \frac{3209}{S_m} + 2,332 \cdot \log V_b + 0,149 \cdot \frac{V_b}{V_a} + 0,928 \cdot PI - 0,0721 \cdot T_{\text{RuK}} \quad \text{Gl 2.25}$$

mit:

n_{mas} : n aus Asphaltsteifigkeit/Lastimpulsdauer-Diagramm abgeleitet

m: Steigung des log. Asphaltsteifigkeit/Belastungsdauer-Verhältnisses

S_m : Steifigkeit des Asphaltmischguts [MPa]

t: Belastungsdauer

n: Exponent, einzusetzen in der WÖHLER-Formel (Gleichung 2.17)

CF: Korrekturfaktor

V_a : Hohlraumgehalt des Asphaltkörpers [Vol.-%]

V_b : Bindemittelgehalt [Vol.-%]

PI: Penetrations-Index ($PI = f(RuK, Penetration)$)

T_{RuK} : Erweichungspunkt Ring und Kugel

2.2.3 „Braunschweiger Rissmodell“

Für die Prognose der Rissbildung an Straßenbefestigungen aus Asphalt wurde das „Braunschweiger Rissmodell“ entwickelt [4, 39]. Die Ermittlung der in der Straßenbefestigung auftretenden Spannungen erfolgt dabei mit dem Programm BISAR [15]. Dafür werden die benötigten Asphaltsteifigkeiten (oder absolute Elastizitätsmoduln) mit Hilfe dynamischer Biegeversuche ermittelt.

Bei der Spannungsberechnung mit BISAR werden folgende Annahmen getroffen:

- Für jede asphaltgebundene Schicht werden die absoluten Elastizitätsmoduln in Abhängigkeit der stündlichen Temperatur berechnet.
- Der Elastizitätsmodul der Unterlage wird mit 300 MPa als der doppelte Wert des geforderten E_{V2} -Wertes angenommen. Um weiterhin den jahreszeitlichen Einfluss auf die Steifigkeit des Untergrundes zu simulieren, wird der E-Modul in den Monaten Januar und Februar verdoppelt (Frostperiode) und für März halbiert (Auftauperiode).
- Die von Temperatur und Lasteinwirkungszeit abhängige Querdehnzahl wurde auf konstant $\mu = 0,35$ gesetzt.
- Zwischen den gebundenen Schichten wird mit vollkommener Haftung gerechnet, der Übergang zur ungebundenen Unterlage jedoch mit völlig fehlendem Verbund angenommen.
- Die Anzahl der Belastungsimpulse wird aus der stündlichen Verkehrsbelastung, aufgeteilt nach Achslastklassen, ermittelt. Die stündlichen Verkehrsbelastungen werden über automatische Zählstellen sowie die Tages-, Wochen und Jahresganglinien bestimmt.
- Die Verkehrslasten werden unter Vernachlässigung von horizontal wirkenden Kräften als reine Vertikalkräfte anhand sieben verschiedener Lastklassen angesetzt.
- Der Radius der Lasteinwirkungsflächen wird für jede Lastklasse bestimmt. Zwillingsreifen werden dabei als eine einzelne, größere Kreisfläche vereinfacht simuliert.
- Alle Lastimpulse greifen unter Vernachlässigung des tatsächlichen Spurverhaltens an denselben Stellen an.

Die kryogenen Spannungen werden mit konstanten Temperaturgradienten mittels folgender Exponentialfunktion berechnet:

$$\sigma(t) = \sigma_0 \cdot e^{-\frac{t}{t_R}} - E \cdot \beta \cdot \dot{T} \cdot t_R \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{t_R}}\right) \quad [\text{MPa}] \quad \text{Gl 2.26}$$

mit:

$\sigma(T)$: Spannung in Abhängigkeit der Temperatur

σ_0 : Anfangsspannung

t: Zeit [s]

t_R : Relaxationszeit [= $\lambda(T)/E$]

E: Elastizitätsmodul (hier: 15.000 MPa)

b: eindimensionaler Wärmedehnbeiwert (hier: $2,0 \cdot 10^{-5}$ K/h)

\dot{T} : Temperaturgradient [K/h]

$\lambda(T)$: Zugviskosität (abhängig von der Temperatur)

Direkt neben den Fahrspuren können häufig Längsrisse beobachtet werden, die aus der Überlagerung von mechanogenen Radialspannungen $\sigma_{\text{rad.-mech}}$ und kryogenen Zugspannungen σ_{kryogen} verursacht werden [4]. Daraus ergibt sich die biaxiale Vergleichsspannung aus der Überlagerung beider Spannungsanteile:

$$\sigma_V = \frac{\sigma_1}{(1 - \mu)} \quad \text{Gl 2.27}$$

mit: $\sigma_1 = \sigma_{\text{rad.-mech.}} + \sigma_{\text{kryogen}} =$ größte Hauptspannung [MPa]

Die theoretische Nutzungsdauer ergibt sich aus den ertragbaren Lastwechseln:

$$N_{i,j,k} = K_{1,j} \cdot \left(\frac{|E|}{\sigma_{V,i,j,k}} \right)^{K_{2,j}} \quad \text{Gl 2.28}$$

mit:

N: ertragbare Lastwechselzahl [-]

|E|: absoluter Elastizitätsmodul [MPa]

K_1 : temperaturabhängiger Koeffizient [-] (hier: $4,5504 \cdot 10^{-15}$)

K_2 : temperaturabhängiger Exponent [-] (hier: 5,0)

i: Lastgrößenindex

j: Temperaturintervallindex

k: Teilschichtindex

Nach der für den Werkstoff Aluminium von MINER aufgestellten Hypothese akkumulieren sich die Beanspruchungen jeder einzelnen Belastung, bis das theoretische Nutzungsende erreicht ist und Schäden am Asphaltbelag auftreten können. Jede Belastung i erzeugt eine Beanspruchung n_i . Eine Schädigung tritt dann auf, wenn die Summe der einzelnen Schadensanteile die ertragbare Belastung erreicht:

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N} = 1$$

Gl 2.29

Die mechanogene Zugspannung an der Asphaltoberfläche hängt von der Größe der Achslast, der Dicke der Asphaltbefestigung, der temperatur- und materialabhängigen Asphaltsteifigkeit und der Steifigkeit der Unterlage ab. Der geometrische Ort, an dem das Maximum dieser mechanogenen Spannung auftritt, wird dabei hauptsächlich von der Temperatur des Asphaltes und der Unterlagensteifigkeit bestimmt. Er liegt in einem Abstand zwischen 0,6 m und 0,9 m neben der Lasteinleitungsfläche. Durch Abkühlung von +20 °C auf -20 °C verschiebt sich der Ort der maximalen Oberflächenspannung ca. 0,3 m von der Lasteinleitungszone weg. Bei steifen Unterlagen sowie dünneren Asphaltpaketen tritt er näher an den Rollspuren, bei weicheren Unterlagen und dickem Asphaltpaket in größerer Entfernung auf [60].

Zur Validierung des Modells mit in der Praxis beobachteten Rissen an der Oberfläche der Asphaltbefestigung wurden die mit dem Programm BISAR ermittelten oberflächennahen Zugspannungen mit einem Vergrößerungsfaktor korrigiert. Dieser wurde auf einen Wert von 3,9 gesetzt [4].

Mit diesen Annahmen konnten die Schadenssummen der Untersuchungsstrecken berechnet werden. Bei Strecken, die keine Rissbildung an der Fahrbahnoberfläche aufwiesen, erreichten auch die berechneten Schadenssummen den Wert 1 nicht. Bei den Strecken mit Rissbildung erreicht die Kurve der Schadenssumme den Wert 1 in dem Zeitraum, in dem auch der erste Riss beobachtet werden konnte (Bild 2.9).

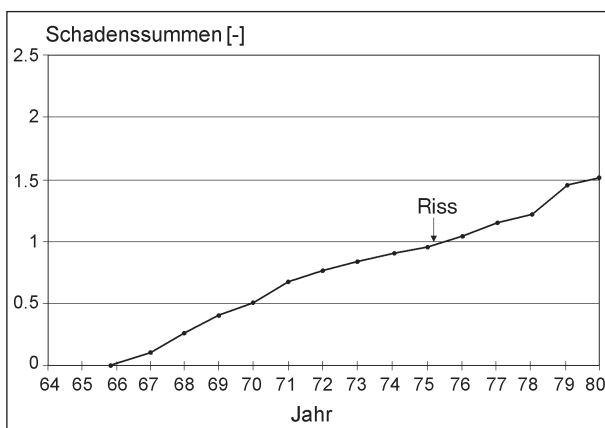


Bild 2.9: Schadenssumme einer Fahrbahnbefestigung und Auftreten des ersten Risses

Um die Vorhersagbarkeit von Rissbildung infolge Ermüdung zu untersuchen, wurde für alle Beobachtungsstrecken die beschriebene Ermüdungsberechnung mit fiktiven Temperaturfolgen durchgeführt. Dabei wurde zum einen eine Folge milder Winter (Tiefsttemperatur -11 °C), zum anderen eine Folge strenger Winter (bis -23 °C) simuliert. Dabei zeigte sich, dass bei strengen Wintern bereits nach wenigen Tagen oder Wochen mit Ermüdungsschäden zu rechnen ist. Daneben erreicht die Schadenssumme nach 20 Jahren mit milden Wintern in Folge gerade einen Wert von 0,2 [39]. Dies zeigt, dass die Ermüdung von Fahrbahnbefestigungen stark von dem nur schwer prognostizierbaren Klima abhängt. Somit ist die Prognose von Ermüdungsrissen sehr problematisch und mit großen Unsicherheiten verbunden.

2.3 Verformungsverhalten von Asphalt

Traditionelle Verfahren zur Bemessung von Straßenbefestigungen basieren überwiegend auf praktischen Erfahrungen und Langzeitbeobachtungen. Sie berücksichtigen verschiedene äußere Einflüsse wie Witterung oder Verkehr. Veränderungen dieser Einflüsse und ihre Auswirkungen auf Verhalten und Verschleiß der Befestigungen werden in der Regel empirisch erfasst. Auswirkungen – wie Erhöhung der Achslast und des Reifeninnendruckes, d. h. der Kontaktspannung zwischen Rad und Asphaltoberfläche, steigendes Verkehrsaufkommen und steigende Kontaktdrücke durch Verringerung der Aufstandsflächen – auf den Grad der Schädigung von Straßenbefestigungen sind mit rein empirisch aufgestellten Ansätzen aber nicht oder nur unbefriedigend zu erfassen.

Numerische Modelle ermöglichen bei Kenntnis der entsprechenden Eingangsgrößen die wirklichkeitsnahe Beschreibung des Tragverhaltens von Straßenbefestigungen. Die Auswirkung unterschiedlicher äußerer Einflüsse oder konstruktiver Parameter kann mit Hilfe der numerischen Modelle ingenieurgerecht und systematisch beurteilt werden.

Zur Analyse des Tragverhaltens von Straßenbefestigungen werden 3D-Modelle gewählt, um die sich stark verändernden Spannungen, beispielsweise in Bereichen mit Spurrinnenbildung, die rheologischen Eigenschaften des Asphaltes und die Eigenschaften granularer Materialien in ungebundenen Tragschichten zu erfassen. Der dreidimensionale Spannungszustand wird mit dreidimensionalen fini-

ten Elementen approximiert, der Halbraum durch Randelemente in das Berechnungsmodell einbezogen. Zur Erfassung der elastischen, viskosen und tertiären Verformungseigenschaften des Asphaltes wird ein neues dreidimensionales viskoplastisches Materialmodell eingeführt. Das spezielle Materialverhalten der ungebundenen Tragschichten wird mit einem weiterentwickelten hypoplastischen Stoffmodell berücksichtigt.

2.4 Rheologisches 3D-Materialmodell für Asphalt

Das rheologische 3D-Materialmodell wird in zwei Schritten entwickelt. Zuerst wird die eindimensionale Formulierung eingeführt, anschließend wird diese mit Hilfe spezieller Fließgesetze und einer Energiehypothese zur dreidimensionalen Form erweitert.

2.4.1 Eindimensionales Materialmodell

Ausgangspunkt ist die für rheologische Modelle übliche additive Verknüpfung der elastischen Dehngeschwindigkeiten mit den viskoelastischen, viskoplastischen und tertiären Kriechdehngeschwindigkeiten. In Bild 2.10 sind die Dehn- bzw. Kriechdehngeschwindigkeiten einer Asphaltprobe dargestellt.

Unter der Voraussetzung kleiner Verformungen gilt

$$\dot{\epsilon}_{ges}(t, \sigma, T) = \dot{\epsilon}_{el}(\sigma, T) + \dot{\epsilon}_{ve}(t, \sigma, T) + \dot{\epsilon}_{vp}(t, \sigma, T) + \dot{\epsilon}_{th}(t, T) \tag{Gl 2.30}$$

Dabei bedeuten:

σ : Spannung

T : Temperatur

$\dot{\epsilon}_{ges}(t, \sigma, T)$ Gesamtdehngeschwindigkeit, abhängig von σ und t

$\dot{\epsilon}_{el}(\sigma, T)$ elastische Dehngeschwindigkeit, HOOKE-Körper

$$\dot{\epsilon}_{el}(\sigma, T) = \frac{\dot{\sigma}}{E_H(\sigma, T)} \tag{Gl 2.31}$$

$\dot{\epsilon}_{vp}(t, \sigma, T)$ viskoplastische Dehngeschwindigkeit, NEWTON-Körper

$$\dot{\epsilon}_{ve}(t, \sigma, T) = \frac{\sigma - E_K(\sigma, T) \cdot \epsilon_{ve}(t, \sigma, T)}{\eta_K(\sigma, T)} \tag{Gl 2.32}$$

$\dot{\epsilon}_{vp}(t, \sigma, T)$ viskoplastische Dehngeschwindigkeit, NEWTON-Körper

$$\dot{\epsilon}_{vp}(t, \sigma, T) = \frac{\sigma}{\eta_K(\sigma, T)} \tag{Gl 2.33}$$

$\dot{\epsilon}_{th}(t, T)$ thermische Dehngeschwindigkeit bei stationärer Temperatureinwirkung

$$\dot{\epsilon}_{th}(t, T) = \dot{T} \cdot \alpha_T \tag{Gl 2.34}$$

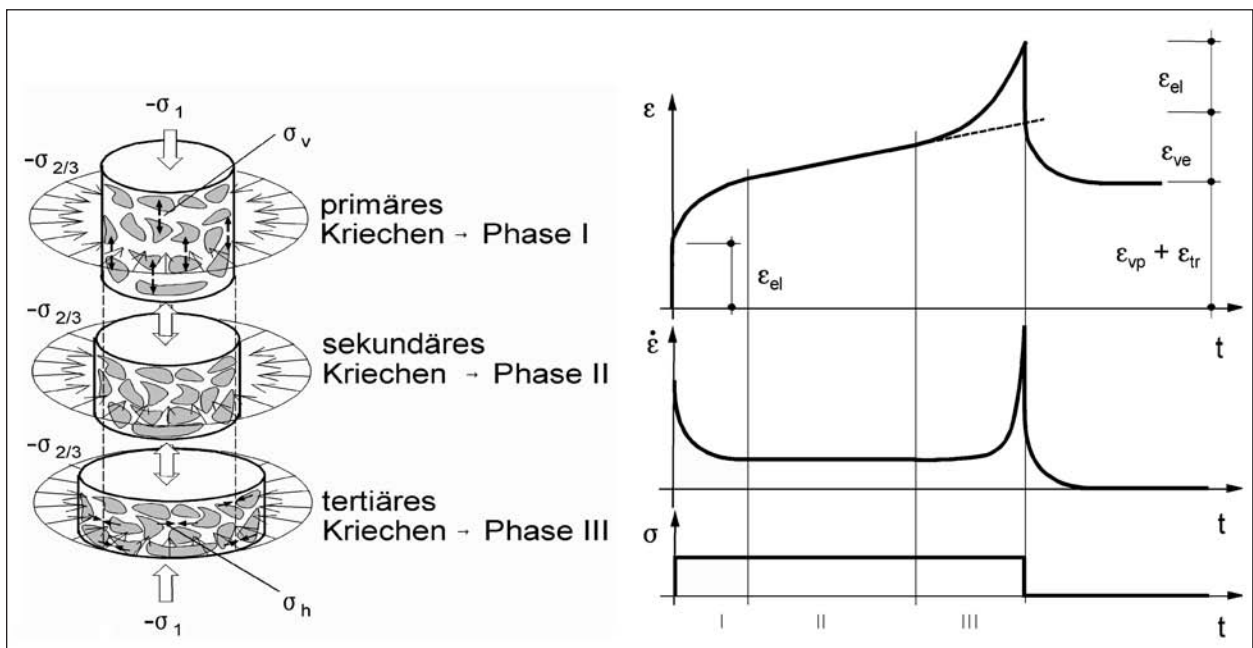


Bild 2.10: Dehnungen und Dehngeschwindigkeiten in Abhängigkeit der drei Kriechzustände für eine Asphaltprobe

In [36] wird ein analog zu Gl. (2.30) aufgebautes Stoffmodell verwendet. Die Werkstoffparameter E_H , E_K , η_K , η_N sind temperatur- und spannungsabhängig. Zu ihrer Approximation können in Abhängigkeit von Versuchsergebnissen geeignete mathematische Funktionen wie Exponential-, Parabel- oder Potenzfunktionen gewählt werden. Die Freiwerte dieser Funktionen müssen aus Versuchen ermittelt werden.

Die weitgehend allgemeine Form von Gl. (2.30) erlaubt die Erfassung von Dehnanteilen von elastischen Verformungen, von primärem Kriechen (KELVIN-Körper) und sekundärem Kriechen (NEWTON-Körper). Zur numerischen Simulation der Schädigung (Damage) des Asphaltes (tertiäre Kriechphase) wird von der Hypothese ausgegangen, dass Schädigung die Folge einer Abnahme von Bindungskräften im Bitumen-Korn-Gefüge ist. Damit ist eine von der Asphaltkörpertemperatur T abhängige Schädigung nur mit dem Auftreten von Zugspannungen innerhalb des Gefüges (intergranulare Zugspannungen) verknüpft.

Die äußere Spannung σ_1 (Bild 2.10) bewirkt eine Verfestigung des Bitumen-Korn-Gefüges in vertikaler Richtung. Mit der Verfestigung des Gefüges tritt eine Reduzierung der Dehngeschwindigkeiten ein (Phase I). Das Verhalten des Materials wird in dieser Phase mit Gl. (2.32) erfasst. Nach der Verfestigung ist die Dehngeschwindigkeit näherungsweise konstant (Phase II) und das Materialverhalten wird mit Gl. (2.33) beschrieben.

Als Folge der Querdehnung des inhomogenen Materials entsteht die intergranulare Zugspannung σ_h . Wird die Spannung σ_h nur teilweise von den äußeren Druckspannungen $\sigma_{2/3}$ überlagert, folgt eine Schädigung des Bitumen-Korn-Gefüges, die Dehngeschwindigkeit wächst dann erneut an (Phase III). Intergranulare Zugspannungen treten auch als Folge äußerer Zugspannungen σ_1 oder $\sigma_{2/3}$ auf. Gl. (2.31) wird hierfür additiv um einen tertiären Dehngeschwindigkeitsanteil erweitert.

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon}_{\text{ges}}(t, \sigma, T) = \\ \dot{\varepsilon}_{\text{el}}(\sigma, T) + \dot{\varepsilon}_{\text{ve}}(t, \sigma, T) + \dot{\varepsilon}_{\text{vp}}(t, \sigma, T) + \dot{\varepsilon}_{\text{th}}(t, T) + \dot{\varepsilon}_{\text{tr}}(t, \sigma, T) \end{aligned} \quad \text{Gl 2.35}$$

$$\begin{aligned} \dot{\varepsilon}_{\text{tr}}(t, \sigma, T) = \text{teritärer Dehnungsanteil} \\ \dot{\varepsilon}_{\text{tr}}(t, \sigma, T) = D_1(\sigma, T) \cdot \dot{\varepsilon}_{\text{tr}}(t, \sigma, T) + D_2(\sigma, T) \cdot \sigma \end{aligned} \quad \text{Gl 2.36}$$

In Bild 2.11 sind die tertiären Dehnungen während eines Lastzyklusses bestehend aus positiver Be-

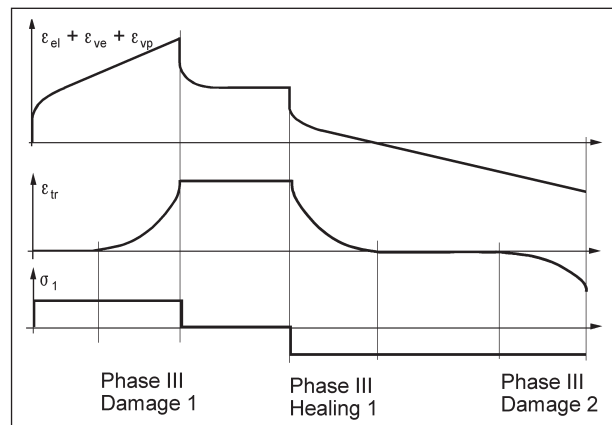


Bild 2.11: Schädigung und Heilung

lastungsphase, lastfreier Phase und negativer Belastungsphase dargestellt. Wurden infolge positiver Spannungen σ_1 positive tertiäre Dehnungen aufgebaut (Damage 1), können diese infolge negativer Spannungen abgebaut werden. Bei hohen Temperaturen verklebt das geschädigte Bitumen-Korn-Gefüge erneut. Die Dehngeschwindigkeit im Material nimmt ab (Healing). Gl. (2.36) muss dann durch Gl. (2.35) ersetzt werden.

$$\dot{\varepsilon}_{\text{tr}}(t, \sigma, T) = -H_1(\sigma, T) \cdot \dot{\varepsilon}_{\text{tr}}(t, \sigma, T) + H_2(\sigma, T) \cdot \sigma \quad \text{Gl 2.37}$$

Infolge der intergranularen Zugspannung σ_h können die Dehngeschwindigkeiten erneut anwachsen und sich neue tertiäre Dehnungen ausbilden (Damage 2).

3 Untersuchungsmethodik

3.1 Prüfmaterial

3.1.1 Herstellung der Versuchsstraße

Zur Probekörperherstellung wurde auf dem Betriebsgelände der Asphalt-Mischanlage ISAR-Asphalt in Aschheim bei München eine Versuchsstraße angelegt. Die Versuchsstrecke wurde auf einer bestehenden Asphaltbefestigung gebaut. Um die Entnahme von Probekörpern zu erleichtern, wurde diese vor dem Einbau mit zwei Lagen Geotextil abgedeckt. Als Oberbaubefestigung wurde eine Asphaltbauweise in Anlehnung an BK III (RSTO 01) mit einer Konstruktionshöhe von 21,5 cm gewählt. Von den in der Richtlinie angegebenen Schichtdicken wurde abgewichen, damit die Höhe des Gesamtpaketes die bei den Versuchen im Spurbildungsgerät maximale Dicke von 22,0 cm nicht überschritten wurde. Weiterhin sind die

	Asphaltart	Bindemittel	Gestein	Schichtdicke
Deckschicht	SMA 0/11 S	50/70	Granit	4,5 cm
Binderschicht	ABi 0/16 S	PmB 45	Granit	5,0 cm
Asphalttrag-schicht	0/22 CS	50/70	Kiessplitt	12,0 cm

Tab. 3.1: Art, verwendetes Bindemittel und Gestein sowie Schichtdicken der im Forschungsvorhaben untersuchten Asphalte

Schichtdicken der Deck- und Binderschicht angepasst worden, damit Dicken von mehr als dem dreifachen des verwendeten Größtkorns erreicht wurden. Aus diesen Anforderungen ergaben sich die in Tabelle 3.1 zusammengestellten Schichtdicken. Ergänzt sind die verwendeten Bindemittel und Gesteine.

Die Eignungsprüfungen der verwendeten Asphaltarten sind in Anlage A1.1 zusammengestellt.

Für den Einbau der Versuchsfläche wurde ein Asphaltflächenfertiger der Firma Josef Vögele AG, Baureihe 6 – 68 eingesetzt. Die Verdichtung erfolgte mit einer Glattmantelwalze BW 164 AD der Firma BOMAG mit einem Betriebsgewicht von 9.278 kg. Die Einbauhöhe wurde mit einem gespannten Fahrdraht vorgegeben. Der Verdichtungsprozess wurde durch die Firma Stratebau Regensburg, Verdichtungskontrollen mit einer Isotopsonde (TROXLER 4640-B „Thin layer density gauge“) durchgeführt. Zur Kontrolle der Schichtdicken wurde vor dem Einbau der Schichten die Höhe der Unterlage und während des Einbaus die der jeweiligen Asphaltoberfläche per Nivellement bestimmt.

Vor Einbau der Binder- und Deckschicht wurde die Oberfläche der Tragschicht bzw. der Binderschicht mit Bitumenemulsion „Haftkleber BIGUMA“ mittels Handgerät vorbehandelt.

Asphaltemischgutproben zur Durchführung von Kontrolluntersuchungen und für die Herstellung von Probekörpern im Labor wurden aus der jeweils zweiten Lkw-Ladung vor dem Beschicken des Fertigers entnommen und in verschlossenen Eimern an die beteiligten Forschungseinrichtungen gesendet. Anlage A1.2 enthält die Ergebnisse der bei der Versuchsstraßenherstellung und in den beteiligten Forschungseinrichtungen durchgeführten Kontrollprüfungen.

Die Versuchsstrecke weist keine unzulässigen Abweichungen von den in den ZTV Asphalt – StB 2001 bzw. den ZTV-T – StB 1995 formulierten Re-

gelwerten auf. Trotzdem unterliegen die Hohlraumgehalte und Schichtdicken der einzelnen Asphalt-schichten verhältnismäßig großen Schwankungen, die Auswirkungen auf die Versuchsergebnisse haben können.

3.1.2 Entnahme der Probekörper

Aus der hergestellten Versuchsstraße wurden die für das Versuchsprogramm benötigten Platten und Bohrkerne entnommen:

7 Platten 1.400 x 1.400 mm²
für die Spurbildungsversuche im Großmaßstab

5 Platten 300 x 400 mm²
für die Versuche im Spurbildungsgerät

44 Bohrkerne Ø 300 mm
zur Herstellung von prismatischen Probekörpern für die einaxialen Zugversuche

138 Bohrkerne Ø 150 mm
für die Spaltzugversuche

56 Bohrkerne Ø 100 mm
für die Triaxialversuche

Bild 3.1 zeigt einen Übersichtsplan der Versuchsstrecke, der die Entnahmestellen der Probekörper aufzeigt. Um möglichst homogene Asphalteeigenschaften zu erreichen, wurden die Probekörper nur aus dem mittleren Bereich der Probestrecke entnommen, wobei ein Vor- und Nachlaufbereich von jeweils über 10 m Länge entstand. In Querrichtung wurde ein Randbereich von mindestens 0,95 m Breite freigehalten, um Einflüsse durch die fehlende Randeinspannung zu vermeiden. Bei der Probekörperentnahme wurde darauf geachtet, dass die einzelnen beteiligten Forschungsinstitute Prüfmaterial erhielten, welches gleichmäßig verteilt aus der gesamten Versuchsstrecke entnommen wurde. Damit die jeweiligen Entnahmepositionen der einzelnen Bohrkerne und Probekörper sowie die Einbaurichtung auch nachträglich noch feststellbar sind, wurden die Positionen zuvor auf der Oberfläche Deckschicht mit einem Farb- und Punktcode markiert (vgl. Bild 3.2).

Bei der Entnahme der Bohrkerne kamen verschiedene Bohrkronen zum Einsatz. Dadurch weist ein großer Teil der Bohrkerne für die Spaltzugversuche, entgegen den geforderten 150 mm, Durchmesser von nur 142 mm auf. Dieser Umstand wurde bei der Durchführung und Auswertung der Spaltzugversuche berücksichtigt, indem zusätzliche Last-einleitungsstreifen hergestellt wurden.

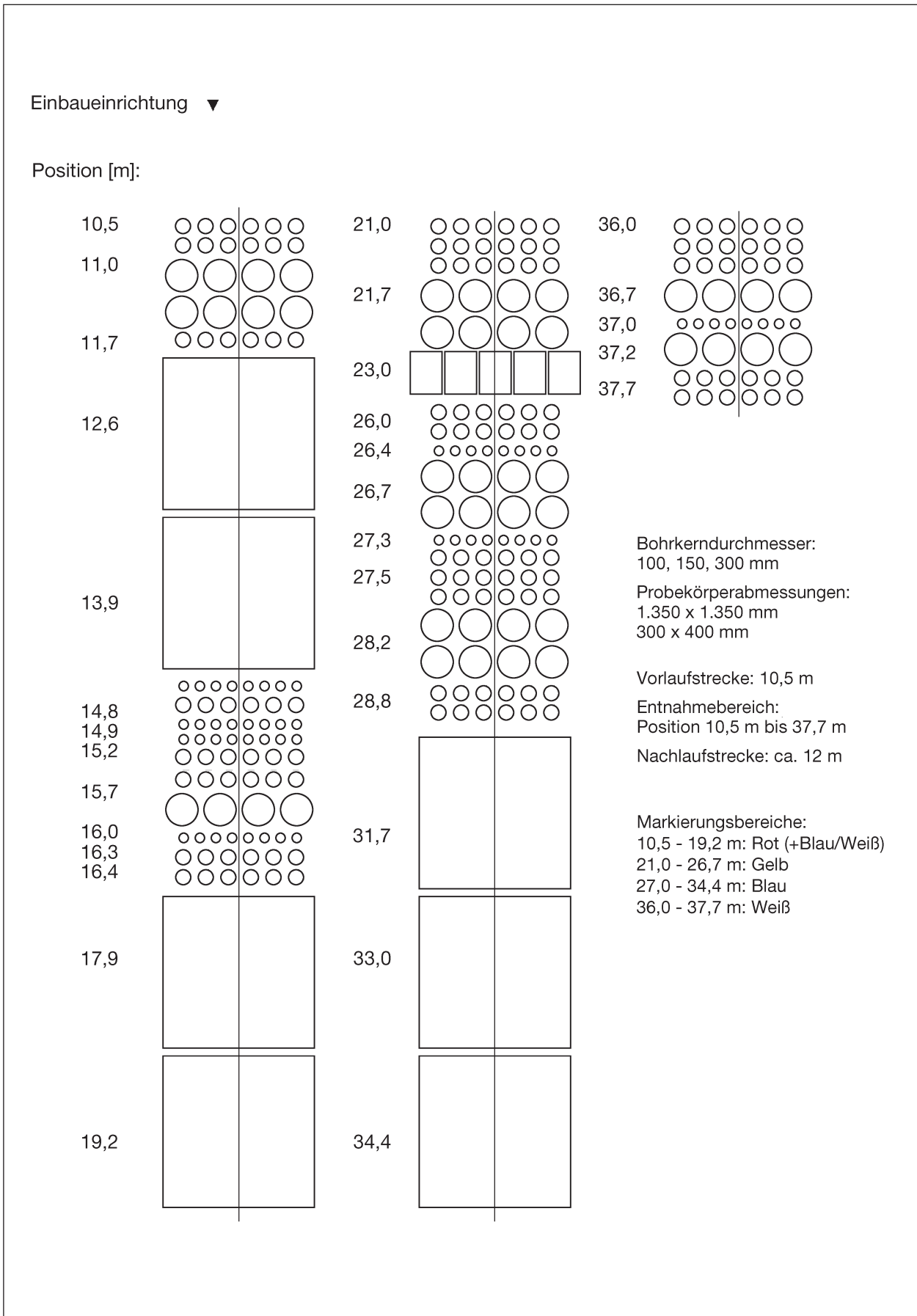


Bild 3.1: Lage der Probekörper auf der Versuchsstrecke

3.1.3 Ergebnisse der Kontrollprüfungen

Die Ergebnisse der in München, Cottbus und Braunschweig durchgeführten Kontrolluntersuchungen sind im Anhang A1.2 zusammengestellt.

Beim Splittmastixasphalt 0/11 S entspricht der Erweichungspunkt Ring und Kugel des extrahierten Bindemittels 50/70 aus dem gelieferten Mischgut bei zwei der Prüfungen nicht den Anforderungen der ZTV Asphalt – StB 01. Der nach ZTV Asphalt – StB 01 zulässige Grenzwert für ein Bitumen 50/70 von 62 °C wird an den im Labor hergestellten Proben um 0,7 bzw. 1,3 °C überschritten.

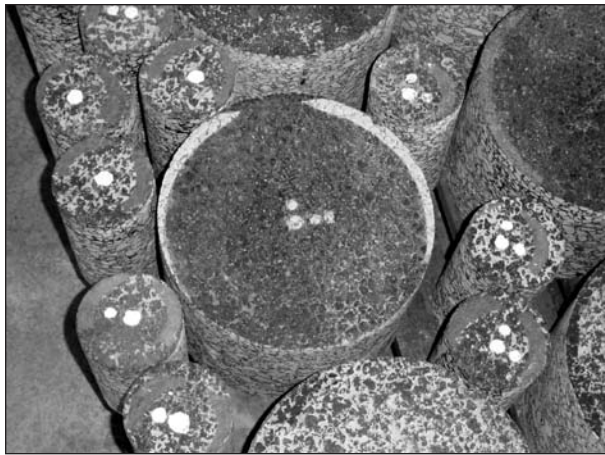


Bild 3.2: Bohrkerne mit Markierungen der Bohrkerne für Braunschweig

Drei der am Asphaltbinder 0/16 S durchgeführten Kontrollprüfungen der im Labor hergestellten Probekörper weisen einen zu hohen Erweichungspunkt Ring und Kugel auf, der den nach ZTV Asphalt geforderten Wert von 71,0 °C um 0,9 bis 8,2 °C überschreitet.

Bei einer Kontrolluntersuchung überschreitet der Erweichungspunkt Ring und Kugel einer im Labor hergestellten Probe den in der ZTV T – StB 95 geforderten Anforderungswert von 62 °C um 2,8 °C.

Die unzulässigen Abweichungen nach ZTV Asphalt – StB 01 bzw. ZTV T – StB 95 sind in den Kontrollprüfungen in der Anlage A1.2 zur Hervorhebung grau unterlegt dargestellt. Bei allen am Asphaltmischgut sowie an aus der Versuchsstraße entnommenen Bohrkernen durchgeführten Kontrollprüfungen werden die Anforderungen erfüllt.

3.1.4 Homogenität des Probenmaterials

Trotz der Kontrolle des Verdichtungsvorgangs und der Schichtdicke während des Asphalteinbaus musste bei der Untersuchung und Einteilung der Probekörper für die Versuche in Braunschweig festgestellt werden, dass sowohl Schichtdicke als auch der Hohlraumgehalt des zu prüfenden Materials große Schwankungen aufwies.

In Bild 3.3 sind die an den in Braunschweig bearbeiteten Bohrkernen gemessenen Schichtdicken

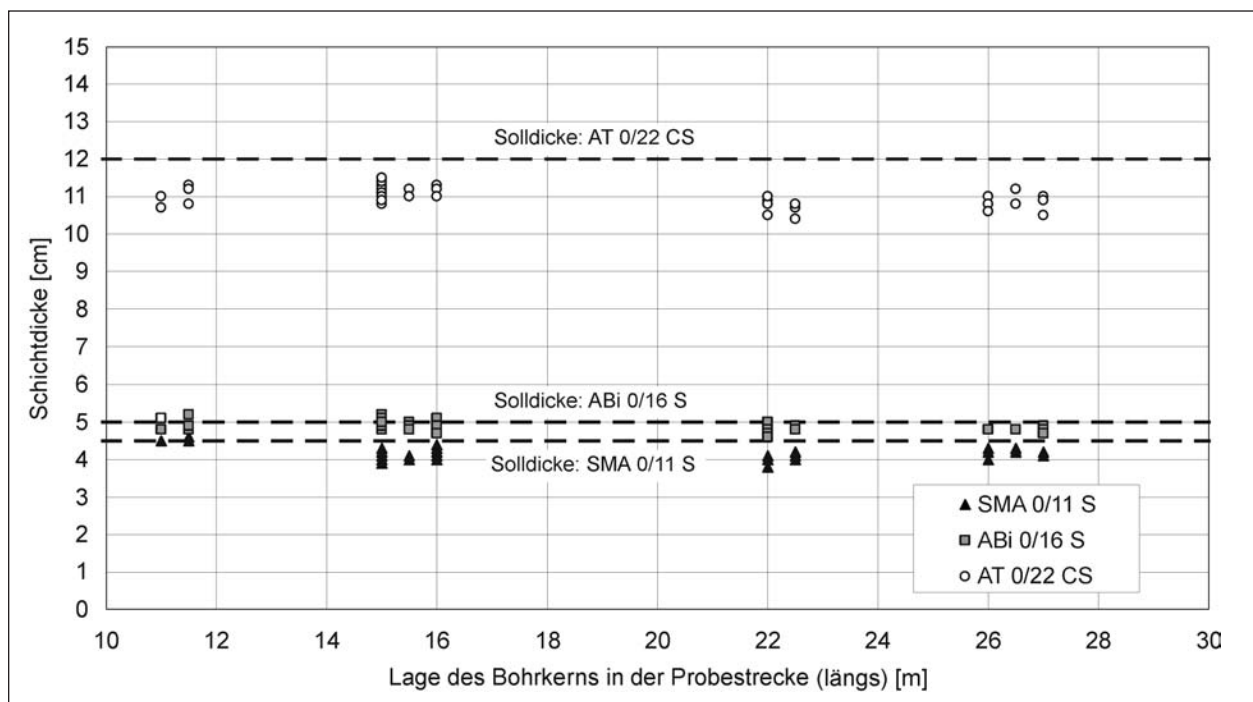


Bild 3.3: Schichtdicken der Bohrkerne mit \varnothing 300 mm und \varnothing 100 mm

dargestellt. Die Lage innerhalb der Versuchsstrecke konnte aus den Markierungen auf den Bohrkernen bestimmt werden. Erkennbar ist, dass eine Vielzahl der Schichten nicht die geforderten Dicken aufweist. Die Schichtdicken von Deck- und Binderschicht nehmen zudem im Streckenverlauf leicht ab.

In Bild 3.4 sind die Verdichtungsgrade der 300-mm-Bohrkerne in Abhängigkeit von ihrer Lage in der Versuchsstrecke eingetragen. Deutlich sind bei allen Schichten die hohen Schwankungen von über 2 % (absolut) zu erkennen. Die Asphalttragschicht erreicht mit Werten zwischen 100 und 103 % die höchsten Verdichtungsgrade.

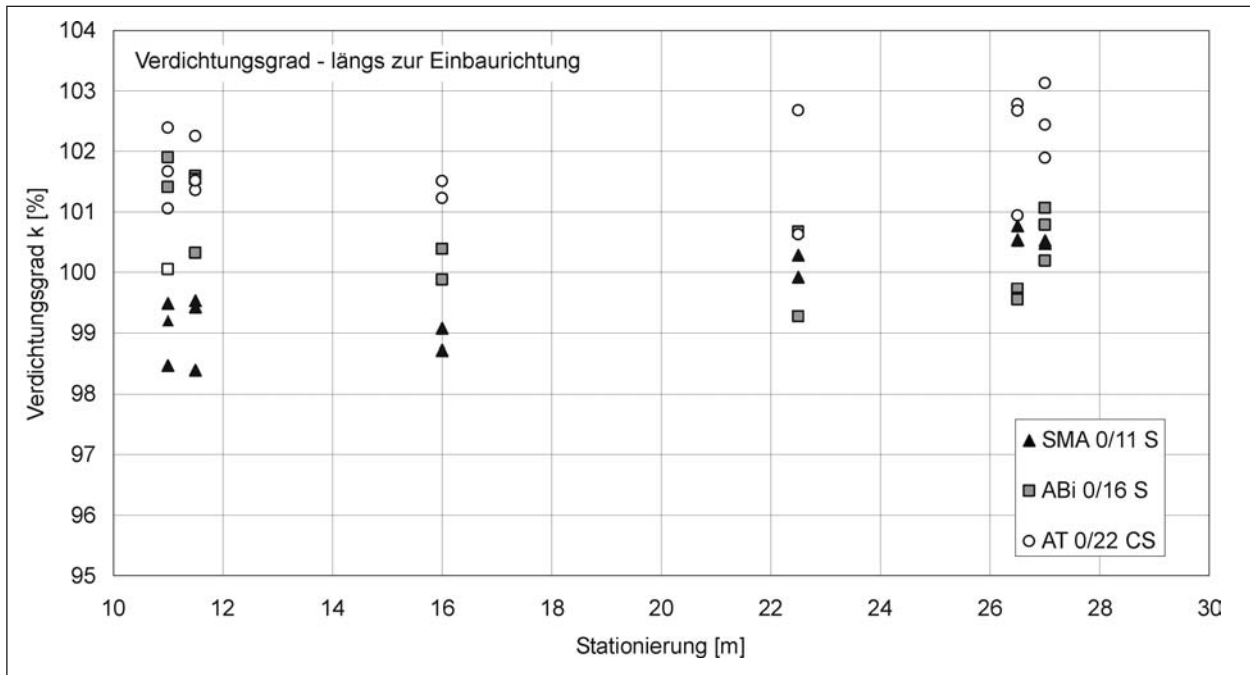


Bild 3.4: Verlauf des Verdichtungsgrades in der Probestrecke (ermittelt aus Probekörper-Raumdichten der Asphaltprismen für die axialen Zugversuche)

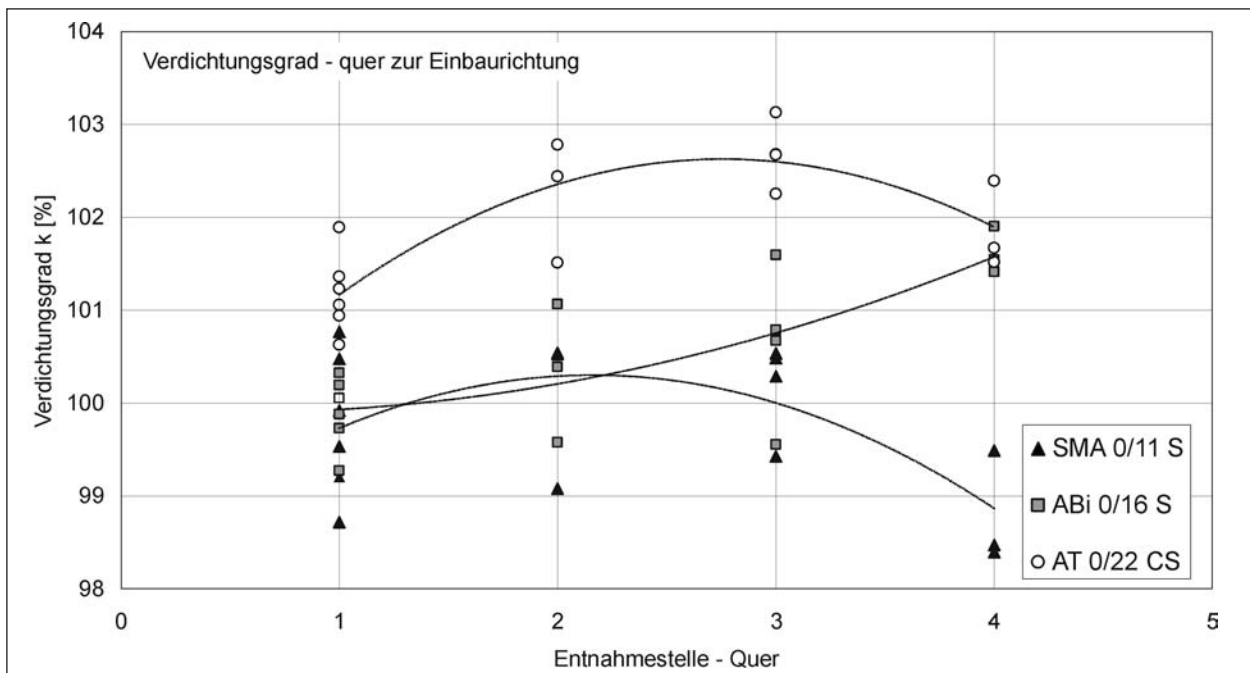


Bild 3.5: Verdichtungsgrade quer zur Einbaurichtung (ermittelt aus Probekörper-Raumdichten der Asphaltprismen für die axialen Zugversuche)

In Bild 3.5 sind die Verdichtungsgrade in Abhängigkeit von der Bohrkernlage quer zur Einbaurichtung dargestellt. Die Verdichtungsgrade nehmen zu den Fahrbahnrändern deutlich ab. Obwohl bereits fast 1,0 m breite Randabschnitte nicht zur Probenahme herangezogen wurden, ist vor allem bei der Deck- und Tragschicht der Einfluss der fehlenden Randeinspannung bei der Walzverdichtung zu erkennen.

Die Auswirkungen der Schwankungen im Verdichtungsgrad können auch den Bildern 3.6 bis 3.8 entnommen werden, in denen die Hohlraumgehalte der aus den 300-mm-Bohrkern gesägten Asphaltprismen für die axialen Zugversuche der Größe nach geordnet dargestellt sind. Beim SMA 0/11 S variieren die Hohlraumgehalte der Probekörper relativ gleichmäßig zwischen 2,1 und 4,8 Vol.-%. Die Hohlraumgehalte der Asphaltbinderprismen neh-

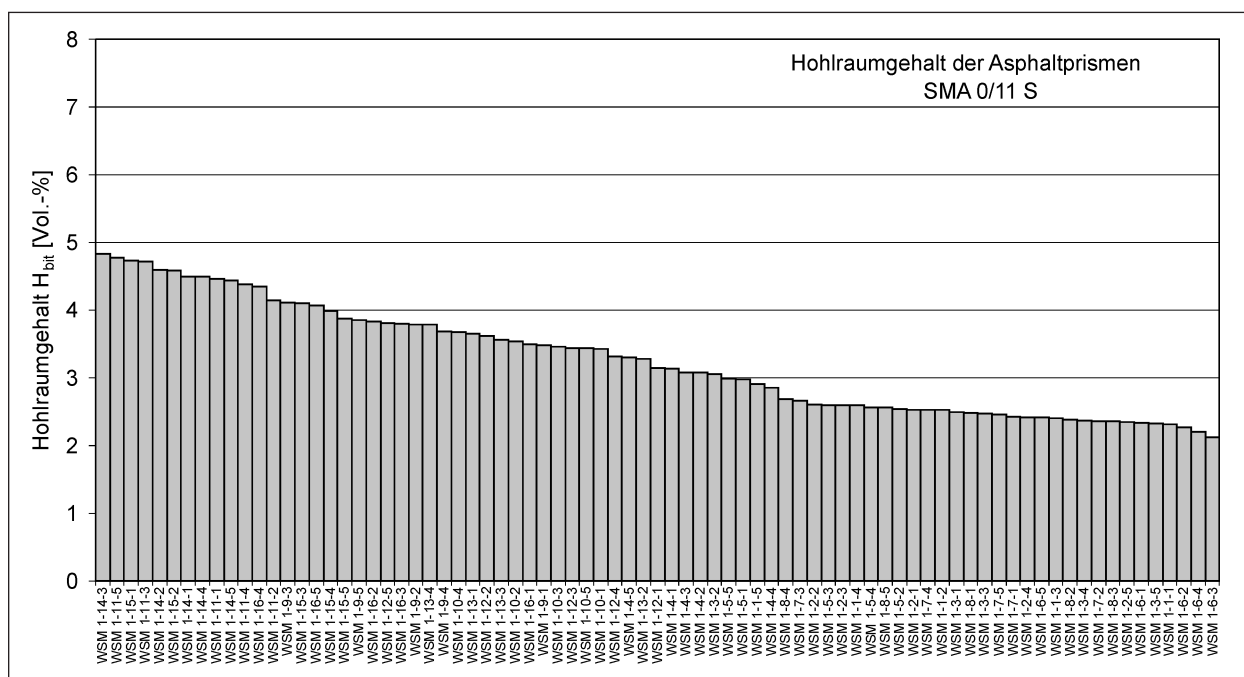


Bild 3.6: Hohlraumgehalte der Deckschichtprismen

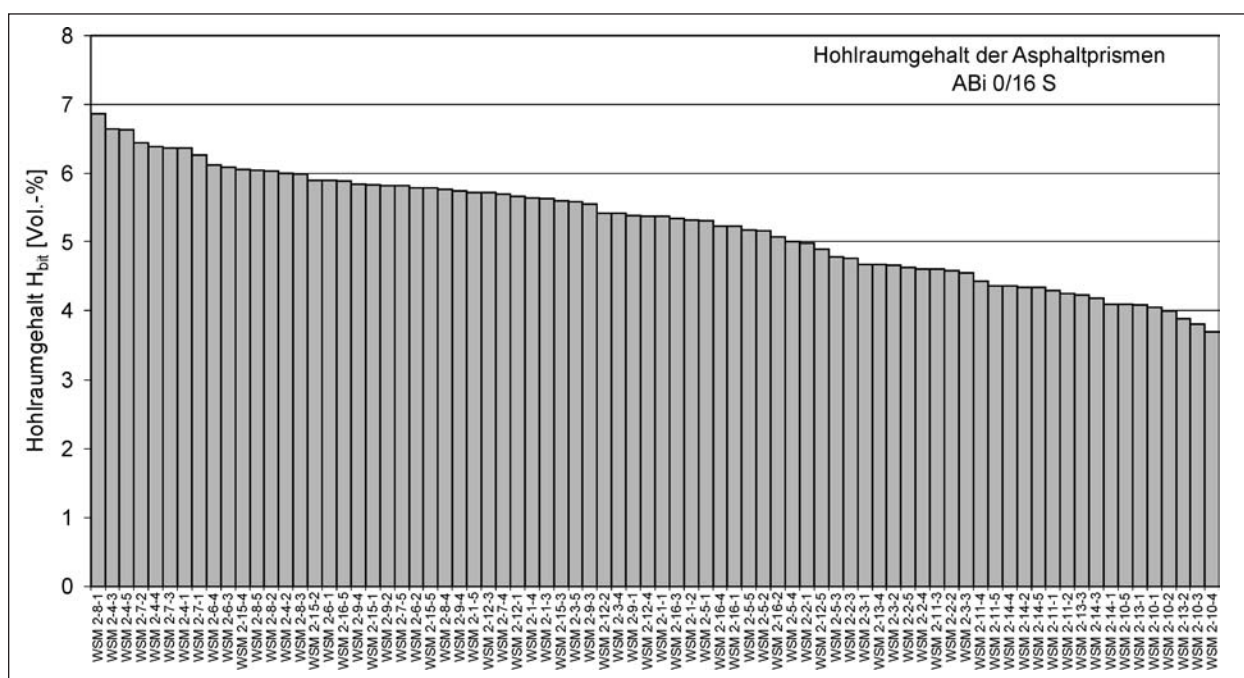


Bild 3.7: Hohlraumgehalte der Binderschichtprismen

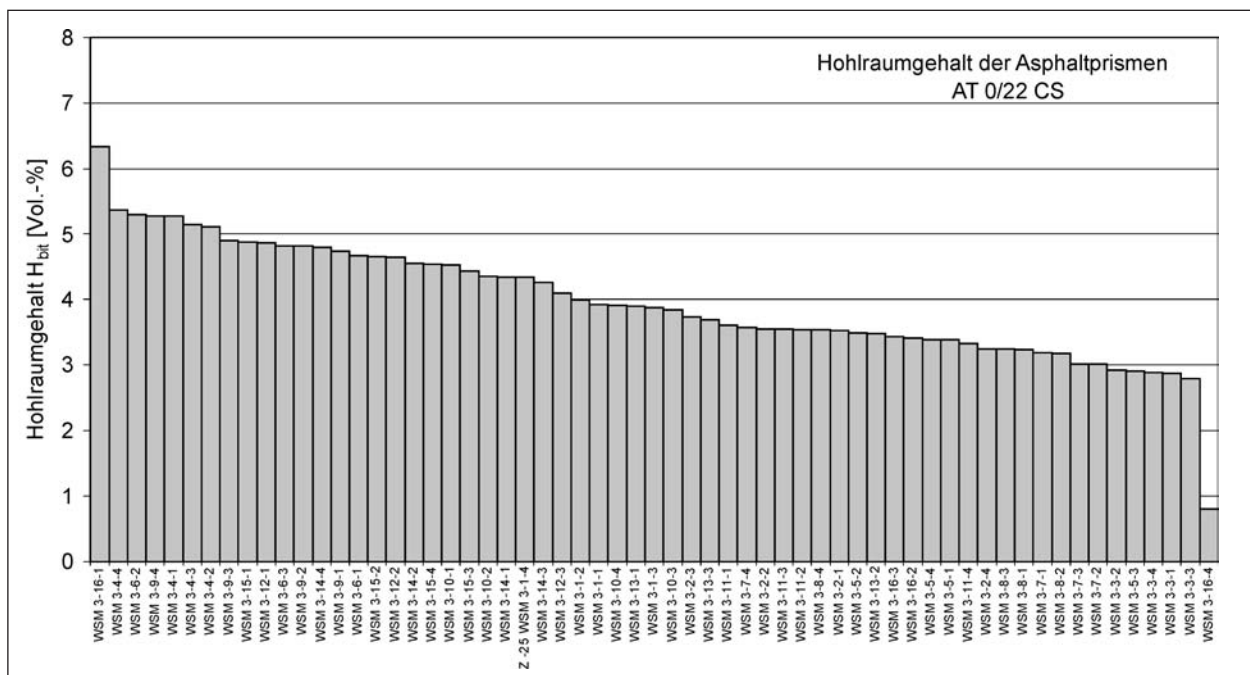


Bild 3.8: Hohlraumgehalte der Tragschichtprismen

men Werte zwischen 3,7 und 6,9 Vol.-% an. Auch hier können keine Ausreißer erfasst werden. Die Hohlraumgehalte der Asphalttragschichten liegen, von zwei ausreißenden Werte abgesehen, zwischen 2,8 und 5,4 Vol.-%.

Die Betrachtung der Hohlraumgehalte ist deshalb von Bedeutung, da diese Materialeigenschaft einen hohen Einfluss auf das Stoffverhalten von Asphalt hat [2]. Die Hohlraumverteilungen zeigen kein Plateau, das für das umfangreiche Prüfungsprogramm ausreichend viele Probekörper mit einheitlichem Hohlraumgehalten aufweisen kann. Daher muss die hohe Variation dieser Eigenschaft bei der Einteilung der Versuche und der Ergebnisauswertung berücksichtigt werden.

Die hier exemplarisch an den Probekörperprismen für die axialen Zug-Schwell-Versuche gezeigten Schwankungen des Hohlraumgehaltes wurden auch an den Bohrkernen für die Spaltzug- und Triaxialversuche festgestellt.

3.1.5 Voruntersuchungen an den extrahierten Bindemitteln

Den Bitumen kommen ganz bestimmte Eigenschaften zu. Soweit diese für die Anwendung von Bedeutung sind, werden sie anhand äußerer Merkmale durch – meist empirische – Prüfverfahren quantitativ erfasst. Merkmale und Prüfverfahren sollen so weit als möglich auf das zu fordernde Verarbeitungs- und Gebrauchsverhalten ausgerichtet

sein. Grundunterscheidungsmerkmale der Bitumensorten ist ihre unterschiedliche „Weichheit“, die Konsistenz. Da diese Konsistenz temperaturabhängig ist, ergeben sich zwei grundsätzliche Alternativen zur Quantifizierung von Konsistenzmerkmalen [67]:

- bei vorgegebener Temperatur, beispielsweise bei 25 °C, die zugehörige Zähigkeit anhand der Eindringtiefe in 1/10 mm mit einer belasteten Nadel innerhalb einer festgelegten Zeitspanne zu bestimmen („Nadelpenetration“),
- für eine vorgegebene Zähigkeit die zugehörige Temperatur zu bestimmen; z. B. als Temperatur, bei der in einem normierten Aufheizprogramm unter Auflast eine bestimmte Verformung erreicht ist (Erweichungspunkt Ring und Kugel).

Bestrebungen, die mechanisch relevanten Eigenschaften durch allgemein gültigere Merkmale, d. h. mit exakt-wissenschaftlichen Methoden beispielsweise der Rheologie, zu beschreiben, haben schon ansatzweise Erfolg gehabt. Sie ermöglichen weiter reichende Erkenntnisse als die empirisch-konventionellen Untersuchungsmethoden [69].

Im Folgenden soll untersucht werden, ob zwischen den Konsistenz-Merkmalen und den rheologischen Kennwerten Zusammenhänge bestehen.

Für die Durchführung der Untersuchungen zur Bestimmung der Konsistenz-Merkmale und der rheologischen Kennwerte wurden die Asphaltdeck-

Kennwert		Mischgutart		
		SMA 0/11 S	ABi 0/16 S	ATS 0/22 CS
Bindemittelgehalt	Gew.-%	6,7	4,5	4,4
Splittgehalt	Gew.-%	74,1	68,8	65,5
Sandgehalt	Gew.-%	15,4	24,2	25,9
Füllergehalt	Gew.-%	10,4	7,0	8,6
Erweichungspunkt Ring und Kugel	°C	58,4	66,2	60,8
Nadelpenetration	1/10 mm	29	22	21

Tab. 3.2: Kompositionelle und mechanische Kennwerte der Asphalttschichten

schichten (ADS), Asphaltbinderschichten (ABS) und Asphalttragschichten (ATS) der Bohrkerns mit den Bezeichnungen 1 bis 3 extrahiert. Die Mischgutzusammensetzung und die Konsistenz-Merkmale sind in Tabelle 3.2 zusammengestellt.

3.1.5.1 Bestimmung rheologischer Kennwerte (TU Darmstadt)

Dynamisches Scher-Rheometer

Die Bestimmung der rheologischen Kennwerte der in den untersuchten Asphaltgemischen verwendeten Bindemittel erfolgt aus Schubwechselversuchen mit dem dynamischen Scher-Rheometer „RheoStress RS 50“. Das RS 50 ist ein Forschungsrheometer zur rheologischen Bestimmung des viskoelastischen Stoffverhaltens von bituminösen Bindemitteln [83]. Die rheologischen Untersuchungen beziehen sich hierbei meist auf einen Temperaturbereich zwischen 5 °C und 85 °C.

Die gesamte Prüfapparatur besteht aus einer Messeinheit, einer Rechneinheit und einem Monitor. Entsprechend der amerikanischen SHRP-Messmethode wird i. d. R. bei der Untersuchung die Messeinrichtung Platte/Platte-Sensor verwendet [83]. Diese Messeinrichtung besteht aus zwei parallel angeordneten Platten, zwischen denen eine zu untersuchende Bindemittelprobe angebracht wird. Der gewünschte axiale Messspalt zwischen der oberen, rotierenden Platte und der unteren, beheizbaren festen Platte lässt sich über die Software und mit einem geregelten Liftmotor bis auf eine Genauigkeit von $\pm 0,001$ mm ansteuern. Über einen Kältethermostat wird die Temperatur der unteren Platte reguliert.

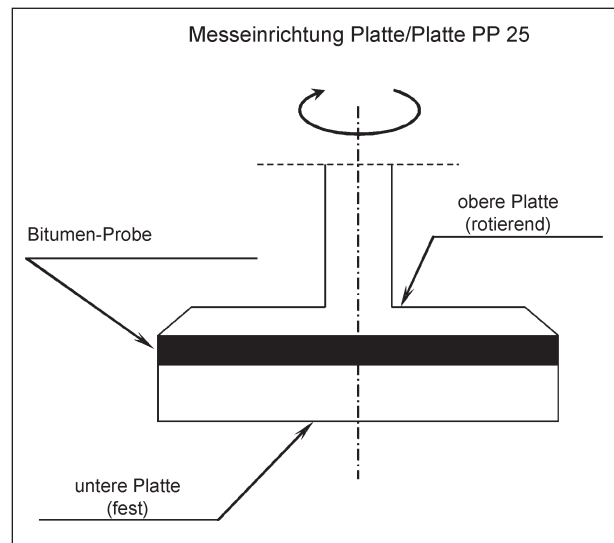


Bild 3.9: Messprinzip des Rheometers „RheoStress RS 50“

Die Rotorachse des Rheometers ist in einem hochempfindlichen Luftlager radial und axial positioniert, sodass die vorgegebene Schubspannung fast reibungsfrei über die rotierende (obere) Platte auf die zu untersuchende Bindemittelprobe übertragen wird. Die dadurch hervorgerufene Probenverformung wird über einen Sensor für eine volle Umdrehung des Rotors bestimmt. Durch die hohe Auflösung des Signalimpulses werden auch sehr geringe Fließgrenzen oder kleinste Verformungen gemessen.

In Bild 3.9 ist das Messprinzip der eingesetzten Prüfapparatur skizziert.

Die Prüftemperatur beträgt bei den vorliegenden Untersuchungen +20 °C. Die Bestimmung der Abhängigkeit der rheologischen Kennwerte von der Frequenz erfolgt mit Schubwechselversuchen mit der Schubamplitude $\tau_0 = 1.000$ Pa als Frequenz-Sweep [83, 45]. Aus den Messwerten werden berechnet:

- absoluter Schubmodul
- Phasenwinkel (Nachlaufwinkel)

Der absolute Schubmodul ist der Betrag des komplexen Schubmoduls und berechnet sich aus folgender Gleichung [83]:

$$|G^*| = \frac{\tau_{\max}}{\gamma_{\max}} \quad \text{Gl 3.1}$$

mit: τ_{\max} = Maximum der Schubspannung

γ_{\max} = Maximum der Scherverformung (Verdrehung)

Zwischen den beiden Maxima tritt aufgrund des viskoelastischen Stoffverhaltens des Bindemittels eine Zeitverschiebung auf. Aus dieser Zeitverschiebung wird der Nachlaufwinkel δ berechnet. Je kleiner dieser Winkel ist, umso elastischer reagiert das Bindemittel. Die Extremwerte lauten [83]:

- $\delta = 0^\circ \text{C}$: elastisches Stoffverhalten
- $\delta = 90^\circ \text{C}$: viskoses Stoffverhalten

Der komplexe Schubmodul besteht aus dem Realteil (elastische Komponente) und aus dem Imaginärteil (viskose Komponente).

Die Untersuchungsergebnisse bezüglich der Abhängigkeit des absoluten Schubmoduls und des Nachlaufwinkels von der Frequenz sind in Tabelle 3.3 zusammengestellt. Die grafische Darstellung enthält Bild 3.10.

Zur Quantifizierung der Frequenzabhängigkeit des absoluten Schubmoduls wurde in [45] der folgende Regressionsansatz verwendet:

$$G^* = a + b * e^{\frac{1}{c} * f} \tag{Gl 3.2}$$

mit: a, b, c = Regressionskoeffizienten

Frequenz Hz	absoluter Schubmodul [Pa] des Bindemittels aus der			Nachlaufwinkel [°] des Bindemittels aus der		
	SMA 0/11 S	ABi 0/16 S	AT 0/22 CS	SMA 0/11 S	ABi 0/16 S	ATS 0/22 CS
1,000	1.959.000	1.045.000	773.600	36,85	42,19	43,30
1,468	2.294.000	1.407.000	986.100	33,05	39,36	40,68
2,154	2.659.000	1.829.000	1.244.000	29,06	35,97	37,80
3,162	3.120.000	2.279.000	1.543.000	25,82	32,48	34,93
4,642	3.569.000	2.680.000	1.866.000	22,15	29,15	31,98
6,813	3.958.000	3.062.000	2.223.000	19,26	26,19	29,23
10,000	4.292.000	3.366.000	2.564.000	15,32	21,78	26,02
14,680	4.525.000	3.593.000	2.853.000	11,56	18,26	21,65
21,930	4.721.000	3.882.000	3.109.000	6,94	12,77	17,09
31,620	4.843.000	4.180.000	3.472.000	1,55	8,33	10,76

Tab. 3.3: Absoluter Schubmodul und Nachlaufwinkel (Prüftemperatur 20 °C)

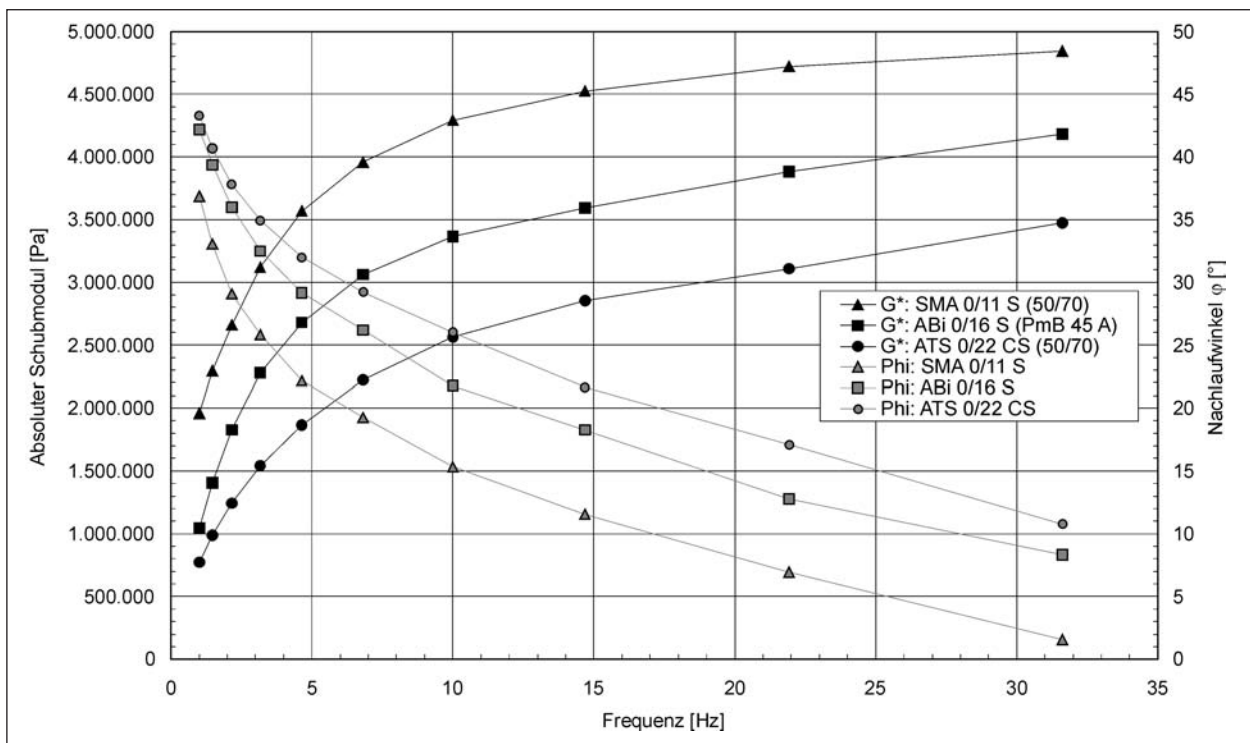


Bild 3.10: Absoluter Schubmodul G^* und Nachlaufwinkel φ in Abhängigkeit von der Frequenz

Glasmodul ($f = \infty$ Hz): $G_g = a$ in Pa

statischer Schubmodul ($f = 0$ Hz):

$G_0 = a + b$ in Pa

Die aus den Messwerten berechneten Werte des Glasmoduls und des statischen Schubmoduls sind in der Tabelle 3.4 aufgeführt.

Der Erweichungspunkt Ring und Kugel und die Nadelpenetration des Bitumens beeinflussen die Steifigkeit, d. h. den absoluten E-Modul, der viskoelastisch-plastischen Baustoffe Bitumen und Asphalt. Zur Berechnung der absoluten E-Moduli dieser Baustoffe aus Kennwerten des Bitumens und der Zusammensetzung des Asphaltes werden bei der individuellen Bemessung von Fahrbahnbefesti-

		Mischgutart		
		SMA 0/11 S	ABi 0/16 S	ATS 0/22 CS
Parameter c	[Hz]	-4,5490	-5,0650	-7,762
Glasmodul G_g	[Pa]	4.744.000	3.963.000	3.383.000
statischer Modul G_0	[Pa]	1.355.000	571.000	513.000
Bestimmtheitsmaß	[%]	99,82	99,27	99,62

Tab. 3.4: Rheologische Kennwerte der aus dem Mischgut rückgewonnenen Bitumen

Frequenz Hz	absoluter E-Modul in MPa des Bindemittels		
	SMA 0/11 S	ABi 0/16 S	ATS 0/22 CS
1,000	23,1	29,3	39,7
1,468	29,1	35,4	47,7
2,154	35,5	41,6	57,1
3,162	42,7	48,7	68,5
4,642	51,3	57,1	83,5
6,813	61,6	66,8	102,0
10,000	75,1	77,1	123,0
14,680	90,7	88,7	146,0
21,930	110,0	102,0	170,0
31,620	128,0	117,0	196,0

Tab. 3.5: Absoluter E-Modul (Prüftemperatur 20 °C)

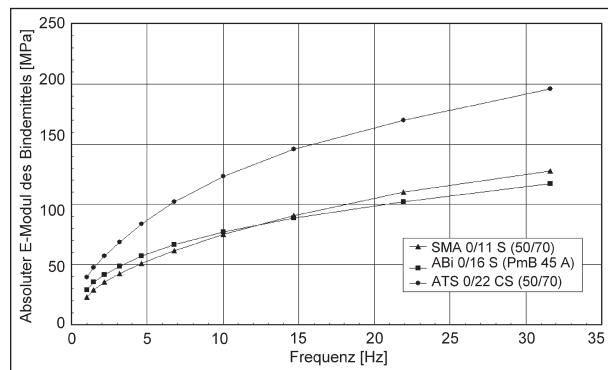


Bild 3.11: Absoluter E-Modul in Abhängigkeit von der Frequenz

gungen zwei Verfahren verwendet, die in [34] beschrieben sind. Zur Berechnung der absoluten E-Moduli der Bitumen wird die „Shell-Methode“ [34, 17] verwendet. Als Eingabedaten werden benötigt:

- der Erweichungspunkt Ring und Kugel EP RuK,
- die Nadelpenetration PEN,
- die Frequenz f ,
- die Temperatur T .

Die „Shell-Methode“ beruht auf den Nomogrammen nach VAN DER POEL [9]. Die Grundlage dieser Nomogramme bilden Untersuchungsergebnisse, die mit Biegeversuchen an Asphaltprobekörpern durchgeführt wurden.

Die Untersuchungsergebnisse bezüglich der Abhängigkeit des absoluten E-Moduls von der Frequenz sind in der Tabelle 3.5 zusammen- und in Bild 3.11 dargestellt.

Zur Quantifizierung der Frequenzabhängigkeit des absoluten E-Moduls wird folgender Regressionsansatz verwendet:

$$E^* = a_0 * e^{a_1 * f} + a_2 \tag{GI 3.3}$$

mit: a_0, a_1, a_2 = Regressionskoeffizienten

Glasmodul ($f = \infty$ Hz): $E_g = a_2$

statischer E-Modul ($f = 0$ Hz): $E_0 = a_0 + a_2$

Die berechneten Werte des Glasmoduls und des statischen E-Moduls sind in Tabelle 3.6 aufgeführt.

Der Zusammenhang zwischen dem absoluten E-Modul und dem absoluten Schubmodul ist in Bild 3.12 dargestellt. Aus diesem Bild ist ersichtlich, dass der Zusammenhang zwischen dem absoluten E-Modul und dem absoluten Schubmodul für die drei Bitumen unterschiedlich ist und somit keine gemeinsame „Masterkurve“ der Form $E^* = f(G^*)$ für die drei Bitumen aufgestellt werden kann. Die drei Bitumen weisen ein unterschiedliches Stoffverhalten auf.

		Mischgutart		
		SMA 0/11 S	ABi 0/16 S	ATS 0/22 CS
Parameter a_1	1/Hz	-0,053323	-0,0617447	-0,061126
Glasmodul E_g	MPa	153	131	223
statischer Modul E_0	MPa	19	28	33

Tab. 3.6: Rheologische Kennwerte der aus dem Mischgut rückgewonnenen Bitumen

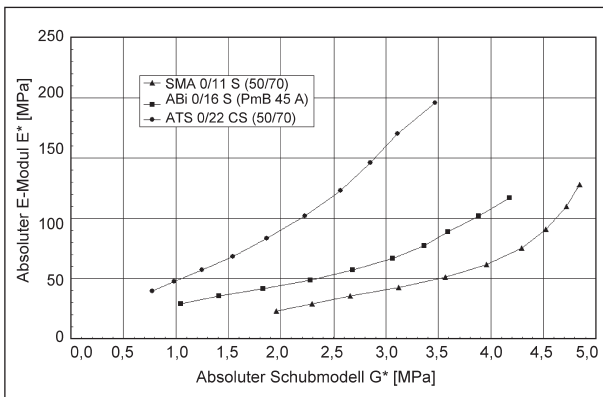


Bild 3.12: Zusammenhang zwischen dem absoluten E-Modul und dem absoluten Schubmodul

3.2 Versuche zur Ansprache des Verformungsverhaltens

3.2.1 Dynamischer Triaxialversuch (TU Braunschweig)

3.2.1.1 Versuchsaufbau

Der Baustoff Asphalt ist innerhalb der Straßenbefestigung einer dreidimensionalen Spannungsbeanspruchung ausgesetzt. Durch Verkehrslast und Eigengewicht werden vertikale Lasten eingebracht, die der Baustoff abtragen muss. Dabei erfolgt die Lastableitung zum überwiegenden Teil vertikal in den Untergrund, wobei sich der Baustoff jedoch durch die Querkontraktion seitlich ausdehnen will. Die Querausdehnung wird innerhalb der Befestigung durch das einspannende umgebende Material behindert, wodurch eine Stützspannung aufgebaut wird.

Am Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig wurde ein Prüfverfahren entwickelt, mit dem das Verformungsverhalten einer Straßenbefestigung aus Asphalt realitätsnah in triaxialen Spannungszuständen untersucht werden kann. Ein zylindrischer Probekörper wird axial mit einer schwellenden Druckbelastung beansprucht. Um die realitätskonforme Reaktion des Asphalts zu simulieren, wird zusätzlich eine schwellende radiale Druckspannung aufgebracht. Diese simuliert die durch die behinderte seitliche Dehnung induzierte Stützspannung. Auf Grund des viskoelastischen Verhaltens des Asphalts tritt der Lastimpuls des radialen Stützdruckes mit einer zeitlichen Verzögerung, die durch den Phasenwinkel φ repräsentiert wird, gegenüber der axialen Belastung auf.

Herzstück der Versuchseinrichtung ist die in Bild 3.13 dargestellte Druckzelle. Zum Einbau des Probekörpers und der oberen Lastplatte kann die Bodenplatte hydraulisch aus der Druckkammer gefahren werden, wodurch ein genaues Zentrieren des Probekörpers und der Lastplatte erleichtert wird. Nach Einfahren des Probekörpers in die Druckzelle wird der mit einem Gelenk versehene Hydraulikstempel auf die obere Lastplatte aufgesetzt. Innerhalb der Druckzelle befindet sich eine Gummimembran, die mit der U-förmig ausgekehlten Zelle oben und unten fest verbunden ist. Nachdem der Probekörper eingebaut wurde, kann der Hohlraum zwischen der Gummimembran und der Druckzellenwand mit Hydrauliköl gefüllt werden, sodass die Membran an den Probekörper angepresst wird.

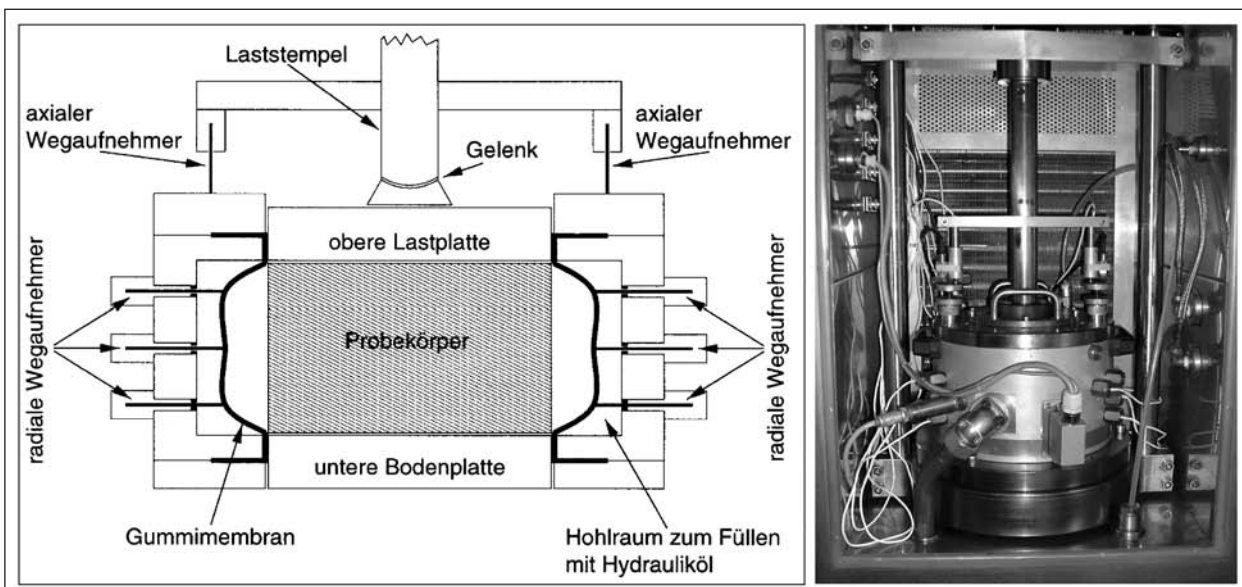


Bild 3.13: Druckzelle des Triaxialversuchs

Die axiale Last wird über den hydraulisch betätigten Laststempel aufgebracht. Durch gezieltes Steuern des Öldrucks in der Druckzelle kann ein über die gesamte Höhe des Probekörpers gleichmäßiger Stützdruck aufgebracht werden.

Die Verformungen werden von induktiven Wegaufnehmern erfasst. Zur Messung der axialen Verformungen ermitteln zwei am Laststempel befestigte Wegaufnehmer den Abstand zur starren Druckzelle. Innerhalb der Druckzelle sind neun Wegaufnehmer eingebaut, die den Abstand der Gummimembran zur Druckzellenwand erfassen. Die radialen Dehnungen werden in drei verschiedenen Höhen gemessen. Die Wegaufnehmer befinden sich in 5 mm, 30 mm und 50 mm Höhe über der unteren Bodenplatte. In jeder Höhe werden die Einzelmessungen der drei jeweils im Winkel von 120° zueinander stehenden Wegaufnehmer automatisch gemittelt und aufgezeichnet [86].

Zur Einstellung der Prüftemperatur ist die Druckzelle in einer Klimakammer installiert. Um eine Temperierung des Probekörpers innerhalb der massiven Druckzelle zu beschleunigen, ist diese zusätzlich mit einer eigenen Temperaturregelung versehen. Zusätzlich wird das Hydrauliköl temperiert, um gleich bleibende radiale Druckspannungen zu erzielen. Dadurch sind Prüfungen bis zu einer minimalen Temperatur von 26 °C möglich.

3.2.1.2 Versuchsdurchführung

Die Triaxialversuche wurden bei den Temperaturen +26 °C, +38 °C und +50 °C durchgeführt. Zur Herstellung der Probekörper wurden aus der Versuchsstrecke entnommene Bohrkern mit einem Durchmesser von 100 mm schichtweise getrennt. Während bei der Prüfung des Asphalttragschichtmaterials zylindrische Probekörper mit einer Höhe von 70 mm verwendet wurden, wurden die Probekörper aus Deck- und Binderschicht in der jeweils vorliegenden Schichtdicke geprüft. Dabei wurden die axialen und radialen Verformungen während der aufgetragenen 150.000 Lastwechsel erfasst. Als axiale Oberlast wurde bei allen Versuchen einheitlich eine Spannung von 0,8 MPa aufgebracht.

Zur Bestimmung der Phasendifferenz zwischen axialer Belastung und aufzubringendem Stützdruck wurden Voruntersuchungen durchgeführt, bei denen die Stützspannung auf ein zur Messung der radialen Verformung notwendigen Minimalwert reduziert wurde. Durch Anschließen eines Oszillos-

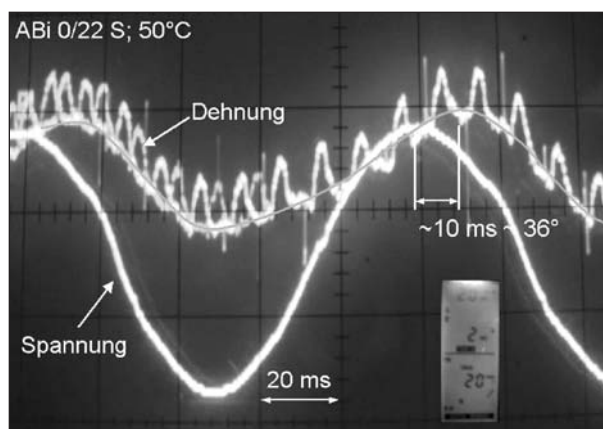


Bild 3.14: Oszilloskopaufnahme der axialen Belastung und der radialen Verformung bei einem Vorversuch mit geringer statischer Radialspannung

kops an die Ausgänge der Messwertnehmer der aufgetragenen Spannung und der resultierenden radialen Dehnung konnte die auftretende Phasendifferenz visualisiert werden. Bild 3.14 zeigt die Verläufe von axialer Spannung und radialer Dehnung während des dynamischen Versuchs an einem Asphaltbinderprobekörper bei 50 °C. Analog zu den Erfahrungen von von der DECKEN [86] zeigt sich, dass sich eine Phasendifferenz von ca. 10 ms einstellt. Dieser Phasenwinkel wurde bei allen folgenden Versuchen mit dynamisch geregelter Radialspannung vorgegeben.

Da keine Erkenntnisse über den in der Praxis auftretenden Spannungszustand innerhalb einer belasteten Straßenbefestigung vorliegen, müssen umfangreiche Voruntersuchungen durchgeführt werden, um einen Stützdruck zu finden, der das tatsächliche Verhalten des Baustoffs widerspiegelt. Dazu wurden dynamische Triaxialversuche an Probekörpern jeder Asphaltsschicht bei jeder untersuchten Temperatur mit verschiedenen Stützdrücken durchgeführt. Die Bilder A2.1-1 bis A2.1-18 in Anlage A2.1 zeigen die axialen und radialen Verformungen der Probekörper während der Triaxialversuche mit variierten Radialspannungen. Es ist zu erkennen, dass kleine Radialspannungen zu großen Verformungen führen, die alle drei Verformungsphasen (vgl. Bild 2.10) durchlaufen, während bei der Prüfung mit höher gewählten Stützdrücken die Schädigungsphase des Probekörpers im tertiären Bereich nicht erreicht wird.

Zur Feststellung von geeigneten Stützdrücken für die Hauptuntersuchungen wurden die axialen und radialen Verformungsraten am Versuchsende betrachtet. Durch Annahme eines linearen Anstiegs der bleibenden Verformungen am Versuchsende

konnten die Dehnungsraten in Abhängigkeit vom Stützdruck ermittelt werden. Bild 3.15 und Bild 3.16 zeigen die Dehnungsrate/Stützdruck-Werte-paare bei 38 °C und 50 °C. Die Abhängigkeit der Dehnungsrate vom Stützdruck kann durch eine Exponentialfunktion (Gl. 3.4) beschrieben werden.

$$\delta \varepsilon_{ax} = A + B \cdot e^{-\frac{\sigma_{rad}}{C}} \quad \text{Gl 3.4}$$

Analog zum Vorgehen beim Forschungsvorhaben „Optimierung Triaxialversuch“ [59] wird der Stützdruck bei den Hauptuntersuchungen verwendet, bei dem die Krümmung der Exponentialfunktion ein

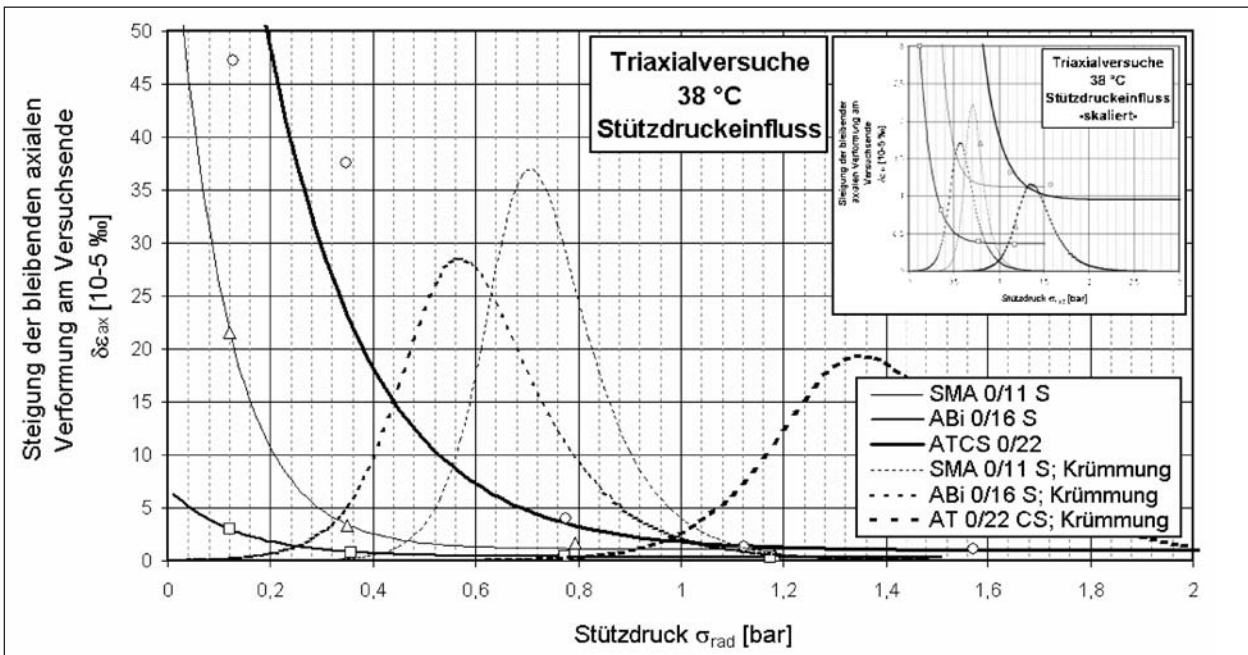


Bild 3.15: Steigung der bleibenden axialen Dehnung am Versuchsende in Abhängigkeit des Stützdruckes sowie Krümmung der Regressionsfunktion bei 38 °C

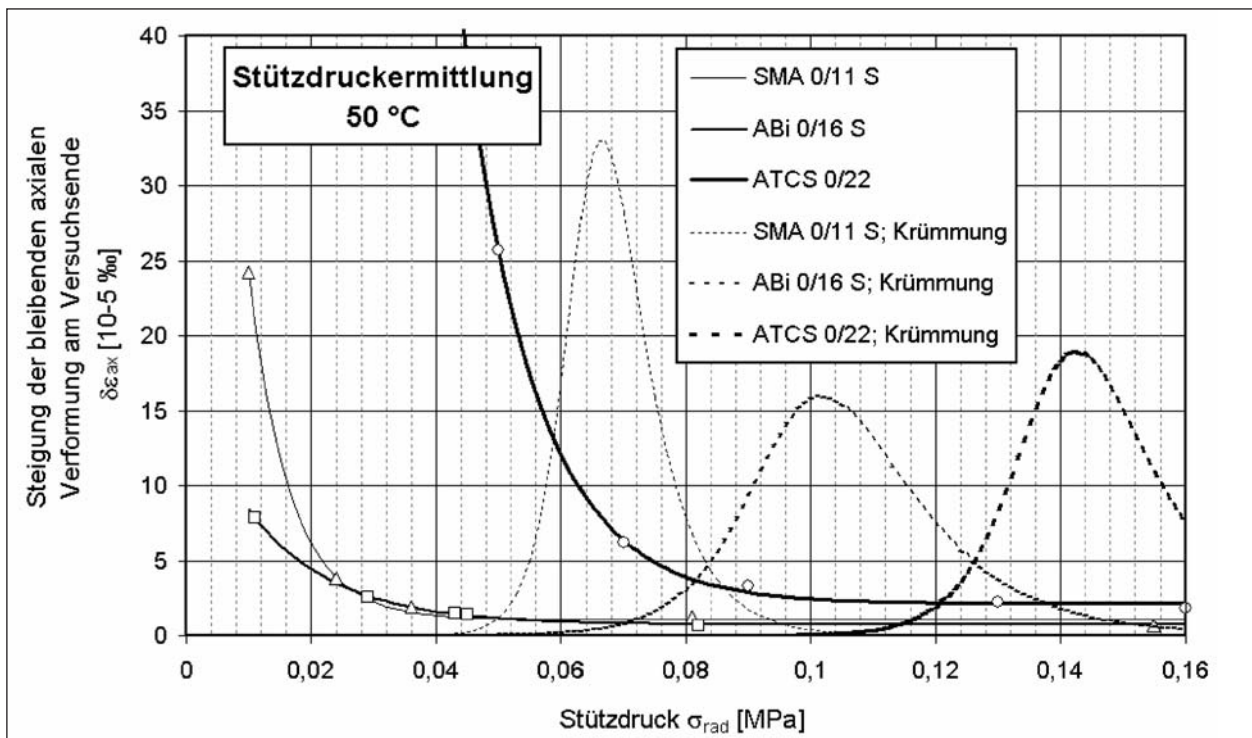


Bild 3.16: Steigung der bleibenden axialen Dehnung am Versuchsende in Abhängigkeit des Stützdruckes sowie Krümmung der Regressionsfunktion bei 50 °C

$$\kappa(f(x)) = \frac{f''}{1+(f')^2} \Rightarrow \kappa(\delta\varepsilon_{ax}(\sigma_{rad}))$$

$$= \frac{\frac{B}{C^2} \cdot e^{-\frac{\sigma_{rad}}{C}}}{\left[1 + \left(-\frac{B}{C} \cdot e^{-\frac{\sigma_{rad}}{C}}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}}$$

Gl 3.5

Maximum erreicht. Die Krümmungsfunktion eines Graphen wird durch Gleichung 3.5 beschrieben.

Die Krümmungsverläufe sind als gestrichelte Linien in Bild 3.15 und 3.16 ergänzt. Die klar hervortretenden Maxima erleichtern die Auswahl des Stützdruckes für die Hauptversuche. Die optisch erscheinende Krümmung eines Graphen ist von der im Diagramm gewählten Achsskalierung abhängig. Abzisse und Ordinate müssen Einheiten gleicher Größenordnung haben, damit die Maxima der berechneten Krümmungsfunktion auch mit den optisch erscheinenden größten Krümmungen zusammenfallen. Deshalb ist in Bild 3.15 ein Diagramm, das den gleichen Inhalt in anderer Skalierung zeigt, ergänzt. Zu erkennen ist, dass durch diese Skalierung einige Messwerte nicht mehr dargestellt werden können. Durch die Skalierung des Stütz-

druckes in MPa in Bild 3.16 nehmen Abzisse und Ordinate sehr unterschiedliche Werte an, sodass die Kurven in den Krümmungsfunktionsmaxima in dieser Darstellung sehr schwach gekrümmt erscheinen.

Da sich aus den Versuchswerten der bleibenden axialen Verformung am Versuchsende bei 26 °C keine guten Korrelationen mit Exponentialfunktionen ergaben, wurde für die Ermittlung der Radialspannung bei den Hauptversuchen die Annahme getroffen, dass bei einer Temperatur von 26 °C in der Realität keine bleibenden radialen Verformungen in der Straßenbefestigung auftreten. Bild 3.17 zeigt die Steigung der radialen Verformungen am Versuchsende in Abhängigkeit vom eingestellten Stützdruck. Die Versuchswerte können gut durch eine Logarithmusfunktion dargestellt werden. Als Stützdruck für die Hauptversuche wurde der Wert gewählt, bei dem die Graphen der Regressionsfunktionen die Abszisse schneiden.

Durch das viskose Verhalten des Hydrauliköls, das zur Übertragung des Stützdruckes genutzt wird, und der darin gelösten Luft weichen die tatsächlich aufgebrachten radialen Spannungen von den eingestellten ab. Dies wurde leider bei der Ermittlung der Radialspannung für die Hauptversuche bei 50 °C sowie bei der Tragschicht bei 38 °C nicht

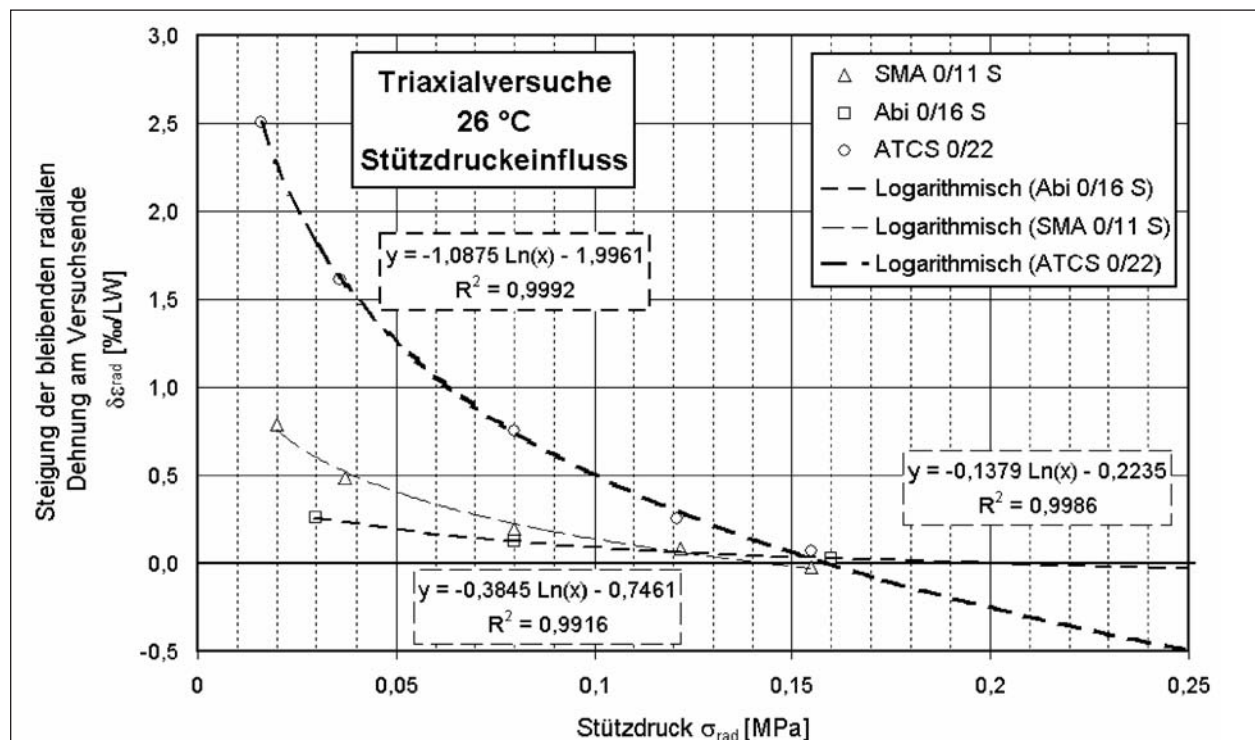


Bild 3.17: Steigung der bleibenden radialen Dehnung am Versuchsende in Abhängigkeit des Stützdruckes sowie Krümmung der Regressionsfunktion bei 26 °C

	Radialspannung σ_{rad} [MPa]		
	26 °C	38 °C	50 °C
SMA 0/11 S	0,14	0,07	ist: 0,05 soll: 0,07
ABi 0/16 S	0,20	0,06	ist: 0,08 soll: 0,10
ATCS 0/22	0,16	ist: 0,11 soll: 0,14	ist: 0,11 soll: 0,14

Tab. 3.7: Radialspannungen für die Hauptversuche

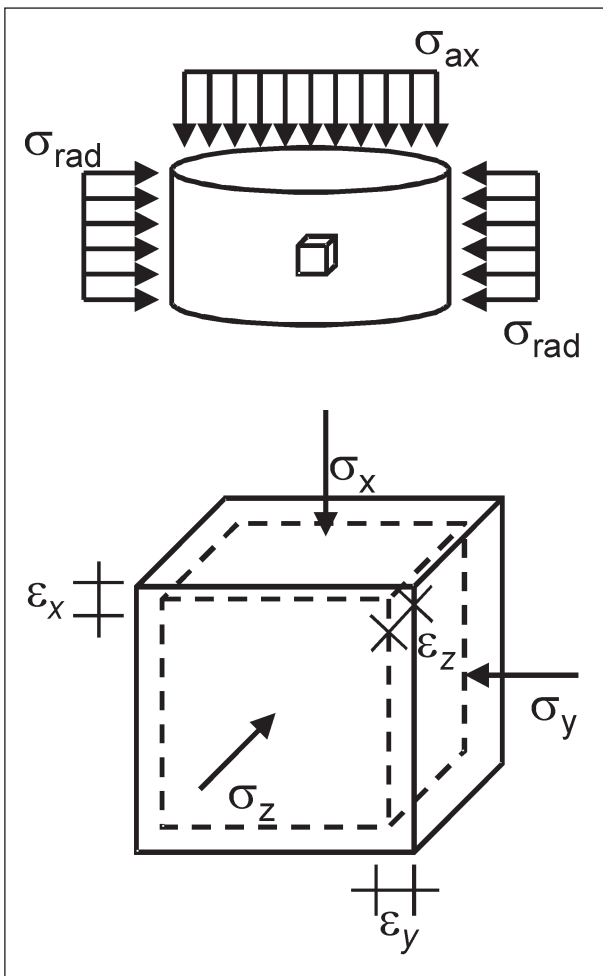


Bild 3.18: Belastung des Probekörpers im Triaxialversuch und resultierende triaxiale Beanspruchung des Materials

		Resultierende Dehnung		
		ϵ_x	ϵ_y	ϵ_z
Angriffende Spannung	σ_x	$\epsilon_{x,x} = \frac{\sigma_x}{E}$	$\epsilon_{y,x} = -\frac{\sigma_x \cdot \mu}{E}$	$\epsilon_{z,x} = -\frac{\sigma_x \cdot \mu}{E}$
	σ_y	$\epsilon_{x,y} = -\frac{\sigma_y \cdot \mu}{E}$	$\epsilon_{y,y} = \frac{\sigma_y}{E}$	$\epsilon_{z,y} = -\frac{\sigma_y \cdot \mu}{E}$
	σ_z	$\epsilon_{x,z} = -\frac{\sigma_z \cdot \mu}{E}$	$\epsilon_{y,z} = -\frac{\sigma_y \cdot \mu}{E}$	$\epsilon_{z,z} = \frac{\sigma_z}{E}$

Tab. 3.8 : Im Triaxialversuch angreifende Spannungen und resultierende Dehnungen

berücksichtigt. Dadurch wurden Stützdrücke verwendet, die um 0,02 MPa bzw. 0,03 MPa unter den angestrebten Werten liegen.

In Tabelle 3.7 sind die für die Hauptversuche ermittelten Radialspannungen aufgelistet.

Unter der Annahme eines isotropen und linearelastischen Materialverhaltens können aus den Ergebnissen der Triaxialversuche die Querdehnzahl μ und der dynamische Elastizitätsmodul E berechnet werden. Die Querdehnzahl beschreibt das negative Verhältnis aus radialer und axialer Dehnung ($\mu = -\epsilon_{rad}/\epsilon_{ax}$). Da beim Triaxialversuch die radialen Dehnungen durch den aufgebrachtten Stützdruck behindert werden, muss der tatsächliche Spannungszustand bei der Berechnung von μ und E berücksichtigt werden (Bild 3.18).

Bei dem dargestellten Beanspruchungszustand bewirkt jede angreifende Spannung eine resultierende Dehnungen gemäß Tabelle 3.8. Dabei werden Zugspannungen und Streckungen als positive Spannung und Dehnung definiert. Druckspannungen und Stauchungen erhalten ein negatives Vorzeichen.

Da $\sigma_{ax} = \sigma_x$ und $\sigma_{rad} = \sigma_y = \sigma_z$, gilt:

$$\epsilon_{ax} = \frac{\sigma_{ax} - 2 \cdot \mu \cdot \sigma_{rad}}{E} \quad \text{und} \quad \epsilon_{rad} = \frac{\sigma_{rad} - \mu \cdot (\sigma_{ax} + \sigma_{rad})}{E}$$

Durch Umformen können Gleichungen 3.6 und 3.7 gebildet werden, mit denen die beiden Unbekannten μ und E aus den aufgebrachtten Spannungen σ_{ax} und σ_{rad} und den gemessenen Dehnungen ϵ_{ax} und ϵ_{rad} zu berechnen sind.

$$E = \frac{\sigma_{ax}^2 + \sigma_{ax} \cdot \sigma_{rad} - 2 \cdot \sigma_{rad}^2}{\epsilon_{ax} \cdot (\sigma_{ax} + \sigma_{rad}) - 2 \cdot \epsilon_{rad} \cdot \sigma_{rad}} \quad \text{Gl 3.6}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{ax} \cdot \epsilon_{rad} - \sigma_{rad} \cdot \epsilon_{ax}}{\sigma_{rad} \cdot (2 \cdot \epsilon_{rad} - \epsilon_{ax}) - \sigma_{ax} \cdot \epsilon_{ax}} \quad \text{Gl 3.7}$$

Diese Gleichungen sind nur dann korrekt anwendbar, wenn das Material spontan auf äußere Beanspruchungen reagiert und diese Reaktion simultan gemessen wird. Bei den durchgeführten Triaxialversuchen wird aber die Radialspannung zeitverschoben (Phasendifferenz) aufgebracht, sodass die Messung der Maxima und Minima der Spannung und Dehnung von Einzelschwingungen zu einem hier nicht weiter definierten Fehler führt.

3.2.2 Spurbildungsversuche (BTU Cottbus)

An der BTU Cottbus wurden sowohl das Verformungsverhalten der in München hergestellten Asphaltbefestigung als auch das der einzelnen Schichten bestimmt und die Verformungsprozesse in der Befestigung durch ergänzende Versuche erfasst.

Zur Ermittlung des Verformungsverhaltens wurden Spurbildungsversuche der Schichtkombination sowie der einzelnen Schichten im Spurbildungsgerät durchgeführt. Im Anschluss erfolgte die Aufnahme der Oberflächenprofile der beanspruchten Probekörper. Zur Erfassung der Verformungsprozesse erfolgte die Bestimmung des Materialtransports mit Hilfe von gestaffelten Spurbildungsversuchen.

Ziel der Versuche im Spurbildungsgerät ist es, die Ergebnisse aus dem Großversuch mit der Spurrinnenprüfmaschine an der TU München (Plattengröße 150 cm x 140 cm) mit denen aus den Versuchen im Spurbildungsgerät (Plattengröße 32 cm x 25 cm) zu vergleichen und die Ergebnisse anhand der Versuche der TU Dresden, der TU Darmstadt und der TU Braunschweig zu interpretieren. Weiterhin sollen die Ergebnisse der Spurbildungsversuche der einzelnen Schichten mit den Ergebnissen der Triaxial- und Spaltzugversuche zur Erstellung eines Stoffmodells verglichen werden.

3.2.2.1 Prüfbedingungen

Die Prüfbedingungen wurden unter Beachtung der Ergebnisse des Forschungsvorhabens „Optimierung der Prüfbedingungen des Spurbildungsversuchs“, FE 07.180 [38], festgelegt.

Prüfmedium:

Als Temperier- und Prüfmedium wurde das Luftbad bestimmt.

Prüftemperatur:

Die Versuche wurden bei einer Temperatur von 50 °C durchgeführt.

Prüfrad:

Bei der Vorbereitung des Forschungsauftrags wurde als Prüfrad das Vollgummirad mit Shore-A-Härte 80 festgelegt.

Die Abmessungen der Prüfräder entsprechen den Forderungen der Technischen Prüfvorschriften für Asphalt im Straßenbau, Teil: Spurbildungsversuch – Bestimmung der Spurrinnentiefe im Wasserbad (TP A-StB, Teil: Spurbildungsversuch). Die Räder

besitzen einen Durchmesser von 203,5 mm (± 1 mm) und eine Breite von 47,0 mm ($\pm 0,02$ mm). Auch die in der TP A-StB, Teil: Spurbildungsversuch, festgelegte Radlast von 700 N wurde eingehalten.

3.2.2.2 Herstellung der Asphaltprobepplatten

Mit dem Walzsegment-Verdichter (Bild 3.19) können wegen der praxissimulierenden Verdichtungs Vorgänge Asphaltprobepplatten mit praxisadäquaten Eigenschaften hergestellt werden [37]. Die Vorbereitung der Verdichtung der Asphaltprobepplatten erfolgte wie folgt:

- Aufheizen des Walzsegments, der Verdichtungsform, des Einlegeblechs und der Luftkammer auf eine Temperatur von $T = 80$ °C,
- Einlegen eines Trennblatts,
- Einfüllen des auf eine Temperatur von 135 °C erwärmten Mischgutes in die Verdichtungsform und Glätten der Oberfläche mittels Spatel,
- Auflegen eines Trennblattes auf die Oberfläche des glatt gestrichenen Asphaltmischgutes,
- Justierung der Verdichtungsform.

Das angewandte Verdichtungsprogramm basiert auf den Ergebnissen der Forschungsarbeit FE 07.162/1992/EGB „Entwicklung und Optimierung eines Labor-Walzverdichtungs-Gerätes zur Herstellung verdichteter Asphaltplatten mit praxisadäquaten mechanischen Eigenschaften“ [5]. Die Vorverdichtung erfolgt hierbei weggeregelt und die Hauptverdichtung kraftgeregelt. In Tabelle 3.9 sind die einzelnen Verdichtungsphasen beschrieben.

Zur Durchführung der Spurbildungsversuche ist als Richtwert für die Abmessungen der Probepplatten in

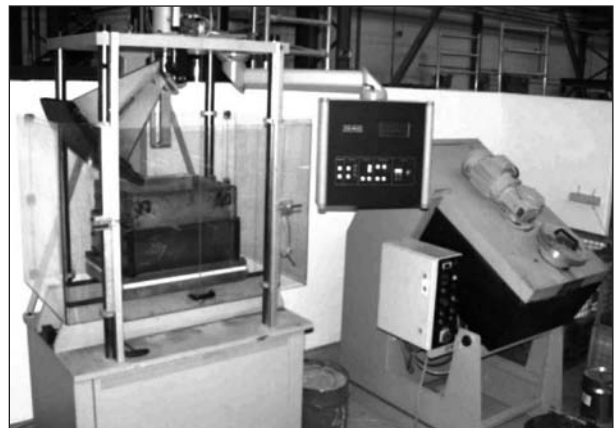


Bild 3.19: Walzsegment-Verdichter und Labormischer

der TP A-StB, Teil: Spurbildungsversuch, 320 mm x 260 mm angegeben.

Im Walzsegment-Verdichter der BTU Cottbus können Probepplatten mit den Abmessungen 500 mm x 400 mm hergestellt werden. Um die Abmessungen der hergestellten Asphaltprobepplatten den Richtwerten der TP A-StB, Teil: Spurbildungsversuch, anzupassen, wurden die Platten in der Mitte geteilt und auf die Abmessungen 320 mm x 250 mm zu rechtgeschnitten. Dadurch konnten aus jeder hergestellten Asphaltplatte zwei Probepplatten gewonnen werden.

Nach dem Abkühlen und Schneiden der Asphaltprobepplatten wurden die Raumdichten in Anlehnung an DIN 1996, Teil 7: „Prüfung von Asphalt, Bestimmung von Rohdichte, Raumdichte, Hohlraumgehalt und Verdichtungsgrad mit dem Tauchwägevorfahren“, an den Zuschneideresten für die linke und rechte Plattenseite festgestellt (Anlage A3.2).

In Tabelle 3.10 sind die ermittelten Durchschnittswerte der Raumdichten der für die Kontrollprüfung hergestellten Marshall-Probekörper und für den Spurbildungsversuch hergestellten Probepplatten sowie deren Differenz angegeben. Aus den Werten ist für die Probepplatten aus Splittmastixasphalt 0/11S und Asphalttragschicht 0/22 CS eine gute

Verdichtungsphasen			Verdichtungsparameter und -beschreibung
1	Vorverdichtung	Vorbelasten	Aufbringen einer Anzahl weggeregelter Walzübergänge mit einer Wegzunahme von 0,5 mm je Übergang, bis eine Höchstlast von 0,1 kN je cm Plattenbreite (4,0 kN/40 cm) erreicht wird.
		Halten	5 Walzübergänge bei unverändertem Weg.
		Entlasten	Aufbringen einer Anzahl weggeregelter Walzübergänge bei Abnahme des Weges um 0,5 mm je Übergang, bis die Last vollständig entfernt worden ist.
4	Hauptverdichtung	Glätten	15 lastgeregelte Walzübergänge bei einer Last von 0,02 kN je cm Plattenbreite (0,8 kN/40 cm).
5		Verdichten	15 lastgeregelte Walzübergänge bis zum Erreichen der Höchstlast von 0,75 kN je cm Plattenbreite (30,0 kN/40 cm), bei einer Laststeigerung von 0,05 kN je cm Plattenbreite (2,0 kN/40 cm) pro Walzübergang.
6		Entlasten	15 lastgeregelte Walzübergänge bei Reduzierung der Last in Stufen von 0,05 kN je cm Plattenbreite (2,0 kN/40 cm), bis die Last vollständig entfernt worden ist.

Tab. 3.9: Verdichtungsphasen des Walzsegment-Verdichters

und für die Probepplatten aus Asphaltbinder 0/16 S eine befriedigende Übereinstimmung der Raumdichten ersichtlich.

Bei der Berechnung des Verdichtungsgrades wird die Raumdichte $\rho_{A,T}$ der Asphaltprobepplatten auf die Raumdichte $\rho'_{A,T}$ der Kontrollprüfungen gemäß Anlage A1.2 bezogen (s. Tabelle 3.10). Laut TP A-StB, Teil: Spurbildungsversuch, ist für die Asphaltprobepplatten ein Verdichtungsgrad von 99 % bis 101 % einzuhalten. Dieser Verdichtungsgrad wurde von allen Asphaltprobepplatten nicht eingehalten (Tabelle 3.11). Die Verdichtungsgrade weichen aber nur leicht von den geforderten Werten ab (Anlage A3.2).

Die Probekörperdicke wird aus der Datenaufzeichnung des Walzsegment-Verdichters ermittelt. In Anlehnung an die TP A-StB Teil: Spurbildungsversuch soll eine maximale Abweichung von 5 mm gegenüber der angestrebten Zielhöhe eingehalten werden. Diese Abweichung wurde bei der Herstellung der Asphaltprobepplatten eingehalten.

Mischgut	Ø – Raumdichte am MPK $\rho'_{A,T}$	Ø – Raumdichte an Probepplatte $\rho_{A,T}$	Ø – Differenz der Raumdichten
-	[g/cm ³]	[g/cm ³]	[g/cm ³]
Splittmastixasphalt 0/11S (Platte 1)	2,308	2,356	+0,048
Splittmastixasphalt 0/11S (Platte 3)	2,308	2,341	+0,033
Asphaltbinder 0/16S (Platte 2)	2,264	2,310	+0,046
Asphaltbinder 0/16S (Platte 3)	2,264	2,335	+0,071
Asphalttragschicht 0/22 CS (Platte 1, 12,0 cm)	2,350	2,320	-0,030
Asphalttragschicht 0/22 CS (7,0 cm)	2,350	2,337	-0,013

Tab. 3.10: Raumdichten der Asphaltprobepplatten gemäß Anlage A3.2

Asphaltprobepplatte	Ø - Verdichtungsgrad k
-	[%]
Splittmastixasphalt 0/11S (Platte 1)	102,0
Splittmastixasphalt 0/11S (Platte 3)	101,4
Asphaltbinder 0/16S (Platte 2)	102,0
Asphaltbinder 0/16S (Platte 3)	103,1
Asphalttragschicht 0/22 CS (Platte 1, 12,0 cm)	98,7
Asphalttragschicht 0/22 CS (7,0 cm)	99,5

Tab. 3.11: Verdichtungsgrade der Asphaltprobepplatten gemäß Anlage A3.2

3.2.2.3 Spurbildungsversuch

Beim Spurbildungsversuch wird die mechanische Beanspruchung der Fahrbahnbefestigung durch die Verkehrslast simuliert. Dabei werden im Spurbildungsgerät (Bild 3.20) zwei Asphaltprobepplatten gleichzeitig durch ein vor- und zurückrollendes Prüfrad wiederholt belastet. Die Probepplatten sind im Spurbildungsgerät starr eingespannt und wer-



Bild 3.20: Spurbildungsgerät

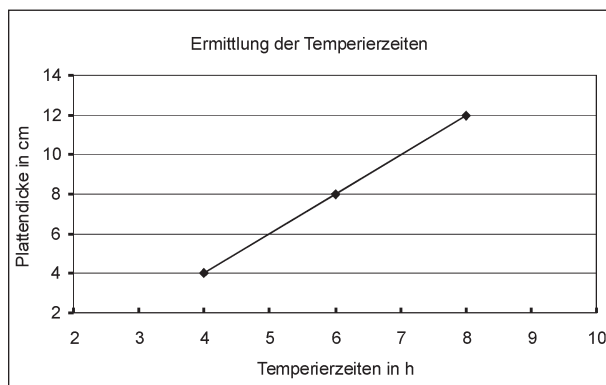


Bild 3.21: Temperierzeiten für verschiedene Plattenstärken bis zum Erreichen von 50 °C im Luftbad

Schichten	Ø – Dicke	Temperierzeit im Luftbad (50 °C)
-	[cm]	[h]
Splittmastixasphalt 0/11 S	4,00	4,0
Asphaltbinder 0/16 S	5,00	5,0
Asphalttragschicht 0/22 CS	12,00	8,0
Asphalttragschicht 0/22 CS	7,00	6,0
Schichtkombination	20,00	8,0

Tab. 3.12: Temperierzeiten für die Asphaltprobepplatten im Luftbad (50 °C)

den vor sowie während des Prüfvorganges im Luftbad auf 50 °C temperiert.

Unter der wiederholten Belastung bildet sich eine Spurrinne aus, deren Tiefe in Abhängigkeit von der Anzahl der Überrollungen als Verformungs-Zeit-Kurve aufgezeichnet wird.

Dazu wird aus den mittleren 100 mm der Rollstrecke (Mittelpunkt ± 50 mm) die Spurrinnentiefe als Mittelwert aus mindestens 25 Einzelwerten ermittelt. Die gesamte Rollstrecke des Rades beträgt 230 mm und wird 53-mal in der Minute zurückgelegt. Der Versuch wird entweder nach 20.000 Überrollungen (vor und zurück = 2 Überrollungen) oder nach Erreichen einer Spurrinnentiefe von 20 mm beendet. Die Spurrinnentiefe wird von einem induktiven Wegaufnehmer gemessen. Erfasst wird dabei die Änderung der Höhenlage der Achse des Belastungsrades [38].

Da in der TP A-StB, Teil: Spurbildungsversuch, nur die Temperierzeiten für Spurbildungsversuche im Wasserbad angegeben sind, wurde die Temperierzeiten für Asphaltprobepplatten im Luftbad in Vorversuchen ermittelt. Dazu wurden mittels eines Temperaturfühlers der Temperaturanstieg in Abhängigkeit von der Zeit für verschiedene Plattenstärken in Plattenmitte ermittelt.

In Bild 3.21 sind die ermittelten Temperierzeiten bis zum Erreichen von 50 °C Probepplattentemperatur im Luftbad für verschiedene Plattenstärken dargestellt.

Aus den ermittelten Temperierzeiten für unterschiedliche Plattenstärken wurden für die Versuche die in Tabelle 3.12 aufgeführten Zeiten festgelegt.

Vor dem Einbau der Asphaltprobepplatten in das Spurbildungsgerät wurde die Oberfläche der Platten mittels eines Oberflächentesters (Laserscanner) aufgenommen, um im Anschluss an die Beanspruchung eine vergleichende Oberflächenmessung der Spurrinne durchführen zu können.

Nach Ablauf der Vortemperierzeit wird der Versuch gestartet.

Vor Beginn der Messwert-Aufzeichnung werden die Proben mit 10 Überrollungen vorbelastet. Anschließend erfolgt die Nullstellung oder Nullmessung, d. h., der Mittelwert des Längsprofils der 10. Überrollung wird auf null gesetzt.

In der Folge werden die Asphaltprobepplatten so lange beansprucht, bis 20.000 Überrollungen er-

folgt sind. Der Computer zeichnet während der gesamten Versuchsdauer die Mittelwerte der Spurrindentiefe mit folgenden Intervallen auf:

- von 0 bis 100 Überrollungen jede 10. Überrollung,
- von 100 bis 1.000 Überrollungen jede 20. Überrollung,
- von 1.000 bis 20.000 Überrollungen jede 100. Überrollung [38].

3.2.2.4 Erfassung des Materialtransports

Zur Erfassung des Materialtransports in den Asphaltprobepplatten während der Beanspruchung beim Spurbildungsversuch wurden gestaffelte Spurbildungsversuche an geteilten Probepplatten durchgeführt.

Zur Durchführung der gestaffelten Spurbildungsversuche sind die Asphaltprobepplatten mit den Abmessungen von 320 mm x 250 mm in der Mitte geteilt worden, sodass sich daraus zwei Probepplatten mit den Abmessungen von 160 mm x 250 mm ergaben. Die Schnittflächen wurden vor dem Einbau im Spurbildungsgerät mittels Scanner festgehalten.

Im Anschluss daran wurden die geteilten Platten mit den zugehörigen Schnittkanten im Spurbildungsgerät starr eingespannt, sodass für die Versuchsdurchführung eine Probekörperfläche in den Abmessungen von 320 mm x 250 mm zur Verfügung stand.

Die Temperierung der Probepplatten erfolgt im Luftbad bei 50 °C.

Die Gesamtbeanspruchung der Probepplatten im Spurbildungsversuch von 20.000 Überrollungen ist in 5 Belastungszyklen von je 4.000 Überrollungen gestaffelt worden. Nach jedem Belastungszyklus wurden die Probepplatten ausgebaut und die Schnittflächen mittels Scanner aufgenommen. Für den Ausbau der Probepplatten, die Aufnahme der Schnittflächen und den Wiedereinbau wurde die Temperierung der Probekörper bei den einzelnen Schichten für ca. 20 Min. und bei den Schichtkombinationen für ca. 30 Min. unterbrochen. Aus diesem Grund wurden die einzelnen Schichten vor einem erneuten Belastungszyklus nochmals für 30 Min. und die Schichtkombination für 60 Min. im Spurbildungsgerät vorgeheizt.

Um den Materialtransport (Kornumlagerungen) während der Beanspruchung im Asphaltprobekör-

per darstellen zu können, wurden die aufgezeichneten Schnittkanten je Belastungszyklus mittels eines Bildbearbeitungsprogramms in einzelnen Schichten überlagert.

3.2.3 Spurbildungsversuch im Großmaßstab (TU München)

3.2.3.1 Prüfeinrichtung

Die Funktionsweise des Prüfstandes beruht im Wesentlichen auf der horizontalen Verschiebung eines Prüfkörpers um 900 mm unter einem stationär angeordneten vertikalen Rad. Der am Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen entwickelte Prüfstand besteht in seiner Grundausstattung aus zwei steuerbaren vertikalen Druckzylindern, welche über eine Achse mit einem mittig angeordneten Rad die Belastung auf den darunter angeordneten, horizontal verschiebbaren Probekörper aufbringt. Sämtliche Bewegungsabläufe werden mit Hilfe von hydraulischen Druckzylindern ausgeführt.

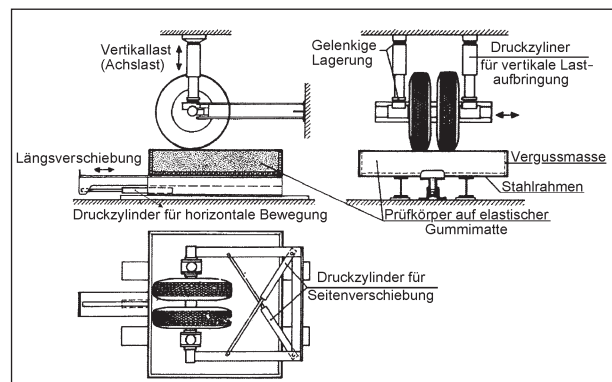


Bild 3.22: Schemazeichnung des Überrollprüfstandes mit zwei vertikalen Lastzylindern und Zwillingenbereifung

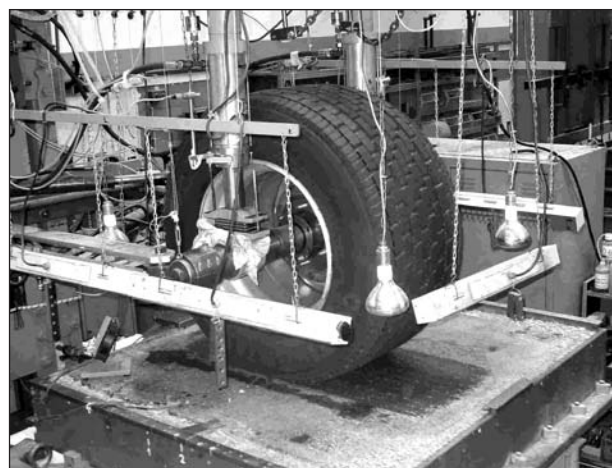


Bild 3.23: Überrollprüfstand mit dem Einzelbreitreifen 495/45 R 22,5

3.2.3.2 Probekörperabmessungen und Bettung

Aus der Versuchsstrecke wurden 7 Probekörper für Spurrinnenversuche gewonnen. Entsprechend den weiteren Probekörpern (Bohrkerne und kleine Platten) waren auch die Spurrinnenkörper über die Versuchsstrecke gleichmäßig verteilt angeordnet (vgl. Bild 3.1).

Für die in die Auswertung aufgenommenen Versuche wurden folgende Probekörper in den Versuchen verwendet:

- V 1.A bis 1.C Prüfkörper 5 von Position 32 m
- V 2.A bis 2.C Prüfkörper 4 von Position 19 m
- V 3.A bis 3.C Prüfkörper 3 von Position 18 m

Mit den Abmessungen von 140 cm x 140 cm (± 1 cm) der für die Spurrinnenversuche verwendeten Probekörper wurde die im Versuchsstand maximal mögliche Einbaugröße gewählt.

Der Asphalt-Versuchskörper ist im Überrollprüfstand auf einer gelochten Gummimatte ($E_{V2} = 120 \text{ N/mm}^2$) gelagert. Auf der Gummimatte vollflächig aufliegend wird der Versuchskörper in einem verwindungssteifen Stahlrahmen durch allseitige Schüttung aus vollbruchflächigem Splitt in seiner Position fixiert. Der Rahmen dient gleichzeitig als Referenzhöhe zur Messung der Deformationsentwicklung im Versuch.

3.2.3.3 Versuchsparameter; Abbildung der realen Situation; Einschränkungen

Im Überrollprüfstand am Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen der TU München können großmaßstäbliche Spurrinnenversuche (Maßstab 1:1) durchgeführt werden, in welchen das Deformationsverhalten der gesamten Asphaltbefestigung infolge eines klar definierten und auf Basis realer Straßenbeanspruchung festgelegten Versuchsparameters untersucht wird. Die Nachstellung der realen Situation unterliegt jedoch gewissen Einschränkungen:

- niedrige Rollgeschwindigkeit,
- konstante Lastpausen,
- enge Spurbindung,
- definierte Radlast-/Fülldruck-Kombination anstelle eines Lastkollektivs,

- keine Radlastschwankungen aus Wanken oder Kurvenfahrt und
- definierter Temperaturgradient anstelle Temperaturganglinie.

3.2.3.4 Rollgeschwindigkeit

Die Überrollung mit definierter Radlast wird im Überrollprüfstand durch Längsverschiebung des Probekörpers unter der starren Radachse bewerkstelligt. Bewegungen (Verschiebungen) und die Aufbringung der Radlast werden mit Hydraulikzylindern erzeugt. So ist die Wegstrecke der Längsverschiebung durch die Länge der Verschiebeeinrichtung (Zylinder) auf 900 mm begrenzt. Auf dieser Strecke soll eine konstante Rollgeschwindigkeit vorliegen. Eine Beschleunigung bzw. Verzögerung der Längsverschiebung in den Umkehrpunkten ist angesichts des kurzen Rollwegs nicht möglich, der Probekörper stoppt an den Umkehrpunkten abrupt. Somit ist die Rollgeschwindigkeit begrenzt, da eine zu große plötzliche Geschwindigkeitsänderung des Probekörpers in den Umkehrpunkten der Längsverschiebung aufgrund der Masseträgheit zwangsläufig eine zerstörende Wirkung auf die Prüfeinrichtung hätte. Es wurde eine Rollgeschwindigkeit von 0,45 m/s gewählt, entsprechend einer Überrolldauer von 2 Sekunden.

Mit der Beanspruchung der Probekörper durch Überrollung bei niedriger Geschwindigkeit wurde die für bleibende Deformationen maßgebende Beanspruchung untersucht.

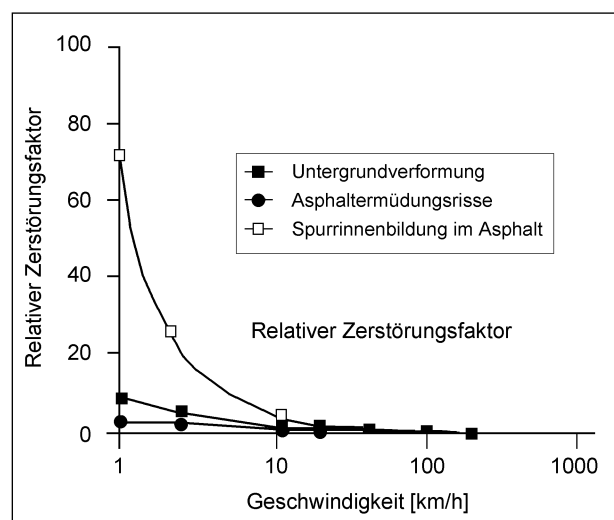


Bild 3.24: Einfluss der Rollgeschwindigkeit auf die Spurrinnenbildung [25]

3.2.3.5 Lastpausen

Entsprechend den Bedingungen auf der Straße wurde die Radlast in nur einer Überroll-Richtung aufgebracht. Beim Zurückrollen wirkte lediglich das Eigengewicht aus Reifen und Achse. In den Umkehrpunkten der Längsverschiebung musste für den Be- bzw. Entlastungsvorgang des Reifens ein Zeitfenster von 1,5 sec. eingeführt werden, währenddessen der Öldruck im Hydraulikzylinder auf- bzw. abgebaut wird. Mit der Überrollgeschwindigkeit von 0,45 m/s und einem Rollweg von 90 cm ergibt sich für eine Messachse quer zur Rollrichtung eine Lastpause von 7 Sekunden zwischen zwei identischen Belastungssituationen. In Bild 3.25 sind Weg-Zeit- und Kraft-Zeit-Linie einer Überrollung dargestellt.

3.2.3.6 Spurbindung

Während selbst auf Strecken mit enger Spurbindung (z. B. Bushaltestellen, „Lkw-Spuren“ auf BAB) ein gewisser Spurversatz der Fahrzeuge zueinander existiert, findet die Überrollung in den hier durchgeführten Spurrinnenversuchen immer in derselben Rollspur statt. In früheren Versuchen, in welchen das Deformationsverhalten der Asphaltbefestigung infolge der Belastung durch Reifen mit kleineren Abmessungen untersucht wurde, konnte über quer zur Rollrichtung wirkende Hydraulikzylinder ein Spurversatz der Reifen von 4 cm erzeugt werden. Dieser Versuchsparameter war in der vorliegenden Untersuchung nicht mehr aufrechtzuerhalten. Bei ersten Versuchen mit Spurversatz zeigte sich, dass die beschriebene Einrichtung für den Spurversatz nicht den gewollten Effekt erzielte. Infolge des großen Hebelarmes zwischen Achse und Rollfläche des Reifens (Reifendurchmesser: ca. 1,00 m) und aufgrund der durch die große Reifenaufstandsfläche aktivierten hohen Reibung zwischen Reifen und Asphaltoberfläche verursachte die Querverschiebeeinrichtung anstelle der Versetzung der Rollspur lediglich eine Verkippung des Reifens. Daraus resultierte eine asymmetrische Lasteinleitung über die Reifenschulter.

Durch die wiederholte Überrollung in einer fixen Spur zeichneten sich in der Deformationsmulde die Längsrillen des jeweiligen Reifenprofils ab. In der anschließenden Auswertung der Oberflächendeformation flossen diese „Profilabzeichnungen“ nicht mit ein.

Die wiederholten Überrollungen in einer fixen Spur stellten einen Extremfall der Belastung dar, welcher

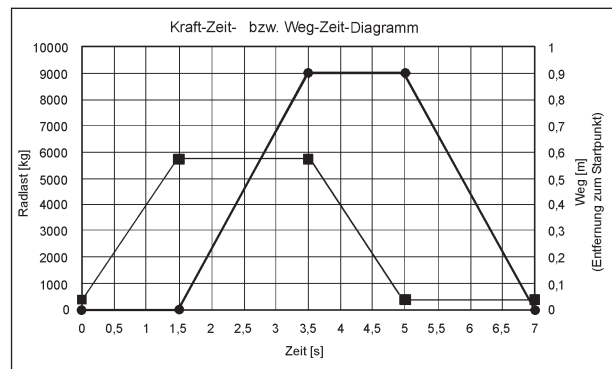


Bild 3.25: Lastzyklus im Spurrinnenversuch

keine „Rückdeformation“ aus benachbarten Lasten beinhaltet.

3.2.3.7 Versuchsreifen im Spurrinnenversuch

Die Spurrinnenversuche im Prüfstand der TU München werden mit der Zielvorgabe der möglichst genauen Abbildung der realen Bedingungen durchgeführt. Hierzu gehört unter anderem die Verwendung von „originalen“ Lkw-Reifen, die mit im Straßenverkehr typischen Radlast-/Fülldruck-Kombinationen das gesamte Asphaltpaket beanspruchen.

In den Spurrinnenversuchen wurde das Deformationsverhalten des zur Untersuchung stehenden 3-schichtigen Asphaltaufbaus bei Beanspruchung durch folgende Lkw-Reifen geprüft:

- 315/80 R 22,5 HSR,
- 385/65 R 22,5 HDR,
- 495/45 R 22,5 HTR.

Die Reifen mit Felgen wurden freundlicherweise von der Fa. Continental zur Verfügung gestellt.

Aus den oben genannten Reifenkennzeichnungen lassen sich Querschnittsbreite und -höhe, Reifenbauart (R = radial), Felgendurchmesser (22,5 Zoll) sowie die Zuordnung zu einer bestimmten Lkw-Achse (S = Steering Axle; D = Driving Axle; T = Trailer Axle) und der empfohlene Einsatzbereich (R = Regional = kombinierter Fern- und Verteilerverkehr) ablesen [24]. So beschreibt die erste Zahl (z. B: 315) die Breite des Reifens in [mm]. Diese Breitenangabe bezieht sich jedoch nicht auf die Breite der Aufstandsfläche, sondern auf die Querschnittsbreite in Höhe der glatten Seitenwand des Reifens unter Eigengewicht. Die Aufstandsfläche ist entsprechend etwas schmaler. Die zweite Zahl (z. B. 80) ist der Quotient aus Querschnittshöhe zu Querschnittsbreite in [%].

Mit der Wahl der in den Versuchen verwendeten Lkw-Reifen wurde einerseits angestrebt, Reifen zu verwenden, welche heutzutage häufig auf Lkw-Achsen anzutreffen sind, und andererseits der Entwicklung zum Einsatz von Einzelbreitreifen zukunftsweisend Rechnung zu tragen.

Während die ersten beiden Reifentypen bereits heutzutage zu den üblichen Bereifungsarten an Lkw im deutschen Straßennetz zählen, soll der Reifen 495/45 zukünftig die Zwillingsbereifung auf Antriebsachsen ersetzen. Aufgrund von niedrigeren Rollwiderständen als bei Zwillingsreifen verspricht der Einsatz dieses Einzelbreitreifens geringeren Kraftstoffverbrauch. Das Ladegut kann um das Gewicht der eingesparten Felgen erweitert werden. Durch Einzelbereifung kann gegenüber Zwillingsbereifung durch die Möglichkeit der Rahmenverbreiterung des Lkw die Wankneigung verbessert werden [41].

Achslastverteilung an Sattelzügen

Die Bilder 3.26 bis 3.28 zeigen Auswertungen der BAST zur Achslastverteilung an Sattelzügen auf BAB [10]. Demnach zeigt sich, dass die zulässige Achslast von 11,5 t auf der Antriebsachse von ca. 10 % der betrachteten Fahrzeuge überschritten wird. An etwa 75 % der Lkw wurde auf der Antriebsachse eine Achslast zwischen 4,0 t und 11,5 t ermittelt, wobei sich die Anteile relativ gleichmäßig auf diesen Lastbereich verteilen (vgl. Bild 3.27). Die weite Spreizung der Achslasten resultiert aus der Mischung von Leerfahrten, teilgefüllten und voll beladenen Sattelzügen auf BAB. Einen weiteren entscheidenden Grund liefert der Umstand unterschiedlicher Anzahl von Achsen der Lkw, auf welche sich die Gesamtlast verteilt. So gilt der Bereich von 4,0 t bis 7,5 t für teilgefüllte Lkw und Aggregate mit zwei Antriebsachsen, höhere gemessene Achslasten wurden an Lkw mit einer Antriebsachse gemessen.

Die Aufliegerachsen (vgl. Bild 3.28) liefern Belastungen zwischen 2,0 t und 8,5 t, was ebenso auf die unterschiedlichen Beladungszustände und die Achsenanzahl zurückzuführen ist.

Die Achslast der Lenkachse (vgl. Bild 3.26) ist nahezu unabhängig vom Beladungszustand des Lkw. Etwa 70 % der betrachteten Lkw zeigen eine Achslast der Lenkachse von 5,0 bis 7,5 t.

Auf Basis dieser Erhebungen der BAST wurden die Radlasten für die Spurrinnenversuche festgelegt,

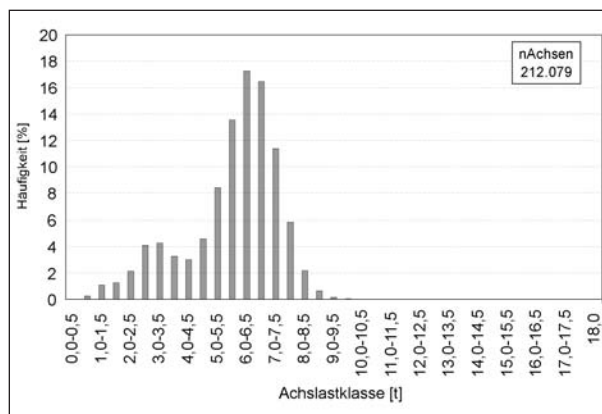


Bild 3.26: Häufigkeitsverteilung der Achslasten auf Lenkachsen, gestaffelt nach Achslastklassen [10]

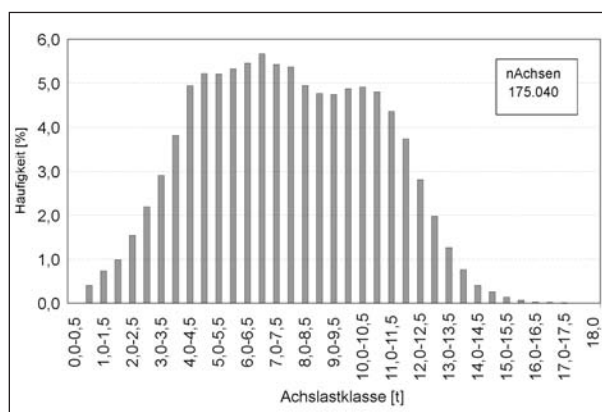


Bild 3.27: Häufigkeitsverteilung der Achslasten auf Antriebsachsen [10]

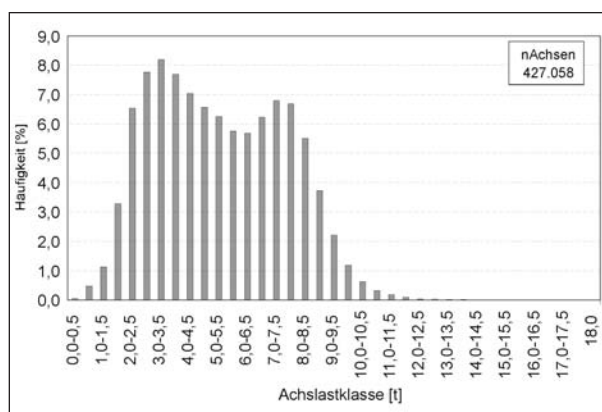


Bild 3.28: Häufigkeitsverteilung der Achslasten an Hängerachsen [10]

wobei die Lasten an der oberen Grenze der beschriebenen „Kernbereiche“ der Häufigkeitsverteilung gewählt wurden. Bei einem in Deutschland zulässigen Lkw-Gesamtgewicht von 40 t (44 t bei Kombi-Verkehr) kann in diesem Bereich davon ausgegangen werden, dass es sich um Aggregate mit „niedriger“ Achsenanzahl handelt. Für die Untersuchung mit dem Reifen 495/45 R 22,5 wurde auf-

grund der festgestellten häufigen Überbelastung der Antriebsachse (max. zulässige Achsfahrmasse: 11,5 t) mit einer Radlast von 6,25 t dieser Erkenntnis Rechnung getragen.

Um die für die Versuche zur Verfügung stehenden Reifen mit dem Ziel der Verallgemeinerung der Aussage der Versuchsergebnisse gegeneinander vergleichen zu können, wurde für jeden der 3 Reifen eine Variation der Radlast durchgeführt. Diese „zweite“ Versuchslast ist jeweils etwas niedriger in den dargestellten Häufigkeitsverteilungen angesiedelt.

Durch diese Variation ist es möglich, den Einfluss eines bestimmten Reifens auf das Versuchsergebnis abzuschätzen, um somit das Ziel einer allgemein gültigen Aussage zu erreichen.

Radlast und Reifeninnendruck

Bei der Variation der Radlasten ist der Reifeninnendruck an die jeweilige Last anzupassen. Reifenhersteller geben in ihrem Lieferprogramm für jeden Reifentyp den zur Achslast korrespondierenden Fülldruck an. Dieser Reifeninnendruck gilt für den Zustand „kalt“. Durch Walkwirkung, Rollreibung und erhöhte Temperatur der Straßenoberfläche steigt der Fülldruck während der Fahrt an. Dieser Anstieg wird bei Angabe des empfohlenen Fülldrucks mit bedacht. Im Versuch wird der Anstieg des Fülldrucks während der langsamen Überrollung durch die Heizeinrichtung verursacht, welche über dem Asphaltpaket und somit in direkter Umgebung des Reifens angeordnet ist. Kontrollmessungen des Reifenfülldrucks haben ergeben, dass dieser während der Versuchsdurchführung um ca. 0,2 bar höher liegt als der in den Versuchsparametern festgelegte Fülldruck.

Die Situation im Transportverkehr stellt sich so dar, dass die Reifeninnendrucke an Nutzfahrzeugen in der Regel eher zu hoch als zu niedrig sind. Dieser Umstand ist zum einen von der Spedition bzw. vom Fahrer mit dem Ziel der Kraftstoffersparnis und dem Erreichen höherer Fahrgeschwindigkeiten beabsichtigt, zum anderen dadurch verursacht, dass nach Entladung des Lkw nur in seltenen Fällen auch der Reifendruck an die geänderte Situation angepasst wird. Aufgrund dieses Umstandes wurde bei der Wahl der Versuchslasten eine Variation der Radlast-/Fülldruck-Kombination untersucht. Hierbei wurde bei Abminderung der Radlast der Reifenfülldruck der höheren Last beibehalten,

entsprechend dem Szenario einer „Lkw-Leerfahrt“ bei nicht angepasstem Reifenfülldruck.

Bei Fortführung des Versuchs mit niedrigerer Radlast wird in einer weiteren Variation der Fülldruck entsprechend den Empfehlungen abgemindert. Hintergrund dieser Anpassung des Fülldrucks an die Radlast ist die Gewährleistung der optimalen Rolleigenschaften als Voraussetzung für hohe Fahrsicherheit und geringen Reifenverschleiß. Während bei zu geringem Reifeninnendruck die Rollwiderstände (und entsprechend der Kraftstoffverbrauch) hoch sind, verursacht ein zu hoher Innendruck eine Verkleinerung der Reifenaufstandsfläche und infolgedessen höheren bzw. ungleichmäßigen Verschleiß.

Ermittlung der Kontaktspannung aus Latschabdrücken

Die Kontaktspannung $[N/mm^2]$ zwischen Reifen und Fahrbahn ist der Quotient aus Radlast $[N]$ und Aufstandsfläche $[mm^2]$. Die Aufstandsfläche ist abhängig vom Reifentyp (Geometrie und Profilierung), von der Radlast und dem Reifeninnendruck. Bei Variation dieser Eingangsgrößen ändern sich die Form der Aufstandsfläche und die Spannungsverteilung über die Fläche. Ein Ziel bei der Entwicklung moderner Bereifungen ist, eine möglichst gleichmäßige Spannungsverteilung zu erreichen, um durch vollflächige Abnutzung die Lebensdauer zu verlängern. Gleichzeitig soll sich diese Zielsetzung auch positiv auf die Beanspruchung der Fahrbahn auswirken.

Bei den in den Spurrinnenversuchen verwendeten Reifen ist die Breite der Latschfläche im relevanten Lastbereich weit gehend unabhängig von Radlast und Fülldruck und somit für einen bestimmten Reifentyp nahezu konstant. Lediglich durch Verdrückung der Profilstollen bei hohen Lasten kann sich die Breite geringfügig ändern. Die Karkasse (Stahlgeflecht) versteift die Reifenseitenwand, wodurch diese bei Erhöhung der Radlast nicht in derselben Weise verdrückt wird wie die eigentliche Rollfläche. Ein Stahlgürtel in der Rollfläche bewirkt, dass der Reifen über die Breite der Rollfläche eine möglichst konstante Steifigkeit aufweist.

Jeder Reifenhersteller hat eine umfangreiche Palette unterschiedlicher Reifenprofilierungen, wobei das jeweilige Profil einem Hauptanwendungszweck zugeordnet ist: Reifenprofile werden optimiert für hohe Traktion, geringen Kraftstoffverbrauch, Ganz-

jahrestauglichkeit, hohe Kilometerleistung, Lenkpräzision, häufigen Bordsteinkontakt und vieles mehr. Alle Profilarten haben jedoch gemeinsam, dass sie sicher den Kraftschluss zwischen Fahrzeug und Fahrbahn herstellen müssen.

Obwohl alle drei in den Spurrinnenversuchen verwendeten Reifen der Sparte „Regional“ (= Fern- und Verteilerverkehr) zugeordnet sind, unterscheiden sich die Profile deutlich voneinander.

Bei der Ermittlung der Kontaktspannungen zwischen Versuchsreifen und Asphaltbelag wird die Annahme einer konstanten Spannungsverteilung über die Aufstandsfläche getroffen. Die Rollfläche des Reifens wird geschwärzt. Mit dem Aufsetzen des Reifens (bei definierter Radlast und Reifeninnendruck) auf einen Bogen Papier zeigt der „Latschabdruck“ ein Abbild des Reifenprofils der Aufstandsfläche. Der Anteil der Profilrillen ist bei den drei Reifen mit Werten zwischen ca. 7 % und 22 % der Aufstandsfläche sehr unterschiedlich. Der Quotient aus Radlast zu Aufstandsfläche ergibt die Kontaktspannung $[N/mm^2]$ unter der gegebenen Radlast-/Fülldruck-Kombination. Die tatsächliche Kontaktspannung an der Oberfläche ist jedoch entsprechend dem Anteil der Profilrillen höher. Für den Vergleich der Ergebnisse der Spurrinnenversuche mit der theoretischen Modellierung des Deformationsverhaltens sind jedoch die in tieferen Lagen der Asphaltbefestigung resultierenden Spannungen von höherer Bedeutung als die tatsächlichen Kontaktspannungen an der Oberfläche. Über das Korngerüst werden die Lasten mit einem Lastausbreitungswinkel in die Tiefe abgeleitet. Die an der Oberfläche noch „sichtbaren“ Profilrillen (max. Rille: 14 mm beim Reifen 495/45R 22,5) sind bereits ab 1 bis 2 cm Tiefe vom benachbarten Profilstollen nahezu vollständig überblendet. Weil für die Modellierung der zur Aufstandsfläche äquivalente Belastungskreisradius eine wichtige Eingangsgröße darstellt, ist die umrandete Aufstandsfläche der maßgebende Wert für die Berechnung der Kontaktspannung. Ergänzend sind bei den einzelnen Reifen die Kontaktspannungen unter den Latschabdrücken unter Beachtung der Spurrillen angegeben.

315/80 R 22,5 HSR

Der in Bild 3.29 gezeigte Reifen 315/80 R 22,5 wird häufig auf der Lenkachse sowie als Zwillingsbereifung auf Antriebsachsen und als Einzelrad auf Hän-

gerachsen eingesetzt und besitzt eine Profilierung mit ausgeprägten Längsrillen für hohe Lenkpräzision. Die Rillen haben einen Anteil von ca. 20 % an der gesamten Reifenaufstandsfläche.

Im Versuch wurde das Deformationsverhalten der Asphaltbefestigung unter dem Reifen 315/80 R 22,5 mit einer Radlast von 4,0 t und 3,2 t untersucht, entsprechend der Anwendung als Einzelrad auf Hängerrachse bzw. Lenkachse.

Die Versuchslast von 3,2 t entspricht dem Lastfall „Lenkachse“, wie er entsprechend Bild 3.26 (Lenkachse) am häufigsten auftritt. Mit 4,0 t wurde die Obergrenze des „Kernbereichs“ der Häufigkeitsverteilung auf der Hängerrachse betrachtet (Häufigkeit: 5,5 %, vgl. Bild 3.28).

Reifen dieser Größe können im Versuchsstand des Prüfamtes der TU München nicht als Zwillingsrad untersucht werden. Unter „Nichtbeachtung“ des Einflusses des Nachbarreifens einer Zwillingsbereifung wurde mit einer Radlast von 3,2 t die Obergrenze der auf Antriebsachsen festgestellten Achslast ($4 \times 3,2 \text{ t} = 12,8 \text{ t}$) bei Annahme einer Zwillingsbereifung mit Reifen 315/80 R 22,5 ebenso betrachtet.

Als Einzelrad auf der Lenkachse reicht der Einsatzbereich dieses Reifens den Herstellerangaben zufolge von einer Radlast $Q_{\text{Rad}} = 2,3 \text{ t}$ mit Fülldruck von $p_i = 4,5 \text{ bar}$ bis zu $Q_{\text{Rad}} = 4,0 \text{ t}$ mit einem Druck von $p_i = 9,0 \text{ bar}$. Zwischen diesen Werten wird der Bezug zwischen Radlast und Fülldruck geradlinig interpoliert (siehe Bild 3.33).

Die Aufstandsfläche des 315/80 R 22,5 ähnelt im untersuchten Lastbereich einer kreisrunden Topflast mit zusätzlichen ausgeprägten Spitzen an den



Bild 3.29: Profilgestaltung des Lenkachsreifens 315/80 R 22,5 (Hersteller: Fa. Continental)

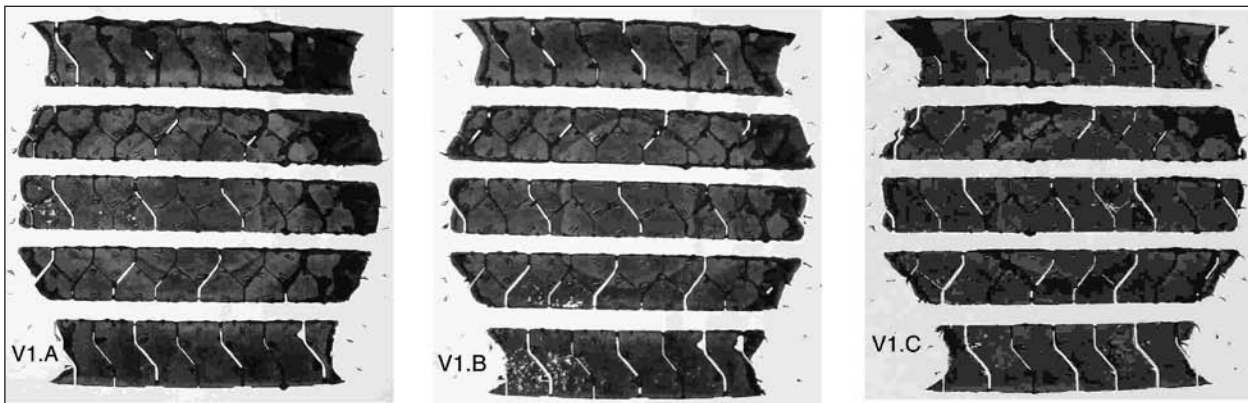


Bild 3.30: Reifen 315/80 R 22,5 in Versuch:

V1.A mit $Q_{\text{Rad}} = 4,0 \text{ t}$; $p_i = 9,0 \text{ bar}$; $p_m = 0,734 \text{ MPa}$

V1.B mit $Q_{\text{Rad}} = 3,2 \text{ t}$; $p_i = 9,0 \text{ bar}$; $p_m = 0,592 \text{ MPa}$

V1.C mit $Q_{\text{Rad}} = 3,2 \text{ t}$; $p_i = 6,8 \text{ bar}$; $p_m = 0,583 \text{ MPa}$

Reifenschultern. Die Länge der Aufstandsfläche an den Schultern ist abhängig von Radlast und Fülldruck. Bild 3.30 zeigt die Latschabdrücke und die resultierenden mittleren Kontaktspannungen in den Versuchen mit diesem Reifen.

Bei Betrachtung der „reinen“ Aufstandsfläche (Reifenabdruck ohne Profilrillen) ist die mittlere Kontaktspannung um den Faktor 1,25 höher als die in Bild 3.30 angegebenen Werte.

385/65 R 22,5 HDR

Der Reifen 385/65 R 22,5 HDR (vgl. Bild 3.31) hat eine zickzackförmige Profilierung mit einem Anteil von ca. 22 % an der Aufstandsfläche. Dieses Profil gewährleistet eine gute Traktion, geeignet für den Einsatz auf der Antriebsachse.

Der Reifen 385/65 R 22,5 wird bereits zu den Einzelbreitreifen gezählt.

Die Kennzeichnung „HDR“ des im Versuch verwendeten Reifens steht für den Einsatz des Reifens auf der Antriebsachse. Ebenso kommt dieser Reifen auch auf Hängerachsen und vereinzelt auch auf Lenkachsen zur Anwendung (Fa. Continental hat diese Reifengröße auch als HSR und HTR im Lieferprogramm, wobei die Unterschiede im Reifenprofil bestehen).

In den Spurrinnenversuchen wurden mit dem Reifen 385/65 R 22,5 Radlasten von 4,5 t und 3,8 t gefahren, hinsichtlich der Anwendung auf einer Hängerachse.

Als Einzelrad auf Antriebsachse oder Hängerachse wird für diesen Reifen für eine Radlast von $Q_{\text{Rad}} = 2,55 \text{ t}$ ein Fülldruck von $p_i = 4,5 \text{ bar}$, für $Q_{\text{Rad}} = 4,5$



Bild 3.31: Profil des 385/65 R 22,5 HDR
(Hersteller: Fa. Continental)

t ein Druck von $p_i = 9,0 \text{ bar}$ empfohlen. Zwischen diesen Werten wird wiederum geradlinig interpoliert. In Bild 3.33 sind die Achslasten den empfohlenen korrespondierenden Fülldrücken gegenübergestellt. Daraus wird ersichtlich, dass der Reifen 385/65 R 22,5 bei gleichem Fülldruck eine höhere Tragfähigkeit hat als der Reifen 315/80 R 22,5, was auf die größere Breite der Aufstandsfläche bei gleichem Durchmesser zurückzuführen ist. Vom Reifen 495/45 R 22,5, der erst jüngst in das Sortiment aufgenommen wurde, lagen bisher keine entsprechenden Tabellen vor. In Bild 3.33 ist dieser Reifen daher lediglich mit zwei Kombinationen aus Achslast und Reifenfülldruck aufgeführt, welche in Absprache mit dem Hersteller als sinnvoll erachtet wurden. Mit seiner großen Aufstandsweite hat er demnach bei gleichem Fülldruck eine noch höhere Tragfähigkeit als der Reifen 385/65 R 22,5.

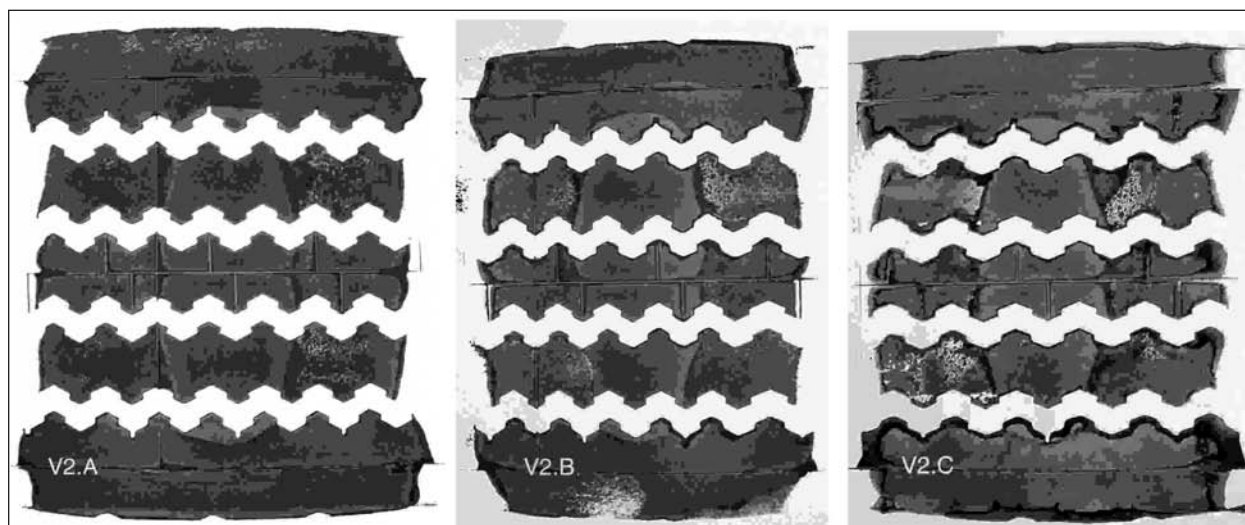


Bild 3.32: Reifen 385/65 R 22,5 in Versuch:
 V2.A mit $Q_{\text{Rad}} = 4,5 \text{ t}$; $p_i = 9,0 \text{ bar}$; $p_m = 0,755 \text{ MPa}$
 V2.B mit $Q_{\text{Rad}} = 3,8 \text{ t}$; $p_i = 9,0 \text{ bar}$; $p_m = 0,694 \text{ MPa}$
 V2.C mit $Q_{\text{Rad}} = 3,8 \text{ t}$; $p_i = 7,3 \text{ bar}$; $p_m = 0,582 \text{ MPa}$

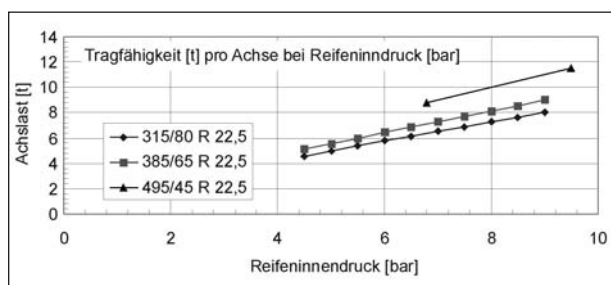


Bild 3.33: Fülldruckempfehlung des Reifenherstellers [24]

Die Aufstandsfläche des 385/65 R 22,5 hat im relevanten Radlast-/Fülldruck-Bereich die Form eines Rechtecks mit abgerundeten Ecken. Die Latschabdrücke der Versuche 2.A und 2.C, in welchen der Reifennennendruck an die Radlast angepasst war, zeigen nahezu identische Aufstandsflächen. Dies bestätigt die Zielsetzung einer gleichmäßigen Abnutzung der Rollfläche.

Bei Betrachtung der „reinen“ Aufstandsfläche (Reifenabdruck ohne Profilrillen) ist die mittlere Kontaktspannung um den Faktor 1,282 höher als die in Bild 3.32 angegebenen Werte.

495/45 R 22,5

Der Reifen 495/45 R 22,5 HTR (Bild 3.34) zeichnet sich vor allem durch seine breite Aufstandsfläche aus. Die einzelnen Profil-Stollen erzeugen eine gute Traktion, die zwei Längsrillen bieten Raum für zu verdrängendes Wasser und gewährleisten hohe Spurtreue. Die Längsrillen haben einen Anteil von ca. 7 % an der Aufstandsfläche.



Bild 3.34: Profil des 495/45 R 22,5 HTR
 (Hersteller: Fa. Continental)

Bisher ist der Reifen 495/45 R 22,5 noch selten anzutreffen. Die beschriebene Entwicklung im Transportwesen hin zu Einzelbreitreifen mit kleinerem H/B-Verhältnis wird jedoch dazu führen, dass dieser Reifen häufiger auf Antriebs- und Hängerachsen Verwendung finden wird [40].

Die Vor- und Nachteile dieses Reifentyps gegenüber Zwillingsbereifung sind hier noch einmal stichpunktartig zusammengestellt:

Vorteile des Einzelbreitreifens gegenüber Zwillingsbereifung:

- Gewichtersparnis pro Achse: ca. 150 kg,

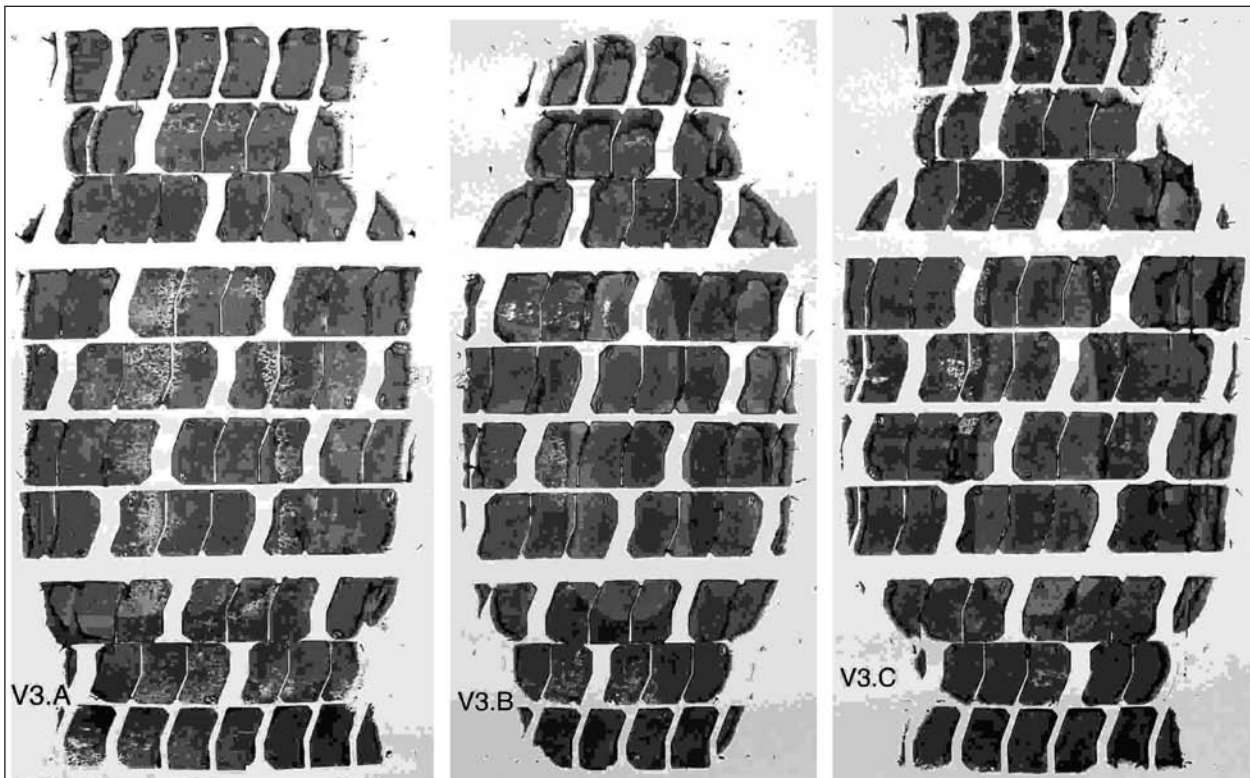


Bild 3.35: Latschfläche Reifen 495/45 R 22,5 in Versuch:

V3.A mit $Q_{\text{Rad}} = 6,25 \text{ t}$; $p_i = 9,5 \text{ bar}$; $p_m = 0,736 \text{ N/mm}^2$

V3.B mit $Q_{\text{Rad}} = 4,4 \text{ t}$; $p_i = 9,5 \text{ bar}$; $p_m = 0,607 \text{ N/mm}^2$

V3.C mit $Q_{\text{Rad}} = 4,4 \text{ t}$; $p_i = 6,8 \text{ bar}$; $p_m = 0,543 \text{ N/mm}^2$

- breitere Federabstützung -> geringere Wankneigung, -> breitere Ausführung des Rahmens -> größeres Transportvolumen,
- Vergleichmäßigung der Flächenpressung,
- geringerer Rollwiderstand auf der Antriebsachse (ca. 20 %), -> Treibstoffersparnis: 2–4 %.

Nachteile:

- bei Reifenpanne Einknickgefahr (kein zweiter Reifen),
- evtl. stärkere Fahrgeräusche,
- bisher unbestätigte Annahme, dass aus höherem Fülldruck eine größere Straßenbeanspruchung resultiert.

Die Aufstandsfläche dieses Reifens ist im relevanten Radlast-/Fülldruck-Bereich mehr als doppelt so breit wie lang. Im Bereich außerhalb der zwei Längsrillen im Profil zeigt der Abdruck eine Einschnürung auf ca. 60 % der maximalen Länge. An der Reifenschulter nimmt die Aufstandslänge des Reifens bei angepasstem Fülldruck (V3.A und V3.C) wieder zu.

Bei Betrachtung der „reinen“ Aufstandsfläche (Reifenabdruck ohne Profilrillen) ist die mittlere Kontaktspannung um den Faktor 1,075 höher als die in Bild 3.35 angegebenen Werte.

Für die Versuchsdurchführung gewählte Belastungskonstellationen

Auf Basis der Achslastklassen und der Fülldruckempfehlungen für die in den Versuchen zur Verfügung stehenden Reifen wurden in Abstimmung mit dem Auftraggeber die in Tabelle 3.13 zusammengestellten Radlast-/Fülldruck-Kombinationen für die Untersuchung festgelegt.

Die Beziehung zwischen Radlast, Fülldruck und Aufstandsfläche eines Reifens kann näherungsweise folgendermaßen beschrieben werden:

Wenn bei unverändertem Fülldruck die Radlast variiert wird, passt sich die Reifenaufstandsfläche an die geänderte Situation an. Der Quotient aus Radlast/Aufstandsfläche (= Kontaktspannung), als einer der entscheidenden Faktoren für die Beanspruchung der Asphaltbefestigung, bleibt somit konstant.

Versuch Nr.	Reifenbezeichnung	Radlast [kg]	Fülldruck kalt [bar]
1.A	315/80 R 22,5	4.000	9,0
1.B		3.200	9,0
1.C		3.200	6,8
2.A	385/65 R 22,5	4.500	9,0
2.B		3.800	9,0
2.C		3.800	7,3
3.A	495/45 R 22,5	6.250	9,5
3.B		4.400	9,5
3.C		4.400	6,8

Tab. 3.13: Reifentypen, Radlast und Reifennendrucke der Spurrinnenversuche

Bei Anpassung des Fülldrucks an die geänderte Radlast kann die Aufstandsfläche konstant gehalten werden, wodurch eine gleichmäßige Abnutzung der Rollfläche des Reifens erreicht wird. Gleichzeitig ändern sich die mittleren Kontaktspannungen.

Diese linearen Zusammenhänge gelten für die Betrachtung eines bestimmten Reifentyps. Beim Vergleich unterschiedlicher Reifen hat die Geometrie des jeweiligen Reifens (Durchmesser, Aufstandsweite, Formsteifigkeit der Reifenschulter und der Rollfläche) ebenso einen Einfluss auf die Beanspruchung der Befestigung.

Temperaturgradient

Bei Temperaturerhöhung nimmt der dynamische E-Modul des Bindemittels mit einer exponentiellen Funktion ab und ändert sein rheologisches Verhalten von elastisch nach viskoelastisch. Bei Temperaturen über +60 °C wird der Materialtransport (Gerüstlagerung) im Asphalt unter quasistatischer Last nahezu ausschließlich durch die Verzahnung des Korngerüsts behindert. In diesem Zustand sind die Sieblinie, Bruchflächigkeit, Kornform und Gesteinsfestigkeit der Mineralstoffe maßgebend für den Verformungswiderstand. Sie sind als temperaturunabhängige Einflussgrößen für den Verformungswiderstand der Asphaltbefestigung anzusehen.

Das Verformungsverhalten von Asphaltbefestigungen wird somit durch die vorherrschenden Klimabedingungen infolge der Temperaturabhängigkeit des E-Moduls von Bitumen in hohem Maße beeinflusst. Für die Interpretierbarkeit der Versuchsergebnisse ist es daher notwendig, eindeutig definierte Temperaturverhältnisse während der Versuchsdurchführung zu schaffen.

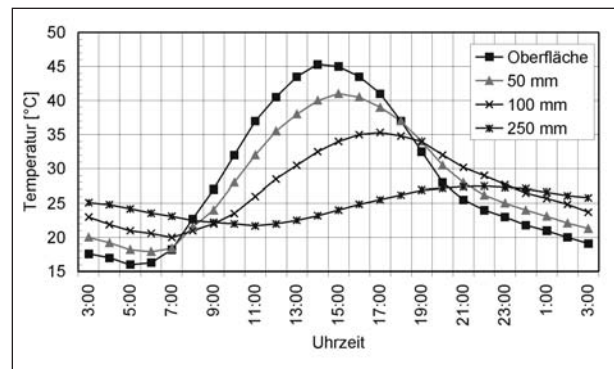


Bild 3.36: Beispiel einer Temperaturganglinie eines „sehr sonnigen Sommertages“, gemessen in unterschiedlichen Tiefen einer Asphaltbefestigung mit direkter Sonneneinstrahlung [32]

Zur Untersuchung des Verformungsverhaltens von Asphaltstraßen in Form von Spurrinnen werden hohe Temperaturen als ungünstiger und somit maßgebender Fall betrachtet. (Bei niedrigen Temperaturen unter +10 °C tritt als maßgeblicher Schadensfall die Rissbildung in den Vordergrund.)

Messungen zur Temperaturverteilung in Asphaltbefestigungen zeigen bei Wärmezufuhr (z. B. durch Sonneneinstrahlung) keine konstante Temperatur über die Querschnittshöhe, sondern einen Temperaturabfall mit zunehmendem Abstand zur Oberfläche.

Sobald sich ein Temperaturunterschied im Festkörper einstellt, wird die höhere Oberflächentemperatur durch Wärmeleitung in tiefere Schichten transportiert und ein Temperaturgradient über die Tiefe baut sich auf. Wenn die Wärmezufuhr ausbleibt, stellt sich kontinuierlich eine konstante Temperatur auf höherem Niveau ein. Im weiteren Verlauf fällt die Temperatur wieder gleichmäßig auf Umgebungstemperatur ab.

Bei den in Mitteleuropa herrschenden klimatischen Verhältnissen können an einem „sehr sonnigen Sommertag“ bei starker Sonneneinstrahlung an der Oberfläche der Asphaltfahrbahn Temperaturen von über +45 °C erreicht werden. Zeitgleich erreicht die Unterseite der Asphalttragschicht eines 250 mm dicken Asphaltpakets eine Temperatur von +23 °C und mit zeitlicher Verzögerung von etwa 6 Stunden eine Maximaltemperatur von +28 °C (vgl. Bild 3.36).

Für die Untersuchung des Deformationsverhaltens im Laborversuch wurde ein Temperaturgradient gewählt, der die realen Verhältnissen an einem sehr sonnigen Sommertag zwischen 13:00 und 16:00 Uhr simuliert.

Die Simulation der Temperaturbelastung im Prüfstand funktioniert ähnlich wie in der Realität. Durch Wärmeeintrag von oben (mittels Heizstrahlern) wird der Temperaturgradient erzeugt. Folglich resultiert aus einer mehrstündigen Bestrahlung von oben eine Tagesganglinie entsprechend Bild 3.36. Um die im Überrollversuch erzeugten Deformationen bestimmten Materialeigenschaften zuordnen zu können, war es jedoch notwendig, über den gesamten Versuchsverlauf einen definierten Temperaturgradienten zu erzeugen. Die Gesetzmäßigkeit der Wärmeleitung in Festkörpern bringt es mit sich, dass pro Versuchstag lediglich ein Zeitraum von ca. 2 Stunden für die Überrollung bei definierten Temperaturverhältnissen nutzbar ist. In diesem Zeitraum, entsprechend etwa 1.200 Überrollungen bei gegebener Rollgeschwindigkeit, war es möglich, den gewählten Temperaturgradienten innerhalb der in Bild 3.37 dargestellten Toleranzen einzuhalten.

Da sich die Umgebungstemperatur im nicht vollklimatisierten Labor mit den Jahreszeiten ändert, war es im Hochsommer zeitweise nicht möglich, den Überrollversuch durchzuführen. (Der Probekörper erreichte zeitweise nicht mehr die „niedrige“ Zieltemperatur der Unterseite des Probekörpers.) Zur Kontrolle der Einhaltung des Gradienten wurde über Thermoelemente an der Oberfläche (Steuerelement) und in 3 cm, 7 cm, 15 cm und 20 cm Tiefe die Asphalttemperatur überwacht.

Während der ersten 5.000 Überrollungen eines jeden Versuchs wurde keine zusätzliche Temperaturbelastung aufgebracht, um die Versuchsergebnisse nicht durch Anpassungseffekte im Versuchstand, welche erfahrungsgemäß auftreten, zu beeinflussen. Diese Phase wurde in der Auswertung nicht mit betrachtet.

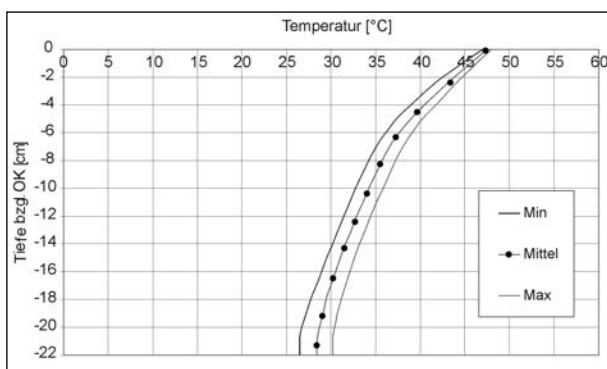


Bild 3.37: Temperaturgradient während der Versuchsdurchführung. Hierbei zeigt „Min“ den Temperaturverlauf zu Beginn eines Versuchstages und „Max“ den Temperaturverlauf mit Ende des Versuchstages, entsprechend ca. 1.200 Überrollungen später.

3.2.3.8 Messung der Oberflächen-deformationen

Das Deformationsverhalten unter den gewählten Prüfparametern wurde durch Überlagerung von wiederholt aufgezeichneten Oberflächenprofilen beurteilt. Am Ende jedes Versuchstages (entspricht ca. 1.200 Überrollungen) wurden jeweils 3 Oberflächenprofile quer zur Rollrichtung aufgenommen. Wegen der Haltezeiten und undefinierten Belastungsverhältnissen in den Umkehrpunkten der Rollstrecke wurden die 3 Oberflächenprofile in der Mitte, also auf halber Strecke des 900 mm langen Rollweges, aufgezeichnet. Die Rollrichtung als y-Achse bezeichnend liegt somit Querprofil 2 auf halber Rollstrecke ($y = 450$ mm), Querprofil 1 liegt 50 mm davor ($y = 400$ mm) und Querprofil 3 100 mm hinter QP 2 bei $y = 550$ mm. In Abhängigkeit von der Anzahl der durchgeführten Überrollungen wurde daraus die Steigungsrate der Deformation ermittelt. Zur Festlegung der Positionen der Oberflächenprofile im Überrollversuch sind folgende Parameter zu beachten, um die gemessenen Deformationen den aufgetragenen Belastungen zuordnen zu können:

- Rollweglänge,
- Verweildauer im Umkehrpunkt,
- Latschlänge.

Die Spurrinne stellt sich im Querschnitt als Einsenkung in der Rollspur und seitlichen Aufwölbungen dar. Wird die rollende Last in eine statische Radlast überführt, so wird deutlich, dass sich nicht nur seitlich der Reifenschultern, sondern auch vor und hinter dem Reifen (in Rollrichtung) Aufwölbungsbereiche ergeben würden. Diese werden jedoch bei jedem Überrollvorgang erneut verdrückt. Die beschriebene Verweildauer in den Umkehrpunkten während der Be- bzw. Entlastung des Reifens reduziert den für eine Auswertung der Deformation zur Verfügung stehenden Abschnitt auf einen Kernbereich des Rollweges, da die Belastung in den Umkehrpunkten nicht den definierten Versuchsparametern entspricht. Somit liegen die Oberflächenprofile, welche zur Auswertung der Verformungsentwicklung herangezogen wurden, innerhalb eines 150 mm langen Bereichs in der Mitte der Rollstrecke.

Die Aufzeichnung der Probekörperoberfläche erfolgt mit einem Tastarm an einem Messschlitten, dessen Führungsschiene auf dem Prüfkörperahmen aufgesetzt wird. Hierbei fährt der Schlitten mit

konstanter Geschwindigkeit über die Oberfläche, wobei ein Induktivwegaufnehmer die Position in z-Richtung (= vertikale Deformation) aufzeichnet und über ein Potentiometer die zugehörige Position in x-Richtung (= horizontal quer zur Rollrichtung) bestimmt ist. Der Taster hat eine abgerundete Messspitze mit 10 mm Durchmesser. Der Durchmesser des Abtastfingers muss an die Rauheit der Oberfläche sinnvoll angepasst sein, um einerseits die Oberfläche möglichst genau abzubilden und andererseits nicht in Mulden (Oberflächenrauheit) hängen zu bleiben. Bei einer Abtastrate von 25 Hz wird bei vorgegebener Geschwindigkeit des Schlittens ca. 1 Wert pro Millimeter Weg aufgezeichnet.

Als feste Referenz-Höhe werden im Randbereich des Prüfkörpers an der Oberfläche Glasplättchen aufgeklebt. Bei einer Breite des Prüfkörpers von 1.400 mm liegen diese mindestens 450 mm (beim Reifen 495/45) von der Lastfläche entfernt, sodass davon ausgegangen werden kann, dass ihre vertikale Position von der Überrollung nicht beeinflusst wird.

Es werden Oberflächenprofile der unbelasteten Oberfläche und nach 5.000 Überrollungen bei Raumtemperatur aufgenommen. Im weiteren Verlauf wird am Ende jedes Versuchstages, entsprechend nach ca. 1.200 Überrollungen, die Oberfläche in 3 Querprofilachsen ausgemessen.

3.3 Versuche zur Ansprache des Ermüdungsverhaltens

3.3.1 Vorbereitende Untersuchungen zur Ermittlung der Prüfbedingungen

Zur Ermittlung der erforderlichen Unterspannungen in den dynamischen Ermüdungsversuchen wurden an der TU Braunschweig Abkühlversuche durchgeführt, aus denen die thermisch induzierten (kryogenen) Zugspannungen $\sigma_z(T)$ und die Bruchtemperatur T_{br} erfasst wurden. Für die dynamischen Ermüdungsversuche wurden die für die jeweiligen Prüftemperaturen ermittelten kryogenen Spannungen als Unterspannungen angesetzt.

Neben den Abkühlversuchen wurden zur Ermittlung der Zugfestigkeit $\beta_z(T)$ bei unterschiedlichen Temperaturen T axiale Zugversuche durchgeführt.

Durch die Kombination der Abkühlversuche und der axialen Zugversuche kann die von der Temperatur abhängige Zugfestigkeitsreserve $\Delta\beta_z(T)$ als Differenz aus Zugfestigkeit und kryogener Span-

nung bei der Temperatur T nach Gleichung 3.8 berechnet werden. Die Zugfestigkeitsreserve entspricht der maximalen Spannung, die zusätzlich zu den kryogenen Spannungen durch eine einmalige Belastung gerade nicht erreicht werden darf, damit es nicht zum Versagen der Asphaltbefestigung in Form eines Risses kommt.

$$\Delta\beta_z(T) = \beta_z(T) - \sigma_z(T) \quad \text{Gl. 3.8}$$

Bei der Auswertung und grafischen Darstellung werden die Ergebnisse der Abkühlversuche durch Polynome dritten Grades und der Verlauf der Zugfestigkeit mit Hilfe kubischer Splines approximiert, um verfahrensbedingte Schwankungen der Messwerte auszugleichen.

Die Versuche zur Ansprache der Kälteeigenschaften wurden an prismatischen Probekörpern durchgeführt, die aus Bohrkernen (Durchmesser 300 mm) parallel zur Einbaurichtung geschnitten wurden. Die Abmessungen der Prismen betragen bei Deck- und Binderschicht $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$. Da bei diesen Probekörperabmessungen Größtkörner über 16 mm zu starken Messwertschwankungen führen, wurden zur Prüfung der Tragschicht Prismenabmessungen von $55 \times 55 \times 160 \text{ mm}^3$ gewählt.

Da die Abkühlversuche zur Ermittlung der bei den Ermüdungsversuchen einzustellenden Unterspannungen herangezogen werden, sind für die Versuche Prismen ausgewählt worden, deren Raumdichten das gesamte Dichtespektrum aller Probekörper abdecken. Durch die Verwendung von drei Probekörpern aus dem tiefen, mittleren und hohen Dichtebereich wurden repräsentative Ergebnisse für die Gesamtheit der Probekörper gewonnen.

3.3.1.1 Abkühlversuch

Beim Abkühlversuch werden zwei Adapter, zwischen die ein prismatischer Probekörper eingeklebt wurde, in den Prüfraumen eingespannt und mit konstanter Temperaturrate \dot{T} abgekühlt. Während des Versuchs wird die Länge des Asphaltprobekörpers konstant gehalten, wobei der Schrittmotor thermische Dehnungen des Stahlrahmens der Prüfapparatur ausgleicht. Während des Versuchs werden die sich infolge verhinderten thermischen Schrumpfens im Probekörper aufbauenden kryogenen Zugspannungen so lange aufgezeichnet, bis die Zugfestigkeit des Asphaltes erreicht ist und der Probekörper reißt. Je nach Asphaltenschicht werden verschiedene Abkühlraten, die einer in der Praxis

Temperatur	SMA 0/11 S	ABi 0/16 S	ATCS 0/22
-15	1,37	1,28	1,68
-2,5	0,22	0,29	0,32
+10	0,03	0,03	0,03

Tab. 3.14: Kryogene Spannung infolge Temperaturabsenkung bei konstanter Länge im Abkühlversuch

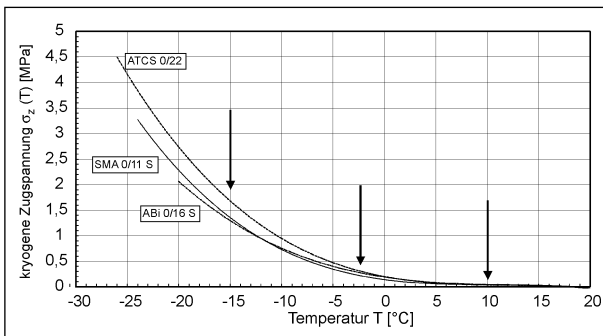


Bild 3.38: Ergebniskurven der Abkühlversuche und Abgreifen der Unterspannungen für die Ermüdungsversuche

auftretenden Abkühlung innerhalb der Schichten der Straßenbefestigung entsprechen, festgesetzt:

Deckschicht: $\dot{T} = 10 \text{ K/h}$,

Binderschicht: $\dot{T} = 7 \text{ K/h}$,

Tragschicht: $\dot{T} = 4 \text{ K/h}$.

Aus dem Verlauf des Versuchsgraphen können dann die für die Ermüdungsversuche benötigten Unterspannungen abgegriffen werden.

In Bild 3.38 sind die Ergebnisse der Abkühlversuche der Asphaltsschichten und die abgelesenen Unterspannungen eingetragen. Die kryogenen Spannungen für die relevanten Temperaturen sind in Tabelle 3.14 zusammengefasst.

3.3.1.2 Axiale statische Zugversuche

Beim axialen Zugversuch werden die prismatischen Probekörper in die Prüfeinrichtung eingebaut und auf die gewünschten Prüftemperaturen (+20 °C, +5 °C, -10 °C und -25 °C) spannungsfrei temperiert. Bei konstanter Temperatur bringt der Schrittmotor die Belastung mit einer konstanten Dehnrade von 1 mm/min auf. Als Ergebnis werden die Spannung (Zugfestigkeit β_z) und Dehnung (Bruchdehnung ϵ) bei Einstellung des Bruchs aufgezeichnet. Falls kein spontanes Versagen des Probekörpers eintritt, wird die im Maximum liegende Spannung als Zugfestigkeit festgehalten. Die bei den Prüftemperaturen erfassten Einzelwerte werden mit Hilfe von kubischen Splines miteinander

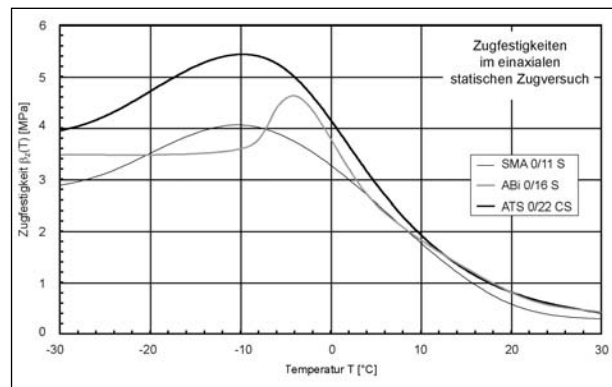


Bild 3.39: Im axialen Zugversuch ermittelte Zugfestigkeiten der verwendeten Asphaltarten

der verbunden. Bild 3.39 zeigt die ermittelten Zugfestigkeiten in Abhängigkeit von der Temperatur. Die maximalen Festigkeiten ergeben sich bei Temperaturen zwischen -15 °C und -10 °C.

3.3.1.3 Statische Spaltzugversuche

Der statische Spaltzugversuch wurde Anfang der 1940er Jahre in Brasilien zur Prüfung von Zementbeton entwickelt und wird seitdem auf Grund der einfachen Prüfbedingungen zur Ermittlung der Zugfestigkeit u. a. von Kohle und Hochleistungskeramiken sowie in der Geologie und der Zahntechnik angewendet. Zur Prüfung von Asphalt gewann der Versuch im deutschsprachigen Raum vor allem in der ehemaligen DDR an Bedeutung.

Der Versuch basiert auf Überlegungen von Heinrich HERTZ: „Werden zwei zylindrische Probekörper aus homogenem, isotropem und elastischem Material durch die Kraft F aufeinander gepresst, so bildet sich in jeder senkrecht zu den Zylinderachsen gelegenen Ebene, die sich nicht zu nahe an den Zylinderenden befindet, ein ebener Formänderungszustand aus“ [14]. Beim idealen Spaltzugversuch wird ein zylindrischer Probekörper zwischen zwei parallelen, ebenen Platten diametral druckbelastet. Dadurch entstehen senkrecht zur Belastungsrichtung in der Mitte der Scheibe Zugspannungen, die von den Abmessungen des Prüfkörpers und der aufgetragenen Druckkraft abhängen und nach Gleichung 3.9 berechnet werden können.

Im Entwurf der DIN EN 12697-23: „Bestimmung der indirekten Zugfestigkeit von Asphalt-Probekörpern“ ist die indirekte Zugfestigkeit die maximale Zugspannung, die auf einen zylindrischen Probekörper aufgebracht wird, der bei festgelegter Prüftemperatur und Verformungsgeschwindigkeit belastet wird. Im Folgenden wird in Anlehnung an

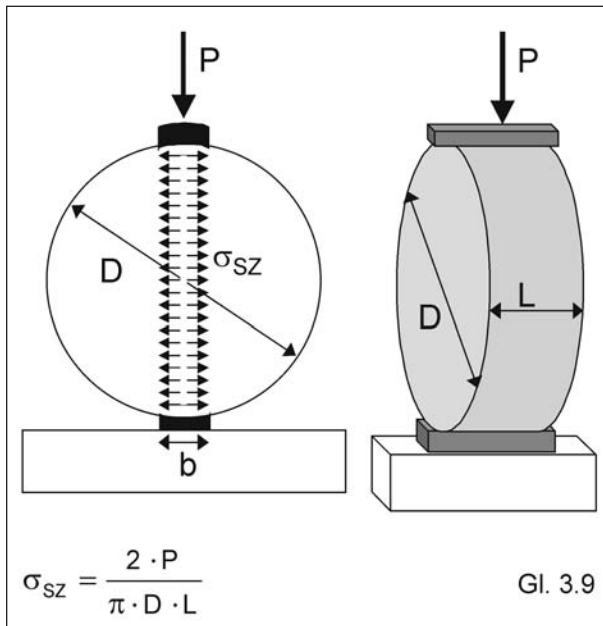


Bild 3.40: Prinzipskizze des Spaltzugversuchs

andere Veröffentlichungen der Begriff Spaltzugfestigkeit β_{SZ} anstelle der indirekten Zugfestigkeit ITS verwendet. Für die Versuchsdurchführung sind Druckprüfmaschinen nach MARSHALL oder solche, die bei einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit von $(50 \pm 2 \text{ mm/min})$ eine Last von mindestens 28 kN aufbringen können, zulässig. Die Kraft wird über genormte Druckstreifen aus gehärtetem Stahl in den Probekörper eingeleitet. In Abhängigkeit vom Probekörperdurchmesser besitzen die Druckstreifen verschiedene Breiten und Biegedurchmesser, die in Tabelle 3.15 zusammengefasst sind.

Der Versuch wird nach DIN EN 12697-23 bei einer Temperatur von $5 \text{ }^\circ\text{C}$ durchgeführt. Der Probekörper soll mit einer Vorschubgeschwindigkeit von $50 \pm 2 \text{ mm/min}$ bis zum Bruch belastet werden. Aus der dabei aufgezeichneten Höchstlast P wird nach Gleichung 3.9 die Spaltzugfestigkeit des Probekörpers ermittelt.

Da einige der Probekörper nur Durchmesser von 142 mm aufwiesen, wurden zusätzliche Lasteinleitungstreifen hergestellt, deren Abmessungen die in Bild 3.15 dargestellten Bedingungen erfüllen.

Der Fachbereichsstandard der ehemaligen DDR TGL 20801/21 „Prüfung von Asphalt: Spaltzugfestigkeit“ bietet eine Möglichkeit an, die axiale Zugfestigkeit β_Z aus der Spaltzugfestigkeit β_{SZ} sowie dem Reibungswinkel φ des Materials nach Gleichung 3.10 abzuschätzen.

$$\frac{\beta_Z}{\beta_{SZ}} = 1 + 3 \cdot \tan^2 (45^\circ - \varphi / 2) \quad \text{Gl. 3.10}$$

Durchmesser Probekörper D [mm]	100 ± 3	150 ± 3	160 ± 3
Druckstreifenbreite b_{LS} [mm]	12,7 ± 0,2	19,1 ± 0,2	20,0 ± 0,2
Biegeradius r_{LS} [mm]	51 ± 1	75 ± 1	80 ± 1

Tab. 3.15: Abmessung der Lasteinleitungstreifen

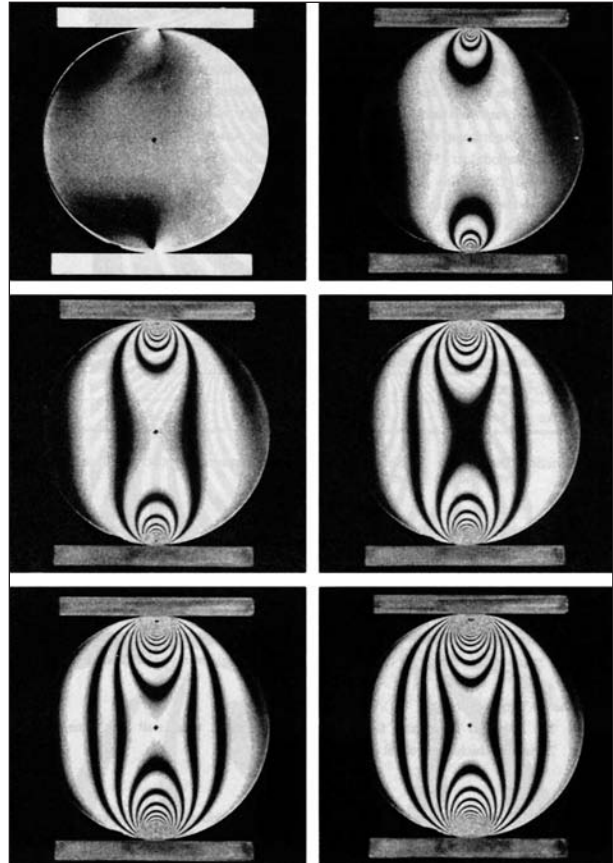


Bild 3.41: Isochromatenbilder der mit 0, 1, 2, 3, 4 und 5 kN belasteten Araldit-B-Scheibe [14]

Um die Randbedingungen festzustellen, für die Gleichung 3.9 auch in der Praxis angewendet werden kann, wurden am Fraunhofer-Institut für Werkstoffmechanik in Freiburg Spaltzuguntersuchungen mit Hilfe eines FE-Modells simuliert und spannungsoptisch an Araldit-Probekörpern ausgewertet [14] (s. Bild 3.41).

Die Ergebnisse aus FE-Modellierung sowie die spannungsoptische Auswertung der Isochromatenbilder, die Spannungsdifferenzen innerhalb eines Prüfkörpers sichtbar machen, zeigen, dass sich beim Spaltzugversuch an einem Probekörper aus Araldit B tatsächlich in der Probekörpermitte ein Bereich mit konstantem Spannungsniveau ausbildet. In den Bildern sind jedoch die sehr hohen Druck- und Schubspannungen in den Lasteinlei-

tungsbereichen zu erkennen. In der FE-Simulation konnten dort Schubspannungen ermittelt werden, die die nach Gleichung 3.9 berechnete Spannung um das 10fache übertreffen. Um Materialversagen in diesen Bereichen zu vermeiden, sind Lasteinleitungsstreifen mit Breiten von mindestens 1,5 % des Durchmessers erforderlich. Durch Verwendung breiterer Lasteinleitungsstreifen muss das Verlassen der HERTZschen Spannungsbedingungen in Kauf genommen werden, da diese streng genommen nur für eine linienförmige Belastung gelten. So führte die FE-Modellierung zu dem Ergebnis, dass bereits bei Verwendung von Lasteinleitungsstreifen mit einer Breite von 5 % des Probenkörperdurchmessers die ermittelte Spaltzugfestigkeit um 5 % von der theoretischen Zugspannung nach Gleichung 3.9 abweicht.

ARAND [3] weist darauf hin, dass der Spaltzug aufgrund des biaxialen Spannungszustandes nur dann zu einem Versagen führt, der als Zugbruch gewertet werden kann, wenn die Druckfestigkeit des Materials die Zugfestigkeit um mehr als das Achtfache ($c \geq 8$) übersteigt. Bei Anwendung von Gleichung 2.16 nach HOTHAN [53] (s. Kap. 2.1.5) führen somit Spaltzugversuche an dem von HAGEMANN [49] untersuchten Asphalttragschichtmaterial bei Temperaturen unter $-24,1\text{ °C}$ zu einem reinen Zugbruch. Hierbei ist zu beachten, dass der in Gl. 2.16 beschriebene Zusammenhang nicht grundsätzlich für alle Asphaltarten und -sorten anwendbar ist. Zu beachten ist weiterhin, dass die in Versuchen ermittelten Festigkeiten stark von der Temperatur und den aufgebrachtten Verformungsgeschwindigkeiten abhängen. NKWONCAM [68] führte Spaltzugversuche bei $+5\text{ °C}$ durch und bewertete, dass bei Temperaturen unter $+10\text{ °C}$ die Gültigkeit der Spaltzugtheorie annähernd gegeben ist.

Die Auswertung von Hochgeschwindigkeitsaufnahmen vom Bruch eines Betonprobekörpers ergab, dass ein eindeutiger Zugbruch erreicht werden konnte. Bild 3.42 zeigt den Bruchablauf von einem Probekörper, bei dem der Bruch, wie in der Theorie beschrieben, innerhalb des Probekörpers initiiert wird. Trotz vorliegender Schubspannungsrissen und dadurch entstehender Schubkeile tritt zuerst ein Zugversagen auf. Im ersten Bild ist an einem Prüfkörper mit großen Zuschlägen der erste Riss entlang eines Zuschlagkornes im Zugbereich der Probe zu erkennen. Die zweite Aufnahme zeigt das weitere Öffnen des Risses. Die daraus resultierenden Spannungsumlagerungen führen zur Entstehung eines zweiten Risses, welcher sich von der

gegenüberliegenden Seite zu öffnen beginnt. Beim weiteren Öffnen beider Risse wird deutlich, dass sie an den Rändern der Zuschlagkörner verlaufen. Die in der dritten Aufnahme sichtbaren äußeren Schubrisse entstehen erst nach den im Zugbereich verlaufenden Rissen. Die Schubfestigkeit ist nur geringfügig größer als die Zugfestigkeit, jedoch wird dies nur durch Betrachtung des Bruchbildes nicht deutlich. Somit kann aus dem Bruchbild, welches nach Versuche zu erkennen ist, nicht auf die Versagensart geschlossen werden.

Bei dem Bruchversagen im Spaltzugversuch wird in drei mögliche Versagensarten der Probekörper unterschieden (vgl. Bild 3.43). In Abhängigkeit von der Breite der Lastverteilungsstreifen kann ein Druck- (Fall 1), Zug- (Fall 2) oder Schubbruch (Fall 3) auftreten. In Bild 3.42 sind diese drei Bruchmöglichkeiten, die beim Spaltzugversuch am Probekörper aus Beton auftreten können, dargestellt. Die Bruchart von Asphaltprobekörpern beim Spaltzugversuch wird somit maßgeblich von der Breite der Lastverteilungsstreifen und der Prüftemperatur beeinflusst.

Die statischen Spaltzugversuche wurden an der TU Dresden, Professur für Straßenbau, durchgeführt. Eine detaillierte Aufstellung der Versuche ist in Anlage A5.2 enthalten. Die Versuchsparameter wurden entsprechend den Vorgaben der EN 12697-23 „Prüfverfahren für Heißasphalt Teil 23: Bestimmung der indirekten Zugfestigkeit von Asphalt-Probekörpern“ gewählt. In der Projektbeschreibung wurde



Bild 3.42: Bruchablauf eines Betonprobekörpers im Spaltzugversuch

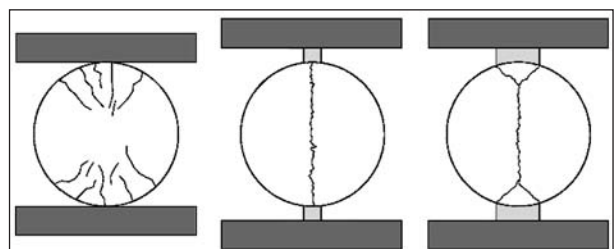


Bild 3.43: Brucharten beim Spaltzugversuch an Beton nach MITCHELL [68]

von einer fünffachen Belegung der statischen Spaltzugversuche ausgegangen. Die Streuungen der Versuchsergebnisse (Abweichungen von den indirekten Zugfestigkeiten der einzelnen Probekörper zum Mittelwert < 17 % (EN 12697-23)) waren jedoch so gering, dass eine dreifache Belegung als ausreichend erachtet wurde. Die verbliebenen Probekörper (6 Probekörper je Asphaltgemisch) wurden für die dynamischen Spaltzugversuche verwendet.

Aus der gemessenen Bruchlast wird die Spaltzugfestigkeit in der Probekörpermitte nach Gleichung 3.9 berechnet. Die Erfassung der Querverformung ermöglicht die Ermittlung der Dehnungen (Gleichung 3.11) und des statischen Elastizitätsmoduls (Gleichung 3.12) bei Kenntnis der Querdehnzahl μ .

$$\varepsilon = \frac{2 \cdot u (1 + 3 \cdot \mu)}{\pi \cdot d \cdot (0,274 + \mu)} \quad \text{Gl 3.11}$$

$$E = \frac{P \cdot (0,274 + \mu)}{h \cdot u} \quad \text{Gl 3.12}$$

mit:

σ_{SZ}	[MPa]: Spaltzugfestigkeit
ε	[-]: Querdehnung
E	[MPa]: E-Modul
P	[N]: Bruchlast
h	[mm]: Probekörperhöhe
d	[mm]: Probekörperdurchmesser
u	[mm]: Querverformung
μ	[-]: Querdehnzahl.

Die Querdehnzahl μ wurde vereinfacht mit 0,35 für alle Temperaturbereiche angenommen [EN 12697-23]. Zur Berechnung des E-Moduls wurden die Kraft bei 50 % der Bruchkraft und die zugehörige Querverformung $u_{50\%}$ zugrunde gelegt (Bild 3.44).

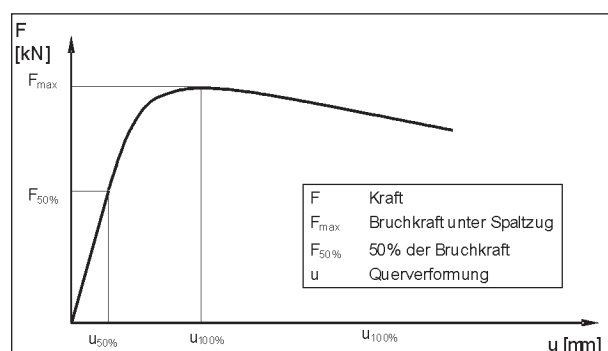


Bild 3.44: Bruchkurve – statische Spaltzugversuche

Zur Bestimmung der Querdehnung wurde die Querverformung bei 50 % der Bruchkraft (50 % der Spaltzugfestigkeit) herangezogen.

3.3.1.4 Berechnung der Beanspruchungen aus der Verkehrslast mit dem Mehrschichtenprogramm BISAR

Die Berechnung der Beanspruchung mit dem Mehrschichtenprogramm BISAR sowie die Ermittlung der E-Moduln nach FRANCKEN und VERSTRAETEN zur Abschätzung der in den Ermüdungsversuchen aufzubringenden Belastungen erfolgte bei den Forschungspartnern TU Dresden und TU Braunschweig jeweils mit unterschiedlichen Anwendungsvarianten der Berechnungsverfahren. Da daraus Abweichungen der ermittelten E-Moduln resultieren, werden beide Berechnungsverfahren im Folgenden vorgestellt.

Berechnung der E-Moduln an der TU Braunschweig

Das am Shell-Laboratorium in Amsterdam entwickelte Mehrschichtenprogramm BISAR (**Bitumen Stress Analysis in Roads**) [15] dient zur Abschätzung der unter Verkehrslast auftretenden Spannungen und Dehnungen in einer bituminösen Fahrbahnbefestigung. Durch Vorgabe des Schichtenaufbaus (Anzahl der Schichten, Schichtdicken), der Materialparameter (E-Modul, Querdehnungszahl, Verbund zur darüber liegenden Schicht) und Belastungsart (Anzahl und Ort von kreisförmigen Einzelasten, Größe der Belastungen, Lasteinleitungsflächen) können die auftretenden Spannungsgrößen in verschiedenen Tiefen der Befestigung berechnet werden. Dabei wird eine seitlich unbegrenzte Fahrbahnbefestigung angenommen, die auf einem elastischen Halbraum aufliegt.

Die E-Moduln, die in das Programm eingehen, können nach dem Verfahren von FRANCKEN und VERSTRAETEN aus den Asphaltkennwerten, den verwendeten Bindemitteln und der untersuchten Temperatur abgeschätzt werden.

$$|E| = R \cdot E_{\infty} \quad 0 < R \leq 1 \quad \text{Gl 3.13}$$

|E| [MPa]: absoluter Elastizitätsmodul

R [-]: Reduktionsfaktor

E_{∞} [MPa]: Glasmodul

Der Reduktionsfaktor R hängt vom verwendeten Bindemittel, der Temperatur und der Belastungs-

frequenz ab. Das verwendete Bindemittel wird durch die Standard-Versuchsgrößen Nadelpenetration bei 25 °C $Pen_{25\text{ °C}}$ und dem Erweichungspunkt Ring und Kugel T_{RuK} sowie die Rechengröße Penetrationsindex I_p , der die thermische Empfindlichkeit des Bindemittels beschreibt, definiert. HÜRTGEN [55] stellte aus den hochkomplexen Gleichungen von FRANCKEN und VERSTRAETEN [35] Nomogramme auf, mit denen man den Reduktionsfaktor R für Bindemittel mit einem Penetrationsindex $I_p = 0$ in Abhängigkeit der Temperatur, der Nadelpenetration und der Frequenz ermitteln kann.

Nach DIN EN 12591 „Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel – Anforderungen an Straßenbaubitumen“ beschreibt der Penetrationsindex I_p die thermische Empfindlichkeit eines bitumenhaltigen Bindemittels. Die Definition von I_p beruht auf der Annahme von PFEIFFER und van DOORMAL, dass der Logarithmus der bei verschiedenen Temperaturen ermittelten Nadelpenetration in linearer Abhängigkeit von der Temperatur steht. Weiterhin wird der Temperatur des Erweichungspunktes Ring und Kugel T_{RuK} eine theoretische Nadelpenetration von $Pen(T_{RuK}) = 800$ 1/10 mm zugeordnet. Danach kann der Reduktionsfaktor R aus nur zwei normgerechten Bitumenprüfungen ermittelt werden. Die beiden Punkte {25 °C ; $Pen_{25\text{ °C}}$ } und { T_{RuK} ; 800 1/10 mm} bilden eine Gerade mit der Steigung A, die mit dem Penetrationsindex über die in der DIN EN 12591 genannten Gleichung 3.14 berechnet wird.

$$A = \frac{(20 - I_p)}{(10 + I_p)} \cdot \frac{1}{50} \tag{Gl 3.14}$$

Durch Umformen ergibt sich Gleichung 3.15 zur Berechnung des Penetrationsindex aus der Steigung A.

$$I_p = \frac{20 - 500 \cdot A}{1 + 50 \cdot A} \tag{Gl 3.15}$$

Zur Überprüfung, ob die von PFEIFFER und van DOORMAL getroffene Annahme auch für die zu untersuchenden Bindemittel gelten, wurden neben den Standardprüfgrößen T_{RuK} und $Pen_{25\text{ °C}}$ zusätzlich die Nadelpenetrationen bei zwei zusätzlichen Temperaturen (35 °C und 45 °C) $Pen_{35\text{ °C}}$ und $Pen_{45\text{ °C}}$ an den aus dem Originalmischgut extrahierten Bindemitteln ermittelt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in Bild 3.45 dargestellt.

Sowohl für das Asphaltmaterial der Deck- und der Tragschicht, die mit unmodifizierten Standardbitumen 50/70 hergestellt wurden, als auch für das Asphaltbindermischgut mit polymermodifiziertem Bitumen kann die Annahme nach PFEIFFER und van DOORMAL übernommen werden. Bei den Bindemitteln aller Schichten wurde eine starke Verhärtung festgestellt. So liegen die Messwerte für die Nadelpenetration bei 25 °C der beiden Standardbindemittel 50/70 und des PmB 45 bei ca. 30 1/10 mm. Da die ermittelten Werte der Penetrationsindizes I_p außer beim Deckschichtbindemittel von 0,0 abweichen, können die von HÜRTGEN entwickelten Nomogramme zur Ermittlung der anzusetzenden Reduktionsfaktoren nicht verwendet werden. Daher wird das in [35] beschriebene Verfahren von FRANCKEN und VERSTRAETEN angewendet, um die E-Moduln zu berechnen. In Bild 3.46 sind die berechneten Reduktionsfaktoren mit dem Nomogramm ($f = 10$ Hz, $I_p = 0$) in Überlagerung dargestellt. Hier wird der Einfluss des verhärteten Bindemittels deutlich. Die Reduktionsfaktoren der Bindemittel 50/70 der Deck- und Tragschicht liegen deutlich über der Linie, die ein Bindemittel mit einer Penetration $pen_{25\text{ °C}} = 60$ 1/10 mm beschreibt. Die berechneten Reduktionsfaktoren folgen im tieferen Temperaturbereich der Linie für den tatsächlich gemessenen Penetrationswert $pen_{25\text{ °C}} = 30$ 1/10 mm. Mit steigender Temperatur nimmt die Abweichung von den Nomogrammwerten zu.

Der Glasmodul E_∞ wird bei sehr hohen Frequenzen und tiefen Temperaturen erreicht. Er hängt von den Volumenanteilen von Hohlraum, Bindemittel und Gestein im Asphalt ab:

$$E_\infty = 1,436 \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{V_g}{V_b}\right)^{0,55} \cdot e^{-0,0584 \cdot V_a} \tag{Gl 3.16}$$

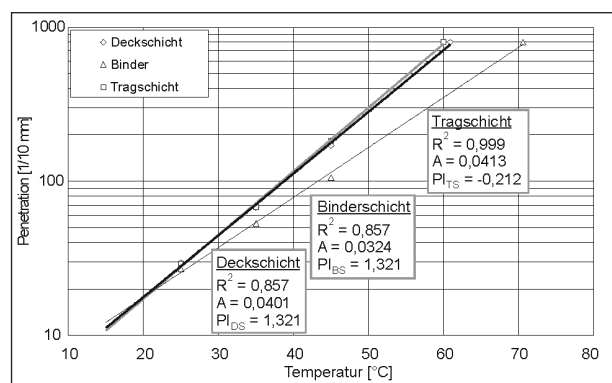


Bild 3.45: Überprüfung der linearen Abhängigkeit der Penetration von der Temperatur

Die Volumenanteile berechnen sich wie folgt:

Hohlraumvolumen:

$$V_a = \left(1 - \frac{\rho_A}{\rho_{R,bit}}\right) \cdot 100 \quad [\text{Vol.-%}] \quad \text{Gl 3.17}$$

Bindemittelvolumen:

$$V_b = \left(\frac{\rho_A}{\rho_B}\right) \cdot B \cdot 1000 \quad [\text{Vol.-%}] \quad \text{Gl 3.18}$$

Gesteinsvolumen:

$$V_g = \left(\frac{\rho_A \cdot (100 - B)}{\rho_{R,M}}\right) \quad [\text{Vol.-%}] \quad \text{Gl 3.19}$$

mit:

ρ_A [g/cm³]: Raumdichte des Asphaltmischguts

ρ_B [g/cm³]: Rohdichte des Bitumens

$\rho_{R,bit}$ [g/cm³]: Rohdichte des Mischguts

$\rho_{R,M}$ [g/cm³]: Rohdichte des Gesteins

B [M.- %]: Bindemittelgehalt

In Tabelle 3.16 sind die berechneten Glasmoduln E_∞ der drei Asphaltarten zusammengefasst. Als Eingangswerte wurden die an den Probekörpern ermittelten Raumdichten verwendet, die teilweise erheblich von den bei den Kontrollprüfungen ermittelten Werten abweichen. Neben den zu den Raumdichten-Mittelwerten korrespondierenden Glasmoduln wurden zusätzlich die Glasmoduln für die minimale und die maximale, an den prismenförmigen Probekörpern gemessene, Raumdichte berechnet. Auffällig ist der hohe Glasmodul des Tragschichtmaterials, der durch die hohe Raumdichte und dem daraus resultierenden geringen Hohlraumgehalt von ca. 3,9 Vol.-% erzeugt wird.

Die sich nach Gleichung 3.13 ergebenden absoluten Elastizitätsmoduln für die mittleren Raumdichten bei unterschiedlichen Temperaturen sind in Ta-

		SMA 0/11 S	ABi 0/16 S	ATCS 0/22
Raumdichte ρ_A [g/cm ³]	min	2,305	2,310	2,410
	max	2,370	2,410	2,470
	mittel	2,344	2,371	2,446
Glasmodul E_∞ [MPa]	min	27.211,87	30.361,08	34.398,04
	max	31.839,49	38.375,43	39.477,68
	mittel	29.828,65	35.024,84	37.361,51

Tab. 3.16: Glasmoduln der verwendeten Asphaltarten

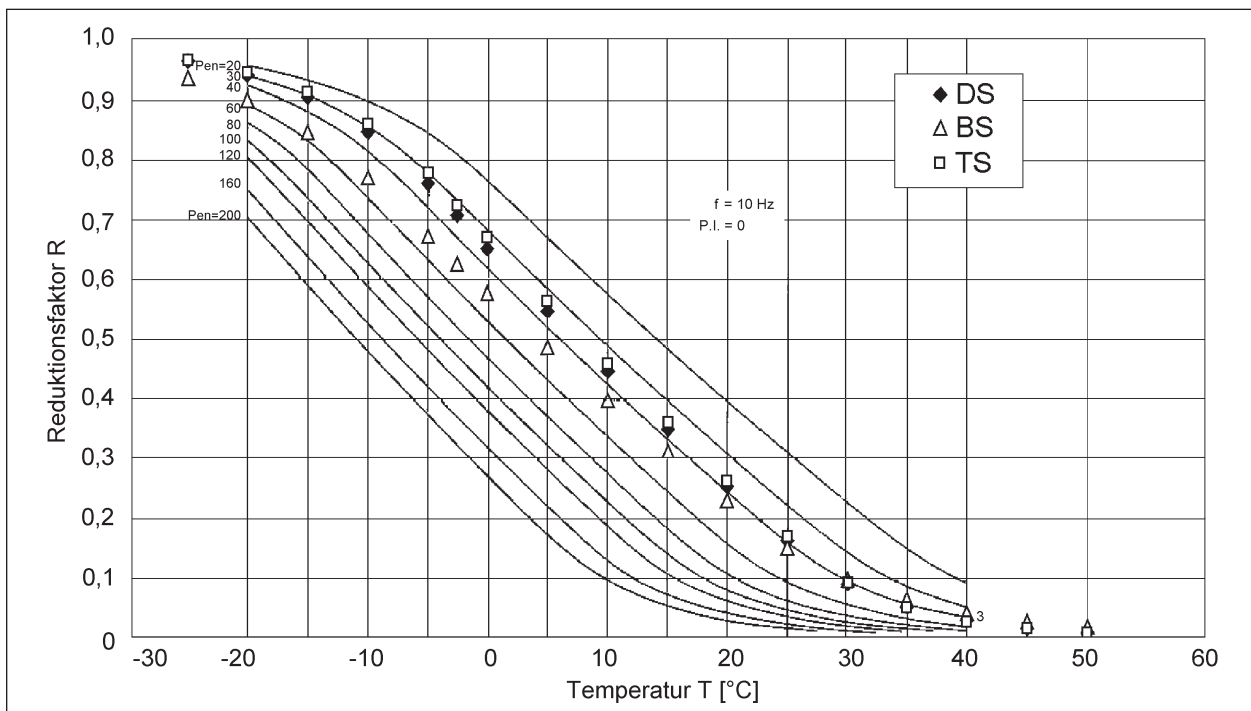


Bild 3.46: Reduktionsfaktoren R nach HÜRTGEN und aus der genauen Berechnung nach FRANCKEN und VERSTRAETEN [55]

belle 3.17 zusammengefasst und in Bild 3.47 dargestellt. Zusätzlich wurden die berechneten E-Moduln der je Asphaltorte gemessenen minimalen und maximalen Raumdichten bestimmt und durch Fehlerindikatoren im Diagramm mit dargestellt.

Ausgehend von diesen E-Moduln können die triaxialen Spannungszustände in Folge einer Belas-

Temperatur T [°C]	E-Moduln [MPa]		
	SMA 0/11 S	Abi 0/16 S	ATCS 0/22
50	300,1	682,7	354,1
45	506,4	1.003,1	610,4
40	869,0	1.492,0	1.070,5
35	1.517,6	2.248,2	1.912,2
30	2.699,6	3.433,7	3.481,5
25	4.871,4	5.319,4	6.377,1
20	7.588,8	8.045,3	9.846,1
15	10.400,6	10.931,4	13.435,6
10	13.311,8	13.919,6	17.152,0
5	16.327,7	17.015,3	21.002,0
0	19.454,0	20.224,3	24.993,0
-2,5	21.060,5	21.812,3	27.043,9
-5	22.690,0	23.553,1	29.069,4
-10	25.283,3	26.978,1	32.127,3
-15	26.984,7	29.684,1	34.115,9
-20	28.081,9	31.537,1	35.386,7

Tab. 3.17: Elastizitätsmodul E nach FRANCKEN und VERSTRAETEN

tungssituation mit Hilfe des Programms BISAR berechnet werden. Als Fahrbahnaufbau wird eine Asphaltbefestigung nach Bauklasse III, Zeile 1, nach RStO 01 mit den betrachteten Asphaltarten untersucht. Dabei wird als Worst-Case-Szenario ein völlig fehlender Verbund zwischen den Schichten angenommen, da sich dann höhere Spannungen in der Befestigung ergeben.

Als Belastung wurde die Überrollung der Straßenbefestigung mit einer Reifen-Auflast-Kombination, die einer Lenkachse eines Lkw entspricht, gewählt, die nach Untersuchungen aus München (s. Kapitel 3.3.1.2) den oberen Bereich der in Wirklichkeit vorkommenden Belastungen repräsentiert und zu einer maximalen Flächenpressung führt. Danach

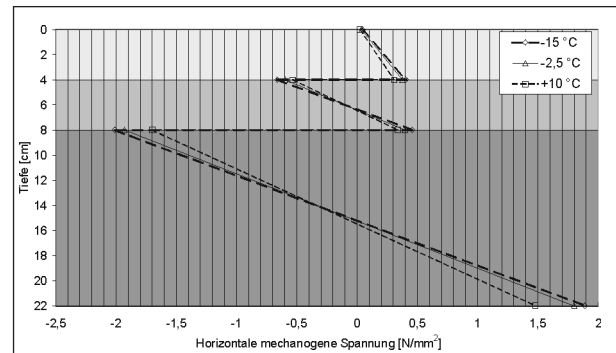


Bild 3.48: Mit BISAR berechnete horizontale mechanogene Spannungen (TU Braunschweig)

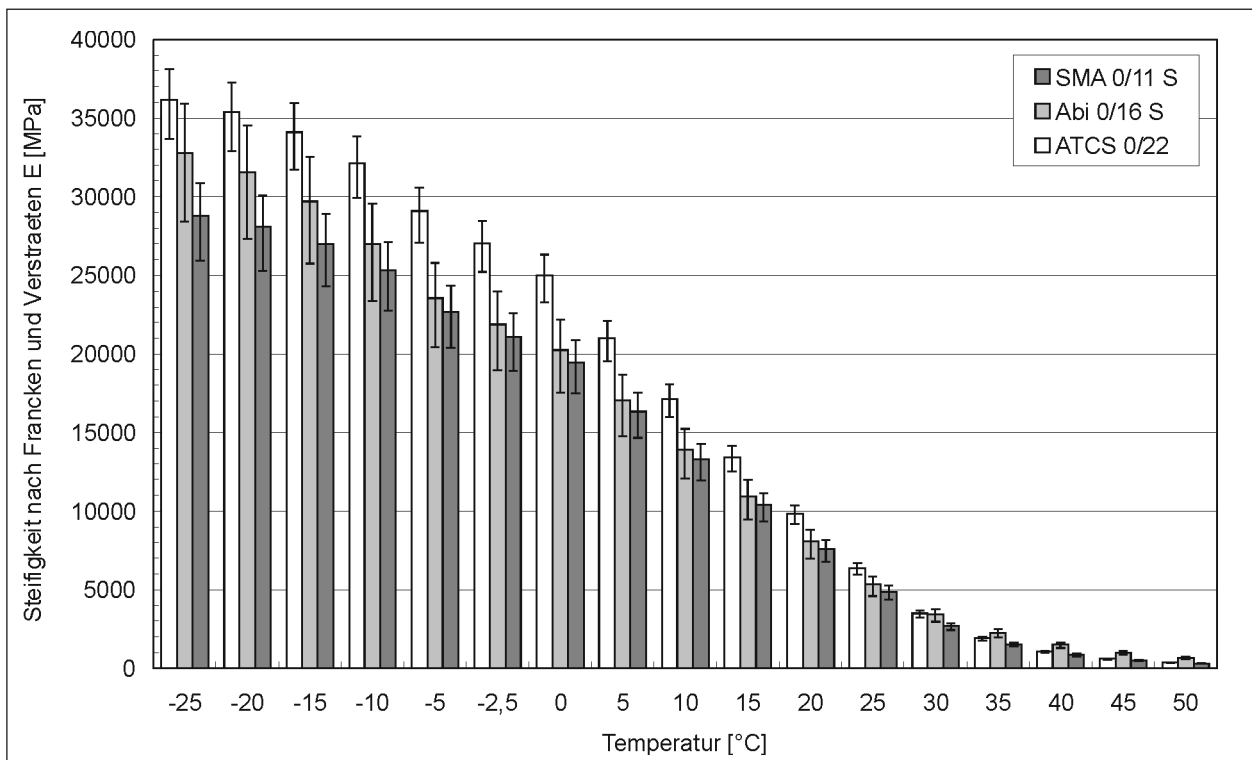


Bild 3.47: Nach FRANCKEN und VERSTRAETEN berechnete absolute E-Moduln bei verschiedenen Temperaturen

ergibt sich eine Belastung pro Reifen von 4.000 kg. Als Lasteinleitungsfläche wird vereinfachend ein Kreis angenommen, dessen Durchmesser der Breite des Reifens entspricht ($r = B/2 = 158 \text{ mm}$).

Die Berechnung erfolgte für 6 Punkte innerhalb der Fahrbahnbefestigung. An der Fahrbahnoberfläche wurde der Mittelpunkt zwischen den beiden Radlasten untersucht. Weiterhin wurden die Spannungen in der Lasteinleitungsfläche jeweils an den Schichtgrenzen berechnet. Bild 3.48 zeigt die mechanogenen Spannungen in diesen Punkten.

Berechnungen an der TU Dresden

Abweichend von dem in Braunschweig gewählten Vorgehen wurden die E-Moduln an der TU Dresden mit Raumdichten aus Kontrollprüfungen sowie mit den Reduktionsfaktoren R nach den Nomogrammen von HÜRTGEN (vgl. Bild 3.46) ermittelt. Dadurch zeigen die E-Moduli Abweichungen zu den in

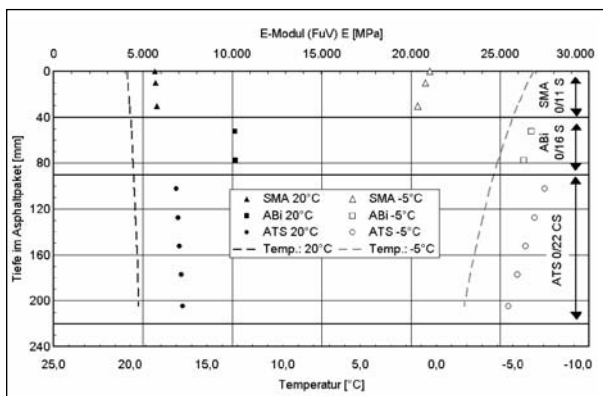


Bild 3.49: Für die Berechnung der E-Moduln und der Abschätzung der Beanspruchung verwendete Temperaturgradienten (-5 °C und $+20 \text{ °C}$) sowie die daraus berechneten absoluten E-Moduln in Abhängigkeit der Tiefe

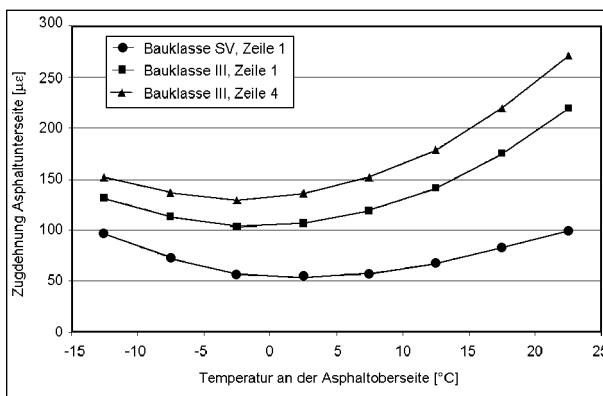


Bild 3.50: Zugdehnungen infolge mechanogener Belastung an der Unterseite des Asphaltoberbaus in Abhängigkeit von der Temperatur (Ergebnisse der BISAR-Rechnungen – siehe Anlage A5.1)

Braunschweig berechneten Werten. Zur Abschätzung der in der Fahrbahnbefestigung auftretenden Beanspruchung wurde auch das Programm BISAR verwendet, wobei in den Asphaltsschichten ein realitätsnaher Temperaturgradient (s. Bild 3.49) angenommen wurde. Daraus resultieren je nach Schichttiefe unterschiedliche E-Moduln nach FRANCKEN und VERSTRAETEN, die ebenfalls in Bild 3.49 eingezeichnet sind. Die Ergebnisse von den an der TU Dresden durchgeführten Berechnungen mit BISAR (vgl. Bild 3.50) zeigen, dass im Asphaltpaket elastische Zugdehnungen an der Unterseite des Asphaltpaketes im Bereich von ca. $50 - 300 \mu\epsilon$ auftreten. Dementsprechend ist die Oberlast so festzulegen, dass die elastischen Zugdehnungen in Probekörpermitte zu Beginn des Versuches in einem Dehnungsbereich dieser Größenordnung liegen. Die Oberlast (Oberspannung) sollte so gewählt werden, dass ein Dehnungsbereich von 50 bis $400 \mu\epsilon$ abgedeckt wird [DIN EN 12697 – 26].

3.3.2 Dynamische Spaltzugversuche (TU Dresden, Professur für Straßenbau, und TU Darmstadt, Fachgebiet Straßenwesen mit Versuchsanstalt)

3.3.2.1 Versuchsaufbau

Die Spaltzugversuche wurden an der TU Dresden, Professur für Straßenbau, mit einem servohydraulischen Prüfsystem des Typs DPD 100 der Firma Werkstoffprüfmaschinen Leipzig durchgeführt (Bild 3.51). Mit dieser Apparatur ist es möglich, eine ma-

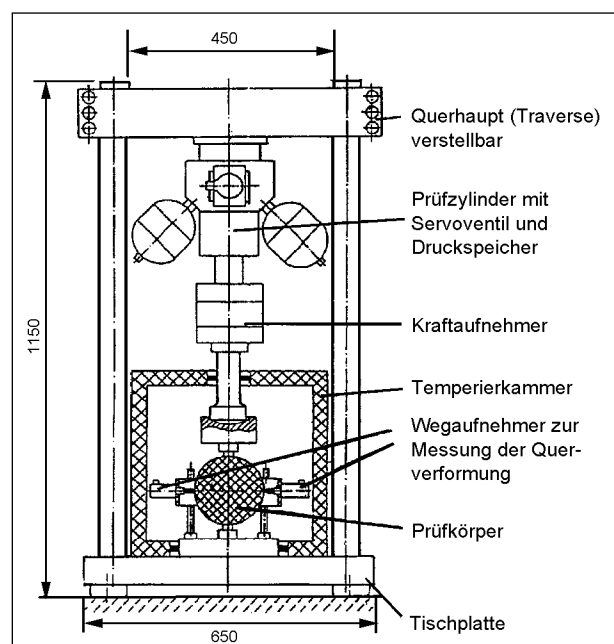


Bild 3.51: Schematische Darstellung der servohydraulischen Prüfmaschine

ximale Druckkraft von 100 kN und eine Zugkraft von 40 kN aufzubringen. Die Belastungsfrequenz kann im Bereich von 0,1–100 Hz, die einzutragende Last und der Hubweg des Prüfzylinders können variabel eingestellt werden. Der für die Gerätespezifikation benötigte Öldruck wird durch ein separates Hydraulikaggregat zur Verfügung gestellt.

Die vertikalen Verformungen können über Wegaufnehmer, die direkt mit dem Prüfzylinder verbunden sind, aufgenommen werden. Die Querverformungen werden mit induktiven Wegaufnehmern, die an dem Messrahmen befestigt sind, gemessen.

Gesteuert wird das ganze Prüfsystem über die Prüfmaschinensteuerung der Firma SIGMA Prüf- und Messtechnik aus Leipzig. Gleichzeitig dient diese Steuereinheit auch als Messcomputer.

Die Spaltzugschwellversuche an der TU Darmstadt wurden mit der servohydraulischen Presse RE 16 (Hersteller: Firma Schenck-Trebel) durchgeführt. Mit dieser Presse können statische und dynamische Versuche durchgeführt werden. Als Kraftverlauf wird für die dynamischen Versuche (Druck-, Biege- und Spaltzugschwellversuch) eine Haversine Funktion zugrunde gelegt [48].

Infolge der Belastung treten in dem Probekörper vertikale und horizontale Verformungen auf, die mittels induktive Wegaufnehmer erfasst werden. Die Messdatenerfassung erfolgt mit der Einschubkarte DT 2821 von Data Translation.

3.3.2.2 Versuchsdurchführung

Die dynamischen Spaltzugversuche wurden sowohl an der TU Dresden als auch an der TU Darmstadt durchgeführt. Da bei ersten Tastversuchen festgestellt wurde, dass der Spaltzugversuch

wegen Problemen des Kühlaggregates mit der zur Verfügung stehenden Prüfmaschine bei der angestrebten Temperatur von -15 °C nicht durchführbar war, wurden die Prüftemperaturen auf 20 °C, 5 °C und -5 °C festgelegt. Entsprechend den Vorgaben in der EN 12697-24 wurden zunächst eine Belastungsdauer von 0,1 s und eine Lastpause von 0,4 s gewählt. Weiterhin wurden die Versuche bei 20 °C mit Lastpausen von 0,1 s, 1,5 s und 2,1 s sowie einer Belastungszeit von 0,2 s gefahren. Um einen Vergleich der beiden verwendeten Pressen zu ermöglichen, wurden die Versuche bei 20 °C und einer Lastpause von 0,4 s sowohl in Darmstadt als auch in Dresden durchgeführt.

Die Versuche wurden kraftgeregelt gefahren. Die Spannungsamplitude schwingt zwischen der Unter- und Oberspannung. Die Unterspannung hat bei hohen Temperaturen die Aufgabe, den Probekörper ausreichend für die gesamte Prüfdauer einzuspannen, damit dieser während des Versuchs seine Lage nicht verändern kann (gewählte minimale Unterlast = 500 N). Bei tiefen Temperaturen sollen die kryogenen Spannungen in Form von Unterspannungen bei den dynamischen Spaltzugversuchen berücksichtigt werden. Die Unterspannungen bei -5 °C wurden anhand der Ergebnisse der Abkühlversuche, die an der TU Braunschweig durchgeführt wurden, festgelegt. Zusätzlich wurden Versuche ohne Berücksichtigung der kryogenen Spannungen bei -5 °C gefahren.

In Tabelle 3.18 sind die gewählten Spannungsdifferenzen $\Delta\sigma$ für die drei Asphaltgemische in Abhängigkeit von der Prüftemperatur aufgeführt, die jedoch bei einer Prüftemperatur von -5 °C mit den kryogenen Spannungen zu überlagern sind. Diese wurden in Abhängigkeit der statischen Spaltzugfestigkeit (20 %, 30 % und 50 %) gewählt.

Schicht	Temperatur [°C]	σ_{sz} mittel [MPa]	0,2 * σ_{sz} mittel [MPa]	0,3 * σ_{sz} mittel [MPa]	0,5 * σ_{sz} mittel [MPa]
SMA 0/11 S	-5	3,99	0,80	1,20	2,00
	5	2,45	0,49	0,74	1,23
	20	0,90	0,18	0,27	0,45
ABi 0/16 S	-5	4,19	0,84	1,26	2,10
	5	3,43	0,69	1,03	1,72
	20	1,30	0,26	0,39	0,65
ATS 0/22 CS	-5	4,16	0,83	1,25	2,08
	5	3,55	0,71	1,07	1,78
	20	1,43	0,29	0,43	0,72

Tab. 3.18: Spannungsdifferenzen $\Delta\sigma_{sz}$ für die dynamischen Spaltzugversuche

3.3.3 Zug-Schwell-Versuche (Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig)

Die Untersuchung des Ermüdungsverhaltens bei Temperaturen von -15 °C , $-2,5\text{ °C}$ und 10 °C erfolgt mit dem Zug-Schwell-Versuch in einer wahlweise mechanisch oder hydraulisch arbeitenden Prüfmaschine, die am Institut für Straßenwesen der Technischen Universität Braunschweig konzipiert wurde. Es können last- und/oder weggeregelte Versuche mit sinus- oder rechteckförmigen Last- oder Wegimpulsen durchgeführt werden. Die Prüfmaschine kann im elektrisch-hydraulischen Betrieb Kräfte bis zu 20 kN auf einen Probekörper aufbringen. Die Klimakammer, in die die Versuchseinrichtung eingebaut ist, kann Prüftemperaturen zwischen -30 °C und $+50\text{ °C}$ erzeugen [79]. Bild 3.52 zeigt die in den Klimaschrank eingebaute Prüfeinrichtung sowie eine Skizze der gesamten Prüfapparatur.

Auf einem Unterschrank mit formstabiler Arbeitsplatte stehen senkrecht zwei zylindrische Säulen, an denen eine in der Höhe verstellbare, biegesteife Traverse befestigt ist. Die Traverse trägt den Hydropulszylinder, der mit Hilfe eines Servoventils die Zug-Schwell-Kräfte generiert. Der sehr hohe, für die Generierung schnell veränderlicher Kräfte benötigte Öldruck wird separat in einem Hydraulikaggregat erzeugt und über das PID-geregelte Servoventil gesteuert. Zwischen Hydropulszylinder

und dem Probekörper befindet sich die zur Aufnahme der tatsächlich aufgetragenen Belastungen benötigte Kraftmessdose. Die Halterungen zur Aufnahme des Probekörpers und zwei induktive Wegaufnehmer für die Verformungsmessung befinden sich innerhalb des zwischen den Säulen der Prüfmaschine eingebauten Klimaschranks, der die gewünschte Versuchstemperatur während der Prüfung konstant hält ($\Delta T \leq \pm 0,3\text{ K}$). Diese Vorgehensweise ermöglicht eine Auswertung der Versuche hinsichtlich der ertragenen Lastwechselzahl bis zum Bruch des Probekörpers sowie des Verlaufs der bleibenden sowie der elastischen Dehnungen während des Versuchs. Durch die vorgenommene Messdatenreduktion kann allerdings der genaue Dehnungsverlauf eines einzelnen Lastwechsels nicht untersucht werden.

Beim Zug-Schwell-Versuch werden prismatische Probekörper der Deck- und Binderschicht mit den Abmessungen $40 \times 40 \times 160\text{ mm}^3$, bei Tragschichtmaterial mit $50 \times 50 \times 160\text{ mm}^3$ in Richtung der Längsachse belastet. Die Asphaltprismen werden mit Zweikomponenten-Kunstharzkleber in Klebäbänken zentriert auf Adapter geklebt und in die Maschine eingehängt. Nach Eingabe der Probekörperdaten und der Prüfbedingungen wird der Prozessrechner gestartet und der Probekörper spannungsfrei auf die Versuchstemperatur heruntergekühlt. Nach Erreichen der Prüftemperatur wird

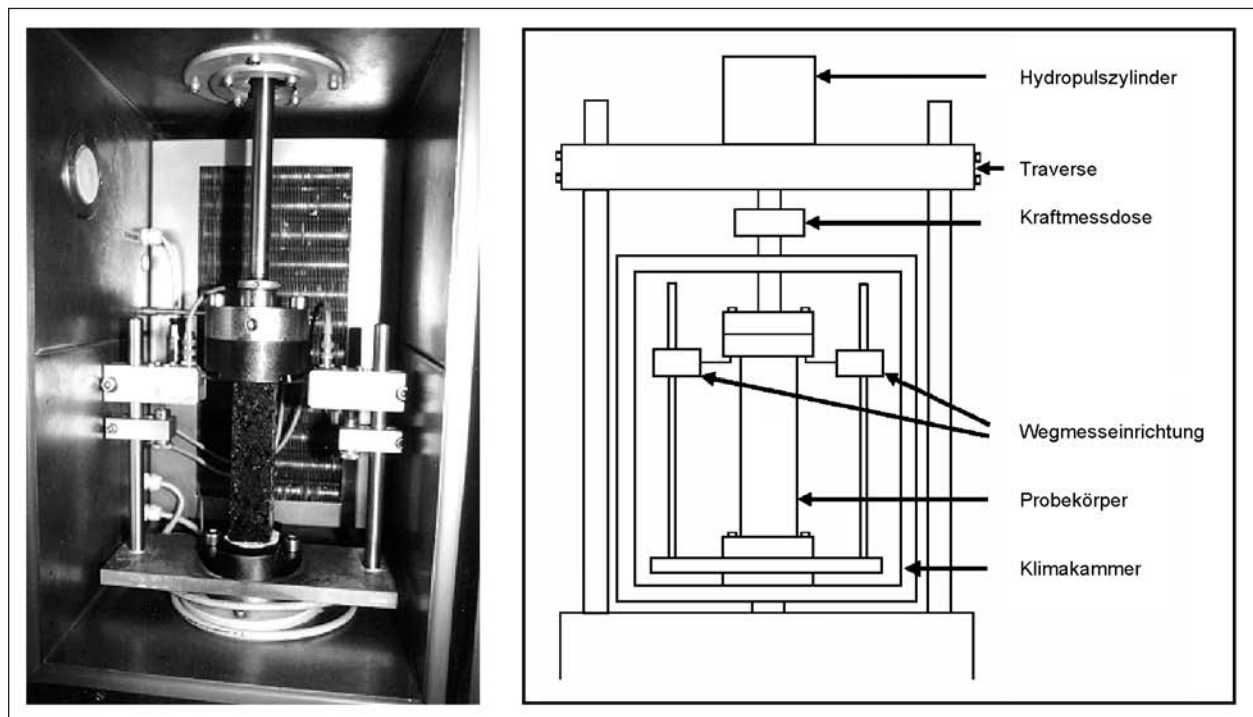


Bild 3.52: Prüfeinrichtung und Skizze der Apparatur für den Zug-Schwell-Versuch

Temperatur T [°C]	% der Zugfestigkeit β_z	Deckschicht SMA 0/11 S		Binderschicht ABi 0/16 S		Tragschicht ATCS 0/22	
		σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o
-15	50	1,37	3,27	1,28	3,06	1,68	4,28
	40		2,87		2,70		3,76
	30		2,51		2,35		3,24
-2,5	50	0,22	2,12	0,29	2,44	0,32	2,68
	40		1,74		2,01		2,2
	30		1,36		1,58		1,73
+10	50	0,03	0,89	0,03	0,94	0,03	1,00
	40		0,71		0,76		0,80
	30		0,54		0,58		0,61

Tab. 3.19: Ober- und Unterspannungen in den Zug-Schwell-Versuchen in Abhängigkeit der statischen Zugfestigkeit

der Probekörper mit den eingegebenen Lastgrößen bis zum Eintreten des Bruches beansprucht. Der Beanspruchungszustand kann über den Großteil der Probekörperlänge als homogen angenommen werden, wobei in den Endbereichen des Probekörpers durch die Klebung verursachte Querzugspannungen auftreten.

Da eine Fahrbahnbefestigung neben den mechanischen Belastungen durch den Verkehr auch noch Zugspannungen auf Grund von thermischen Einflüssen ertragen muss, wird bei tiefen Prüftemperaturen eine entsprechend der in Abkühlversuchen gemessenen kryogenen Spannung als Unterspannung angesetzt. Da sich bei hohen Temperaturen keine dauerhaft wirkende Spannung infolge veränderter thermischer Dehnung aufbaut, wird hier eine maschinenbedingte Unterspannung von 0,03 MPa angesetzt. Um die Parameterisierung des Stoffmodells mit Hilfe der Prüfungsergebnisse zu erleichtern, wurden die Prüftemperaturen so gewählt, dass sich gleiche Temperaturdifferenzen zwischen den untersuchten Temperaturen ergeben. So wurde im Nachhinein eine Versuchstemperatur von -2,5 °C statt der vorher geplanten Temperatur von -5 °C festgesetzt.

In Anlehnung an die von RUBACH [79] durchgeführten Ermüdungsversuche sollte als Spannungsdifferenz der prozentuale Anteil der mit dem Mehrschichtenprogramm BISAR berechneten Verkehrsbeanspruchungen verwendet werden. Bei ersten Versuchen, in denen die berechneten mechanischen Spannungen zu 100 % zu den kryogenen Spannungen addiert wurden, ergaben sich sehr große Bruchlastwechselzahlen. So versagte ein Probekörper der Deckschicht bei einer Oberspannung von 1,78 MPa und bei Prüftemperatur von -15 °C erst nach über 600.000 Lastwechseln. Unter Annahme der gesamten mechanischen Spannung ($\sigma_o = 0,60$ MPa) bei -2,5 °C wurde die Prüfung eines weiteren Deckschichtprobekörpers nach

3.526.839 Lastwechseln (4 Tagen) abgebrochen, da noch kein Ermüdungsbruch eintrat. Da diese Versuche mit Spannungsdifferenzen von jeweils 100 % der mit BISAR ermittelten mechanischen Spannungen durchgeführt wurden, kann davon ausgegangen werden, dass die Versuche bei geringeren Spannungen zu noch höheren Bruchlastwechselzahlen und somit zu einer langen Versuchsdauer geführt hätten. Um den angesetzten Zeitplan einhalten zu können, wurde festgelegt, die Oberspannungen in Abhängigkeit von den statischen Zugfestigkeiten zu bestimmen. Als Unterspannungen wurden weiterhin die im Abkühlversuch ermittelten kryogenen Spannungen herangezogen. Als Oberspannungen wurden die Summen aus der kryogenen Spannung zuzüglich 50 %, 40 % und 30 % der statischen Zugfestigkeit β_z bei den jeweiligen Prüftemperaturen angesetzt.

Da bei den an der TU Dresden, Professur für Straßenbau, durchgeführten Spaltzugversuchen eine Abhängigkeit der ertragenen Lastwechselzahlen von den Raumdichten der Probekörper festgestellt wurde, wurden je Temperatur/Lastkombination drei Probekörper mit möglichst weit spreizenden Raumdichten geprüft.

3.3.4 Auswertemethodik

Die Auswertung von Ermüdungsversuchen erfolgte bisher hauptsächlich mit der Ermittlung von WÖHLER-Linien, in denen eine vorgegebene, während des Versuches konstante Belastungsgröße (Spannung oder Dehnung) der Lastwechselzahl, bei der ein bestimmtes messbares Ereignis eintritt, gegenübergestellt wird. Die Literatur gibt verschiedene Beispiele für Ereignisse, die als Bewertungslastwechselzahl benutzt werden können.

In Braunschweig wird bei der Auswertung von axialen Zug-Schwell-Versuchen die Bruchlastwechselzahl N_{br} als Ermüdungsereignis herange-

zogen, bei der der Probekörper endgültig versagt und einen spontanen Bruch erleidet. Die Bruchlastwechselzahl wird direkt nach der Versuchsdurchführung ausgewertet und ausgegeben, wodurch eine händische oder rechnerische Auswertung entfällt.

Ein weiteres Bewertungsereignis, das häufig zur Auswertung dynamischer Prüfungen verwendet wird, ist der Wendepunkt in der Impulskriechkurve (siehe Bild 3.53). Dieses Verfahren findet bei Verformungsprüfungen Anwendung und ist in der Technische Prüfvorschrift für Asphalt im Straßenbau TP A – StB Teil: Einaxialer Druckschwellversuch – Bestimmung des Verformungsverhaltens von Walzasphalten bei Wärme; Ausgabe 1999 festgelegt. Die Prüfvorschrift schlägt drei Verfahren vor, die zur Ermittlung der Lastwechselzahl im Wendepunkt angewendet werden können. Neben der grafischen Handauswertung, in der die Lage des Wendepunktes mit Hilfe eines Lineals an einem Ausdruck der Impulskriechkurve abgeschätzt wird, kann der Wendepunkt der Impulskriechkurve mittels Dehnungsrate, die zu diesem Zeitpunkt ein Minimum aufweist, rechnerisch ermittelt werden. Hierbei ist jedoch darauf zu achten, dass durch die versuchsbedingten Messwertschwankungen lokale Minima auftreten können, die das Ergebnis verfälschen würden. Daher ist nach der Ermittlung des Wendepunktes zu prüfen, ob das erfasste Minimum der Dehnungsrate tatsächlich die Lage des Wendepunktes beschreibt. Falls notwendig, muss die Dehnungsrate durch eine gleitende Mittelwertbildung geglättet werden, damit das globale Minimum der Dehnungsrate erfasst werden kann.

Als drittes Auswertungsverfahren kann der mathematische Ansatz genannt werden, bei dem der Verlauf der bleibenden Dehnungsmesswerte mit einer Funktion approximiert wird. Dadurch kann der Wendepunkt mathematisch eindeutig berechnet werden. Die Technische Prüfvorschrift schlägt die 5-Parameter-Gleichung (Gl. 3.20) als Approximationsfunktion vor, deren Eignung in einem umfangreichen Forschungsvorhaben [21] überprüft wurde.

$$\varepsilon(N) = \varepsilon_0 + a \cdot N^k + b \cdot (e^c \cdot N - 1) \quad \text{Gl. 3.20}$$

Im gleichen Forschungsvorhaben wurde an der Versuchsanstalt für Straßenwesen der TU Darmstadt mit der Areatangensfunktion eine weitere Gleichung angewendet, mit deren Hilfe die Lage des Wendepunktes ermittelt werden kann. Gleichung 3.21 wurde auch bereits erfolgreich bei der Auswertung von dynamischen Biegeschwellversu-

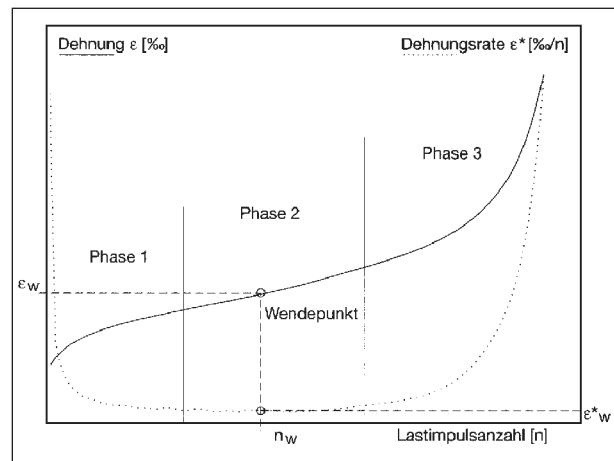


Bild 3.53: Bleibende Dehnung und Dehnungsrate in dynamischen Prüfungen [TP-Teil: Druckschwellversuch]

chen angewendet und beinhaltet drei Parameter, die durch Regressionsrechnungen iterativ optimiert werden müssen. Zur Approximation der Hüllkurven wird folgender Regressionsansatz verwendet [30, 46, 47, 43]:

$$s(t) = \frac{1}{2} \cdot \ln \frac{A_0 + A_1 \cdot \ln(t)}{1 - A_2 \cdot \ln(t)} \quad \text{Gl. 3.21}$$

mit:

$$\begin{aligned} s(t) &= \text{Verformung in mm} \\ t &= \text{Zeit in s} \end{aligned}$$

Unter Verwendung der Regressionsparameter A_0 bis A_2 können folgende Parameter der Regressionsgleichung berechnet werden:

$$\text{Nullstelle: Zeit: } t_0 = e^{\frac{1-A_0}{A_1+A_2}}$$

$$\text{Wendepunkt: Zeit: } \ln t_{w1,2} = -\frac{p}{2} \pm \sqrt{\frac{p}{4} - q}$$

$$p = \left[2 + \frac{A_0}{A_1} - \frac{1}{A_2} \right]$$

$$q = \left[\frac{A_0}{A_1} - \frac{1}{A_2} - \frac{A_0}{A_1 \cdot A_2} \right]$$

$$\text{Verformung: } s_w(t_w) = \frac{1}{2} \cdot \ln \frac{A_0 + A_1 \cdot \ln t_w}{1 - A_2 \cdot \ln t_w}$$

Verformungsgeschwindigkeit:

$$s_w(t_w) = \frac{1}{2 \cdot t_w} \cdot \frac{A_1 + A_0 \cdot A_2}{[A_0 \cdot A_1 \cdot \ln t_w] \cdot [1 - A_2 \cdot \ln t_w]}$$

$$\text{Asymptote: Zeit: } t_A = e^{\frac{1}{A_2}}$$

Die Koordinaten des Wendepunktes der Hüllkurven entsprechen dem Beginn der Bruchphase. Die Asymptote charakterisiert den Bruchzustand.

Die beiden beschriebenen Approximationsfunktionen sind gut an die Versuchsgraphen der dynamischen Spaltzugversuche anzupassen. Da bei den axialen Zugversuchen jedoch die Bruchphase bis zum endgültigen Versagen erfasst wird und sich demnach fast senkrecht verlaufende Asymptoten am Versuchsende ergeben, sind die beiden genannten Verfahren zur Beschreibung des Dehnungsverlaufes in den axialen Zugversuchen weniger geeignet. Deshalb wurde eine Funktion gesucht, die im Anfangsbereich, der so genannten Verfestigungsphase, und zu Versuchsende, der Bruchphase, senkrechte Asymptoten aufweist. Dazu wurde die BOLTZMANN-FUNKTION zur 4-Parameter-Gleichung (Gl. 3.22) umgewandelt, bei deren Anwendung sich im Anfangsbereich des Versuchs und zu Versuchsende senkrechte Asymptoten ergeben:

$$\varepsilon(N) = a + b \cdot \ln\left(\frac{c-d}{N-d} - 1\right) \quad \text{Gl 3.22}$$

Der Wendepunkt liegt an der Stelle:

$$N_{WP} = \frac{c+d}{2} \quad \text{Gl 3.23}$$

In den bisher erläuterten Auswerteverfahren werden die bleibenden Dehnungen in dynamischen Versuchen mit schwellender Beanspruchung betrachtet. In der Auswertung eines europäischen Ringversuchs zum Kriterium Ermüdung [13] wird angenommen, dass Ermüdungsschäden mit der Abnahme der Steifigkeit korrespondieren. Daher werden im genannten Beitrag Wechselversuche bevorzugt, da der Steifigkeitsabfall nicht durch bleibende Verformungen überdeckt wird.

Ein in der Vergangenheit vielfach angewendetes Verfahren ist die Bestimmung des Zeitpunktes der Rissentstehung anhand des Abfalls der Steifigkeit auf 50 % der Anfangssteifigkeit. Diese Methode führt zu ungenauen Ergebnissen, da die Höhe des Steifigkeitsabfalls dehnungsabhängig ist.

Von ROWE [78] wurde, basierend auf dem Konzept der dissipierten Energie, eine neue Methode zur Bestimmung der Lastwechselzahl bis zur Rissentstehung entwickelt. Bild 3.54 zeigt ein Beispiel für die vorgeschlagene Methode. Wird das Produkt aus Lastwechselzahl und E-Modul (entspricht dem Verhältnis von gespeicherter und dissipierter Energie) in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl aufgetragen, so kann eine Veränderung des Produktes

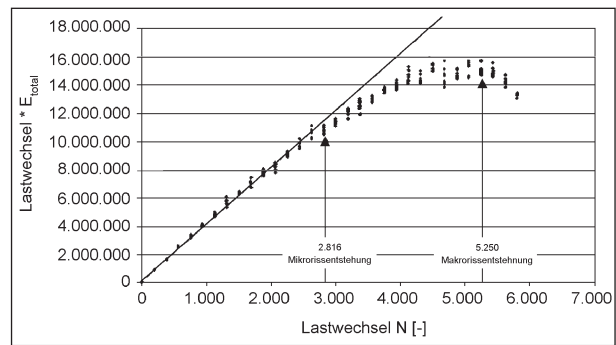


Bild 3.54: Lastwechselzahl multipliziert mit dem E-Modul in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl für einen ABi 0/16 S, $\sigma_0 = 0,65$ MPa, $\sigma_u = 0,05$ MPa, $T = 20$ °C, $LP = 1,5$ s

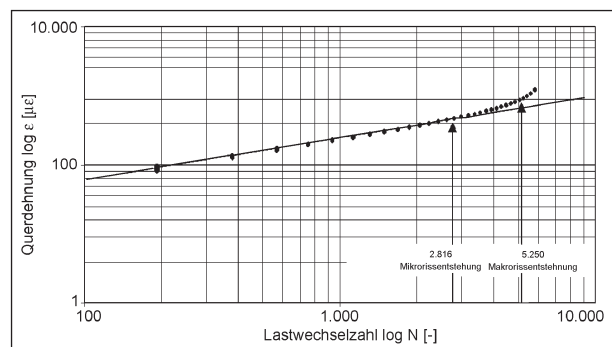


Bild 3.55: Querdehnung in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl für einen ABi 0/16 S, $\sigma_0 = 0,65$ MPa, $\sigma_u = 0,05$ MPa, $T = 20$ °C, $LP = 1,5$ s

beobachtet (Bild 3.54) und der Zeitpunkt der Mikro- und Makrorissentstehung in Bezug zur Lastwechselzahl ermittelt werden. Das Produkt aus bleibender Verformung und eingetragener Last stellt die dissipierte Energie und das Produkt aus elastischer Verformung und eingetragener Last die gespeicherte Energie dar. Das elastische Potenzial spiegelt das Rückstellvermögen des Körpers und das plastische Potenzial das plastische Verformungsvermögen wider.

Grundgedanke dieser Methode ist, dass das elastische Potenzial des Probekörpers bis zum Zeitpunkt der Mikrorissentstehung relativ konstant bleibt (geringe Abnahme des E-Moduls – Bild 3.56). Hierbei ist auch der Zuwachs an dissipierter Energie konstant. In Bild 3.54 verlassen die Messpunkte bei dieser Lastwechselzahl den linearen Bereich der Kurve. Ab dem Zeitpunkt der Mikrorissentstehung wächst das plastische Potenzial (progressiver Zuwachs der dissipierten Energie) an und sinkt das elastische Potenzial des Probekörpers (E-Modul nimmt signifikant ab, Bild 3.56) ab. Sobald der Makroriss entstanden ist, führt bereits eine relativ niedrige zusätzliche Lastwechselzahl (Risswachstum) zum vollständigen Versagen des Probekör-

pers (elastisches Potenzial ist nicht mehr vorhanden (Fließen)). Der Extremwert der Kurve wird als Zeitpunkt der Entstehung eines Makrorisses interpretiert. Dabei ändert sich abrupt das Verhältnis von gespeicherter zu dissipierter Energie.

Mit dieser Methode ist ein einheitliches Kriterium zur Ermittlung der Mikro- und Makrorissentstehung vorhanden. Bild 3.55 zeigt, dass sich mit dem Einsetzen der Mikrorisse tertiäre plastische Verformungen ausbilden.

Bild 3.57 verdeutlicht, dass die vereinfachte Annahme der Makrorissentstehung bei 50 % E-Modulabfall nicht zutreffend ist. Der Betrag des E-Modul-Abfalls bis zum Makroriss ist stark temperatur- und dehnungsabhängig. Bei höheren Beanspruchungen, d. h. größeren Dehnungen, wird der Makroriss erst dann eintreten, wenn der E-Modul sehr stark abgesunken ist. Mit abnehmendem Dehnungsniveau tritt der Makroriss schon bei einem geringeren Abfall des E-Moduls ein. Bild 3.57 macht somit deutlich, dass der zu Beginn des Abschnittes beschriebene Ansatz zur Bestimmung des Zeitpunktes der Rissentstehung zu fehlerhaften Ergebnissen hinsichtlich der Bestimmung der Ermüdungskurven führen kann.

Bild 3.58 und Bild 3.59 zeigen die Auswertungsverfahren am Beispiel eines Ermüdungsversuches mit

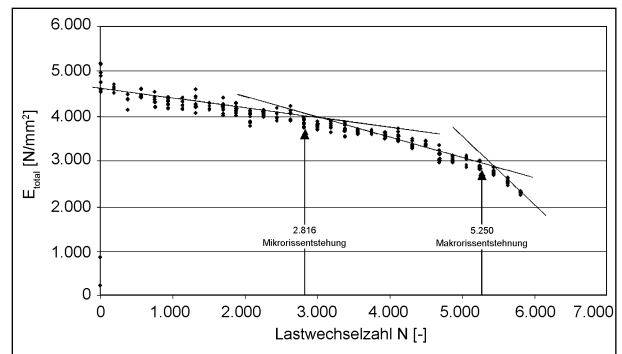


Bild 3.56: E-Modul in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl für einen ABi 0/16 S, $\sigma_o = 0,65$ MPa, $\sigma_u = 0,05$ MPa, $T = 20$ °C, $LP = 1,5$ s

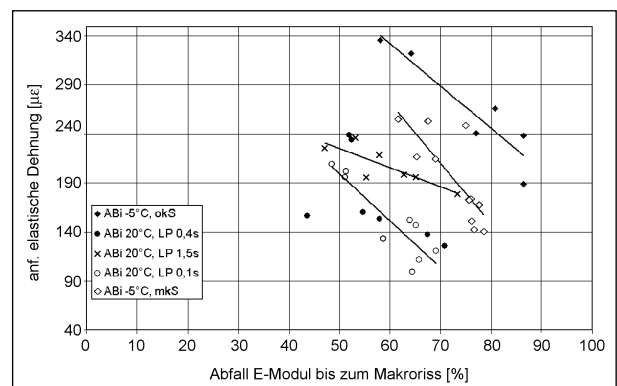


Bild 3.57: Zusammenhang zwischen der anfänglichen elastischen Dehnung und dem Abfall des E-Moduls bis zum Makroriss für den ABi 0/16 S [90]

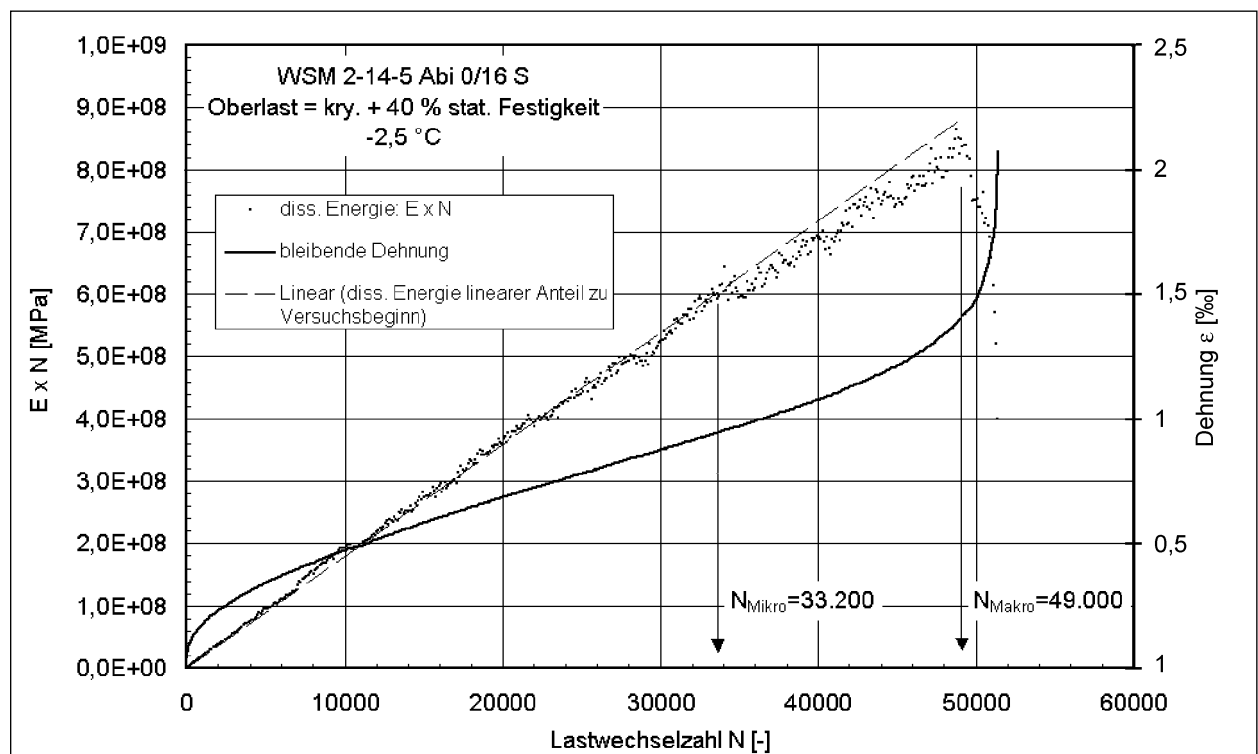


Bild 3.58: Ermittlung der ermüdungsrelevanten Lastwechselzahlen N_{Mikro} , N_{Makro} und N_{br} am Beispiel eines Zug-Schwell-Versuchs mit einem ABi 0/16 S bei $-2,5$ °C

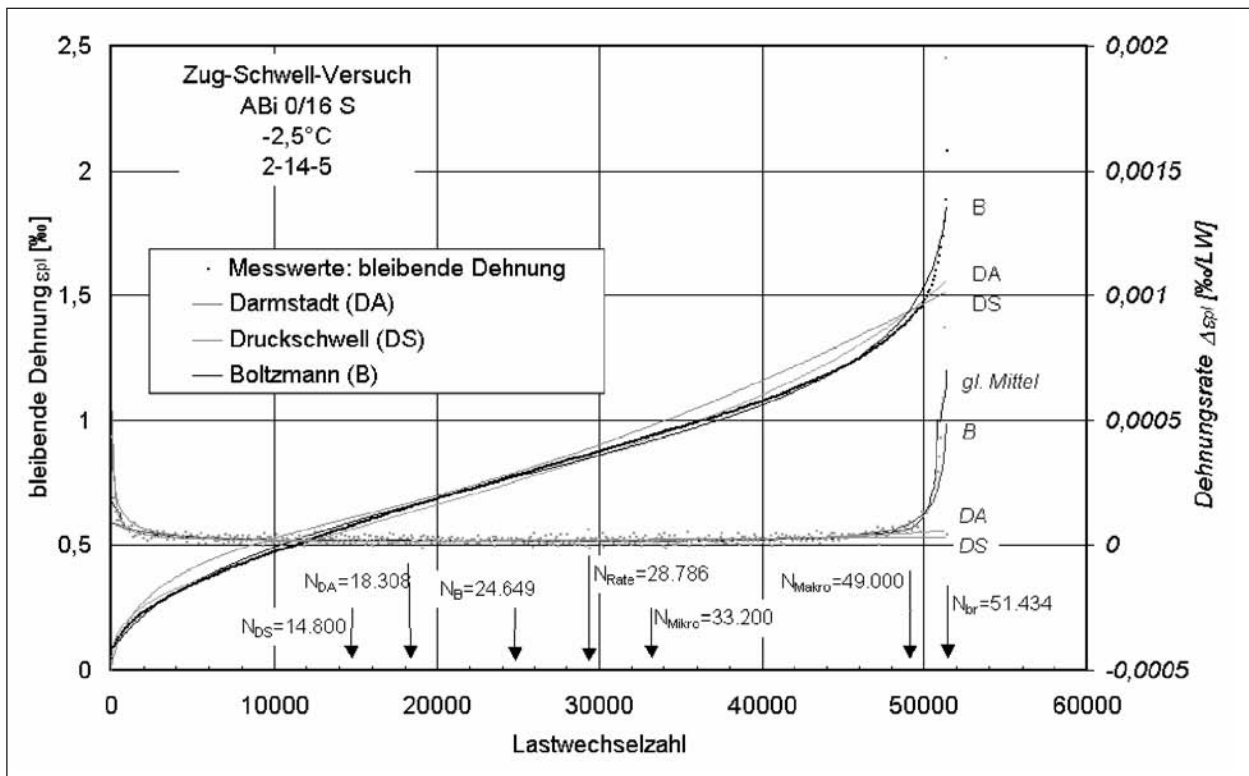


Bild 3.59: Anwendung verschiedener Regressionsfunktionen zur Ermittlung des Wendepunktes im Graphen der bleibenden Dehnungen am Beispiel eines Zug-Schwellversuchs bei $-2,5\text{ °C}$ an einem ABi 0/16 S

der axialen Zug-Schwell-Prüfung an einem ABi 0/16 S bei einer Prüftemperatur von $-2,5\text{ °C}$. In Bild 3.58 ist ergänzend zu den Messwerten der bleibenden Dehnung das Produkt aus Lastwechselzahl und Elastizitätsmodul aufgetragen. Zu Versuchsbeginn steigt das Produkt linear an, bis ein Punkt erreicht ist, an dem die Messpunkte ein Abflachen des Kurvenverlaufs bewirken. Nach der Theorie von ROWE [72] treten nach dieser Anzahl an Lastwechseln N_{Mikro} erste Mikrorisse im Asphaltmaterial auf. Nach weiterer Belastung erreichen die Messpunkte des Produktes bei der Anzahl an Lastwechseln N_{Makro} einen Maximalwert des Produktes aus Lastwechselzahl und E-Modul, bei dem sich die zuvor angewachsenen Mikrorisse zu einem Makroriss vereint haben. Die danach zügig abnehmenden Werte des Produktes aus E-Modul und Lastwechselzahl deuten auf ein schnell fortschreitendes Risswachstum hin, das zum endgültigen Bruch des Probekörpers führt. Die erreichte Lastwechselzahl wird im Folgenden als Bruchlastwechselzahl N_{br} bezeichnet.

Wie sich die Anwendung der unterschiedlichen Regressionsgleichungen auf die Ermittlung der Lastwechselzahl, bei der ein Wendepunkt in der Kurve der bleibenden Verformung auftritt, auswirkt, ist in Bild 3.59 dargestellt. Die Regressionsgleichungen

der in Darmstadt (DA) favorisierten Areatangensfunktion, der Gleichung zur Auswertung des Druckschwellversuchs (DS) und der modifizierten BOLTZMANN-Funktion (B) wurden an die Messwerte des gleichen Zug-Schwell-Versuchs angepasst. Des Weiteren sind die aus den Regressionsfunktionen resultierenden Dehnungsraten sowie das gleitende Mittel der aus den Messwerten berechneten Dehnungsraten eingezeichnet. Der Vergleich der Regressionsgraphen mit den Messwerten zeigt, dass die Gleichungen DA und DS den Verlauf der Messwerte am Ende des Versuches nicht mehr nachvollziehen, während Funktion B auch den Schädigungsbereich besser darstellt. Dies führt zu großen Unterschieden bei der Ermittlung der Lastwechselzahl, bei der ein Wendepunkt auftritt (siehe Bild 3.59). Bei der Betrachtung fällt auf, dass der tatsächliche Wendepunkt der Messwertreihe N_{Rate} bei der Anwendung der Regressionsfunktionen unterschätzt wird, während der nach ROWE [72] ermittelte Beginn der fortschreitenden Schädigung bei einer höheren Lastwechselzahl eintritt.

Wie Bild 3.60 zeigt, kann diese Beobachtung nicht bei allen Untersuchungen einheitlich gemacht werden. Für die Zug-Schwell-Versuche kann keine eindeutige Aussage getroffen werden, welche Auswertemethodik am besten für die Ermittlung der

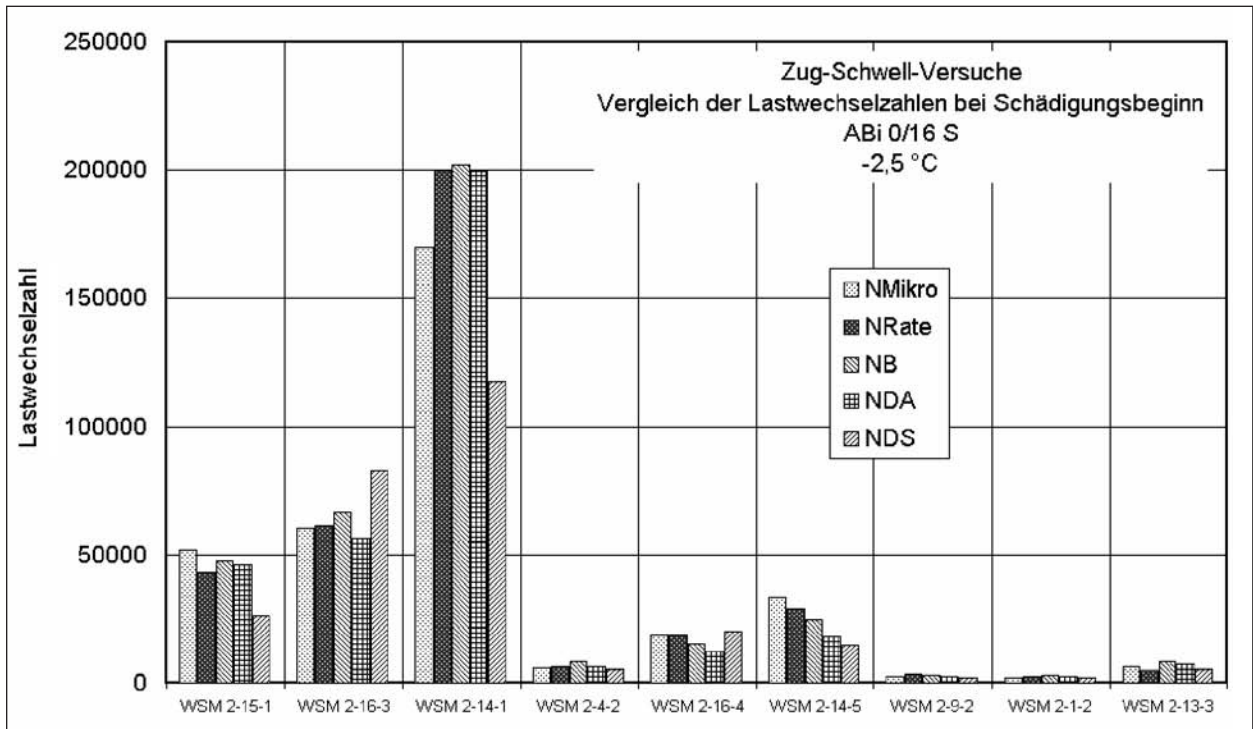


Bild 3.60: Lastwechselzahlen bei Schädigungsbeginn der Zug-Schwell-Versuche mit ABI 0/16 S bei -2,5 °C nach verschiedenen Auswerteverfahren für verschiedene Probekörper

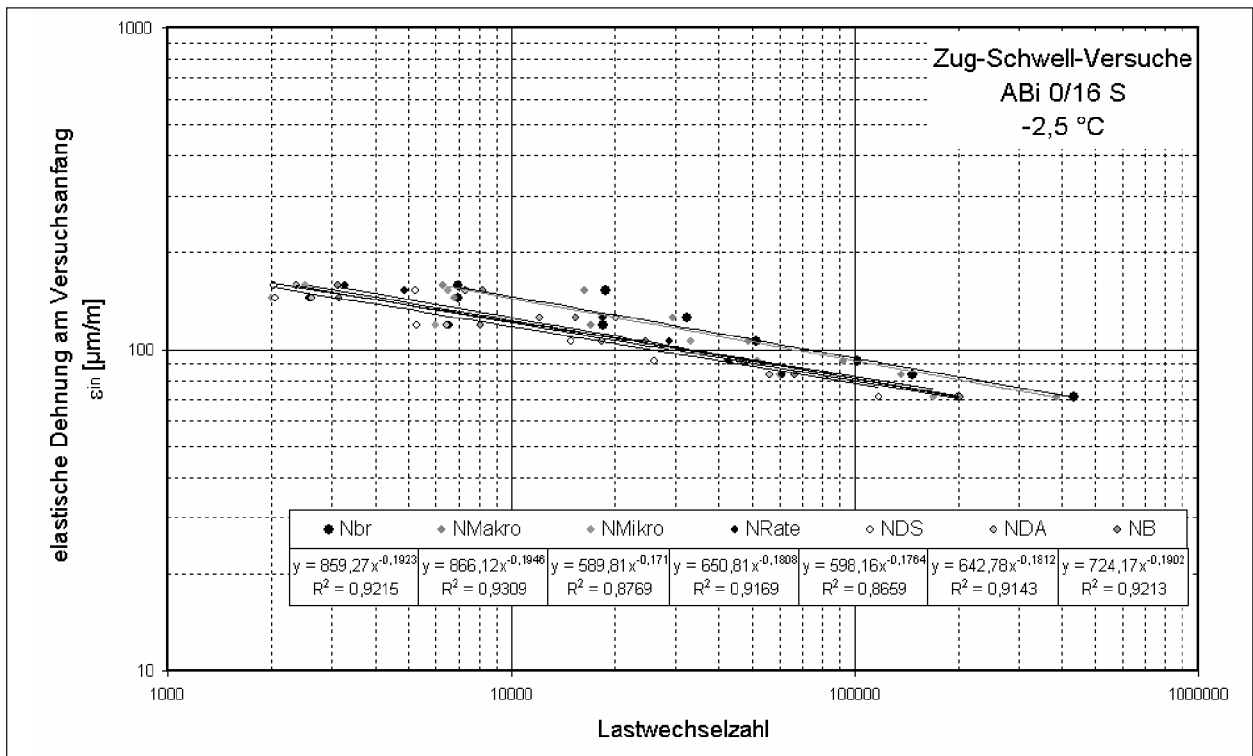


Bild 3.61: WÖHLER-Linien zur Darstellung der Ergebnisse der Zug-Schwell-Versuche am Asphaltbindermaterial bei -2,5 °C unter Verwendung verschiedener ermüdungsrelevanter Lastwechselzahlen

Lastwechselzahl, bei der eine Schädigung des Probekörpers einsetzt, geeignet ist. In Bild 3.61 sind mit allen genannten ermüdungsrelevanten Lastwechselzahlen WÖHLER-Linien gezeichnet, wel-

che die Ergebnisse der Zug-Schwell-Versuche am Asphaltbindermaterial bei einer Prüftemperatur von -2,5 °C beschreiben. Es zeigt sich, dass sich der beste Korrelationskoeffizient bei Verwendung der

Lastwechselzahlen N_{Makro} ergibt, gefolgt von den Bruchlastwechselzahlen N_{br} und der Verwendung der Wendepunkte der BOLTZMANN-Funktionen N_B . In Tabelle 3.20 sind die Korrelationskoeffizienten der ausreißerbereinigten WÖHLER-Linien dieser Auswertungen für die durchgeführten Zug-Schwell-Versuche aufgeführt.

Bei der Auswertung der axialen Zug-Schwell-Versuche werden neben der erreichten Bruchlastwechselzahl N_{br} auch die Lastwechselzahlen bei Makro- und Mikrorissentstehung N_{Makro} und N_{Mikro} sowie die Lastwechselzahl, bei der die Dehnungsrate ein Minimum aufweist N_{Rate} , verwendet. Die Auswertung mit Hilfe von Regressionsfunktionen führte bei einem Teil der Versuche zu unplausiblen Ergebnissen (z. B. Beginn der Ermüdungskurven nicht beim ersten Lastwechsel), sodass diese für die Auswertung der axialen Zug-Schwell-Versuche nicht weiter verfolgt wurden.

Der Zusammenhang zwischen der Lastwechselzahl bei Makrorissbildung und der Raumdichte wird in Bild 3.62 verdeutlicht. Dabei sind die hohen Unterschiede der Versuchsergebnisse bei gleichem Belastungsniveau auffällig. Als Ursache für die Unterschiede sind hauptsächlich die Schwankungen in der Raumdichte der Probekörper zu sehen. Mit steigender Raumdichte und somit sinkendem Hohlraumgehalt nimmt die ertragbare Lastwechselzahl zu. Aufgrund der begrenzten Versuchszahl konnte eine eindeutige Abhängigkeit des E-Moduls von der Raumdichte bzw. vom Verdichtungsgrad nicht bei allen Versuchsreihen festgestellt werden, zumal weiterhin eine Spannungsabhängigkeit des E-Moduls zu beobachten war.

Somit ist bei der Aufstellung von materialspezifischen, spannungsabhängigen Ermüdungskurven neben dem Temperatureinfluss auch der Einfluss

der Raumdichte zu berücksichtigen. In Abhängigkeit von der Raumdichte ergeben sich unterschiedliche Ermüdungskurven.

Werden die ermüdungsrelevanten Lastwechselzahlen in Abhängigkeit von der am Versuchsbeginn gemessenen elastischen Dehnung dargestellt, die bei den kraftgeregelten Versuchen von der dichtabhängigen Steifigkeit beeinflusst wird, kann der Einfluss der Raumdichte bei der Versuchsauswertung ausgeglichen werden. READ [72] stellt anhand von dynamischen Spaltzugversuchen fest, dass sich durch unterschiedliche Raumdichten die resultierende dehnungsabhängige Ermüdungskurve nicht verändert, sondern dass sich nur die Lage der Messpunkte auf der Linie verschiebt. Ähnliche Tendenzen sind auch von SAID [81] festgestellt worden. Weiterhin stellte READ fest, dass durch diese

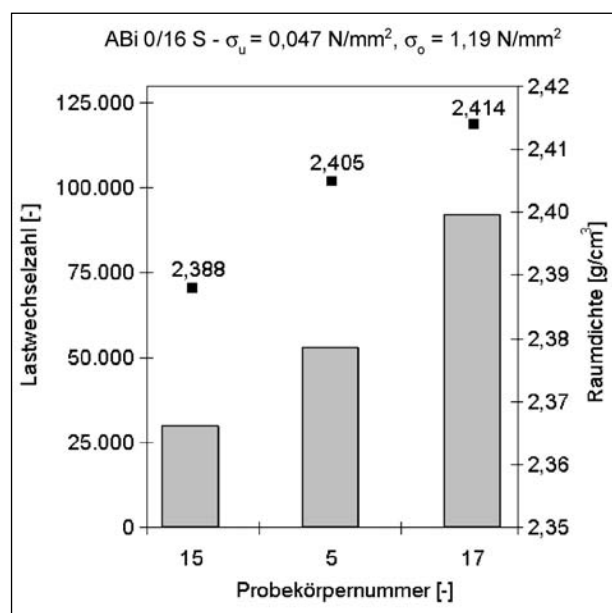


Bild 3.62: Gegenüberstellung der Lastwechselzahlen mit den Raumdichten für die ABI-0/16-S-Probekörper

	Temperatur	Korrelationskoeffizienten der WÖHLER-Linien [%] best er – <i>schlecht</i> ester Wert einer Reihe							Anzahl der entfernten Ausreißer
		N_{br}	N_{Makro}	N_{Mikro}	N_{Rate}	N_{DA}	N_{DS}	N_B	
SMA	-15	89	89	82	89	n. e.	83	88	2
	-2,5	90	90	90	92	n. e.	90	90	0
	+10	89	89	90	90	n. e.	92	90	1
Abi	-15	95	95	94	94	92	95	95	2
	-2,5	92	93	88	92	91	87	92	0
	+10	91	92	95	96	91	93	92	0
AT	-15	80	80	76	66	29	n.e.	76	2
	-2,5	89	88	88	95	93	93	89	0
	+10	85	83	77	86	84	75	85	0

Tab. 3.20: Korrelationskoeffizienten der WÖHLER-Linien aller Zug-Schwell-Versuche unter Verwendung der anfänglichen elastischen Dehnung und auf unterschiedliche Weise ermittelter ermüdungsrelevanter Lastwechselzahlen

Auswertemethodik die Ergebnisse von Spaltzugprüfungen zwischen 13,5 °C und 27,5 °C der Einfluss der Temperatur ausgeglichen wird und dadurch zu einer resultierenden Ermüdungskurve führt.

Die anfängliche elastische Querdehnung im Probekörpermittelpunkt lässt sich beim Spaltzugversuch aus dem Durchschnitt der elastischen Dehnungen von 5 Lastwechseln (Lastwechsel 98 bis 102) ermitteln. Unter der Annahme eines zweidimensionalen Spannungszustandes und einer Querdehnzahl von $\mu = 0,35$ ergibt sich vereinfacht die Gleichung für die elastische Querdehnung in Probekörpermitte zu:

$$\varepsilon_x = 2,1 \cdot \frac{u}{d} \quad \text{Gl. 3.24}$$

mit

ε_x [$\mu\varepsilon = 10^{-6}$]: elastische Querdehnung in Probekörpermitte

u [mm]: elastische Querverformung

d [mm]: Probekörperdurchmesser

Bei der Auswertung der axialen Zug-Schwell-Versuche wurden die anfänglichen elastischen Dehnungen grafisch ermittelt, da die hohe Streuung der Dehnungsmesswerte vor allem bei tiefen Prüftemperaturen und die im Prüfgerät vorgenommene Messwertreduzierung eine rechnerische Auswertung nicht erlauben. Dazu wurden die Messdaten der elastischen Dehnung bis zum Erreichen des Wendepunktes der Impulskriechkurve mit einer Regressionsgeraden angenähert und deren Ordinatenschnittpunkt ermittelt.

Anhand der Versuchsergebnisse können für die unterschiedlichen Materialien die Parameter für die Ermüdungskurven der Form

$$\varepsilon = K_1 \cdot N^{K_2} \quad \text{Gl. 3.25}$$

mit

N [-]: Lastwechselzahl bis zur Rissentstehung

ε [$\mu\varepsilon$]: anfängliche elastische Dehnung

K_1, K_2 [-]: Materialparameter

bestimmt werden. Im Ergebnis der Untersuchungen können aus den dehnungsabhängigen Kurven nach Gleichung 3.25 materialspezifische lastwechselzahl- und temperaturabhängige Ermüdungskurven zu Gleichung 3.26 entwickelt werden [90].

$$\varepsilon = (A \cdot T + B) \cdot N^{(C \cdot T + D)} \quad \text{Gl. 3.26}$$

mit

A, B, C, D Materialparameter

T [°C]: Temperatur

N [-]: Lastwechselzahl bis zur Makrorissentstehung

ε [$\mu\varepsilon$]: anfängliche elastische Dehnung

Als Alternative bietet es sich auf Grund der über die Versuchsdauer konstant gehaltenen Oberspannung an, das Ermüdungsgesetz in Abhängigkeit von der Spannung aufzustellen (Gl. 3.27).

$$N(\sigma) = a \cdot \sigma^b \quad \text{Gl. 3.27}$$

mit

a, b : Parameter

σ : Spannung [MPa]

Aus Gleichung 3.27 kann Gleichung 3.28 abgeleitet werden, mit der eine zulässige Belastung in Abhängigkeit der Lastwechselzahl berechnet werden kann.

$$\sigma(N) = a' \cdot N^{b'} \quad \text{Gl. 3.28}$$

$$\text{mit } a' = a^{-\frac{1}{b}} \text{ und } b' = \frac{1}{b}$$

Zur Parametrisierung des Stoffmodells müssen weitere Kenngrößen an den Dehnungsverläufen der Ermüdungsversuche ermittelt werden. Bild 3.63 zeigt die Dehnungsverläufe, die bei drei Zug-Schwell-Versuchen mit Splittmastixasphalt bei einer Prüftemperatur von -2,5 °C und einer Lastamplitude von $\sigma_A = 40\%$ der Zugfestigkeit ge-

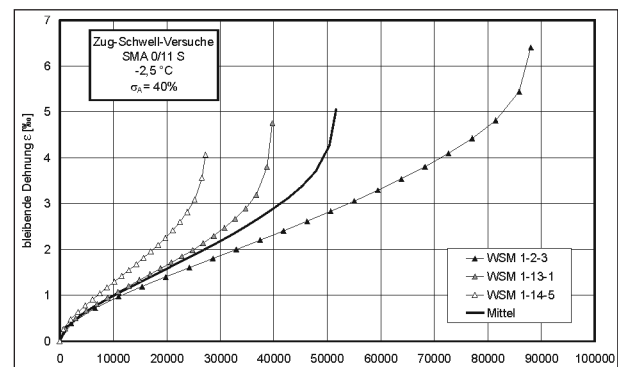


Bild 3.63: Verlauf der bleibenden Dehnung über der Lastwechselzahl in Zug-Schwell-Versuchen mit drei Deckschichtproben bei einer Prüftemperatur von -2,5 °C und einer Lastamplitude von 40 % der Festigkeit

messen wurden. Die Kurven mit Dreieckssymbol beschreiben die tatsächlichen Messungen. Die einzelnen Probekörper werden mit der internen Abkürzung des Forschungsvorhabens und einer Nummer gekennzeichnet.

Um einen Dehnungsverlauf zu bestimmen, der alle drei Messungen gleichwertig gemittelt wiedergibt, müssen die gemessenen Dehnungen zunächst über einer normierten Lastwechselzahl dargestellt werden. Dazu werden bei jeder einzelnen Kurve k die zum Messzeitpunkt i erfassten Lastwechselzahlen $N_{k,i}$ durch die maximal erreichte Bruchlastwechselzahl $N_{k,br}$ geteilt. Dieser normierten Lastwechselzahl $N_{norm,k,i}$ wird weiterhin der bei der Lastwechselzahl $N_{k,i}$ gemessene Dehnungswert $\epsilon_{k,i}$ zugeordnet.

$$N_{norm,k,i} = \frac{N_{k,i}}{N_{k,br}} \quad \text{Gl 3.29}$$

Als Ergebnis können die Verläufe der Dehnungen über den normierten Lastwechselzahlen aufgetragen werden (s. Bild 3.64). Die Kurven der Probekörper WSM 1-13-1 und WSM 1-14-5 wurden durch die Normierung gleichmäßig gestreckt und erreichen die normierte Bruchlastwechselzahl mit einem Wert eins. Nun können die Messwerte der bleibenden Dehnungen der drei Kurven an den normierten Lastwechselzahlen arithmetisch gemittelt werden. Im letzten Berechnungsschritt werden die den gemittelten Dehnungen zugeordneten normierten Lastwechselzahlen mit der gemittelten Bruchlastwechselzahl multipliziert. Der in dieser Weise ermittelte durchschnittliche Dehnungsverlauf kann in das Diagramm mit den ursprünglichen Dehnungsverläufen (Bild 3.63) eingezeichnet werden.

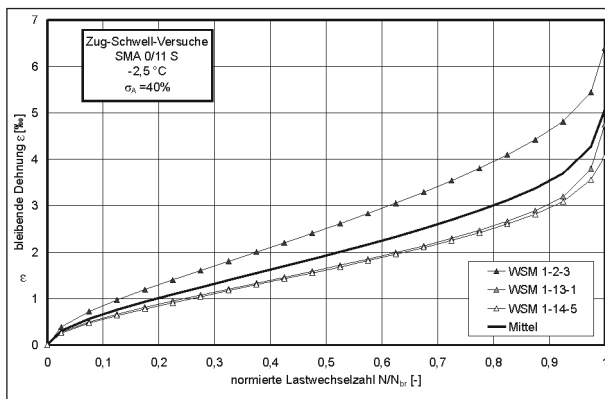


Bild 3.64: Darstellung der in Bild 3.69 gezeigten Kurven über der normierten Lastwechselzahl N_{norm}

Bei der Anpassung des Stoffmodells an die einzelnen Versuche wird immer der Durchschnittsverlauf aus mehreren Dehnungsverläufen verwendet, die bei gleichen Versuchsbedingungen ermittelt wurden.

4 Untersuchungsergebnisse

4.1 Weiterentwickeltes Stoffmodell

4.1.1 Eindimensionale Spannungs-Dehnungsbeziehungen

4.1.1.1 Konstante (statische) Belastung

Die Spannungs-Dehnungs-Abhängigkeiten der Asphaltgemische werden mit Hilfe eines speziellen rheologischen Modells berücksichtigt [69]. Bild 4.1 zeigt dieses rheologische Modell. Es besteht aus in Reihe geschaltetem HOOKE-, NEWTON- und KELVIN-Körper sowie einem weiteren rheologischen Körper (S&H-Körper), mit dessen Hilfe das Ermüdungs- und Rissverhalten der Asphaltgemische beschrieben werden kann.

Bild 4.2 zeigt qualitativ die Verzerrungen ϵ infolge einer konstanten Spannung σ . Das System ist im Zeitintervall $0 \leq t < t_3$ durch die Spannung σ belas-

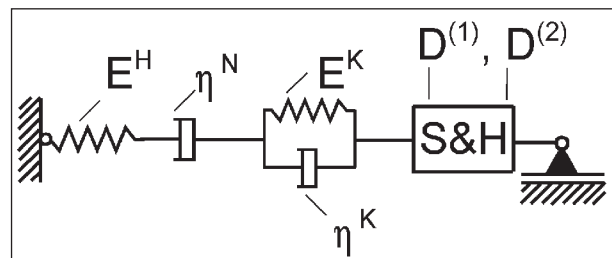


Bild 4.1: Rheologisches Modell

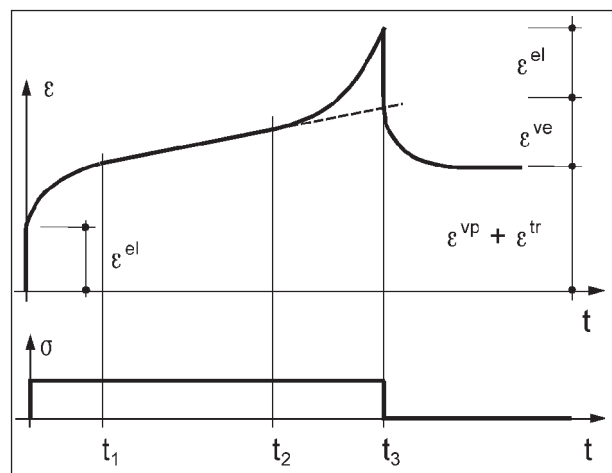


Bild 4.2: Verzerrungen bei konstanter Spannung

tet. Bei $t > t_3$ ist das System unbelastet. Im Zeitintervall $0 \leq t < t_1$ bilden sich elastische ε^{el} und (zeitverzögert) viskoelastische Verzerrungsanteile ε^{ve} aus, die nach Entlastung $t > t_3$ vollständig zurückgestellt werden. Die elastischen Verzerrungsanteile werden vom HOOKE-Körper berücksichtigt. Der KELVIN-Körper erlaubt die Erfassung der viskoelastischen Anteile der Verzerrungen. Im Zeitintervall $t_1 \leq t < t_2$ treten nahezu konstante Verzerrungszuwächse auf, die zur Ausbildung der viskoplastischen Verzerrungen ε^{vp} führen. Zur Beschreibung dieser Verzerrungsanteile dient der NEWTON-Körper. Bei großer Belastungsdauer stellt sich nach der Phase mit konstantem Zuwachs der plastischen Verzerrungen progressiver Verzerrungszuwachs ein, der im Zeitintervall $t_2 \leq t < t_3$ zur Ausbildung von tertiären Verzerrungsanteilen ε^{tr} und letztlich zum Versagen des Probekörpers führt. Phänomenologisch ist der progressive Verzerrungszuwachs mit der Entstehung von Mikrorissen und dem Risswachstum im Asphaltgefüge begründet.

Die formale Beschreibung des rheologischen Modells aus Bild 4.1 wird im Rahmen dieses Berichtes nur verkürzt vorgenommen. Mathematisch aufbereitete Formulierungen zum rheologischen Modell liegen beispielsweise in [69] oder [71] vor. Dabei wird von der Überlegung ausgegangen, dass die elastischen, viskoelastischen, viskoplastischen und tertiären Dehnungsanteile additiv verknüpft sind (Gleichung 4.1). Die additive Verknüpfung erlaubt, das Modell im Bereich kleiner Dehnungen einzusetzen.

$$\varepsilon(t, \sigma, T) = \varepsilon^{el}(\sigma, T) + \varepsilon^{ve}(t, \sigma, T) + \varepsilon^{vp}(t, \sigma, T) + \varepsilon^{tr}(t, T) \quad \text{Gl 4.1}$$

$$\dot{\varepsilon}(t, \sigma, T) = \dot{\varepsilon}^{el}(\sigma, T) + \dot{\varepsilon}^{ve}(t, \sigma, T) + \dot{\varepsilon}^{vp}(t, \sigma, T) + \dot{\varepsilon}^{tr}(t, T) \quad \text{Gl 4.2}$$

In Gleichung 4.2 sind die Dehnungen in Ratenformulierung angegeben. Der Zuwachs der Gesamtdéhnung $\dot{\varepsilon}$ ist aus den Zuwächsen der elastischen Déhnungen $\dot{\varepsilon}^{el}$, der viskoelastischen $\dot{\varepsilon}^{ve}$ und viskoplastischen Déhnungszuwächse $\dot{\varepsilon}^{vp}$ sowie dem Zuwachs an tertiären Déhnungen $\dot{\varepsilon}^{tr}$ zusammengesetzt.

$$\dot{\varepsilon}^{el}(\sigma, T) = \frac{\dot{\sigma}}{E^H(\sigma, T)} \quad \text{Gl 4.3}$$

$$\dot{\varepsilon}^{ve}(t, \sigma, T) = \frac{\dot{\sigma} - E^K(\sigma, T) \cdot \dot{\varepsilon}^{ve}(t, \sigma, T)}{\eta^K(\sigma, T)} \quad \text{Gl 4.4}$$

$$\dot{\varepsilon}^{vp}(t, \sigma, T) = \frac{\dot{\sigma}}{\eta^N(\sigma, T)} \quad \text{Gl 4.5}$$

$$\dot{\varepsilon}^{tr}(t, \sigma, T) = D^{(1)}(\sigma, T) \cdot \varepsilon^{tr}(t, \sigma, T) + D^{(2)}(\sigma, T) \cdot \dot{\sigma} \quad \text{Gl 4.6}$$

Zur Berechnung der Verzerrungen ε sind die Gleichungen 4.3 bis 4.6 in Gleichung 4.2 einzusetzen und eine Zeitschrittintegration durchzuführen. Die Gleichungen 4.3 bis 4.5 sind die bekannten mathematischen Formulierungen des HOOKEschen, KELVINschen und NEWTONschen Gesetzes. Mit Gleichung 4.6 gelingt die Beschreibung der Dehnungszuwächse infolge Mikrorissbildung (tertiäre Dehnungszuwächse, vgl. Bild 4.2). Gleichung 4.6 ist im mathematischen Sinne eine gewöhnliche Differentialgleichung erster Ordnung mit nichtkonstanten Koeffizienten. Die Lösung dieser Gleichung kann im Allgemeinen nur numerisch erfolgen. Sind die beiden Parameter $D^{(1)}$ und $D^{(2)}$ konstant, gelingt es, eine mathematisch geschlossene Lösung zu formulieren. Diese ist in Gleichung 4.7 formuliert.

$$\varepsilon^{tr} = C^{(1)} \cdot e^{D^{(1)} \cdot t} - \frac{D^{(2)}}{D^{(1)}} \cdot \dot{\sigma} \quad \text{Gl 4.7}$$

Der unbekannte Koeffizient $C^{(1)}$ wird aus den Randbedingungen bestimmt. Bei plötzlicher Spannungseinleitung eines zuvor unbelasteten Systems (wie beispielsweise in Bild 4.2 dargestellt) ist $C^{(1)}$

$$C^{(1)} = \frac{D^{(2)}}{D^{(1)}} \cdot \dot{\sigma} \quad \text{Gl 4.8}$$

Die tertiären Déhnungen infolge Mikrorissbildung sind für das Beispiel aus Bild 4.2 für $t > t_2$

$$\varepsilon^{tr} = \frac{D^{(2)}}{D^{(1)}} \cdot \left(e^{D^{(1)} \cdot (t-t_2)} - 1 \right) \dot{\sigma} \quad \text{Gl 4.9}$$

und für $t \leq t_2$

$$\varepsilon^{tr} = 0 \quad \text{Gl. 4.10.}$$

Mit den beiden Gleichungen 4.9 und 4.10 gelingt es, den tertiären Déhnungszuwachs infolge Mikrorissbildung im rheologischen Modell zu erfassen. In Bild 4.3 sind die Déhnungsanteile aus Bild 4.2 einzeln dargestellt. Dabei entspricht die Kurve d dem

Funktionsverlauf der Gleichungen 4.9 und 4.10. Der Zeitpunkt t_2 markiert den Beginn der Mikrorissentstehung.

Das rheologische Modell aus Bild 4.1 umfasst 6 Parameter. Diese Parameter sind anhand von Laborversuchen zu bestimmen. Dabei können die Parameter E^H und η^N direkt aus den Versuchskurven abgelesen werden. Zur Bestimmung der Parameter E^K , η^K , $D^{(1)}$ und $D^{(2)}$ wird eine Anpassung der zugeordneten Differentialgleichungen 4.4 und 4.6 an die Versuchskurven mit Hilfe eines numerischen

Optimierungsverfahrens [64, 63] empfohlen. Die nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Asphaltgemische sowie die genannten zeitabhängigen Eigenschaften erfordern es, (bei der numerischen Analyse) ein inkremental-iteratives Vorgehen anzuwenden. Dabei wird der Belastungsprozess in Inkremente unterteilt. Die Berechnung erfolgt jeweils für ein Inkrement unter Berücksichtigung der bereits eingetragenen Belastung und des aktuellen Verformungszustandes.

4.1.1.2 Zyklische (dynamische) Belastung

Verkehrswegebefestigungen werden während ihrer Nutzungsdauer überwiegend zyklisch beansprucht. Die zyklische Beanspruchung führt zur Akkumulation plastischer Deformationen $\Sigma \epsilon^{vp} + \Sigma \epsilon^{tr}$. Auf stark befahrenen Verkehrswegeflächen kann es daher bei hohen Temperaturen zur Ausbildung von Spurrinnen und bei niedrigen Temperaturen zu Schädigungen infolge Materialermüdung kommen. Um mit Hilfe eines numerischen Berechnungsmodells das Verhalten von Verkehrswegebefestigungen in Abhängigkeit von der Belastung, der Lastwechselzahl und anderen Einflüssen prognostizieren zu können, ist der gesamte Belastungsprozess in die numerische Analyse einzubeziehen. Der hiermit verbundene numerische Aufwand kann redu-

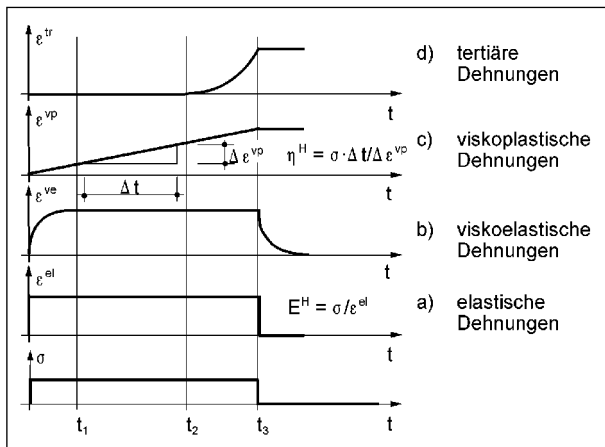


Bild 4.3: Dehnungsanteile ϵ^i infolge rechteckförmiger Beanspruchung σ

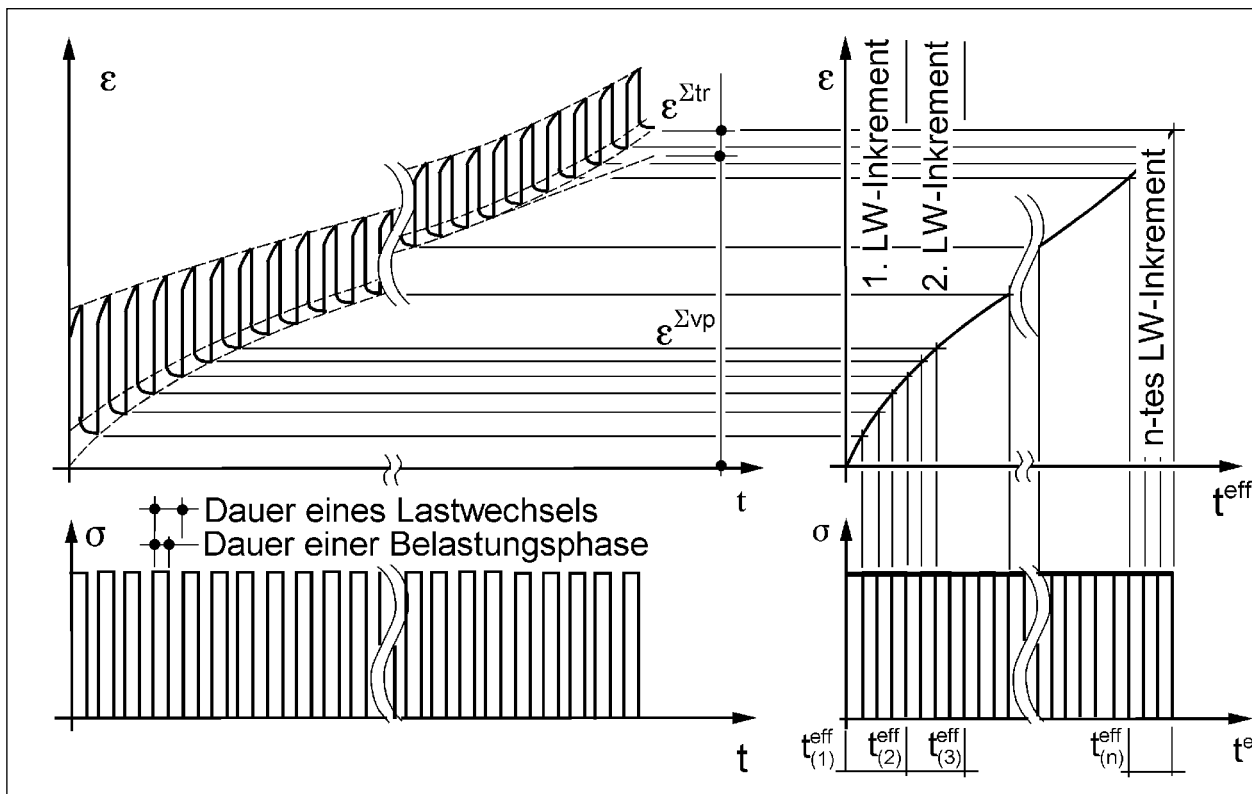


Bild 4.4: Zyklische Belastung



Bild 4.5: Quasi konstante Belastung

ziert werden, indem der zyklische Belastungsverlauf in einen quasi konstanten Belastungsverlauf überführt wird, vgl. Bilder 4.4 und 4.5.

Hierfür sind nicht alle Lastwechsel separat zu untersuchen, sondern beispielsweise Lastwechselinkremente zu bilden. Jedem Lastwechselinkrement ist eine definierte Anzahl von Lastwechseln zugeordnet. Innerhalb eines Inkrementes müssen die Spannungen σ , die Temperatur T sowie die Dauer der zugeordneten Lastwechsel und die Dauer der Belastungsphasen konstant sein (Bild 4.4). Aus der Dauer der Belastungsphase und der Anzahl der Lastwechsel des Inkrementes kann ein effektives Zeitmaß t^{eff} ermittelt werden. Der Übergang von der Zeit t zur effektiven Zeit t^{eff} ist in den Bildern 4.4 und 4.5 dargestellt.

Um das beschriebene Verfahren auf das o. g. rheologische Modell anwenden zu können, wird vorausgesetzt, dass die Dauer der Belastungsphasen so klein ist, dass sich nur vernachlässigbar geringe viskoelastische Verzerrungsanteile ausbilden können und diese während der lastfreien Phase vollständig abgebaut werden. Die viskoelastischen Verzerrungsanteile besitzen demzufolge keinen kumulativen Charakter. Geometrieänderungen der zu analysierenden Konstruktionen müssen vorrangig durch die akkumulierten plastischen Verzerrungsanteile verursacht werden. Elastische Verzerrungsanteile müssen gegenüber plastischen Anteilen klein bleiben. Effekte des Materialverhaltens, die von der Lastwechselzahl, der Dauer der Belastungsphase bzw. der Dauer der lastfreien Phase abhängen, sind beim hier gewählten Vorgehen (analog zu temperatur- und spannungsabhängigen Effekten) über die Parameter des eingesetzten Stoffmodells zu erfassen. Das vorgestellte Verfahren dient der Beschleunigung des Berechnungsablaufes und erlaubt (im Zusammenhang mit der gestellten Aufgabe) einen effizienten und ingenieurgerechten Einsatz numerischer Berechnungsmodelle.

Zur Ermittlung des Mikrorissbeginns wird ein Konzept auf Basis der dissipierten Energie vorgeschlagen. Es wird postuliert, dass bis zu einer definierten Lastwechselzahlgrenze das elastische sowie das plastische Potenzial der Asphaltgemische (bzw. der Probekörper aus Asphalt) nahezu konstant bleiben.

Bei Lastwechseln mit identischer Ober- und Unterlast sowie identischer Belastungsdauer und Dauer der Lastpausen bedeutet dieses Postulat, dass pro

Lastwechsel stets die gleichen elastischen Dehnungen aufgebaut bzw. nach Entlastung zurückgestellt werden und dass die akkumulierten plastischen Dehnungen um einen konstanten Betrag pro Lastwechsel anwachsen. Nach Überschreitung dieser Grenze sinkt das elastische Potenzial ab und die akkumulierten plastischen Dehnungen nehmen progressiv zu. Phänomenologisch ist der progressive Dehnungszuwachs durch eine Schädigung des Materials infolge erster Mikrorisse begründet. Das Absinken des elastischen Potenzials führt zur Abnahme des Elastizitätsmoduls E^H . Der Verlauf des Elastizitätsmoduls ist in Bild 4.7, Kurve e, dargestellt. Dabei wurde in Anlehnung an das Verfahren von ROWE [78] das Produkt aus Elasti-

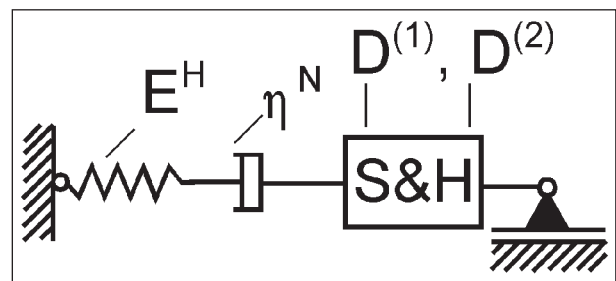


Bild 4.6: Vereinfachtes rheologisches Modell

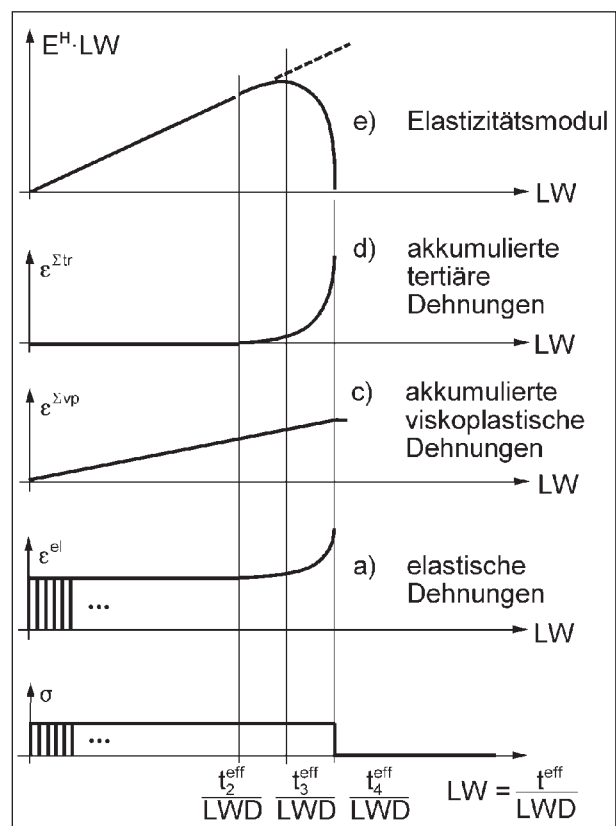


Bild 4.7: Dehnungsanteile resultierend aus dem vereinfachten Modell

zitätsmodul und Lastwechselzahl $E^H \cdot LW$ über der Lastwechselzahl LW abgetragen. Bei Lastwechseln mit konstanter Belastungsdauer LWD gilt für die effektive Zeit $t^{\text{eff}} = LW \cdot LWD$. Die Kurven a, c und d aus Bild 4.7 geben die elastischen, akkumulierten viskoplastischen und akkumulierten tertiären Dehnungen an. Der Zeitpunkt t_3^{eff} ist als Zeitpunkt der Makrorissentstehung definiert, zu dem die Ausbreitung und das Wachstum der Mikrorisse so weit fortgeschritten sind, dass einzelne Mikrorisse zu einem Makroriss verschmelzen. Nach der Entstehung des Makrorisses fällt das elastische Potenzial stark ab und ist bei t_4^{eff} gleich null. Für $t^{\text{eff}} \geq t_4^{\text{eff}}$ sind alle Deformationen plastisch; das Material fließt. Viskoelastische Dehnungen können bei zyklischer Belastung vernachlässigt werden, wenn die oben genannten Forderungen erfüllt sind. Damit vereinfacht sich das in Bild 4.2 angegebene rheologische Modell um den KELVIN-Körper zu dem in Bild 4.6 dargestellten Modell. Das Modell ist dann von den Parametern E^H , η^N , $D^{(1)}$ und $D^{(2)}$ und dem Zeitpunkt der Mikrorissentstehung t_2^{eff} abhängig.

Im Rahmen dieses Projektes wurden vom Institut für Straßenwesen der Technischen Universität Braunschweig direkte Zugversuche durchgeführt. Die Versuchsergebnisse erlauben, die Parameter η^N , $D^{(1)}$ und $D^{(2)}$ und die Lastwechselzahl bei Mikrorissentstehung $LW_2 = t_2^{\text{eff}}/LWD$ zu bestimmen. Mit geeigneten Interpolationsfunktionen gelingt die Erfassung der Spannungs- und Temperaturabhängigkeiten. Diese aus den Zug-Schwell-Versuchen gebildeten Materialparameter wurden für die weiteren Anwendungen des Modells verwendet.

SMA 0/11 S (Gl. 4.11):

$$\eta^N(\sigma, T) = \left(35143300 \cdot e^{(-0.2455 \cdot T)} \right) \cdot e^{\left((-2.2779 \cdot e^{(0.0340 \cdot T)}) \cdot \sigma \right)}$$

[N · s · LW / mm²]

$$D^{(1)} = 0.00015 \quad [1/s \cdot LW]$$

$$D^{(2)/(1)} D = 1.67 \quad [\text{mm}^2 / N]$$

$$LW_2(\sigma, T, \varepsilon^{\text{el1}}) = \frac{t_2^{\text{eff}}}{LWD} = \left(-6295 \cdot T^2 - 55257 \cdot T + 2629902 \right) \cdot e^{\left(-31.0 \cdot T^2 - 351.0 \cdot T - 45984 \right) \cdot \varepsilon^{\text{el1}}}$$

ABi 0/16 S (Gl. 4.12):

$$\eta^N(\sigma, T) = \left(729231300 \cdot e^{(-0.2412 \cdot T)} \right) \cdot e^{\left((-3.1707 \cdot e^{(0.0338 \cdot T)}) \cdot \sigma \right)}$$

[N · s · LW / mm²]

$$D^{(1)} = 0.000015 \quad [1/s \cdot LW]$$

$$D^{(2)/(1)} D = 0.1 \quad [\text{mm}^2 / N]$$

$$LW_2(\sigma, T, \varepsilon^{\text{el1}}) = \frac{t_2^{\text{eff}}}{LWD} = \left(700 \cdot T^2 - 84876 \cdot T + 3105677 \right) \cdot e^{\left(-1.28 \cdot T^2 - 382.4 \cdot T - 47648 \right) \cdot \varepsilon^{\text{el1}}}$$

ATS 0/22 CS (Gl. 4.13):

$$\eta^N(\sigma, T) = \left(62755100 \cdot e^{(-0.1614 \cdot T)} \right) \cdot e^{\left((-1.8626 \cdot e^{(0.0517 \cdot T)}) \cdot \sigma \right)}$$

[N · s · LW / mm²]

$$D^{(1)} = 0.00015 \quad [1/s \cdot LW]$$

$$D^{(2)/D^{(1)}} = 0.001 \quad [\text{mm}^2 / N]$$

$$LW_2(\sigma, T, \varepsilon^{\text{el1}}) = \frac{t_2^{\text{eff}}}{LWD} = \left(-1115 \cdot T^2 - 11679 \cdot T + 1839494 \right) \cdot e^{\left(-57 \cdot T^2 - 660.8 \cdot T - 46196 \right) \cdot \varepsilon^{\text{el1}}}$$

Die Gleichungen zur Berechnung der Lastwechselzahlen LW_2 sind neben Spannung und Temperatur von den anfänglichen elastischen Dehnungen ε^{el1} abhängig. Die anfänglichen elastischen Dehnungen folgen aus der numerischen Analyse des ersten Lastwechsels. Der Elastizitätsmodul der oben genannten Asphaltgemische folgt aus Untersuchungen, die an der Professur für Straßenbau der Technischen Universität Dresden durchgeführt wurden.

Spannungen σ sind in [N/mm²] = [MPa] einzusetzen. Die anfänglichen Dehnungen ε^{el1} müssen mit ihrem natürlichen Wert eingehen. Temperaturen sind in [°C] einzugeben.

4.1.2 Dreidimensionale Spannungs-Dehnungsbeziehungen

Bei der Erweiterung des eindimensionalen rheologischen Modells auf den dreidimensionalen Spannungs- und Dehnungsraum wird vorausgesetzt, dass die elastischen Dehnungen ϵ^{el}_{ij} von den Gesamtspannungen σ_{ij} und die inelastischen Dehnungen $\epsilon^{in}_{ij} = \Sigma \epsilon^{vp}_{ij} + \Sigma \epsilon^{tr}_{ij}$ allein vom deviatorischen Anteil der Spannungen σ^d_{ij} abhängen, $i = 1, 2, 3$, $j = 1, 2, 3$. Unter der Voraussetzung isotropen Materialverhaltens gilt für den elastischen Anteil Gleichung 4.14.

$$\sigma_{ij} = \frac{E^H}{1-\mu_H} \cdot \left[\epsilon_{ij}^{el} + \frac{\mu^H}{1-2 \cdot \mu^H} \cdot (\epsilon_{11}^{el} + \epsilon_{22}^{el} + \epsilon_{33}^{el}) \cdot \delta_{ij} \right]$$

Gl 4.14

Zur Bestimmung der inelastischen Dehnungen ϵ^{in}_{ij} müssen Grenzfunktionen (Kriechflächen) im Spannungsraum definiert werden. Das unterschiedliche Verhalten von Asphalt im Zug- und Druckbereich rechtfertigt den Vorschlag, im Zugbereich die Grenzfunktion nach v. MISES und im Druckbereich die Drucker-Prager-Funktion zu wählen.

Bild 4.8 zeigt die Grenzfunktionen. Im Zugbereich reduziert sich die Kriechfläche auf die Raumdiagonale, da selbst kleine deviatorische Zugspannungen zu inelastischen Verformungsanteilen führen. Im Druckbereich bewirken deviatorische Spannungszustände im Inneren der Kriechfläche keine inelastischen Dehnungen. Bei Spannungszuständen außerhalb der Kriechfläche wird für die Berechnung der inelastischen Dehnungen der Anteil

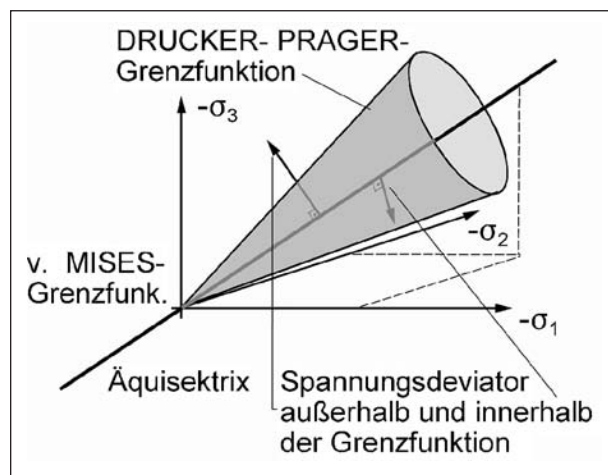


Bild 4.8: Grenzfunktion

des Deviators wirksam, um den der Deviator die Kriechfläche übertragt.

Mit diesem Konzept gelingt auch die Erfassung des Materialverhaltens während der Konsolidierungsphase. Die Konsolidierungsphase ist von großen Zuwächsen der viskoplastischen Dehnungen während der ersten Lastwechsel gekennzeichnet, die im Verlauf weiterer Lastwechsel abnehmen und in einen konstanten Wert übergehen. In Bild 4.7 ist die Konsolidierung nicht berücksichtigt. Sie führt dort zu einer Änderung von Kurve c. In Bild 4.10 sind die akkumulierten viskoplastischen Dehnungen mit Berücksichtigung der Konsolidierung (Kurve c1) und bei Vernachlässigung der Konsolidierung (Kurve c2) qualitativ angegeben

Um die Konsolidierung im rheologischen Modell zu erfassen, wird z. B. eine Änderung des Öffnungswinkels der Grenzfunktion in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl oder eine Verschiebung der Grenzfunktion in den Zugbereich eingeführt, vgl. Bild 4.9. Beispielsweise kann zu Belastungsbeginn (bei kleinem Öffnungswinkel) ein großer Anteil des

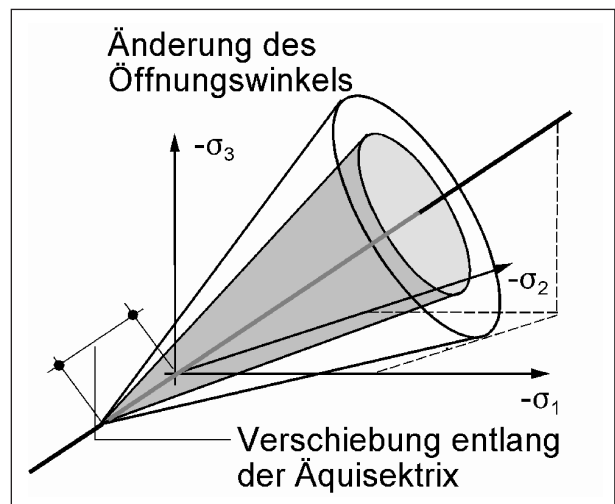


Bild 4.9: Änderung der Grenzfunktion

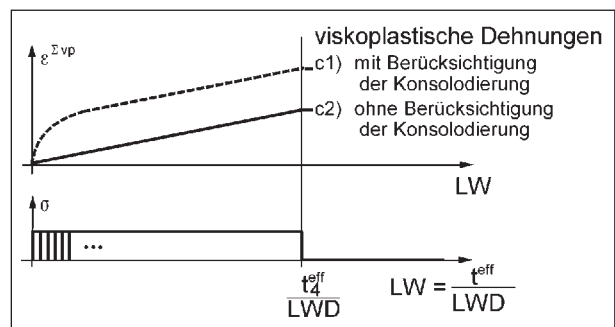


Bild 4.10: Viskoplastische Dehnungen mit und ohne Berücksichtigung der Konsolidierung

Deviators und im Belastungsverlauf (bei wachsendem Öffnungswinkel) ein sinkender Anteil des Deviators wirksam werden. Bleibt der Deviator nach der Konsolidierungsphase innerhalb der Grenzfunktion, sind die inelastischen Deformationen konstant. Übertragt der Deviator nach der Konsolidierung die Grenzfunktion, nehmen die inelastischen Dehnungen zu. Das Dehnungsverhalten während der Konsolidierungsphase darf nicht mit demjenigen während der Phase der viskoelastischen Dehnungen (im Zeitintervall $0 \leq t < t_1$, vgl. Bild 4.2) verwechselt werden, da viskoelastische Dehnungen reversibel sind, Dehnung infolge Konsolidierung jedoch irreversibel ist. Je nach Größe des Deviators stellen sich nach der Konsolidierungsphase erst konstante viskoplastische Dehnungszuwächse und anschließend die tertiären Dehnungen oder sofort die tertiären Dehnungen ein.

4.1.3 Nichtlineares Berechnungsmodell

Für die Simulation der Laborversuche wird ein dreidimensionales Berechnungsmodell eingesetzt. Die analytische Formulierung führt auf partielle Differentialgleichungen höherer Ordnung. Die geschlossene Lösung solcher Gleichungen ist nur für Sonderfälle mit einschränkenden Annahmen (z. B. Rotationssymmetrie oder linear-elastisches Materialverhalten) und mit erheblichem mathematischem Aufwand möglich. Eine allgemeine und flexible Lö-

sung gelingt mit Hilfe der Methode der finiten Elemente. Im speziellen Fall werden dreidimensionale isoparametrische Volumenelemente eingesetzt. Mit Hilfe dieser Elemente ist die Erfassung beliebiger Geometrie- und Belastungsverhältnisse der zu untersuchenden Probekörper möglich.

Das in Bild 4.11 dargestellte Element ist von sechs doppelt gekrümmten Seitenflächen (im natürlichen Koordinatenraum) begrenzt. Für die Verschiebungen wird ein triquadratischer Verschiebungsansatz gewählt. Der triquadratische Verschiebungsansatz erlaubt eine Reduzierung des Vernetzungsgrades ohne Genauigkeitsverlust der Berechnungsergebnisse im Vergleich zu Elementen mit niedrigwertigeren Ansatzfunktionen.

Jeder Elementknoten besitzt drei Verschiebungsfreiheitsgrade $u^{(i)}$, $v^{(i)}$, $w^{(i)}$, $i = 1, \dots, 20$. Die Steifigkeit des Elementes wird mit Hilfe des Minimalprinzips der potenziellen Energie erhalten. Um die nichtlinearen dreidimensionalen Spannungs-Verzerrungs-Abhängigkeiten berücksichtigen zu können, wird ein inkremental-iteratives Lösungsverfahren eingesetzt. Der Belastungsprozess wird hierbei in Inkremente unterteilt. In jedem Inkrement sind die Steifigkeiten der Elemente (unter Berücksichtigung der aktuellen Spannungs-Verzerrungs-Abhängigkeiten) und die Knotenbelastungszuwächse neu aufzustellen. Die Steifigkeiten sowie die Knotenbelastungszuwächse aller Elemente müssen zur Systemsteifigkeit bzw. zum Systembelastungszu-

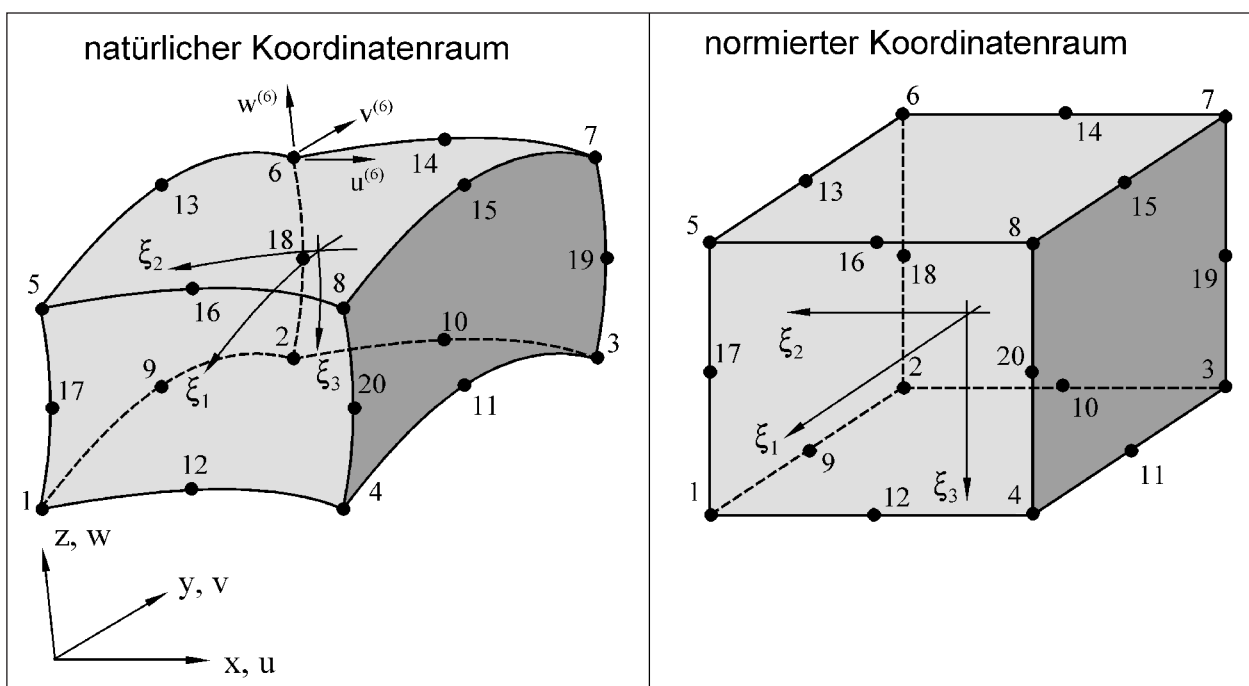


Bild 4.11: Isoparametrisches 20-Knoten-Element

wachs assembliert und die Systemverschiebungszuwächse berechnet werden. Da die Spannungs-Dehnungs-Abhängigkeiten und der Verschiebungszustand der Elemente nichtlinear verknüpft sind, muss die Berechnung iterativ erfolgen.

4.2 Ergebnisse der Versuche zur Ansprache des Verformungsverhaltens

4.2.1 Ergebnisse der dynamischen Triaxialversuche

In Anlage A2.1 sind die Messwerte der axialen und radialen bleibenden Dehnungen während der durchgeführten Triaxialversuche dargestellt. Die Bilder zeigen deutlich, dass die Dehnungsverläufe stark von der radialen Spannung σ_{rad} abhängen. Zur Unterscheidung der einzelnen Versuche wurde jeweils das Verhältnis aus der radialen Oberspannung zur bei allen Versuchen gleich aufgetragenen axialen Oberspannung σ_{rad}/σ_{ax} in Prozent angegeben. Mit ansteigender Radialspannung nehmen die gemessenen axialen und radialen Dehnungen ab. Bei den Versuchen am Asphalttragschichtmaterial und beim Splittmastixasphalt sind bei 38 °C und 50 °C mit der kleinsten Radialspannung Wendepunkte im axialen Dehnungsverlauf erkennbar. Der tertiäre Schädigungsbereich tritt jedoch bei höheren Radialspannungen innerhalb der untersuchten

150.000 Lastwechsel nicht auf. Da der Asphaltbinder insgesamt kleinere Dehnungen aufweist, wurde bei der Darstellung dieser Ergebnisse in den Bildern A2.1.2-7 bis A2.1.2-12 eine andere Skalierung der Ordinate als bei SMA und ATS gewählt.

Beim Vergleich der jeweils untereinander stehenden Diagramme ist deutlich der Einfluss der Temperatur erkennbar. Mit abnehmender Prüftemperatur sind deutlich geringere Verformungen zu erkennen.

In Bild 4.12 sind die bleibenden Verformungen der drei geprüften Asphaltarten in den Triaxialversuchen bei einer Prüftemperatur von 50 °C und der jeweils niedrigsten und höchsten angesetzten Radialspannung aufgetragen. Beim Vergleich der geprüften Gemische fällt auf, dass die Dehnungen beim Asphaltbinder deutlich niedriger ausfallen als die des Splittmastixasphaltes und des Tragschichtmaterials.

In Tabelle 4.1 bis Tabelle 4.3 sind neben den aufgetragenen axialen und radialen Oberspannungen (σ_{ax} , σ_{rad}) und Spannungsdifferenzen ($\Delta\sigma_{ax}$, $\Delta\sigma_{rad}$) die Messergebnisse der bleibenden und elastischen sowohl axialen als auch radialen Dehnungen ($\epsilon_{ax,pl}$, $\epsilon_{ax,el}$, $\epsilon_{rad,pl}$, $\epsilon_{rad,el}$) sowie die Dehnungsraten am Versuchsende ($\delta\epsilon_{ax,el}$, $\delta\epsilon_{rad,el}$) eingetragen. Ergänzt sind die nach Gleichung 3.6 und Gleichung 3.7 berechneten Größen dynamischer E-Modul E sowie die elastische Querdehnzahl μ . Zusätzlich

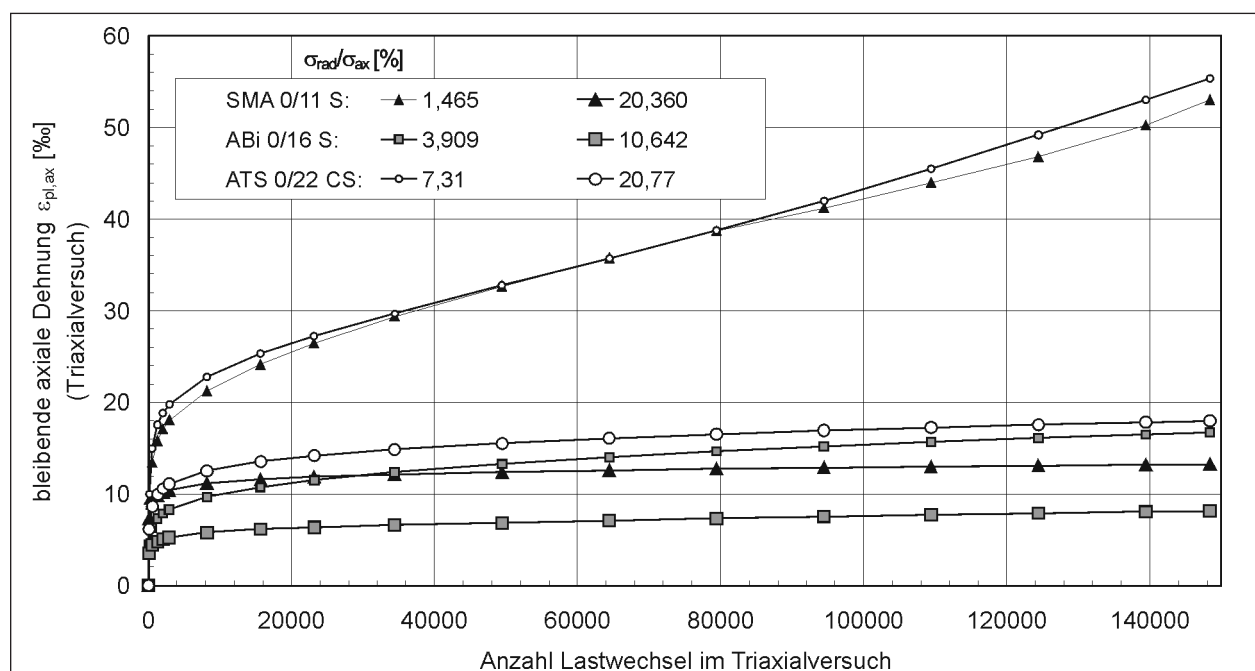


Bild 4.12: Verlauf der bleibenden Dehnungen in den Triaxialversuchen an SMA 0/11 S, ABi 0/16 S und ATS 0/22 CS bei einer Prüftemperatur von 50 °C und der jeweils höchsten und geringsten Radialspannung

Temperatur	PK	Axialspannung		Radialspannung		axiale Dehnungen		radiale Dehnungen		Dehnungsraten (Versuchsende)		Gl. 3.6/3.7		E	μ
		σ_{ax}	$\Delta\sigma_{ax}$	σ_{rad}	$\Delta\sigma_{rad}$	$\epsilon_{ax,pl}$	$\epsilon_{ax,el}$	$\epsilon_{rad,pl}$	$\epsilon_{rad,el}$	$\delta\epsilon_{ax,el}$	$\delta\epsilon_{rad,el}$	E	μ	$\frac{\Delta\sigma_{ax}}{\epsilon_{ax,el}}$	$\frac{\epsilon_{rad,el}}{\epsilon_{ax,el}}$
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰/LW]	[‰/LW]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]
50 °C	D3	0,750	0,635	0,011	0*	52,990	2,997	43,750	0,285	$2,423 \cdot 10^{-4}$	$2,336 \cdot 10^{-4}$	212	0,095	212	0,095
	D19	0,749	0,635	0,023	0,003	31,610	2,267	17,502	0,230	$3,780 \cdot 10^{-5}$	$2,439 \cdot 10^{-5}$	281	0,106	280	0,102
	D17	0,749	0,636	0,036	0,008	22,047	2,274	11,581	0,213	$1,915 \cdot 10^{-5}$	$1,231 \cdot 10^{-5}$	283	0,105	280	0,094
	D21	0,749	0,735	0,051	0,021	20,807	2,712	9,219	0,209	$2,258 \cdot 10^{-5}$	$1,049 \cdot 10^{-5}$	277	0,103	271	0,077
	D8	0,749	0,736	0,052	0,023	20,328	2,924	7,108	0,246	$1,490 \cdot 10^{-5}$	$7,066 \cdot 10^{-6}$	258	0,111	252	0,084
	D14	0,750	0,736	0,052	0,023	22,853	2,891	11,097	0,265	$1,775 \cdot 10^{-5}$	$1,125 \cdot 10^{-5}$	261	0,119	255	0,092
	D2	0,751	0,635	0,079	0,045	18,592	2,250	5,820	0,175	$1,273 \cdot 10^{-5}$	$3,279 \cdot 10^{-6}$	295	0,138	282	0,078
	D4	0,750	0,635	0,153	0,115	13,234	2,247	1,684	0,093	$6,354 \cdot 10^{-6}$	$5,848 \cdot 10^{-7}$	307	0,186	283	0,042
38 °C	D15	0,744	0,730	0,012	0*	49,754	2,870	42,828	0,130	$2,154 \cdot 10^{-4}$	$2,501 \cdot 10^{-4}$	255	0,045	254	0,045
	D27	0,749	0,737	0,035	0,007	22,829	2,593	10,756	0,166	$3,359 \cdot 10^{-5}$	$2,072 \cdot 10^{-5}$	287	0,073	284	0,064
	D26	0,748	0,742	0,064	0,025	22,758	2,673	10,368	0,181	$1,706 \cdot 10^{-5}$	$1,057 \cdot 10^{-5}$	285	0,098	278	0,068
	D31	0,749	0,736	0,068	0,034	20,191	2,728	7,759	0,160	$1,597 \cdot 10^{-6}$	$1,028 \cdot 10^{-5}$	279	0,099	270	0,059
	D23	0,749	0,736	0,068	0,034	17,767	2,607	8,878	0,169	$1,374 \cdot 10^{-5}$	$9,117 \cdot 10^{-6}$	292	0,105	282	0,065
	D25	0,752	0,739	0,078	0,043	18,677	2,520	7,089	0,158	$1,710 \cdot 10^{-5}$	$8,304 \cdot 10^{-6}$	305	0,114	293	0,063
	D7	0,754	0,739	0,117	0,077	15,231	2,927	3,334	0,070	$6,006 \cdot 10^{-6}$	$2,217 \cdot 10^{-6}$	270	0,116	253	0,024
26 °C	D5	0,753	0,742	0,020	0*	11,643	1,987	5,952	0,067	$1,128 \cdot 10^{-5}$	$7,905 \cdot 10^{-6}$	374	0,034	374	0,034
	D10	0,753	0,743	0,036	0,009	11,532	1,996	5,685	0,032	$9,896 \cdot 10^{-6}$	$4,840 \cdot 10^{-6}$	376	0,028	372	0,016
	D1	0,753	0,743	0,077	0,040	11,158	1,643	3,718	0,016	$3,563 \cdot 10^{-6}$	$1,993 \cdot 10^{-6}$	472	0,060	452	0,010
	D9	0,754	0,744	0,119	0,081	9,830	1,995	2,428	0,020	$4,857 \cdot 10^{-6}$	$8,236 \cdot 10^{-7}$	402	0,107	373	0,010
	D12	0,749	0,737	0,139	0,097	10,012	2,247	2,131	0,035	$3,685 \cdot 10^{-6}$	$6,078 \cdot 10^{-7}$	355	0,130	328	0,016
	D11	0,749	0,737	0,140	0,100	8,325	2,232	1,701	0,052	$2,994 \cdot 10^{-6}$	$5,278 \cdot 10^{-7}$	357	0,139	330	0,023
	D6	0,749	0,737	0,140	0,101	8,577	2,185	0,816	0,029	$2,827 \cdot 10^{-6}$	$-3,404 \cdot 10^{-7}$	366	0,131	337	0,013
	D16	0,751	0,741	0,153	0,110	8,814	2,073	1,193	0,043	$3,060 \cdot 10^{-6}$	$-1,770 \cdot 10^{-7}$	388	0,147	357	0,021

* statischer Stützdruck

Tab. 4.1: Ergebnisse der Triaxialversuche am SMA 0/11 S

wurden der einfacher zu ermittelnde E-Modul aus axialer Belastung und Dehnung ($E = \Delta\sigma_{ax}/\Delta\epsilon_{ax}$) und die Querdehnzahl aus elastischer radialer und axialer Dehnungsdifferenz ($\mu = \Delta\epsilon_{rad}/\Delta\epsilon_{ax}$) angegeben. Die berechneten Größen E und μ sowie die elastischen Dehnungen sind als Mittelwerte über die jeweilige Dauer der Versuche berechnet worden, während die bleibende Verformung den letzten im Versuch ermittelten Messwert wiedergibt.

Die Messwerte sind nach fallender Temperatur und steigender Radialspannung angeordnet. Die Ergebnisse der mit gleichem Stützdruck durchgeführten Hauptversuche sind grau hinterlegt.

In den Bildern 4.13 bis 4.15 sind die bleibenden axialen Dehnungen in Abhängigkeit von der Radial-

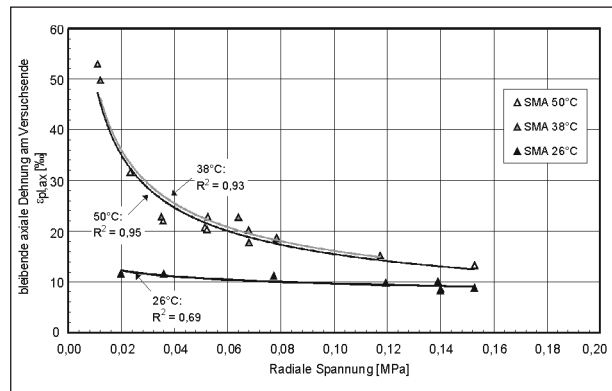


Bild 4.13: Bleibende axiale Dehnung $\epsilon_{pl,ax}$ am SMA 0/11 S in den Triaxialversuchen bei 26 °C, 38 °C und 50 °C

spannung aufgetragen. Es ist eine deutliche Abhängigkeit von der bleibenden Verformung von der

Temperatur	PK	Axialspannung		Radialspannung		axiale Dehnungen		radiale Dehnungen		Dehnungsraten (Versuchsende)		Gl. 3.6/3.7		E	μ
		σ_{ax}	$\Delta\sigma_{ax}$	σ_{rad}	$\Delta\sigma_{rad}$	$\epsilon_{ax,pl}$	$\epsilon_{ax,el}$	$\epsilon_{rad,pl}$	$\epsilon_{rad,el}$	$\delta\epsilon_{ax,el}$	$\delta\epsilon_{rad,el}$	E	μ	$\frac{\Delta\sigma_{ax}}{\epsilon_{ax,el}}$	$\frac{\epsilon_{rad,el}}{\epsilon_{ax,el}}$
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰/LW]	[‰/LW]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]
50 °C	B3	0,750	0,738	0,029	0,006	16,715	2,178	9,590	0,216	$2,558 \cdot 10^{-5}$	$2,146 \cdot 10^{-5}$	341	0,106	339	0,099
	B1	0,752	0,741	0,042	0,012	11,216	2,112	6,606	0,193	$1,477 \cdot 10^{-5}$	$1,315 \cdot 10^{-5}$	355	0,105	351	0,091
	B17	0,749	0,737	0,044	0,016	11,397	2,036	5,580	0,170	$1,421 \cdot 10^{-5}$	$1,054 \cdot 10^{-5}$	368	0,103	362	0,084
	B23	0,750	0,738	0,078	0,042	6,902	1,776	3,001	0,145	$9,226 \cdot 10^{-6}$	$3,787 \cdot 10^{-6}$	437	0,131	416	0,082
	B16	0,749	0,736	0,079	0,044	9,362	2,485	3,630	0,158	$1,010 \cdot 10^{-5}$	$3,347 \cdot 10^{-6}$	309	0,115	296	0,063
	B25	0,750	0,738	0,079	0,045	4,291	2,391	2,324	0,156	$4,417 \cdot 10^{-6}$	$1,661 \cdot 10^{-6}$	321	0,117	308	0,065
	B5	0,750	0,738	0,080	0,047	8,609	2,122	2,995	0,151	$6,730 \cdot 10^{-6}$	$4,039 \cdot 10^{-6}$	363	0,125	348	0,071
38 °C	B20	0,761	0,746	0,012	0*	13,648	1,943	6,996	0,135	$3,000 \cdot 10^{-5}$	$6,651 \cdot 10^{-5}$	385	0,070	384	0,070
	B9	0,752	0,738	0,036	0,008	8,738	2,112	4,224	0,115	$8,199 \cdot 10^{-6}$	$6,459 \cdot 10^{-6}$	353	0,065	350	0,055
	B22	0,750	0,737	0,058	0,024	7,554	2,321	2,982	0,095	$6,604 \cdot 10^{-6}$	$4,116 \cdot 10^{-6}$	326	0,070	317	0,041
	B24	0,750	0,737	0,059	0,026	6,756	2,083	2,966	0,079	$5,018 \cdot 10^{-6}$	$4,008 \cdot 10^{-6}$	364	0,070	354	0,038
	B31	0,750	0,736	0,059	0,026	7,111	2,104	1,989	0,074	$4,657 \cdot 10^{-6}$	$2,364 \cdot 10^{-6}$	360	0,068	350	0,035
	B14	0,750	0,736	0,076	0,041	6,343	2,146	1,645	0,088	$3,983 \cdot 10^{-6}$	$1,735 \cdot 10^{-6}$	358	0,091	343	0,041
	B30	0,759	0,745	0,116	0,073	5,187	2,123	0,131	0,051	$3,571 \cdot 10^{-6}$	$9,067 \cdot 10^{-8}$	374	0,111	351	0,024
26 °C	B6	0,752	0,740	0,030	0*	6,090	1,771	2,029	0,036	$3,362 \cdot 10^{-6}$	$2,358 \cdot 10^{-6}$	418	0,021	418	0,020
	B7	0,753	0,742	0,080	0,048	6,036	1,688	0,774	0,065	$4,003 \cdot 10^{-6}$	$1,299 \cdot 10^{-6}$	461	0,096	440	0,038
	B4	0,753	0,741	0,155	0,116	9,308 ¹⁾	1,692	0,302	0,084	$2,448 \cdot 10^{-6}$	$2,627 \cdot 10^{-7}$	473	0,175	438	0,050
	B10	0,749	0,737	0,188	0,145	5,030	1,880	0,464	0,091	$2,212 \cdot 10^{-6}$	$3,367 \cdot 10^{-7}$	424	0,202	392	0,048
	B11	0,749	0,737	0,189	0,149	4,301	1,651	0,205	0,052	$1,256 \cdot 10^{-6}$	$-5,967 \cdot 10^{-8}$	486	0,192	446	0,031
	B8	0,749	0,738	0,192	0,146	3,686	1,855	0,115	0,107	$4,346 \cdot 10^{-7}$	$-6,858 \cdot 10^{-7}$	432	0,210	398	0,057

* statischer Stützdruck
 1) Ausreißer – Fehler zu Beginn der Dehnungsmessung

Tab. 4.2: Ergebnisse der Triaxialversuche am ABi 0/16 S

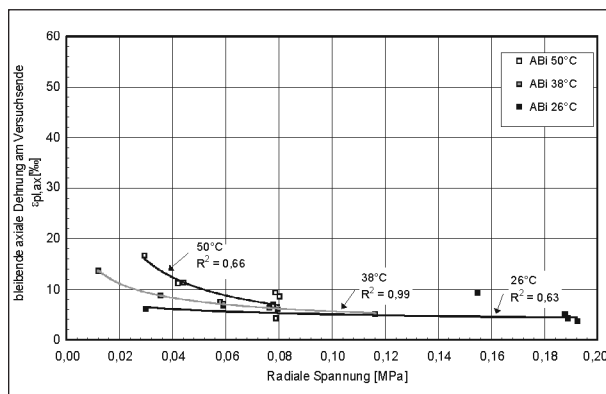


Bild 4.14: Bleibende axiale Dehnung $\epsilon_{pl,ax}$ am ABi 0/16 S in den Triaxialversuchen bei 26 °C, 38 °C und 50 °C

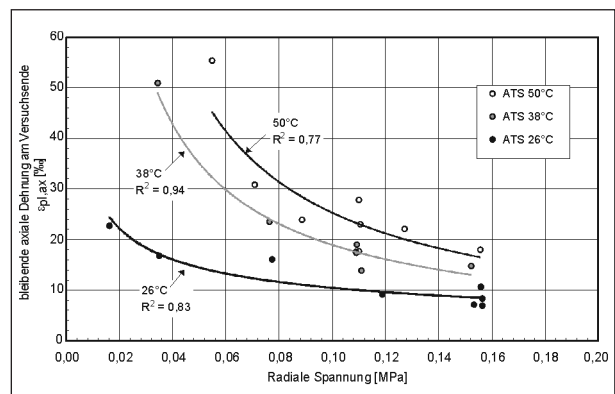


Bild 4.15: Bleibende axiale Dehnung $\epsilon_{pl,ax}$ an der ATS 0/22 CS in den Triaxialversuchen bei 26 °C, 38 °C und 50 °C

Radialspannung zu erkennen, die in den Bildern durch Potenzfunktion mit Bestimmtheitsmaßen zwischen 0,63 und 0,99 beschrieben werden können. Mit Anstieg der Versuchstemperatur wächst der Einfluss der Radialspannung auf die bleiben-

den axialen Verformungen, verdeutlicht durch einen steileren Verlauf der Potenzfunktionen. Unplausibel erscheint, dass die bei 38 °C ermittelten bleibenden Dehnungen beim SMA 0/11 S höher sind als die bei einer Versuchstemperatur von

Temperatur	PK	Axialspannung		Radialspannung		axiale Dehnungen		radiale Dehnungen		Dehnungsraten (Versuchsende)		Gl. 3.6/3.7		E	μ
		σ_{ax}	$\Delta\sigma_{ax}$	σ_{rad}	$\Delta\sigma_{rad}$	$\epsilon_{ax,pl}$	$\epsilon_{ax,el}$	$\epsilon_{rad,pl}$	$\epsilon_{rad,el}$	$\delta\epsilon_{ax,el}$	$\delta\epsilon_{rad,el}$	E	μ	$\frac{\Delta\sigma_{ax}}{\epsilon_{ax,el}}$	$\frac{\epsilon_{rad,el}}{\epsilon_{ax,el}}$
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰/LW]	[‰/LW]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]
50 °C	T10	0,750	0,738	0,055	0,027	55,340	1,504	46,503	0,258	$2,573 \cdot 10^{-4}$	$2,202 \cdot 10^{-4}$	504	0,198	491	0,171
	T16	0,749	0,736	0,071	0,039	30,813	1,455	25,902	0,216	$6,190 \cdot 10^{-5}$	$4,722 \cdot 10^{-5}$	523	0,188	506	0,148
	T15	0,749	0,736	0,089	0,055	23,881	1,502	12,019	0,160	$3,307 \cdot 10^{-5}$	$1,921 \cdot 10^{-5}$	513	0,165	490	0,106
	T26	0,749	0,736	0,110	0,072	27,788	1,576	17,957	0,310	$2,958 \cdot 10^{-5}$	$1,748 \cdot 10^{-5}$	485	0,258	467	0,196
	T28	0,756	0,743	0,110	0,073	17,653	1,307	9,963	0,166	$1,762 \cdot 10^{-5}$	$6,512 \cdot 10^{-6}$	600	0,199	568	0,127
	T25	0,750	0,737	0,111	0,074	22,985	1,668	13,378	0,251	$2,401 \cdot 10^{-5}$	$1,250 \cdot 10^{-5}$	462	0,221	442	0,151
	T2	0,752	0,739	0,127	0,092	22,098	1,479	12,690	0,217	$2,199 \cdot 10^{-5}$	$1,046 \cdot 10^{-5}$	526	0,232	500	0,147
	T19	0,750	0,737	0,156	0,119	17,995	1,518	7,526	0,175	$1,794 \cdot 10^{-5}$	$7,274 \cdot 10^{-6}$	517	0,230	486	0,115
38 °C	T9	0,747	0,737	0,034	0,005	50,919	1,262	47,111	0,153	$3,758 \cdot 10^{-4}$	$2,480 \cdot 10^{-4}$	589	0,125	584	0,121
	T20	0,756	0,740	0,076	0,042	23,530	1,199	14,705	0,130	$3,957 \cdot 10^{-5}$	$2,317 \cdot 10^{-5}$	641	0,155	617	0,109
	T27	0,750	0,734	0,109	0,068	17,575	1,163	8,658	0,078	$2,200 \cdot 10^{-5}$	$1,241 \cdot 10^{-5}$	669	0,144	631	0,067
	T6	0,751	0,738	0,109	0,068	17,363	1,198	8,916	0,099	$1,442 \cdot 10^{-5}$	$7,132 \cdot 10^{-6}$	650	0,158	616	0,083
	T24	0,750	0,733	0,109	0,068	18,987	1,220	9,945	0,092	$1,585 \cdot 10^{-5}$	$8,206 \cdot 10^{-6}$	636	0,151	601	0,075
	T30	0,755	0,744	0,111	0,061	13,895	1,168	6,452	0,109	$1,314 \cdot 10^{-5}$	$6,001 \cdot 10^{-6}$	669	0,159	637	0,093
	T33	0,748	0,733	0,152	0,106	14,727	1,162	6,814	0,085	$1,154 \cdot 10^{-5}$	$3,685 \cdot 10^{-6}$	676	0,186	631	0,073
26 °C	T7	0,753	0,740	0,016	0*	22,699	1,235	14,998	0,051	$3,370 \cdot 10^{-5}$	$2,506 \cdot 10^{-5}$	600	0,042	599	0,042
	T1	0,752	0,738	0,035	0,006	16,780	1,215	10,441	0,046	$2,043 \cdot 10^{-5}$	$1,616 \cdot 10^{-5}$	613	0,046	608	0,038
	T4	0,750	0,739	0,077	0,042	16,081	1,290	9,157	0,022	$1,286 \cdot 10^{-5}$	$7,565 \cdot 10^{-6}$	600	0,071	573	0,017
	T11	0,749	0,737	0,119	0,080	9,161	1,280	3,665	0,017	$6,234 \cdot 10^{-6}$	$2,561 \cdot 10^{-6}$	618	0,110	576	0,013
	T13	0,751	0,739	0,153	0,111	7,151	1,132	2,762	0,025	$3,041 \cdot 10^{-6}$	$6,804 \cdot 10^{-7}$	708	0,149	653	0,022
	T8	0,751	0,738	0,156	0,120	10,669	1,276	3,703	0,017	$5,418 \cdot 10^{-6}$	$1,804 \cdot 10^{-6}$	631	0,151	578	0,013
	T18	0,752	0,739	0,156	0,119	6,914	1,202	2,545	0,023	$4,694 \cdot 10^{-6}$	$1,389 \cdot 10^{-6}$	669	0,154	614	0,019
	T12	0,751	0,738	0,156	0,121	8,381	1,248	3,071	0,017	$5,523 \cdot 10^{-6}$	$1,246 \cdot 10^{-6}$	645	0,152	591	0,014

* statischer Stützdruck

Tab. 4.3: Ergebnisse der Triaxialversuche am ATS 0/22 CS

50 °C gemessenen Werte. Der Unterschied zwischen den beiden eingezeichneten Potenzfunktionen ist aber sehr gering. Erklärt werden kann dies dadurch, dass bei hohen Temperaturen zunehmend die Wirkung des Korngerüsts zum Tragen kommt, sodass die temperaturabhängige Viskosität des Bindemittels wenig Einfluss auf das Verformungsverhalten ausübt.

Während die Deck- und Tragschichtprobekörper bei geringer Radialspannung vergleichbar hohe Dehnungen aufweisen, ist das Asphaltbindermaterial deutlich verformungsresistenter. Die Dehnungen am Versuchsende erreichen nur etwa ein Drittel der Werte des Trag- und Deckschichtmaterials. Mit zunehmender Radialspannung nehmen die Ver-

formungen beim Splittmastixasphalt jedoch schneller ab als beim Binder- und Tragschichtmaterial. Beim Splittmastixasphalt reicht schon eine geringe Radialspannung aus, um die axialen Dehnungen zu reduzieren. Während vertikale Lasten bei Binder- und Tragschicht durch die abgestuften Körnungen hauptsächlich nach unten abgetragen werden, werden sie beim Splittmastixasphalt durch das von Ausfallkörnungen geprägte Gesteinsgerüst zu großen Anteilen horizontal abgeführt. Bei sehr geringen Radialspannungen können sich die Gesteinskörner des SMA nicht abstützen, wodurch hohe Axialdehnungen gemessen werden.

Die für die axialen bleibenden Dehnungen festgestellten Beobachtungen können auch bei den blei-

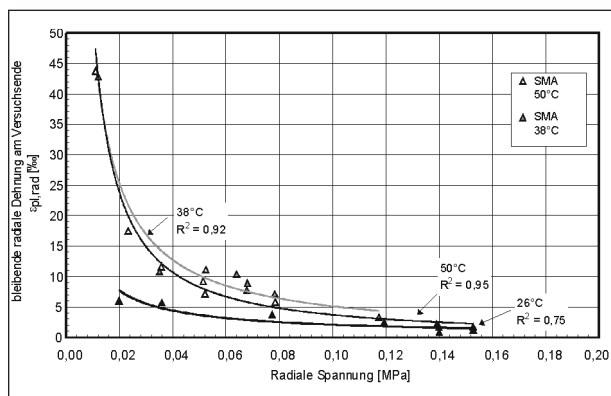


Bild 4.16: Bleibende radiale Dehnung $\varepsilon_{pl,rad}$ am SMA 0/11 S in den Triaxialversuchen bei 26 °C, 38 °C und 50 °C

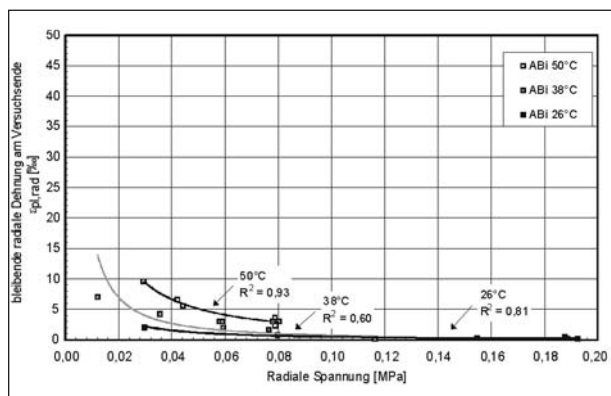


Bild 4.17: Bleibende radiale Dehnung $\varepsilon_{pl,rad}$ am ABI 0/16 S in den Triaxialversuchen bei 26 °C, 38 °C und 50 °C

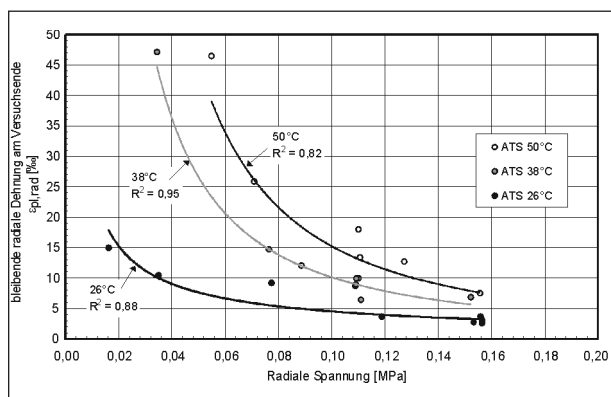


Bild 4.18: Bleibende radiale Dehnung $\varepsilon_{pl,rad}$ an der ATS 0/22 CS in den Triaxialversuchen bei 26 °C, 38 °C und 50 °C

benden radialen Dehnungen gemacht werden, die in den Bildern 4.16 bis 4.18 dargestellt sind.

In Bild 4.19 sind die gemessenen bleibenden axialen und radialen Dehnungen gegeneinander aufgetragen. Es ergibt sich ein guter linearer Zusammenhang (Bestimmtheitsmaße zwischen 0,64 und 0,99) zwischen den beiden Dehnungsmessgrößen, der nur im geringen Maße durch die Temperatur beeinflusst wird.

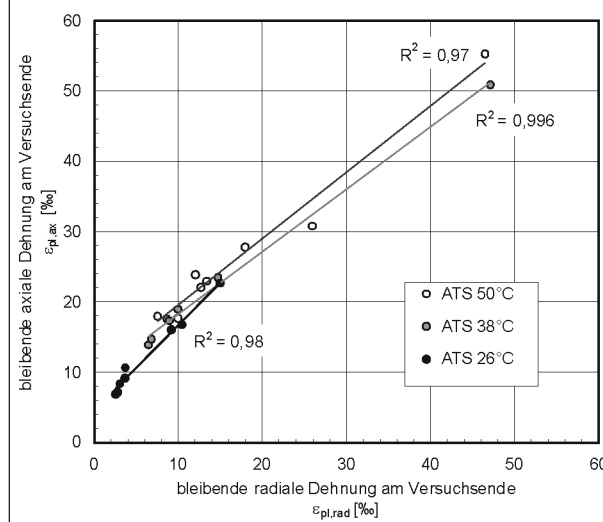
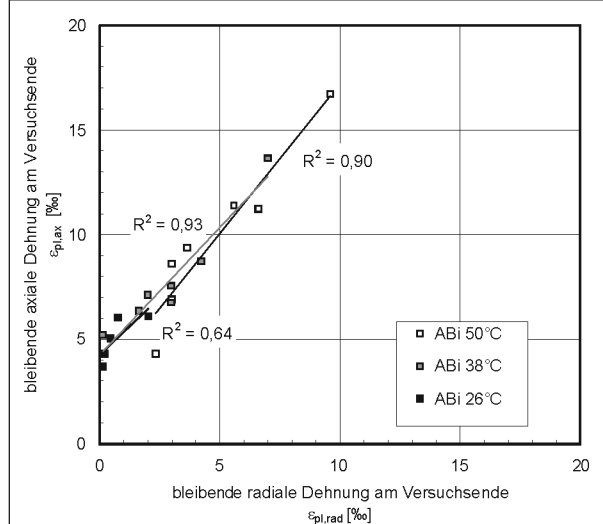
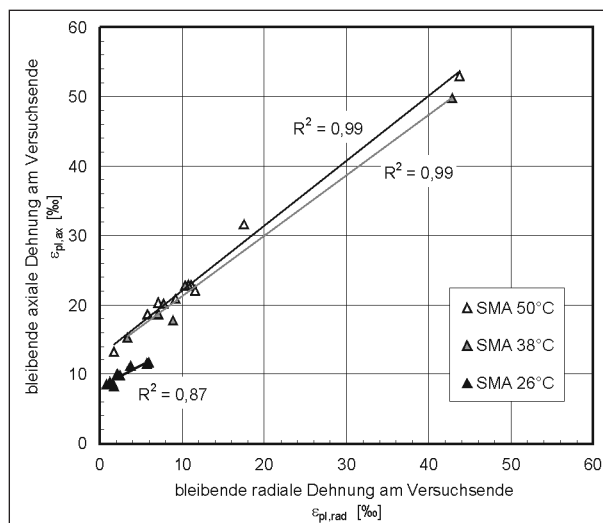


Bild 4.19: Zusammenhang zwischen der bleibenden axialen Dehnung $\varepsilon_{pl,ax}$ und der bleibenden radialen Dehnung $\varepsilon_{pl,rad}$

Für die ermittelten E-Moduln konnte keine eindeutige Abhängigkeit von der Radialspannung festgestellt werden. Nur die Versuche an der ATS 0/22 CS

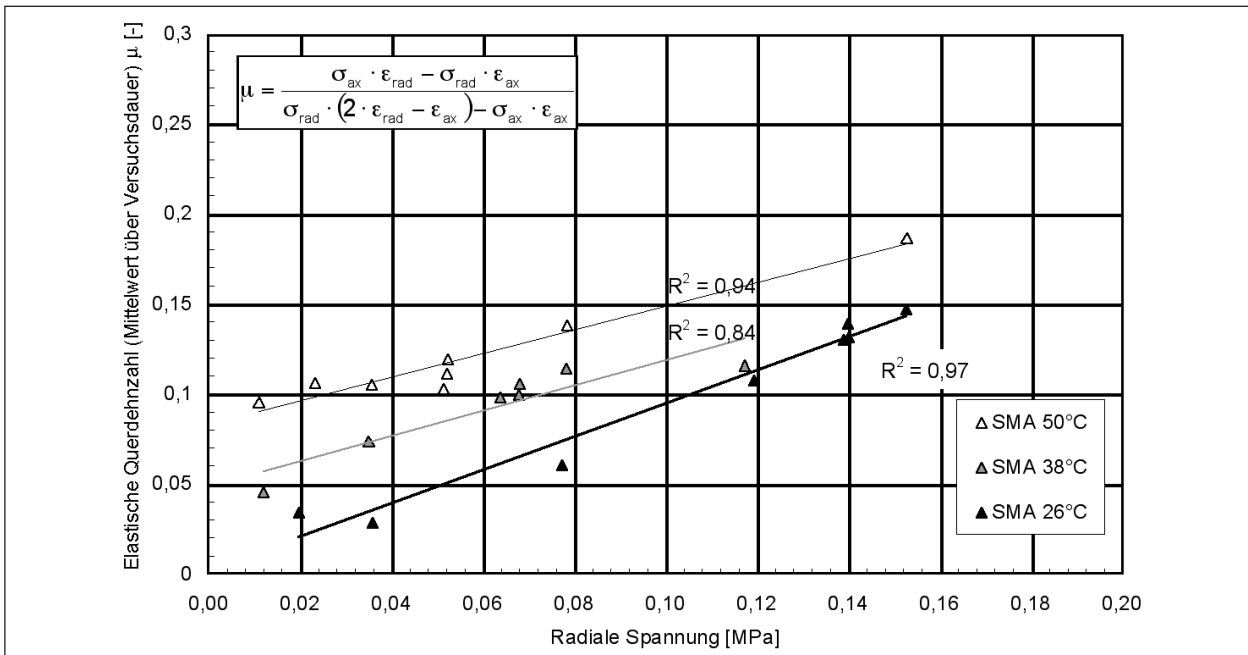


Bild 4.20: Elastische Querdehnzahlen des SMA 0/11 S in den Triaxialversuchen bei 26 °C, 38 °C und 50 °C, berechnet nach Gl. 3.7

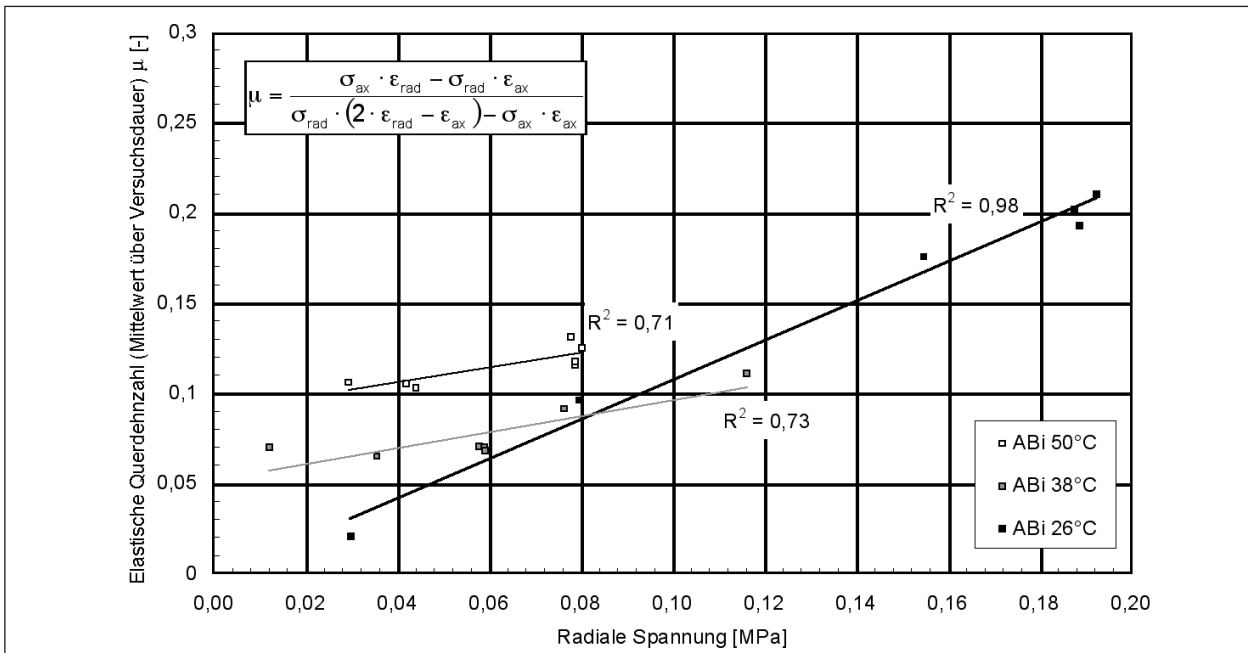


Bild 4.21: Elastische Querdehnzahlen des ABi 0/16 S in den Triaxialversuchen bei 26 °C, 38 °C und 50 °C, berechnet nach Gl. 3.7

Versuchstemperatur		26 °C	38 °C	50 °C	
E-Modul	SMA 0/11 S	Mittelwert [MPa]	386	282	272
		Var.-Koeff. [%]	10	6	11
	ABi 0/16 S	Mittelwert [MPa]	449	360	356
		Var.-Koeff. [%]	6	5	12
	ATS 0/22 CS	Mittelwert [MPa]	635	647	516
		Var.-Koeff. [%]	6	5	8

Tab. 4.4: Mittelwerte und Variationskoeffizienten der im Triaxialversuch ermittelten E-Moduln

weisen bei ansteigender Radialspannung eine leicht zunehmende Steifigkeit auf. In Tabelle 4.4 sind die Mittelwerte und Variationskoeffizienten der ermittelten E-Moduln zusammengefasst. Die Streuung, erfasst als Variationskoeffizient, ist bei allen geprüften Gemischen als gering einzuschätzen ($\leq 12\%$). Auffällig sind die geringen absoluten Werte, die aus den Versuchsergebnissen resultieren. Beim SMA 0/11 S und ABi 0/16 S weichen die bei 38 °C und 50 °C ermittelten E-Moduln nur leicht

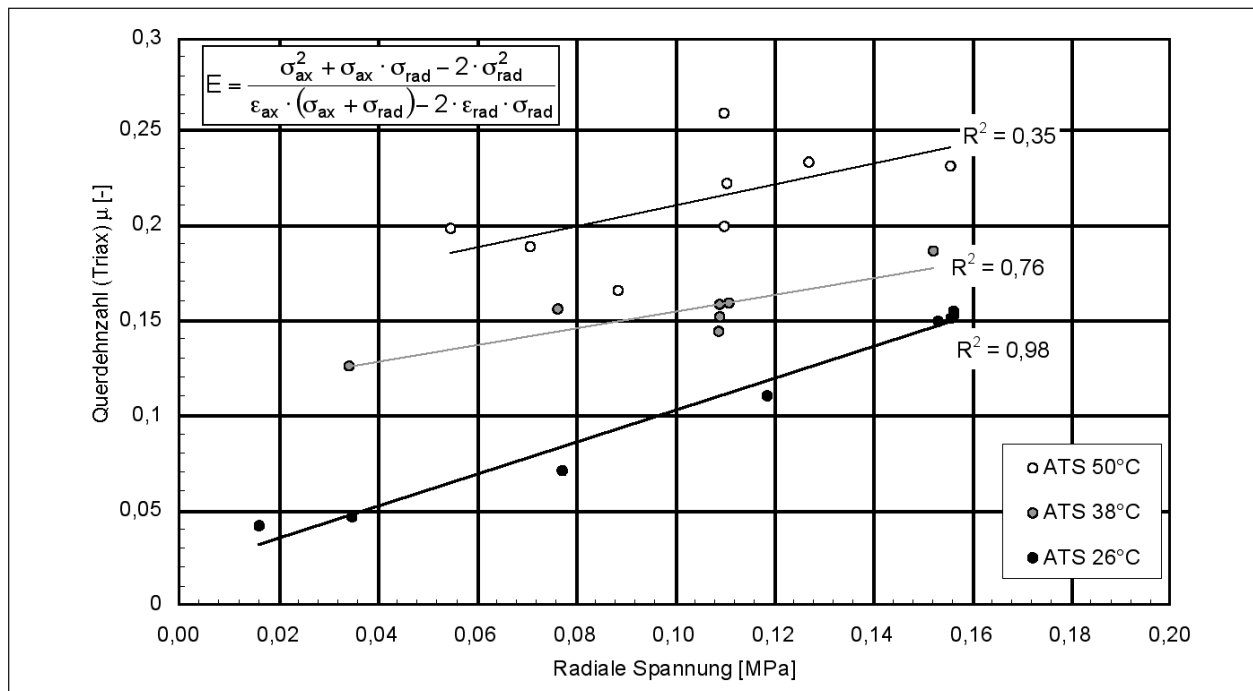


Bild 4.22: Elastische Querdehnzahlen des ATS 0/22 CS in den Triaxialversuchen bei 26 °C, 38 °C und 50 °C, berechnet nach Gl. 3.7

voneinander ab, während zu der niedrigsten Prüf-temperatur 26 °C ein großer Unterschied zu verzeichnen ist. Dies verhält sich bei den an den Asphalttragschichtprobekörpern ermittelten Moduln anders, bei denen der größte Unterschied zwischen 38 °C und 50 °C ermittelt wird. Die E-Moduln bei der ATS 0/22 CS weisen bei 38 °C sogar leicht höhere Werte auf als bei 26 °C.

In Anlage A2.3 sind die einfachen elastischen Querdehnzahlen (Quotient aus radialer und axialer elastischer Dehnung) dargestellt. Bei großer Streuung nehmen die Querdehnzahlen bei steigender Radialspannung ab. Bei dieser Berechnung der Querdehnzahl gehen nur die gemessenen Größen der axialen und radialen zurückgehenden Dehnungen mit ein. Da die radiale Dehnung durch die zeitversetzt aufgebrachte Radialspannung behindert wird, beschreibt die einfache Querdehnzahl ein Verhalten, das von der Radialspannung beeinflusst wird, und stellt deshalb keinen reinen Materialkennwert dar. Mit Gleichung 3.7 wird die radiale Spannung bei der Berechnung der Querdehnzahl berücksichtigt. In den Bildern 4.20 bis 4.22 sind die nach Gl. 3.7 berechneten elastischen Querdehnzahlen in Abhängigkeit von der Radialspannung dargestellt. Mit zunehmender Radialspannung ist ein Anstieg der Querdehnzahl zu erkennen. Weiterhin wird deutlich, dass die Querdehnzahlen mit steigender Temperatur höhere Werte annehmen. Durch das bei höherer Temperatur weichere Binde-

mittel entstehen höhere radiale Dehnungen, die zu größeren Querdehnzahlen führen.

Während die Querdehnzahlen beim SMA 0/11 S und bei der ATS 0/22 CS bei den verschiedenen Temperaturen ähnliches Materialverhalten aufweisen (die Regressionsgeraden verlaufen nahezu parallel), zeigt sich beim Asphaltbinder bei 26 °C eine, durch den steileren Verlauf der Regressionsgerade verdeutlichte, höhere Abhängigkeit der Querdehnzahl von der Radialspannung.

4.2.2 Ergebnisse der Spurbildungsversuche

Zur Ermittlung der Spurrinnentiefe wurden zeitgleich zwei Probekörper einer Asphaltart bzw. -befestigung, entsprechend TP A-StB Teil: Spurbildungsversuch geprüft.

Gemäß TP A-StB Teil: Spurbildungsversuch beträgt die zulässige Spannweite bei Spurrinnentiefen kleiner als 6 mm 1,5 mm und bei Spurrinnentiefen über 6 mm 25 % vom Zahlenwert des Ergebnisses. Diese zulässigen Spannweiten wurden bei den durchgeführten Spurbildungsversuchen eingehalten, wodurch auf die gute Reproduzierbarkeit der Ergebnisse geschlossen werden kann.

In der grafischen Auswertung der Spurrinnenbildung wird die Spurrinnentiefe [mm] in Abhängigkeit von der Anzahl der Überrollungen [n] dargestellt (Bilder 4.23 bis 4.30). Die Skalierung der Spurrin-

Spurrinnentiefe ist mit einem „Maximalwert“ von 10 mm festgelegt, da dieser Wert bei allen geprüften Asphaltprobekörpern nicht überschritten wurde. Dadurch können die Abweichungen zwischen den Entwicklungen der Spurrinnen besser veranschaulicht werden. Durch die einheitliche Skalierung können auch die Spurbildungsverläufe optisch besser miteinander verglichen werden.

In den Bildern 4.23 bis 4.30 ist neben den beiden Spurbildungskurven der linken und rechten Probe auch deren Mittelwert eingetragen, der für die weitere Auswertung maßgeblich ist.

In der grafischen Darstellung der Spurbildungsverläufe ist zunächst bei allen Kurven ein überproportionaler Anstieg der Verformung durch Anpassungs- und Nachverdichtungseffekte festzustellen. Dieser Anstieg wird als Konsolidierungsphase bezeichnet.

Danach verlaufen die Kurven des Splittmastixasphaltes 0/11 S (Bild 4.23 und 4.24) und des Asphaltbinders 0/16 S (Bilder 4.25 und 4.26) ohne wesentliche Zunahme der Spurrinnentiefe über den gesamten Belastungszeitraum von 20.000 Überrollungen weiter. Bei den Spurbildungsverläufen der

Probekörper	Seite	Spurrinnentiefe	Ø-Spurrinnentiefe
-	-	[mm]	[mm]
Splittmastixasphalt 0/11S (Platte 1)	Rechts	2,29	2,41
	Links	2,52	
Splittmastixasphalt 0/11S (Platte 3)	Rechts	1,84	2,15
	Links	2,46	
Asphaltbinder 0/16S (Platte 2)	Rechts	1,68	1,88
	Links	2,07	
Asphaltbinder 0/16S (Platte 3)	Rechts	1,35	1,50
	Links	1,64	
Asphalttragschicht 0/22 CS (Platte 1, 12,0 cm)	Rechts	9,18	9,18
	Links	9,18	
Asphalttragschicht 0/22 CS (7,0 cm)	Rechts	3,96	4,26
	Links	4,55	
Schichtkombination	Rechts (Platte 2)	2,46	2,95
	Links (Platte 1)	3,11	
	Rechts (Platte 5)	3,29	

Tab. 4.5: Spurrinnentiefen der Asphaltprobekörper

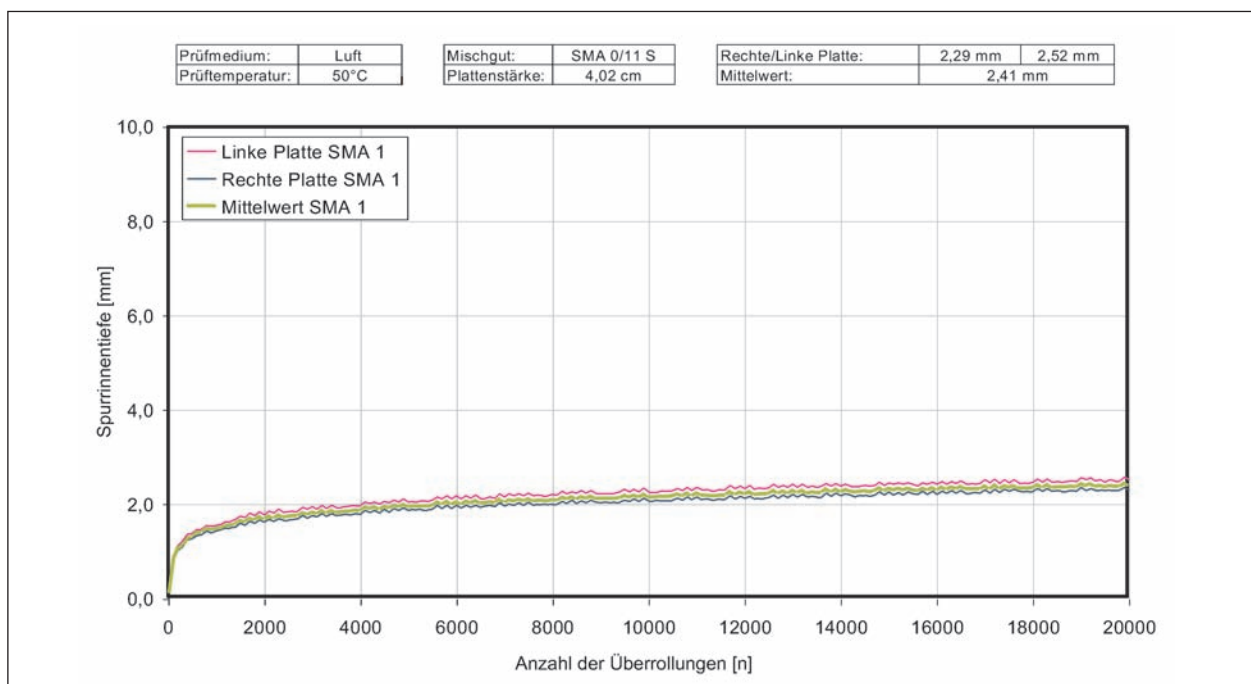


Bild 4.23: Grafische Darstellung der Spurrinnenbildung beim Splittmastixasphalt 0/11 S (Probekörper 1)

Asphalttragschicht 0/22 CS (7,0 cm + 12,0 cm) sowie der Schichtkombinationen ist nach der Konsolidierungsphase eine kontinuierliche Zunahme der Spurtiefe zu verzeichnen. Diese stetige Zunahme der Spurtiefe ist bei der Schichtkombination durch die standfeste Asphaltbinder- und Asphaltdeckschicht erheblich geringer ausgeprägt als bei der Asphalttragschicht.

In der Anlage A3.3 werden die Ergebnisse der Spurbildungsversuche in Tabellenform dargestellt. Als Ergebnisse werden zunächst die absoluten Spurrinntiefen [mm] der linken und rechten Probe sowie deren Differenz und Mittelwert nach 2.000, 10.000 und 20.000 Überrollungen angegeben. In der folgenden Spalte ist die Probekörperdicke aufgeführt. Anhand der Plattendicken wer-

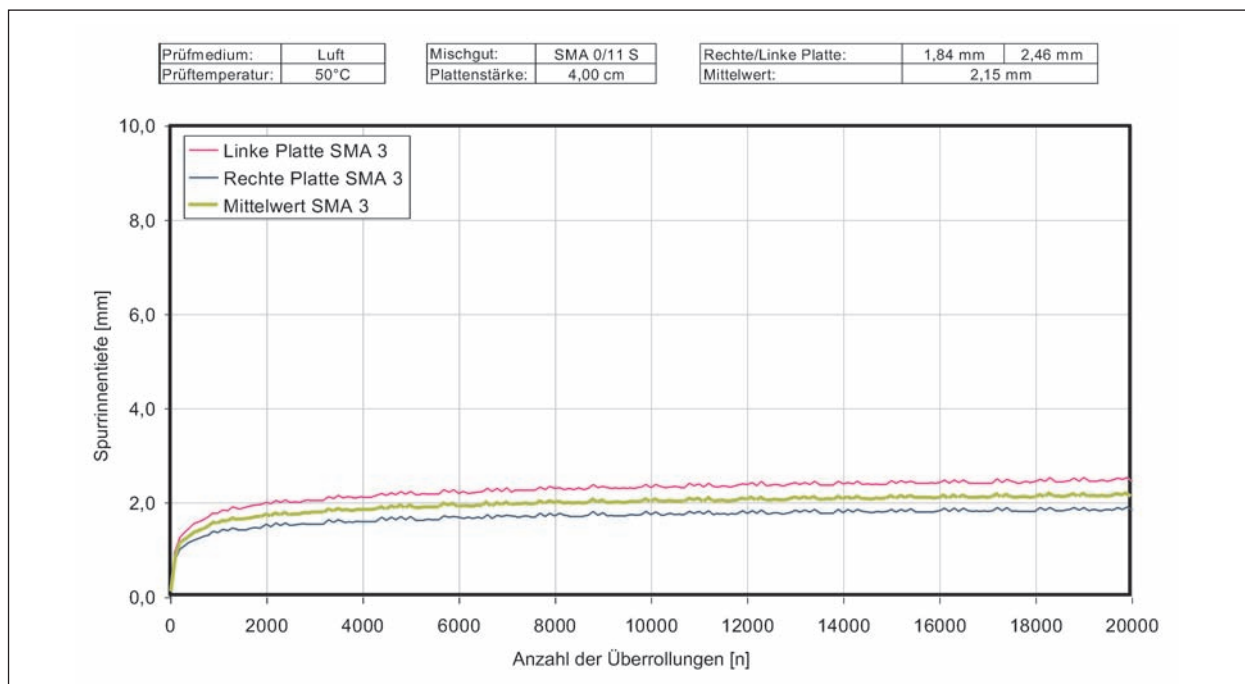


Bild 4.24: Grafische Darstellung der Spurrinnenbildung beim Splittmastixasphalt 0/11 S (Probeplatte 3)

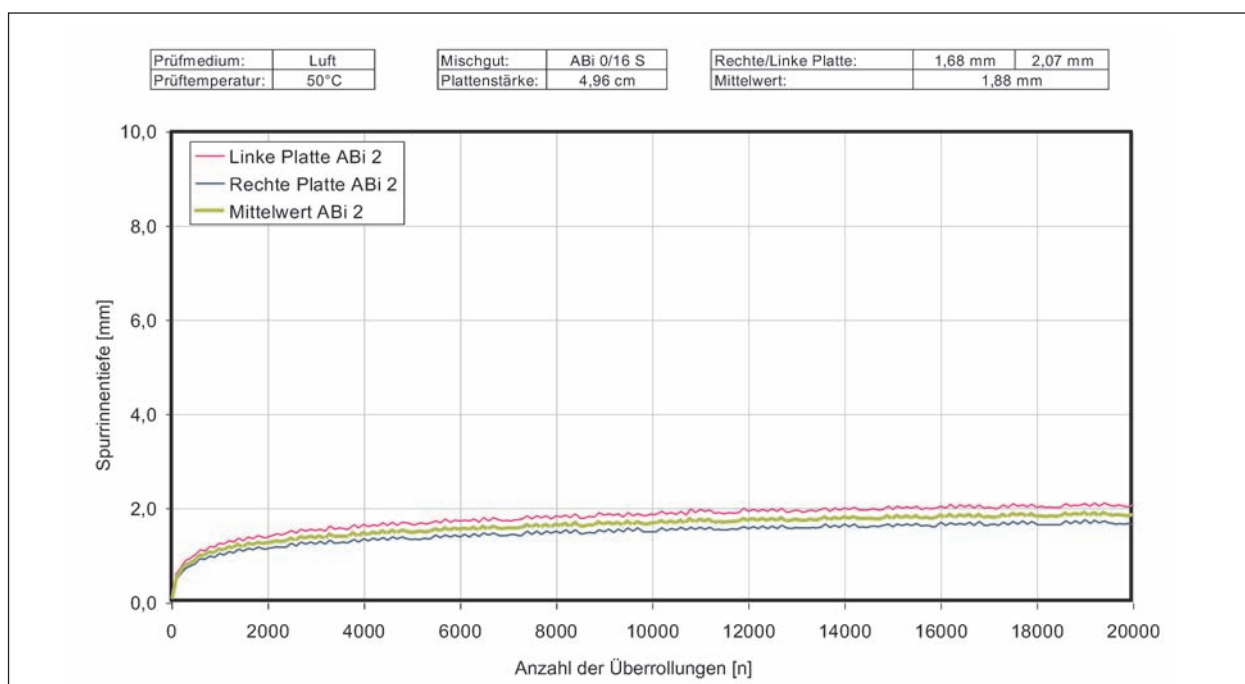


Bild 4.25: Grafische Darstellung der Spurrinnenbildung beim Asphaltbinder 0/16 S (Probeplatte 2)

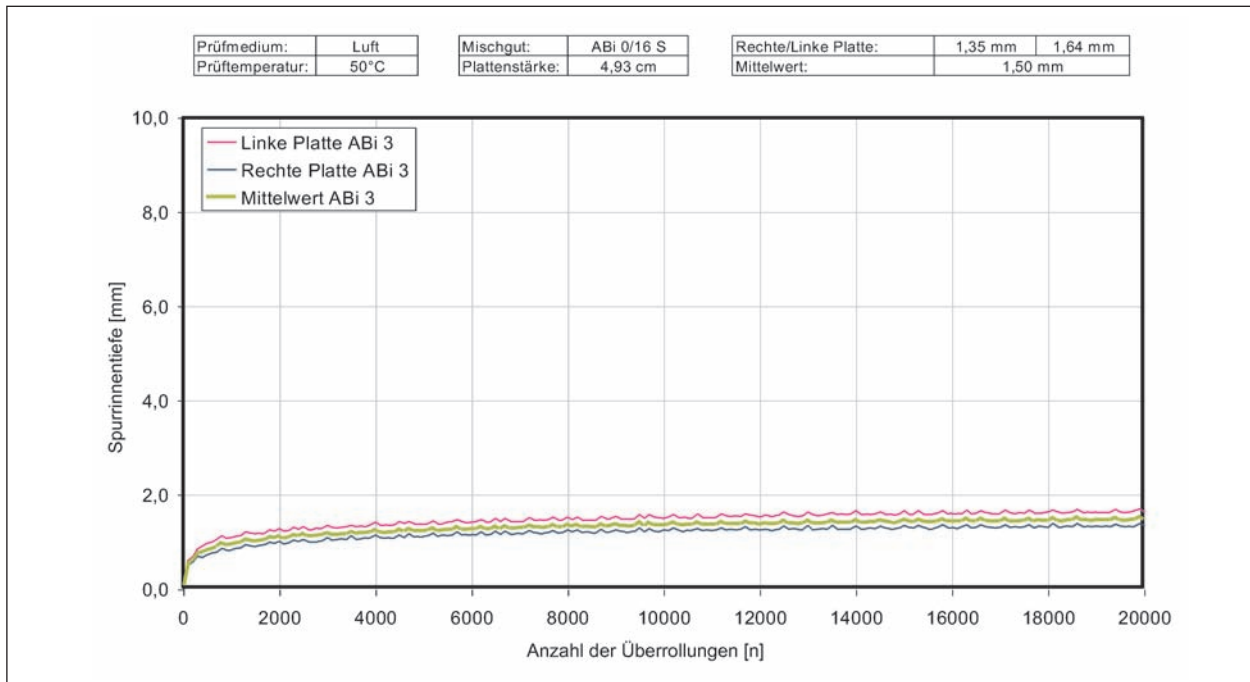


Bild 4.26: Grafische Darstellung der Spurrinnenbildung beim Asphaltbinder 0/16 S (Probeplatte 3)

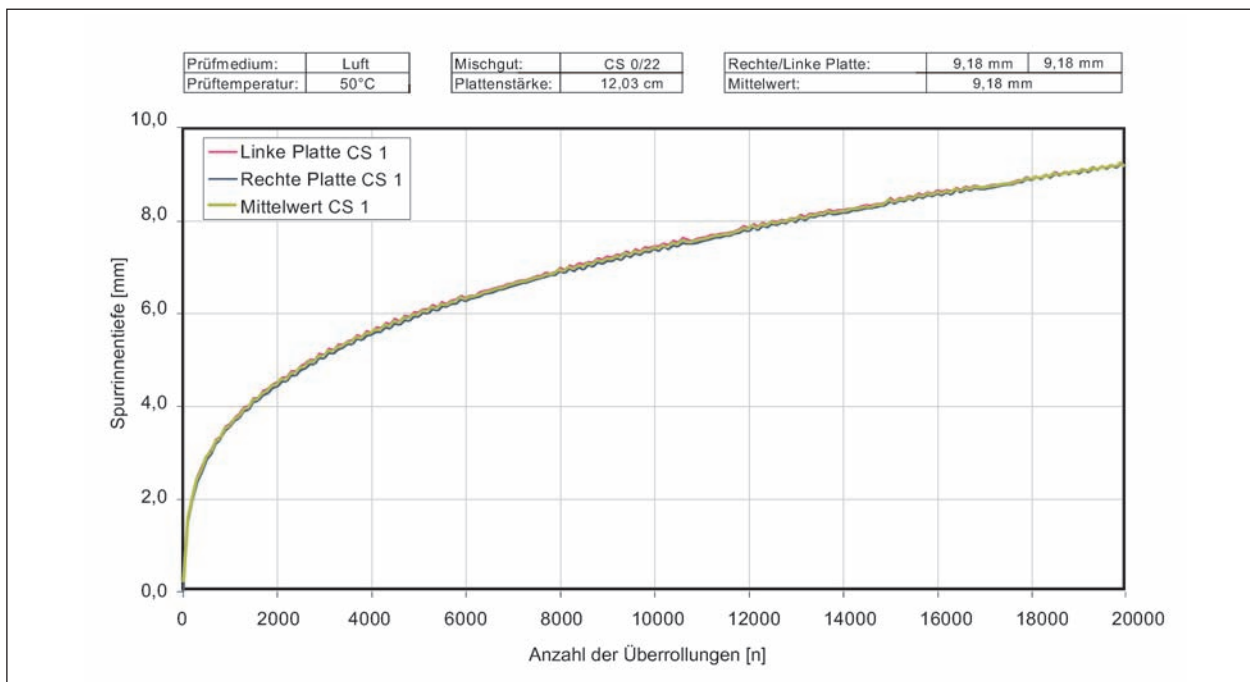


Bild 4.27: Grafische Darstellung der Spurrinnenbildung der Asphalttragschicht 0/22 CS (12,0 cm, Probeplatte 1)

den die absoluten in relative Spurrinnentiefen umgerechnet. In den folgenden Spalten werden die relativen Spurrinnentiefen [%] der linken und rechten Probe sowie deren Differenz und Mittelwert nach 10.000 sowie nach 20.000 Überrollungen angegeben. Anschließend werden die Spurraten gemäß dem Forschungsvorhaben FE 07.180 [38] ermittelt. Die Angabe der Spurrate erfolgt in

mm/2.000 Überrollungen. Das entspricht dem Auswertemodus der Probekörper in Wasser nach der DIN EN 12697 Teil 22: Prüfverfahren für Heißasphalt: Spurbildungstest, in der die Spurrate in mm/1.000 Belastungszyklen angegeben wird (2 Überrollungen entsprechen 1 Belastungszyklus). Bei der Spurrate I wird die Spurrinnentiefe zwischen 2.000 und 10.000 Überrollungen ausgewer-

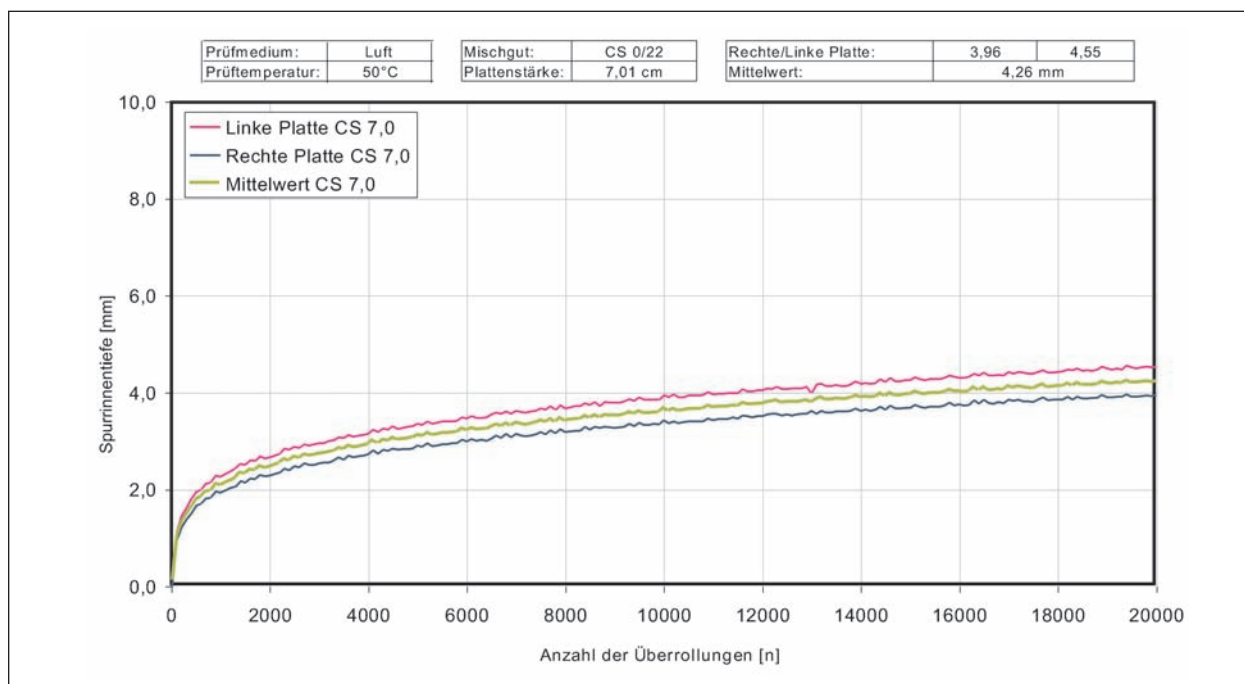


Bild 4.28: Grafische Darstellung der Spurrinnenbildung der Asphalttragschicht 0/22 CS (7,0 cm)

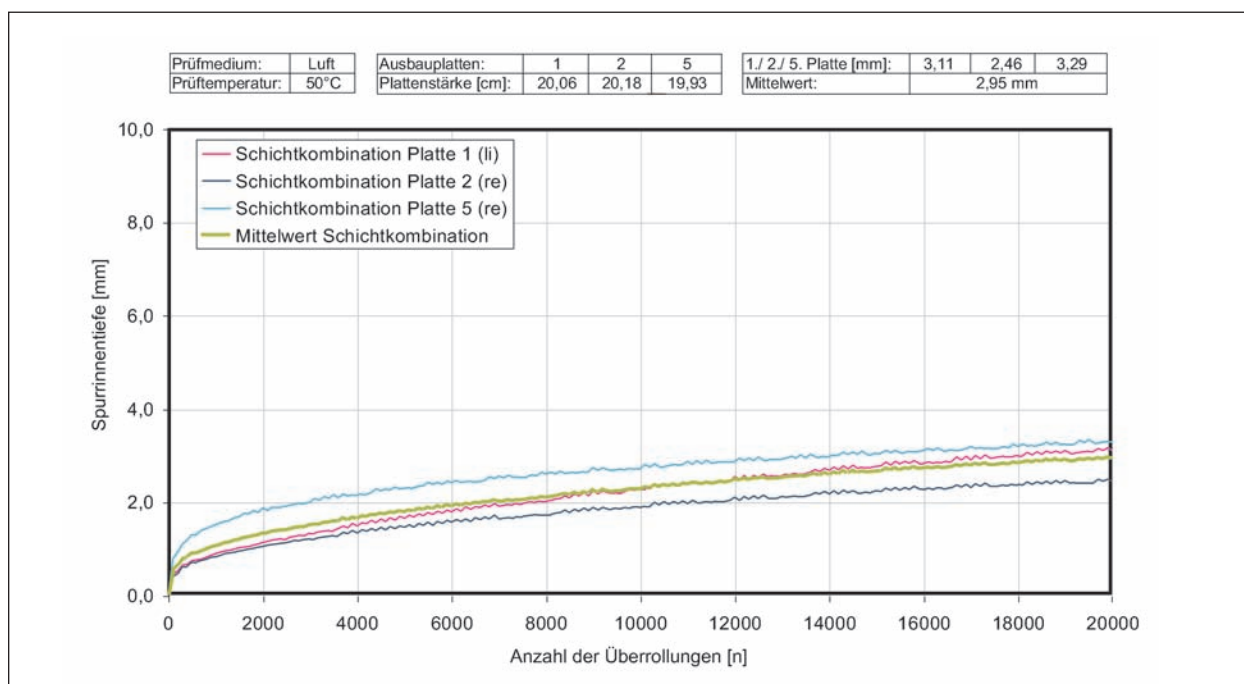


Bild 4.29: Grafische Darstellung der Spurrinnenbildung beim Ausbauasphalt (Probepplatten 1, 2 und 5)

tet. Bei der Spurrate II zwischen 10.000 und 20.000 Überrollungen. Die Spurrate II entspricht der Spurbildungsrate (WTR) aus der Euronorm für Probekörper in Wasser, bei der die Spurtiefe zwischen 5.000 und 10.000 Belastungszyklen zugrunde gelegt wird. In Tabelle 4.6 sind die Spurraten I und II in [$\mu\text{m}/\text{Überrollung}$] angegeben. Ergänzend wurde weiterhin die Spurrate zwischen den 2.000 und

20.000 Überrollungen berechnet und als Spurrate III eingetragen [38].

Für die Schichtkombination wurden die Ergebnisse der Spurbildungsversuche einmal für alle drei geprüften Platten (Platten 1, 2 und 5) und einmal für die parallel im Spurbildungsgerät geprüften Platten (Platten 1 und 2) ausgewertet.

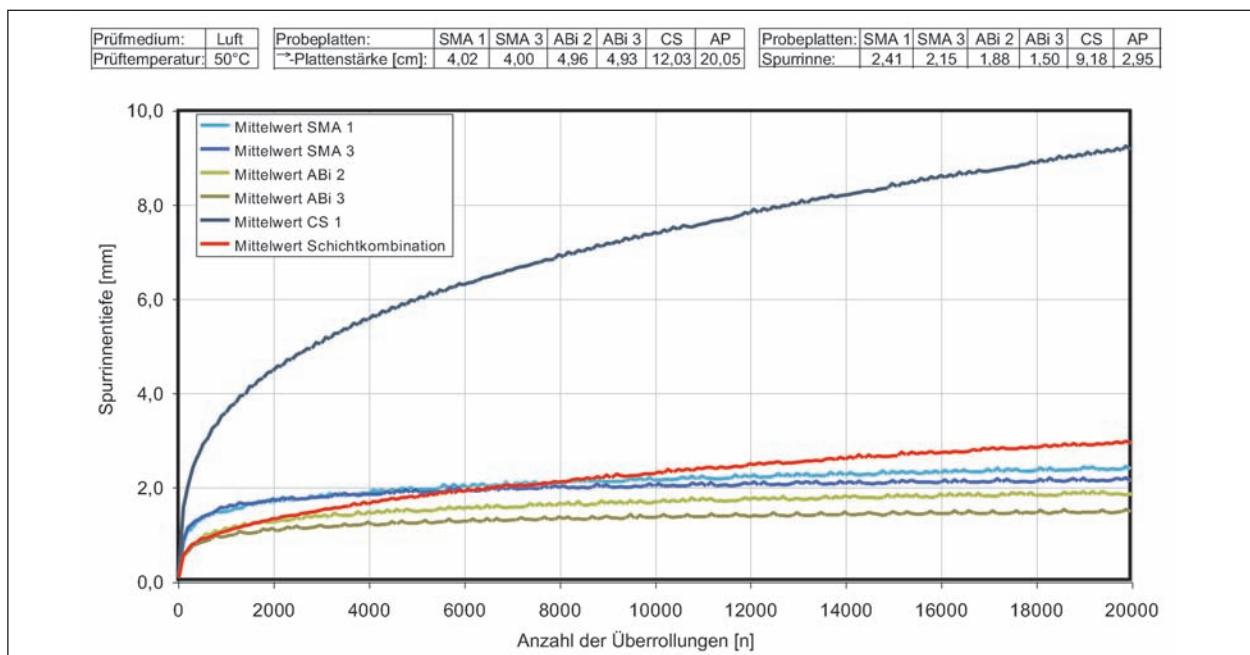


Bild 4.30: Grafische Darstellung der Mittelwerte der Spurrinnenbildung der geprüften Probekörper

Probepplatten	Spurrate			Relative Spurrinnentiefe	
	I	II	III	nach 10.000 Ü	nach 20.000 Ü
	µm/Ü			[%]	
Splittmastixasphalt 0/11 S (Platte 1)	0,059	0,024	0,039	5,38	5,98
Splittmastixasphalt 0/11 S (Platte 3)	0,031	0,012	0,021	5,09	5,38
Asphaltbinder 0/16 S (Platte 2)	0,0525	0,018	0,033	3,42	3,78
Asphaltbinder 0/16 S (Platte 3)	0,029	0,012	0,019	2,97	3,04
Asphalttragschicht 0/22 CS (Platte 1, 12,0 cm)	0,37	0,175	0,262	6,17	7,63
Asphalttragschicht 0/22 CS (7,0 cm)	0,151	0,056	0,098	5,28	6,07
Schichtkombination (Platte 1, 2 und 5)	0,119	0,065	0,089	1,15	1,47
Schichtkombination (Platte 1 und 2)	0,125	0,069	0,094	1,04	1,38

Tab. 4.6: Spurrate I (2.000–10.000 Ü.), Spurrate II (10.000–20.000 Ü.) und Spurrate III (2.000–20.000 Ü.) sowie relative Spurrinnentiefe nach 10.000 und 20.000 Überrollungen

Erkennbar ist bei der Auswertung der relativen Spurrinnentiefe das veränderte Ergebnisniveau im Vergleich zur absoluten Spurrinnentiefe, insbesondere beim Splittmastixasphalt 0/11 S.

Die Spurraten II liegen mehr als 50 % (ausgenommen bei der Schichtkombination) unter denen der Spurrate I, weil bei der Ermittlung der Spurrate II die erste Versuchshälfte nicht einbezogen wird. Daher wird ein neuer und von allen bisher betrachteten Ergebnissen unabhängiger Wert erhalten.

Bei den zuvor erläuterten Ergebnissen wie relative oder absolute Spurrinnentiefe ist im Endwert nach

20.000 Überrollungen automatisch auch die „Vorgeschichte“ der ersten 10.000 Überrollungen ergebniswirksam enthalten.

Nach dem Spurbildungsversuch wird eine Oberflächenmessung des Asphaltprobekörpers mittels Laserscanner durchgeführt. Dabei werden die Spurrinne im Längs- und Querschnitt und die Aufwölbung im Längsschnitt in einem Raster von 5 mm x 5 mm aufgezeichnet und die maximale und mittlere Spurtiefe sowie die maximale Aufwölbung ermittelt. Daraus folgen eine Darstellung der Spurrinne als Oberflächennetz und eine Berechnung der

Probepplatten	Seite	Spurrinntiefe aus Spurbildungsversuch	Spurrinntiefe aus Oberflächenmessung	Abweichung der Spurrinntiefen
-	-	[mm]	[mm]	[mm]
Splittmastixasphalt 0/11 S (Platte 1)	Rechts	2,29	1,63	-0,66
	Links	2,52	1,70	-0,82
Splittmastixasphalt 0/11 S (Platte 3)	Rechts	1,84	1,38	-0,46
	Links	2,46	2,56	+0,10
Asphaltbinder 0/16 S (Platte 2)	Rechts	1,68	3,18	+1,50
	Links	2,07	2,38	+0,31
Asphaltbinder 0/16 S (Platte 3)	Rechts	1,35	0,79	-0,56
	Links	1,64	1,06	-0,58
Asphalttragschicht 0/22 CS (Platte 1, 12,0 cm)	Rechts	9,18	10,40	+1,22
	Links	9,18	9,43	+0,25
Asphalttragschicht 0/22 CS (7,0 cm)	Rechts	3,96	5,04	+1,08
	Links	4,55	5,36	+0,81
Schichtkombination	Rechts (Platte 2)	2,46	5,23	+2,77
	Links (Platte 1)	3,11	3,74	+0,63
	(Platte 5)	3,29	4,97	+1,68

Tab. 4.7: Spurrinntiefen der Asphaltprobekörper aus Spurbildungsversuch und Oberflächenmessung

Probepplatten	Seite	Volumenverdrängung der Spurrinne	Volumen der Aufwölbung
-	-	[cm]	[cm]
Splittmastixasphalt 0/11 S (Platte 1)	Rechts	8,06	19,75
	Links	8,86	19,28
Splittmastixasphalt 0/11 S (Platte 3)	Rechts	8,25	1,78
	Links	16,56	0,41
Asphaltbinder 0/16 S (Platte 2)	Rechts	34,19	0,29
	Links	19,94	1,75
Asphaltbinder 0/16 S (Platte 3)	Rechts	4,01	7,84
	Links	5,05	10,13
Asphalttragschicht 0/22 CS (Platte 1, 12,0 cm)	Rechts	59,79	10,39
	Links	57,57	7,72
Asphalttragschicht 0/22 CS (7,0 cm)	Rechts	28,78	4,22
	Links	33,34	4,72
Schichtkombination	Rechts (Platte 2)	63,26	0,00
	Links (Platte 1)	47,11	0,00
	Rechts (Platte 5)	63,41	0,01

Tab. 4.8: Volumenverdrängung der Spurrinne und Volumen der Aufwölbung der Asphaltprobekörper

Volumen-Differenz von Spurrinne und Aufwölbung. Die Ergebnisse der Oberflächenmessung sind in der Anlage A3.5 enthalten.

Die ermittelten Spurrinntiefen bei der Oberflächenmessung weichen von den ermittelten Ergebnissen im Spurbildungsversuch, insbesondere beim Asphaltbinder 0/16 S, der Asphalttragschicht 0/22 CS und der Schichtkombination, auffallend voneinander ab (Tabelle 4.7). Die Ursache dieser Abweichungen könnte aus der Aufnahme von Einzelwerten in Hohlräumen zwischen den Mineralstoffkörnern resultieren. Um diese Verfälschung der

Messwerte weitestgehend zu vermeiden, wurden die Probepplatten vor den Messungen mit Füller abgestreut und in die Hohlräume verstrichen.

Im Rahmen dieses Forschungsauftrages werden die bei der Oberflächenmessung ermittelten Spurrinntiefen nicht für eine weiter gehende Auswertung herangezogen. Durch die Darstellung des Oberflächennetzes und des Längsprofils lässt sich aber der Verlauf der Spurrinnenbildung gut veranschaulichen.

Aus der Oberflächenmessung der Asphaltprobekörper wurden auch die Volumenverdrängung in der Spurrinne sowie das Volumen der Aufwölbung in einem Bereich von 100 mm um die Mittellage ermittelt (Tabelle 4.8). Hierbei ist festzustellen, dass diese Messwerte sehr große Abweichungen untereinander aufweisen und die Werte nicht reproduzierbar sind.

Bei den Prüfungen am gesamten Asphaltpaket sind keine Aufwölbungen gemessen worden, da bei diesen Platten die Nullmessung erst nach der Beanspruchung durch Auflegen einer ebenen Trennlage erfolgte. Daraus resultieren auch ein entsprechend großes Volumen und eine größere Tiefe der Spurrinne (Tabelle 4.7 und Tabelle 4.8). Die Nullmessung konnte erst im Anschluss an die Beanspruchung erfolgen, da der Einbau von Schichtdicken ≥ 20 cm im Oberflächenscanner nicht möglich ist. Aus diesem Grund wurden nach den Überrollungen im Spurbildungsgerät ca. 1,5 cm von der Unterseite der Ausbauplatten abgetrennt.

Nach Abschluss der Versuche wurden die Probeplatten fotografisch in Frontalansicht und die Spurrinne in Draufsicht sowie im Querschnitt dokumentiert. Zur Dokumentation der Spurrinne im Querschnitt wurden die Asphaltprobeplatten nach der Beanspruchung quer zur Spurrinne geteilt.

Mit Hilfe der Fotodokumentation können die Probekörper zusätzlich visuell überprüft werden. Beispielsweise kann in der Draufsicht die Struktur der Spurrinnenfläche begutachtet werden. In der Anlage A3.4 ist die Fotodokumentation der Probeplatten dargestellt.

4.2.2.1 Spurbildungsverläufe der gestaffelten Beanspruchungen

Zur Erfassung der Materialverschiebung in den Asphaltprobeplatten wurden, wie in Kapitel 3.2.2.4 beschrieben, ebenfalls zwei Probekörper einer Asphaltart bzw. -befestigung zeitgleich in einem gestaffelten Spurbildungsversuch geprüft.

Die Spurbildungskurven der gestaffelten Beanspruchung sind in Anlage A3.6 enthalten. Bei einer Auswertung der Kurven ist festzustellen, dass bei den Spurbildungsversuchen mit gestaffelter Beanspruchung die Spurrinntiefen größer sind als bei den Versuchen nach TP A-StB Teil: Spurbildungsversuch durchgeführten Versuchen (siehe Tabelle 4.9). Eine Ausnahme stellt der Asphaltbinder 0/16 S dar.

Die Darstellung des Materialtransports in den einzelnen Schichten sowie in der Schichtkombination ist in der Anlage A3.7 enthalten.

Die Darstellung erfolgt für jede untersuchte Asphaltprobe an der Probeplatte mit der größten Spurrinntiefe, um die Verformungsprozesse bes-

ser veranschaulichen zu können. Die Verformungsprozesse wurden dabei an jeweils nur einem Teilstück der Probeplatten veranschaulicht. Die Darstellung der Verformungsprozesse für andere Teilstücke ist jederzeit möglich.

Die Verformungsprozesse wurden für jede dargestellte Asphaltprobeplatte ausgehend vom Ausgangszustand (unbeanspruchte Probeplatte) mit jedem weiteren Belastungszyklus (nach 4.000, 8.000, 12.000, 16.000 und 20.000 Überrollungen) überlagert. Dadurch wird die Ausbreitung der Materialverschiebung über den gesamten Plattenquerschnitt dargestellt.

Als weitere Darstellung der Verformungsprozesse wurde jeder Belastungszyklus durch eine Überlagerung der Aufzeichnung aufeinander folgender Belastungszyklen separat dargestellt (z. B.: Überlagerung 8.000 und 12.000 Überrollungen). Dadurch können die abnehmenden Verformungsprozesse mit zunehmender Beanspruchung dargestellt werden.

Zur Darstellung des Materialtransports wurden die einzelnen Scans mit einer Transparenz von 50 % überlagert. Um die einzelnen Querschnitte möglichst passgenau zu überlagern, wurden zusätzlich Markierungen auf die Plattenquerschnitte eingebracht.

4.2.3 Ergebnisse der Spurbildungsversuche im Großmaßstab

In den Bildern 4.31 bis 4.33 sind die in den Versuchen erzeugten Spurrinnen beispielhaft anhand des Oberflächenquerprofils 2 (QP 2) dargestellt. In Anlage A4.2 finden sich die Bilder noch in größerer Darstellung. Hierin bezeichnet LW die Anzahl

Probeplatten	Seite	Spurrinntiefe nach gestaffelter Beanspruchung	∅-Spurrinntiefe nach gestaffelter Beanspruchung	∅-Spurrinntiefe nach TP A-StB
-	-	[mm]	[mm]	[mm]
Splittmastixasphalt 0/11S Platte 2	Rechts	3,40	3,56	2,41
	Links	3,71		
Asphaltbinder 0/16 S Platte 1	Rechts	1,49	1,50	1,88
	Links	1,51		
Asphalttragschicht 0/22 CS Platte 2 (12,0 cm)	Rechts	8,13	7,20	9,18
	Links	6,27		
Schichtkombination	Rechts (Platte 4)	3,48	4,54 ¹⁾	2,95
	Links (Platte 3)	5,60		

¹⁾ zulässige Spannweite nach TP A-StB Teil: Spurbildungsversuch nicht eingehalten

Tab. 4.9: Spurrinntiefen der geschnittenen Asphaltprobekörper nach gestaffelter Beanspruchung

der durchgeführten Überrollungen (= Lastwechsel). Die Bildunterschrift gibt die jeweiligen variierten Lastparameter Radlast und Reifeninnendruck an.

Die Probekörper zeigen unter der Belastung durch verschiedene Reifen unterschiedliche Formen der Deformationsmulde. Dies lässt vermuten, dass die Deformation nicht alleine durch die aufgebrauchte

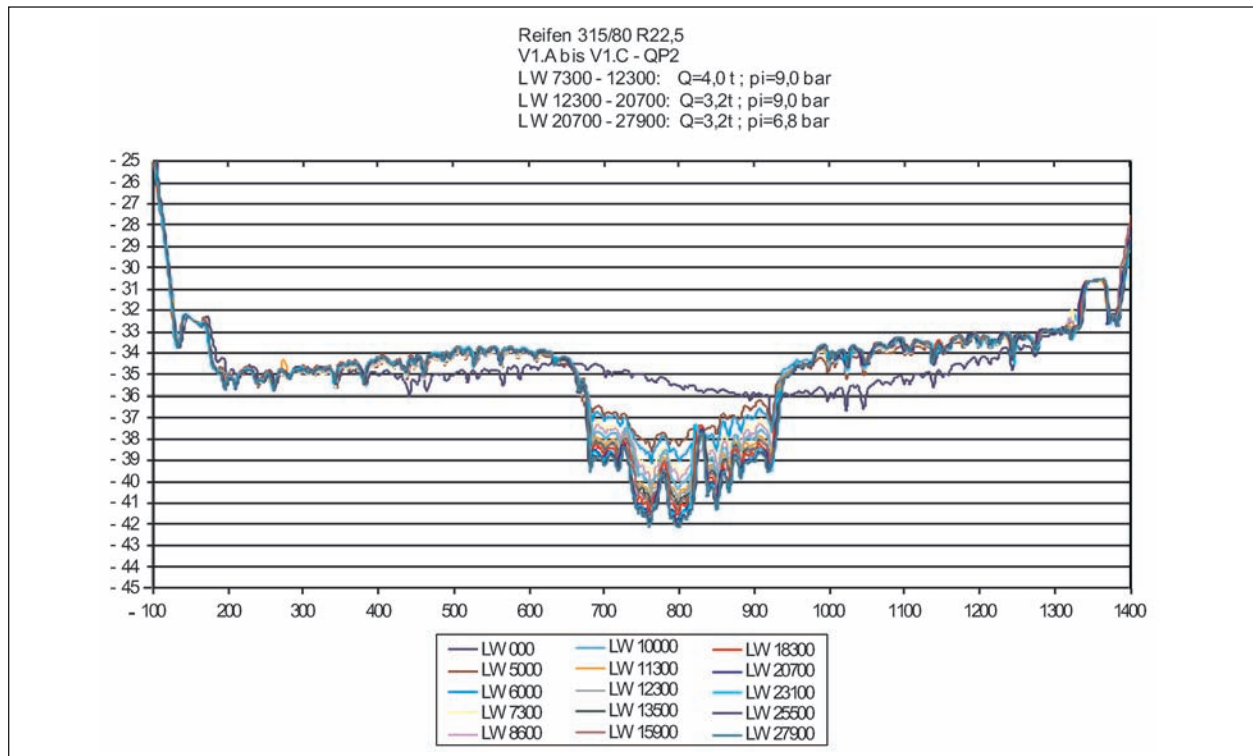


Bild 4.31: Deformationsentwicklung der Asphaltoberfläche in Versuch 1 (315/80 R 22,5), Querprofil 2

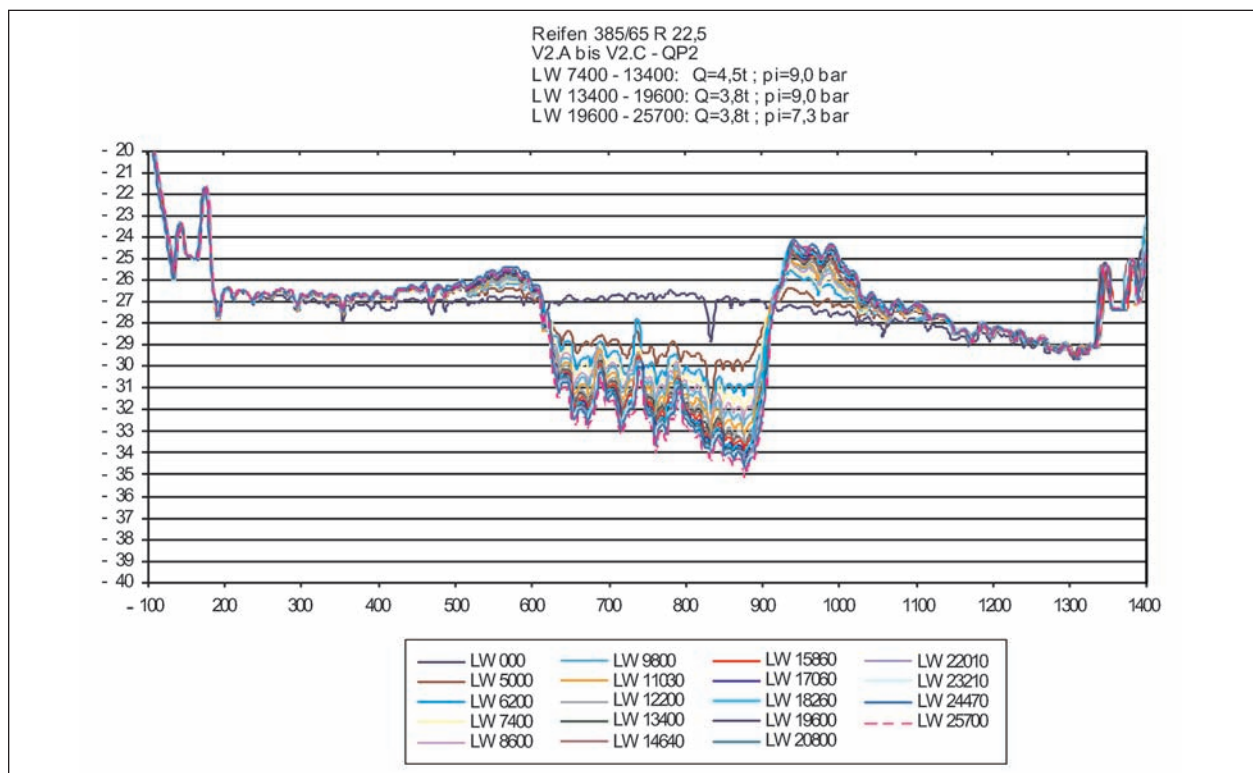


Bild 4.32: Deformationsentwicklung der Asphaltoberfläche in Versuch 2 (385/65 R 22,5), Querprofil 2

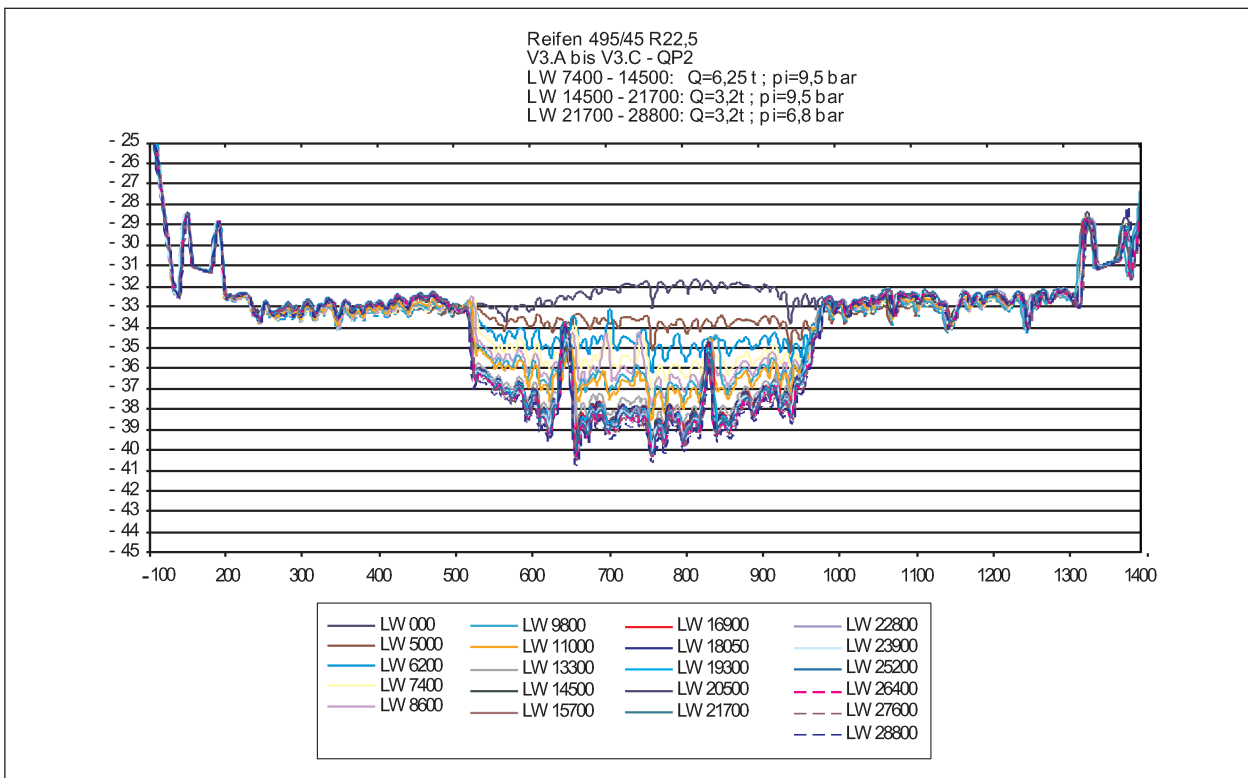


Bild 4.33: Deformationsentwicklung der Asphaltoberfläche in Versuch 3 (495/45 R 22,5), Querprofil 2

Kontaktspannung und die weiteren, über das gesamte Versuchsprogramm konstant gehaltenen Parameter beschreibbar ist. Stattdessen scheinen die Größe und Form der Lasteinleitungsfläche (= Aufstandsfläche) einen maßgeblichen Einfluss auf die Reaktion der Asphaltbefestigung zu haben.

4.2.3.1 Absolutwerte der Deformation, Bezug zwischen Latsch und Spurrinnenform

Versuch 1 (315/80 R 22,5)

Im Versuch 1.A bis 1.C (vgl. Bild 4.31) wird die Belastung mit dem Reifen 315/80 R 22,5 aufgebracht. Der Probekörper zeigt in unbelastetem Zustand (LW 0) eine geringfügig wellenförmige Oberfläche. Die „Welle“ mit einem Stichmaß von 1,5 mm erscheint im stark überhöhten Profil entsprechend hoch. Bereits die ersten 5.000 Lastwechsel bei Raumtemperatur erzeugen deutliche Aufwölbungsbereiche, welche im weiteren Versuchsverlauf mit Temperaturbelastung nur noch unwesentlich anwachsen.

Die „zackenförmigen“ Erhebungen in der Rollspur sind ein Abbild des Reifenprofils, was auf die enge Spurbindung ohne Querversatz der Rollspur zurückzuführen ist (s. Kapitel 3.2.3). Nach Vermessung des Reifenprofils ist es möglich, diese

Teilbereich	x-Koord. von ... bis ... [mm]	
A: Links	679 - 715	
B: Mitte- Links	739 - 765	
C: Mitte	787 - 813	
D: Mitte -Rechts	835 - 861	
E: Rechts	885 - 921	

Tab. 4.10: Teilbereiche der Deformationsmulde in der Rollspur in Versuch 1

Zacken, an deren Position wegen der Profiltiefe keine definierte Überrollung stattgefunden hat, nicht in die Auswertung des Deformationsverhaltens mit einfließen zu lassen. Der Reifen 315/80 R 22,5 ist mit 4 Längsrillen ausgestattet. Entsprechend wird die Auswertung bezüglich 5 schmaler Aufstandsflächen getrennt durchgeführt, womit es möglich ist, die Form der Spurrinne genauer zu beschreiben.

Da der Taster zur Aufzeichnung der Oberfläche einen Durchmesser von 10 mm hat, müssen die beschriebenen ausgesparten Bereiche um 2 x 5 mm breiter sein als die Profilirillen. Daraus ergeben sich 5 Teilbereiche mit x-Koordinaten (x = 0: seitlicher Rand des Probekörpers) (s. Tab. 4.10).

Versuch	Reifenbezeichnung	Radlast [kg]	Fülldruck kalt [bar]	Kontaktdruck [MPa]
1.A	315/80 R 22,5	4.000	9,0	0,734
1.B	315/80 R 22,5	3.200	9,0	0,592
1.C	315/80 R 22,5	3.200	6,8	0,583

Tab. 4.11: Radlasten und Reifeninnendrucke in Versuch 1

Versuch	Teilversuchdauer von...bis... [LW]	Absolutwert der vertikalen Deformation [mm] im Teilbereich				
		A	B	C	D	E
1.A	7.300 – 12.300	-1,00	-1,23	-1,37	-1,22	-1,07
1.B	12.300 – 20.700	-0,66	-1,00	-1,02	-0,87	-0,59
1.C	20.700 – 27.900	-0,22	-0,24	-0,34	-0,18	-0,26

Tab. 4.12: Absolute vertikale Deformation in Teilbereichen (entspr. Tabelle 4.10) zur Betrachtung der Spurrinnenform

Versuch	Teilversuchdauer von...bis... [LW]	Vertikale Deformation [mm] im Teilbereich pro 1.000 Lastwechsel				
		A	B	C	D	E
1.A	7.300 – 12.300	-0,2012	-0,2468	-0,2737	-0,2442	-0,2148
1.B	12.300 – 20.700	-0,0790	-0,1193	-0,1212	-0,1030	-0,0707
1.C	20.700 – 27.900	-0,0305	-0,0328	-0,0474	-0,0248	-0,0355

Tab. 4.13: Werte aus Tabelle 4.12, normiert auf „vertikale Deformation [mm] pro 1.000 Lastwechsel“

Für diesen Vergleich des Verformungsverhaltens über die Breite der Rollfläche eignet sich die Betrachtung der Absolutwerte des Deformationsfortschritts [mm] im jeweiligen Teilversuch. Die Messwerte aller Querprofile sind in Anlage A4.3 aufgeführt. Als Mittelwerte aus jeweils 3 Oberflächenprofilen ergeben sich die in Tabelle 4.12 angegebenen vertikalen Deformationen in den Teilbereichen innerhalb eines Teilversuchs mit konstanten Lastparametern, wobei sich die Werte als Stichmaße bezüglich der Oberfläche neben der Rollspur verstehen. Die Höhe der Oberfläche neben der Rollspur ergibt sich als Mittelwert aus der rechten und linken Aufwölbung.

Zur Vergleichbarkeit der Teilversuche mit unterschiedlichen Lastparametern untereinander sind die Werte in Tabelle 4.13 auf „vertikale Deformation [mm] pro 1.000 Lastwechsel“ normiert aufgeführt.

Demnach findet in den Randbereichen (Teilbereich A und E) eine geringere Verformung statt als im Kernbereich (Teilbereiche B bis D). Die Werte zeigen, dass die „ausgerundete“ Form der Spurrinne nicht nur die Folge einer bestimmten Radlast-/Fülldruck-Kombination ist, sondern in allen 3 Teilversuchen die Deformation über die Breite der Rollspur ungleichmäßig ist. Die Form der Reifenaufstandsfläche (mit kürzeren mittleren Aufstandsflächen im Randbereich (A und E) könnte wegen der entsprechend kürzeren Belastungsdauer ein Indiz dafür sein. Es ist jedoch zu bedenken, dass die Latschabdrücke auf ebener Unterlage (Stahlplatte)

hergestellt wurden. Die tatsächliche Aufstandsfläche in der bereits deformierten Rollspur ist nicht bekannt und ändert sich mit weiterer Verformung ständig. Infolge der ausgerundeten Form der Rollspur mit geringerer Deformation am Rand sind die Spitzen der Teilbereiche A und E der Latschfläche noch stärker ausgeprägt als am Latschabdruck sichtbar. Somit findet eine Materialrückumlagerung vom Rand in Richtung Kernbereich statt, was eine Erklärung für das Ausbleiben der Aufwölbungen und für die in der Summe geringere Deformation in den Randbereichen sein kann.

Versuch 2 (385/65 R 22,5)

Die Deformation aus Versuch 2.A bis 2.C (Reifen 385/65 R 22,5) zeigt die entsprechend vorliegenden Erfahrungen typische Form der Spurrinne aus Einsenkungsmulde und Aufwölbungsbereichen (vgl. Bild 4.32). Die Aufwölbungen wachsen kontinuierlich mit dem Fortschritt der Einsenkung unter der Rollfläche an, wenn auch in einer nicht ausgeglichenen Volumenbilanz, d. h., das Volumen der Aufwölbungen ist geringer als das der Einsenkung.

Die unbelastete Oberfläche (LW 0) aus Versuch 2 ist geringfügig nach rechts abfallend.

Wiederum wird die Deformationsmulde entsprechend dem Reifenprofil in die in Tabelle 4.17 dargestellten Teilbereiche gegliedert. Mit dem gezackten Profil des Reifens 385/65 R 22,5 konnten die Aussparungen zwischen den Teilbereichen schmaler gewählt werden als beim Reifen 315/80 R 22,5.

Versuch	Reifenbezeichnung	Radlast [kg]	Fülldruck kalt [bar]	Kontaktstress [MPa]
2.A	385/65 R 22,5	4.500	9,0	0,755
2.B	385/65 R 22,5	3.800	9,0	0,694
2.C	385/65 R 22,5	3.800	7,3	0,582

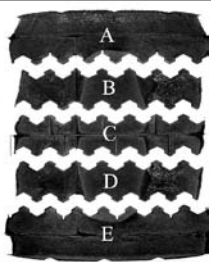
Tab. 4.14: Radlasten und Reifeninnendrucke in Versuch 2

Versuch	Teilversuchdauer von...bis... [LW]	Absolutwert der vertikalen Deformation [mm] im Teilbereich				
		A	B	C	D	E
2.A	7.400 – 13.400	-1,57	-1,50	-1,59	-1,64	-1,81
2.B	13.400 – 19.600	-0,71	-0,79	-0,93	-0,89	-0,93
2.C	19.600 – 25.700	-0,54	-0,50	-0,55	-0,59	-0,59

Tab. 4.15: Absolute vertikale Deformation in Teilbereichen (entspr. Tabelle 4.17) zur Betrachtung der Spurrinnenform

Versuch	Teilversuchdauer von...bis... [LW]	Vertikale Deformation [mm] im Teilbereich pro 1.000 Lastwechsel				
		A	B	C	D	E
2.A	7.400 – 13.400	-0,2621	-0,2502	-0,2652	-0,2733	-0,3025
2.B	13.400 – 19.600	-0,1141	-0,1280	-0,1494	-0,1429	-0,1495
2.C	19.600 – 25.700	-0,0884	-0,0823	-0,0898	-0,0964	-0,0975

Tab. 4.16: Werte aus Tabelle 4.15, normiert auf „vertikale Deformation [mm] pro 1.000 Lastwechsel“

Teilbereich	x-Koord. von ... bis ... [mm]	
A: Links	635 - 682	
B: Mitte-Links	698 - 732	
C: Mitte	748 - 782	
D: Mitte-Rechts	798 - 832	
E: Rechts	848 - 895	

Tab. 4.17: Teilbereiche der Deformationsmulde in der Rollspur in Versuch 2

Aufgrund von unterschiedlichen Einpresstiefen der Felgen war es nicht möglich, die Reifen bezüglich des Probekörperandes identisch zu positionieren. Somit sind die Werte der x-Koordinaten zwischen den drei Versuchen nicht vergleichbar.

Die Deformationsmulde ist im Unterschied zu den Ergebnissen aus Versuch 1 nicht ausgerundet. Sie zeigt lediglich eine etwas stärkere Deformation zum rechten Rand der Rollfläche. Auf dieser Seite ist die Aufwölbung ebenso ausgeprägter. Da der Felgenlochkreis nicht in Mitte der Rollspur liegt, kann dies im Versuch zu einer geringfügig asymmetrischen Lasteinleitung führen.

Tabelle 4.15 und Tabelle 4.16 zeigen den vertikalen Deformationsfortschritt in der Rollspur, bezogen auf die ebenso deformierte Oberfläche neben der Rollspur, zwischen den angegebenen Lastwechselzahlen. Tabelle 4.14 liefert die zugehörigen Radlasten, Reifenfülldrucke und resultierende Kontaktspannungen der Teilversuche.

Zur Vergleichbarkeit der Teilversuche mit unterschiedlichen Lastparametern untereinander sind die Deformationen in Tabelle 4.16 auf „vertikale Deformation [mm] pro 1.000 Lastwechsel“ normiert aufgeführt.

Die Form der Einsenkungsmulde infolge Überrollung durch den Reifen 385/65 R 22,5 kann als rechteckig beschrieben werden. Daraus lässt sich ableiten, dass die Spannungen über die Breite der Rollfläche relativ gleichmäßig verteilt sind, was zudem durch die rechteckige Form der Latschfläche bestätigt wird. Die „Schräglage“ der Spurrinnensohle wird zum einen durch die beschriebene Ausmittigkeit des Felgenlochkreises verursacht. Zum anderen begünstigt auch die geringe Neigung der unbelasteten Oberfläche eine solche Entwicklung, da die beiden Hydraulikzylinder die jeweils halbe Radlast kraftgesteuert (und nicht weggesteuert) aufbringen. Somit muss der Zylinder auf der „tieferen“ Seite bereits von Beginn an einen größeren Weg fahren, um dieselbe Last zu erreichen wie der Zylinder auf der „höheren“ Seite.

Versuch 3 (495/45 R 22,5)

Versuche 3.A bis 3.C werden mit dem Einzelbreitreifen 495/45 R 22,5 gefahren. Die Form der Latschfläche dieses Reifens ähnelt bezüglich der unterschiedlichen Latschlängen in den Teilbereichen der Fläche des Reifens 315/80 R 22,5. Wegen seiner großen Aufstandsweite verursacht er trotz eines höheren Reifenfülldrucks von $p_i = 9,5$ bar und einer

um ca. 55 % höheren Last in Versuch 3.A gegenüber Versuch 1.A mit dem Reifen 315/80 R 22,5 die gleichen Kontaktspannungen.

Wie auch bei dem Spurbildungsversuch V1 zeigt die Deformationsmulde lediglich schwache Aufwölbungen. Ebenso ist eine ausgerundete Form erkennbar. Dies zeigt auch die Betrachtung der vertikalen Deformationen in Teilbereichen.

Bei zwei ausgeprägten Längsrillen im Profil wird die Aufstandsfläche in drei Teilbereichen ausgewertet.

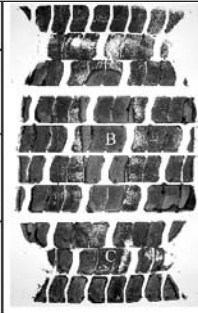
Wie der rechts abgebildete Latschabdruck zeigt, haben die Teilbereiche A und C in ihren „Teilkernbereichen“ eine deutlich kürzere Latschlänge als an den Rändern. Zur Verdeutlichung ist hier ein Latschabdruck (s. Tab. 4.18) mit hoher Radlast (6,25 t) bei niedrigem Fülldruck (6,8 bar) dargestellt. Wie aus den Bildern in Kapitel 3.2.3 ersichtlich, stellt sich diese Form der Latschfläche in etwas schwächerer Ausprägung auch bei korrespondierenden Radlast-/Fülldruck-Kombinationen ein. Entsprechend der Beschreibung zu Versuch 1 ist die Aufstandsfläche in der bereits deformierten Rollspur zwangsläufig an der Reifenschulter länger als der Abdruck auf einer ebenen Stahlplatte (= Latschabdruck).

Als Mittelwerte aus jeweils 3 Oberflächenprofilen ergeben sich die vertikale Deformationen in den Teilbereichen innerhalb eines Teilversuchs mit konstanten Lastparametern (Tabelle 4.20).

Zur Vergleichbarkeit der Teilversuche mit unterschiedlichen Lastparametern untereinander sind die Werte in Tabelle 4.21 auf „vertikale Deformation [mm] pro 1.000 Lastwechsel“ normiert aufgeführt.

Die Werte aus Tabelle 4.20 und Tabelle 4.21 zeigen in der Mitte der Aufstandsfläche in allen 3 Teilversuchen die stärksten Deformationen. Die ausgerundete Form der Spurrinne ist mit der aus Versuch 1 vergleichbar.

Des Weiteren ist aus Tabelle 4.21 zu entnehmen, dass V3.C stärkere Deformationen als V3.B verursachte, obwohl im Teilversuch C der Fülldruck abgemindert wurde (bei gleicher Radlast), woraus niedrigere Kontaktspannungen resultieren. Dies lässt sich mit der Temperaturbelastung in den Versuchen erklären. So war es in Versuch 3.C aufgrund klimatischer Umgebungsbedingungen nicht möglich, den in Teilversuch 3.B erzeugten Temperaturgradienten exakt beizubehalten. Stattdessen lag die Versuchstemperatur ab dem Zeitpunkt 22.800 LW, vor allem in tieferen Lagen des As-

Teilbereich	x-Koord. von ... bis ... [mm]	
A: Links	535 - 635	
B: Mitte	660 - 820	
C: Rechts	845 - 945	

Tab. 4.18 : Teilbereiche der Deformationsmulde in der Rollspur in Versuch 3

Versuch	Reifenbezeichnung	Radlast [kg]	Fülldruck kalt [bar]	Kontaktspannung [MPa]
3.A	495/45 R 22,5	6.250	9,5	0,736
3.B	495/45 R 22,5	4.400	9,5	0,607
3.C	495/45 R 22,5	4.400	6,8	0,543

Tab. 4.19: Radlasten, Reifenfülldrücke und Kontaktspannungen in Versuch 3

Versuch	Teilversuchsdauer von...bis... [LW]	Absolutwert der vertikalen Deformation [mm] im Teilbereich		
		A	C	E
3.A	7.400 - 13.400	-1,79	-2,41	-1,87
3.B	14.500 - 21.700	-0,27	-0,35	-0,32
3.C	21700 - 27600	-0,27	-0,33	-0,24

Tab. 4.20: Absolute vertikale Deformation in Teilbereichen (entspr. Tabelle 4.18) zur Betrachtung der Spurrinnenform

Versuch	Teilversuchsdauer von...bis... [LW]	Vertikale Deformation [mm] im Teilbereich pro 1.000 Lastwechsel		
		A	C	E
3.A	7.400 - 13.400	-0,2522	-0,0093	-0,2630
3.B	14.500 - 21.700	-0,0373	-0,0489	-0,0439
3.C	21700 - 27600	-0,0458	-0,0561	-0,0403

Tab. 4.21: Werte aus Tabelle 4.20, normiert auf „vertikale Deformation [mm] pro 1.000 Lastwechsel“

phaltpaketes, um etwa 1,5 °C höher, was für die stärkere Verformung während V3.C ursächlich sein muss (siehe Anlage 4.1).

Obwohl in den Versuchen V3.A und V1.A, wie bereits erwähnt, die gleichen Kontaktspannungen zwischen Reifen und Fahrbahn aufgebracht wurden, sind die resultierenden Deformationen sehr unterschiedlich. Es kann somit kein direkter Bezug zwischen Spannung und Verformung hergestellt werden.

Die Form der Deformationsmulde in Versuch V3 kann, vergleichbar mit den Ergebnissen aus Ver-

such V1, über die Geometrie der Latschfläche interpretiert werden. Durch die verschiedenen Längen der Latschfläche über die Breite finden im Randbereich der Rollspur Materialumlagerungen statt, welche nicht nur nach außen (bzgl. der Längsachse der Rollspur) gerichtet sind.

4.2.3.2 Steigungsraten im Wurzelmaßstab

Als Endergebnis der großmaßstäblichen Spurrinnenversuche werden die in den Versuchen erzeugten Deformationen als Steigungsraten der Spurrinnenbildung im Wurzelmaßstab dargestellt. Die Deformationsentwicklung im Überrollversuch hat entsprechend vorliegenden Erfahrungen näherungsweise die Form einer liegenden Parabel. Zu Beginn ist der Verlauf durch Anpassungseffekte beeinflusst. Die Anpassungsphase im Versuch besteht aus 5.000 Lastwechseln bei Raumtemperatur und ca. 2.400 Lastwechseln mit Temperaturbeanspruchung. Der Nullpunkt in den Bildern 4.34 bis 4.36 beschreibt den Zustand der Oberfläche nach den 5.000 Lastwechseln ohne Temperaturbelastung. Die nachfolgenden etwa 2.400 Überrollungen bei aktivierter Heizeinrichtung fließen nicht in die Auswertung ein. Ab diesem Versuchszeitpunkt ist der primäre Verformungsbereich der „starken Krümmung“ im Parabelverlauf überwunden und es ergibt sich innerhalb eines Teilversuchs mit gleich bleibenden Belastungsverhältnissen ein Deformationsfortschritt, der dem Lastkollektiv zugeordnet werden kann. In der Wurzelarstellung kann der Verlauf in Form einer linearen Funktion als konstante Steigung dargestellt werden. Die Ergebniswerte bleiben somit unbeeinflusst von anfänglichen Anpassungseffekten.

Anlage A4.4 zeigt Auswertungen der mittleren Spurtiefe in einigen Querprofilachsen mit „tatsächlichen“ Lastwechselzahlen (nicht im Wurzelmaßstab).

Für die hier beschriebene Art der Auswertung (mittlere Spurtiefe der gesamten Deformationsmulde) werden die Ergebnisse der in den Teilbereichen ermittelten mittleren Spurtiefen entsprechend ihrer Breite gewichtet. Bei den angegebenen Lastwechselzahlen $[n^{1/2}]$ sind die ersten 5.000 Überrollungen bei deaktivierter Heizeinrichtung bereits abgezogen. In Tabelle 4.22 bis Tabelle 4.24 sind die Regressionsfunktionen der Verformungsentwicklung für die Teilversuche zusammengestellt. Die Messwerte, auf deren Basis die Steigungsraten ermittelt wurden, sind in Anlage A4.3 zusammengestellt.

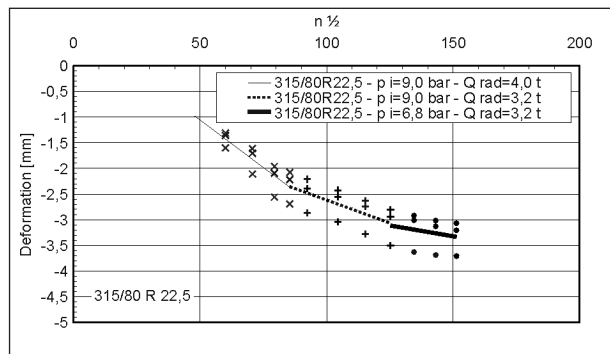


Bild 4.34: Steigungsrate der Deformation in Versuch V1 (315/80 R 22,5), Überrollungszahl n im Wurzelmaßstab

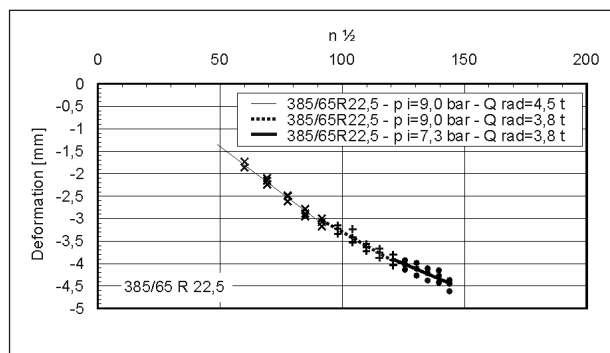


Bild 4.35: Steigungsrate der Deformation im Versuch V2, Überrollungszahl n im Wurzelmaßstab

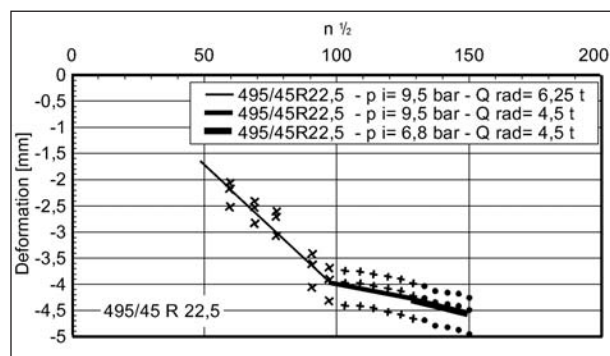


Bild 4.36: Steigungsrate der Deformation im Versuch V3, Überrollungszahl n im Wurzelmaßstab

Wie bereits bei der Betrachtung der Werte der absoluten Deformation zeigt sich auch hier in V3.C eine steilere Verformungsentwicklung als in V3.B, trotz Verringerung des Kontaktdrucks. Dieses Phänomen ist nur mit der erhöhten Temperaturbelastung (ca. +1,5 °C) in Teilversuch 3.C gegenüber 3.B erklärbar.

Diese Steigungsfunktionen dienen zur Verifizierung des Stoffmodells zur Berechnung des Gebrauchsverhaltens von Asphaltbefestigungen unter Verkehrslast. Die lineare Beschreibung mit Hilfe des Wurzelmaßstabes liefert einen mathematischen Ausdruck, der das Verhalten unter Gebrauchslast

Versuch	Q_{Rad} [t]	p_i [bar]	p_m [MPa]	Bereich der betrachteten Lastwechsel LW	Regressionsgleichung für die Deformationsmesswerte u [mm] in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl LW
V1.A	4,0	9,0	0,734	2.300 – 7.300	$u = -0,0370 \cdot \sqrt{\text{LW}} + 0,7878$
V1.B	3,2	9,0	0,592	7.300 – 15.700	$u = -0,0179 \cdot \sqrt{\text{LW}} - 0,8262$
V1.C	3,2	6,8	0,583	15.700 – 22.900	$u = -0,00843 \cdot \sqrt{\text{LW}} - 2,0598$

Tab. 4.22: Regressionsfunktionen für die in Bild 4.34 gezeigten Deformationsmesswerte während der drei unterschiedlichen Belastungsphasen

Versuch	Q_{Rad} [t]	p_i [bar]	p_m [MPa]	Bereich der betrachteten Lastwechsel LW	Regressionsgleichung für die Deformationsmesswerte u [mm] in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl LW
V2.A	4,5	9,0	0,755	2.400 – 8.400	$u = -0,0410 \cdot \sqrt{\text{LW}} + 0,6519$
V2.B	3,8	9,0	0,694	8.400 – 14.600	$u = -0,0309 \cdot \sqrt{\text{LW}} - 0,2051$
V2.C	3,8	7,3	0,582	14.600 – 20.700	$u = -0,0128 \cdot \sqrt{\text{LW}} - 1,1059$

Tab. 4.23: Regressionsfunktionen für die in Bild 4.35 gezeigten Deformationsmesswerte während der drei unterschiedlichen Belastungsphasen

Versuch	Q_{Rad} [t]	p_i [bar]	p_m [MPa]	Bereich der betrachteten Lastwechsel LW	Regressionsgleichung für die Deformationsmesswerte u [mm] in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl LW
V3.A	6,25	9,5	0,736	2.400 – 9.5400	$u = -0,0474 \cdot \sqrt{\text{LW}} + 0,6760$
V3.B	4,4	9,5	0,607	9.500 – 16.700	$u = -0,0097 \cdot \sqrt{\text{LW}} - 3,0199$
V3.C	4,4	6,8	0,543	16.700 – 22.600	$u = -0,0128 \cdot \sqrt{\text{LW}} - 2,6441$

Tab. 4.24: Regressionsfunktionen für die in Bild 4.36 gezeigten Deformationsmesswerte während der drei unterschiedlichen Belastungsphasen

im großmaßstäblichen Spurrinnenversuch mit hoher Präzision abbildet.

4.2.3.3 Nachuntersuchung an Bohrkernen

Nach Versuchsende wurden Bohrkern mit einem Durchmesser von 100 mm aus Rollspurmitte, aus Spurrand und unbelastetem Bereich der Probekörper gezogen. Bei zwei Bohrkernen des Probekörpers von Versuch 1 (Reifen 315/80 R 22,5) wurde der Schichtenverbund zwischen Binder- und Trag-schicht beim Bohrvorgang überbeansprucht. Die Flächen der Trennschicht zeigten jedoch keine hellbraunen Bohrschlämme, was bei bereits vor dem Bohren getrennten Schichten der Fall wäre. Dies spricht dafür, dass die Trennung erst durch die Bohrbeanspruchung verursacht wurde. Eine gewisse Vorschädigung kann jedoch nicht ausgeschlossen werden.

Da die Trennschichtflächen nicht verschmutzt waren und auch nicht „verschliffen“ (infolge Rotation gegeneinander beim Bohrvorgang), konnten die beiden Bohrkern passgenau zusammengesetzt werden.

Die ermittelten Schichtdicken ergeben sich aus 3 über den Umfang verteilten Messungen. An den Bohrkernen vom Spurrand sind die in der Spur liegende und die außerhalb liegende Hälfte getrennt



Bild 4.37: Bohrkern aus V1 mit 315/80 R 22,5 Mitte Rollspur; Spurrand; aus unbelastetem Bereich (von links)



Bild 4.38: Bohrkern aus V2 mit 385/65 R 22,5; Mitte Rollspur; Spurrand; aus unbelastetem Bereich (von links)

vermessen worden, sodass sich die ermittelte Schichtdicke aus 3 Messungen am halben Umfang ergibt.

An den Bohrkernen wurden nach Versuchsdurchführung die in Tabelle 4.25 zusammengestellten Schichtdicken ermittelt. In Anlage A4.5 sind die Messwerte in Diagrammen dargestellt.

Die Gesamtdeformationen haben somit Anteile in allen 3 Schichten. Während die Aufwölbungen (Differenz der Schichtdicken zwischen Spurrand außen und unbelastetem Bereich) fast ausschließlich aus Deformationen der Deckschicht resultieren, verteilt sich die Deformation in der Mitte der Rollspur auf alle 3 Schichten. In Versuch V2 (Reifen 385/65 R 22,5) wurden die Tragschicht und die Binderschicht am wenigsten deformiert. Bei der Auswertung der Schichtdicken muss jedoch beachtet werden, dass die Höhen der einzelnen Asphaltpakete über dem Verlauf der Versuchsstraße große Schwankungen aufwiesen (vgl. Kapitel 3.1.4). Dass

die Schichtdicken auch vor der Belastung quer zur Einbau- und Belastungsrichtung unhomogen waren, zeigen die Bilder 4.31 bis 4.33. Dadurch wird die Erfassung der Deformationsanteile der einzelnen Asphalt-schichten erschwert.

4.3 Ergebnisse der Versuche zur Ansprache des Ermüdungsverhaltens

4.3.1 Ergebnisse aus den statischen Voruntersuchungen

4.3.1.1 Ergebnisse der statischen Spaltzugversuche

Die Ergebnisse der statischen Spaltzugversuche werden nun im Folgenden für die drei Asphaltgemische SMA 0/11 S, ABi 0/16 S und ATS 0/22 CS dargestellt und erläutert.

Die Mittelwerte der erreichten Spaltzugfestigkeiten sind in Bild 4.40 grafisch dargestellt. Es ist erkenn-



Bild 4.39: Bohrkern aus V3 mit 495/45R 22,5; Mitte Rollspur; Spurrand; Aus unbelastetem Bereich (von links)

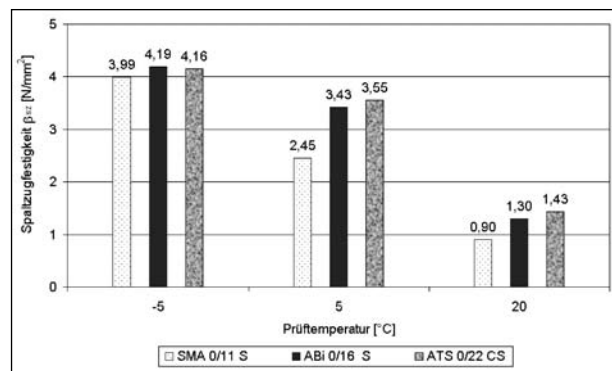


Bild 4.40: Mittelwerte der Spaltzugfestigkeiten für die untersuchten Asphaltgemische bei unterschiedlichen Temperaturen

Schichtdicke [mm]	Rollspur Mitte	Spurrand innen	Spurrand außen	unbelasteter Bereich
315/80 R 22,5 (V1)				
Deckschicht	43	43,9	45,7	43,5
Binderschicht	43	43,5	43,8	45
Tragschicht	104	104,8	106	106
Summe	190	192,2	195,5	194,5
385/65 R 22,5 (V2)				
Deckschicht	38,5	37	44,3	40,5
Binderschicht	48	48	48,7	47,5
Tragschicht	110	110	111	111
Summe	196,5	195	204	199
495/45 R 22,5 (V3)				
Deckschicht	38,7	38,5	42,2	41
Binderschicht	47,3	47,4	48,7	48,5
Tragschicht	104,7	106,6	106,8	106,5
Summe	190,7	192,5	197,7	196

Tab. 4.25: Schichtdicken der nach den Spurbildungsversuchen entnommenen Probekörper

bar, dass die Spaltzugfestigkeiten in Abhängigkeit vom Asphaltgemisch und der Temperatur deutlich variieren. Mit steigender Temperatur nehmen die Spaltzugfestigkeiten ab. Dabei sind jedoch die niedrigeren Spaltzugfestigkeiten des SMA 0/11 S im Vergleich zu denen des ABi 0/16 S und der ATS 0/22 CS bei allen untersuchten Temperaturen auffällig. Mit steigenden Prüftemperaturen wird dieser relative Unterschied größer (Bild 4.41). Der Unterschied zwischen den Spaltzugfestigkeiten des ABi 0/16 S und der ATS 0/22 CS ist relativ gering.

Die Streuung der Spaltzugfestigkeiten (jeweils 3 Versuche) kann als relativ gering eingeschätzt werden. Die Differenzen der Spaltzugfestigkeiten weichen um nicht mehr als 14 % vom jeweiligen Mittelwert ab, wobei dies nur für eine der neun Versuchsserien der Fall ist. Für die übrigen Versuche betragen die Abweichungen weniger als 10 % vom jeweiligen Mittelwert. Weiterhin konnte festgestellt werden, dass die Schwankungen der Spaltzugfestigkeiten teilweise auf unterschiedliche Raumdichten bzw. Verdichtungsgrade zurückzuführen sind. Dazu werden in Bild 4.42 die Einzelwerte der Spaltzugfestigkeiten und der Raumdichten der jeweiligen Probekörper für den ABi 0/16 S miteinander verglichen.

Bild 4.42 macht deutlich, dass ein Zusammenhang zwischen der Raumdichte und den Spaltzugfestigkeiten bei $T = -5\text{ °C}$ zu vermuten ist. Mit zunehmender Raumdichte sind auch höhere Spaltzugfestigkeiten zu erwarten. Es ist jedoch zu bemerken, dass nur signifikante Unterschiede in den Raumdichten ($\Delta \rho > 0,03\text{ g/cm}^3$) zu deutlich unterschiedlichen Spaltzugfestigkeiten führen. Andernfalls wird der Einfluss der Raumdichte durch die anderen Faktoren überlagert. Besonders deutlich tritt die Abhängigkeit der Ermüdungslastwechselzahlen von der Raumdichte bei ABi hervor. Die Raumdichten der ATS 0/22 CS und des SMA 0/11 S variieren bei den untersuchten Probekörpern nur geringfügig. Somit ist eine deutliche Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeiten von den Raumdichten hier nicht zu erkennen (siehe Anlage A5.3). SCHELLENBERGER [82] hat in seinen Untersuchungen eine direkte Abhängigkeit der Spaltzugfestigkeit von der Raumdichte bzw. vom Hohlraumgehalt festgestellt.

Um die Asphaltgemische hinsichtlich ihres Dehnungsverhaltens vergleichen zu können, wurden die Querverformungen bei 50 % der Spaltzugfestigkeiten bestimmt. Bild 4.43 zeigt die für jedes Asphaltgemisch resultierenden Mittelwerte. Wie bereits bei den Spaltzugfestigkeiten konnten auch

hier Unterschiede im Dehnungsverhalten zwischen den einzelnen Asphaltgemischen ermittelt werden. In Bild 4.43 ist zu erkennen, dass die Verformungen der ATS 0/22 CS bei allen untersuchten Temperaturen niedriger sind als die Querverformungen des SMA 0/11 S und des ABi 0/16 S. Der ABi 0/16 S weist bei einer Temperatur von 5 °C und 20 °C höhere Querverformungen auf als der SMA 0/11 S

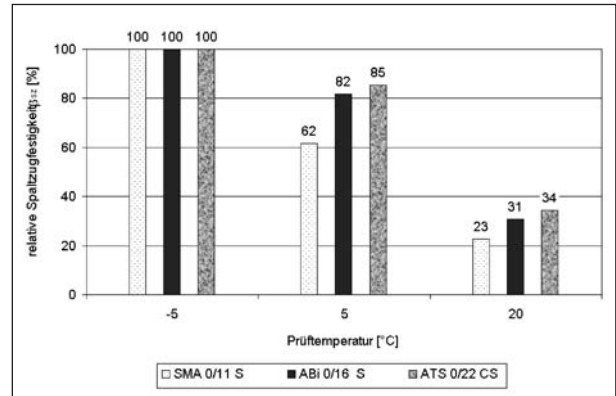


Bild 4.41: Relative Spaltzugfestigkeiten für die untersuchten Asphaltgemische bei unterschiedlichen Temperaturen

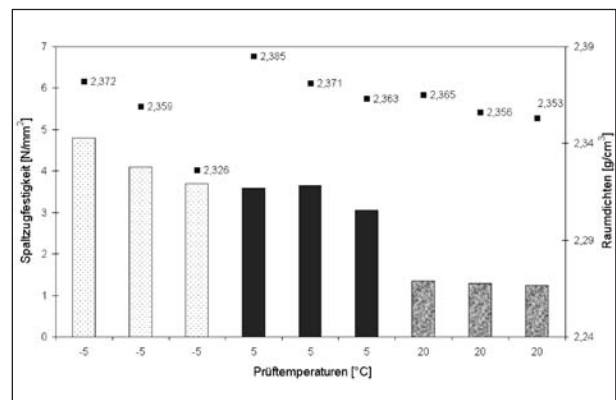


Bild 4.42: Vergleich der Spaltzugfestigkeiten mit den Raumdichten für die ABi-0/16-S-Probekörper

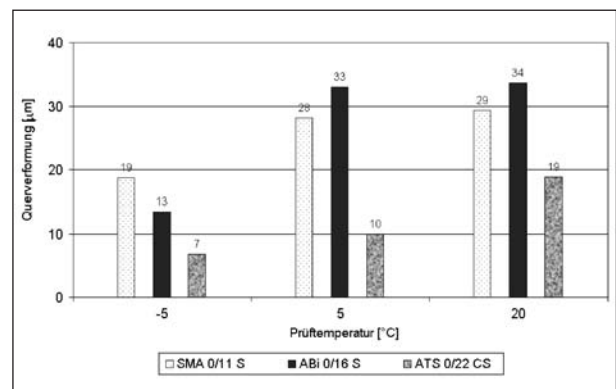


Bild 4.43: Mittelwerte der Querverformungen für die untersuchten Asphaltgemische bei unterschiedlichen Temperaturen

auf. Bei einer Prüftemperatur von -5 °C treten jedoch beim SMA 0/11 S höhere Querverformungen als beim ABi 0/16 S auf. Möglicherweise ist das verwendete Bitumen PmB 45 des ABi 0/16 S für die relativ hohen Querverformungen bei 5 °C und 20 °C verantwortlich.

Die Darstellung der relativen Querverformungen (Bild 4.44) zeigt, dass die Asphaltgemische unterschiedlich auf Temperaturänderungen reagieren. Dabei ist deutlich zu erkennen, dass beim SMA 0/11 S vergleichsweise geringfügig größere Verformungen bei höheren Temperaturen auftreten. Bei Erhöhung der Temperatur von -5 °C auf 5 °C weist der ABi 0/16 S dagegen einen signifikanten Anstieg der Querverformungen auf. Ein deutlicher Anstieg der Querverformungen ist bei der ATS 0/22 CS bei einer Prüftemperatur von 20 °C gegenüber 5 °C zu beobachten.

Die Werte in Bild 4.45 zeigen einen Zusammenhang zwischen der Querverformung und der Raumdichte für den ABi 0/16 S. Dabei nehmen die Querverformungen mit steigender Raumdichte zu. Diese Tendenz wurde ebenfalls für die ATS 0/22 CS

(Anlage 3) beobachtet. Beim SMA 0/11 S ist jedoch keine eindeutige Abhängigkeit der Querverformungen von der Raumdichte zu erkennen, möglicherweise aufgrund der geringen Schwankungen der Raumdichte (Anlage A5.3).

Aus Bild 4.46 geht hervor, dass die ATS 0/22 CS generell den höchsten E-Modul aufweist und somit relativ steif ist, gefolgt vom ABi 0/16 S. Die niedrigsten E-Moduln konnten für den SMA 0/11 S bei allen Prüftemperaturen ermittelt werden. Eine signifikante Abnahme der E-Moduln mit steigender Temperatur ist zu verzeichnen. Weiterhin ist deutlich zu erkennen, dass sich die E-Moduln bei einer Temperatur von 20 °C für alle drei Asphaltgemische in derselben Größenordnung befinden, wohingegen bei -5 °C und 5 °C die E-Moduln deutlich variieren.

Interessant ist ein Vergleich der relativen E-Moduln in Abhängigkeit von der Prüftemperatur (Bild 4.47). Dabei ist die im Vergleich zu den anderen Gemischen geringere Elastizitätsabnahme der ATS 0/22 CS von 41 % bei Zunahme der Prüftemperatur von -5 °C auf 5 °C auffällig.

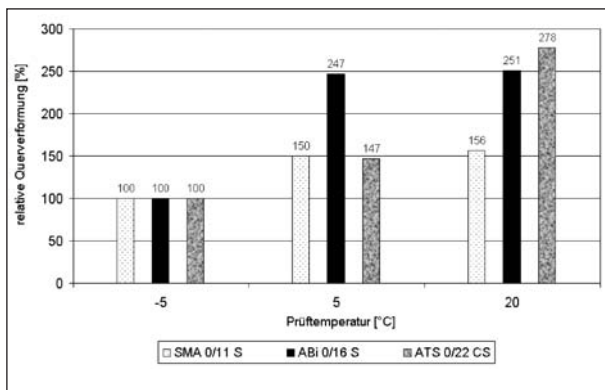


Bild 4.44: Mittelwerte der relativen Querverformungen für die untersuchten Asphaltgemische bei unterschiedlichen Temperaturen

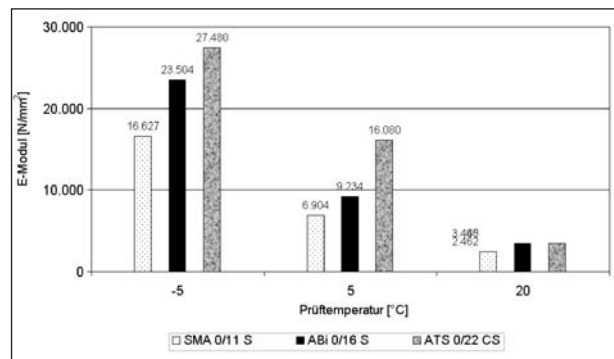


Bild 4.46: Mittelwerte der E-Moduln für die untersuchten Asphaltgemische bei unterschiedlichen Temperaturen

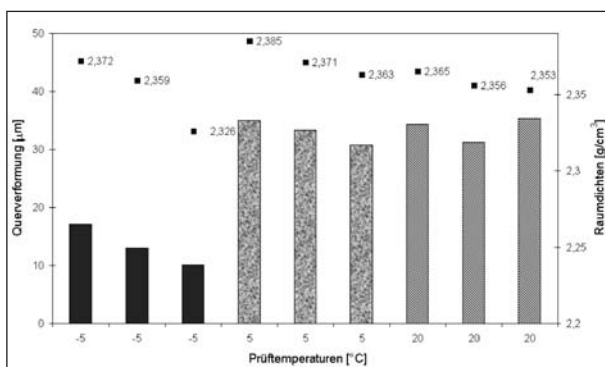


Bild 4.45: Vergleich der Querverformungen mit den Raumdichten für die ABi-0/16-S-Probekörper

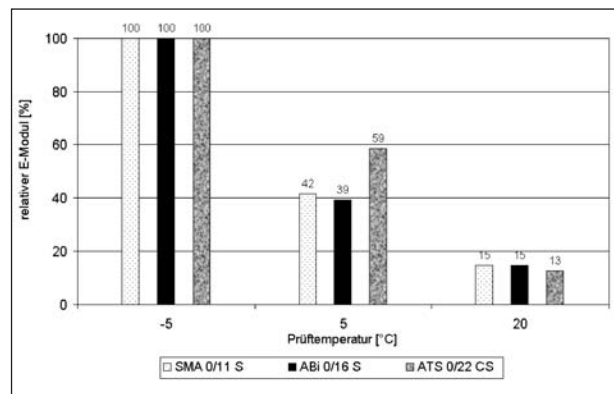


Bild 4.47: Mittelwerte der relativen E-Moduln für die untersuchten Asphaltgemische bei unterschiedlichen Temperaturen

Ein Einfluss der Raumdicke auf den statischen E-Modul konnte nicht eindeutig festgestellt werden. Es ist zu vermuten, dass mit steigenden Raumdichten bzw. Verdichtungsgrad die E-Moduln abnehmen. Asphaltgemische mit niedrigen Raumdichten weisen möglicherweise eine höhere Steifigkeit auf (geringere Bruchspannungen bei 50 % der Bruchkraft sowie erheblich geringere zugeordnete Querverformungen). Erkennbar wird diese Tendenz beim SMA 0/11 S (Bild 4.48) sowie beim ABi 0/16 S bei einer Prüftemperatur von -5 °C (Anlage A5.3).

Anhand der Ergebnisse der statischen Spaltzugversuche lassen sich folgende Schlussfolgerungen ableiten:

- Die untersuchte ATS 0/22 CS weist infolge der hohen Spaltzugfestigkeiten im Zusammenhang mit den im Vergleich zum ABi 0/16 S relativ geringen Querdehnungen bei allen untersuchten Temperaturen relativ hohe E-Moduli auf.
- Der untersuchte ABi 0/16 S besitzt fast ebenso hohe Spaltzugfestigkeiten wie die ATS 0/22 CS, jedoch treten auch relativ hohe Querverformungen, insbesondere bei 5 °C und 20 °C, auf, aus denen sich niedrigere E-Moduln ergeben.
- Der SMA 0/11 S weist im Vergleich zu den beiden anderen Asphaltgemischen relativ geringe Spaltzugfestigkeiten und E-Moduln auf.
- Die Raumdicke bzw. der Verdichtungsgrad hat einen signifikanten Einfluss sowohl auf die statische Spaltzugfestigkeit als auch auf das Querdehnungsverhalten. Niedrigere Raumdichten führen zu geringeren Bruchspannungen und Spaltzugfestigkeiten sowie zu geringeren Querdehnungen. Eindeutige Tendenzen hinsichtlich des Einflusses der Raumdicke auf den E-Modul ließen sich nicht feststellen.

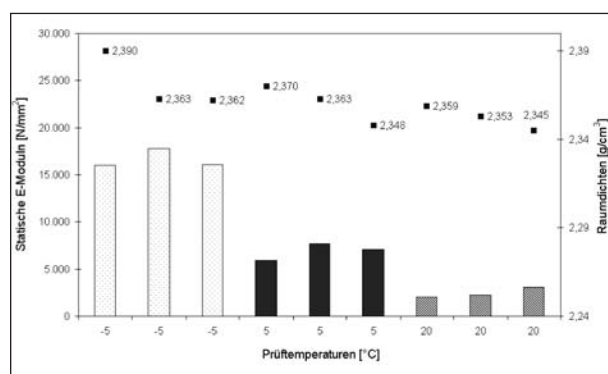


Bild 4.48: Vergleich der E-Moduln mit den Raumdichten für die SMA-0/11-S-Probekörper

4.3.1.2 Ergebnisse der statischen axialen Zugversuche

Ergänzend zu den Ergebnissen in Kapitel 3.3.1.2, in dem bereits die Zugfestigkeiten zur Ermittlung der Belastungen für die Zugschwellversuche ausgewertet wurden, zeigt Bild 4.49 die Mittelwerte der Bruchdehnungen der axialen Zugversuche. Es zeigt sich, dass mit ansteigender Temperatur ein starker Zuwachs an Verformungen zu verzeichnen ist. Dabei fällt auf, dass dieser Anstieg beim SMA 0/11 S besonders deutlich hervortritt, während die Bruchdehnungen sowie deren Zunahme bei ansteigender Temperatur von Binder- und Tragschichtmaterial untereinander vergleichbar groß sind.

Der Einfluss der Raumdicke auf die Zugfestigkeit ist in Bild 4.50 dargestellt. Tendenziell ist beim Asphaltbinder ein deutlicher Einfluss der Raumdicke erkennbar. Mit steigender Raumdicke nimmt auch die Zugfestigkeit zu. In Anlage A6.1 sind die entsprechenden Diagramme für den Splittmastixasphalt und das Asphalttragschichtmaterial eingefügt, bei denen dieser Effekt von anderen Einflussgrößen überlagert wird und weniger deutlich auf-

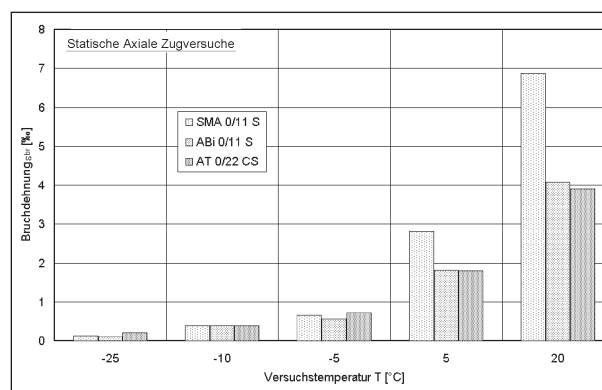


Bild 4.49: Mittelwerte der Bruchdehnung im axialen Zugversuch in Abhängigkeit von der Temperatur

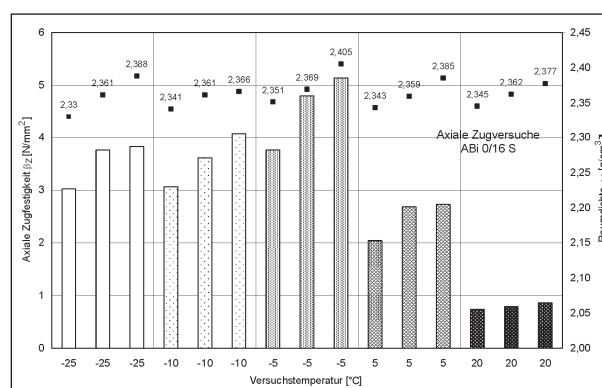


Bild 4.50: Einfluss der Raumdicke auf die axiale Zugfestigkeit am Beispiel des ABi 0/16 S

tritt. Da das Versuchsprogramm nicht zur Untersuchung des Dichteeinflusses ausgelegt war, reicht die Versuchsanzahl nicht aus, um diesen Einfluss eindeutig zu quantifizieren.

In Bild 4.51 sind exemplarisch die Spannungs-Dehnungs-Linien von vier axialen Zugversuchen dargestellt. Dieses Bild macht deutlich, dass es auf Grund des bei hohen Temperaturen nicht rein elastischen Materialverhaltens nicht möglich ist, einen Elastizitätsmodul aus statisch durchgeführten axialen Zugversuchen dadurch zu ermitteln, dass die Ergebniskurven durch einen linearen Anstieg der Zugspannung beschrieben werden.

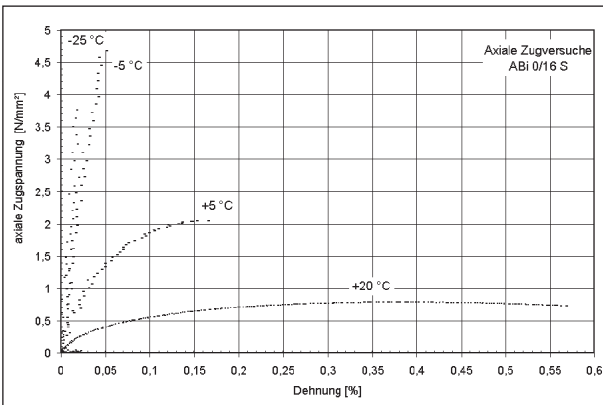


Bild 4.51: Spannungs-Dehnungsverläufe von vier axialen Zugversuchen mit ABI 0/16 S bei unterschiedlichen Temperaturen

4.3.2 Ergebnisse der dynamischen Spaltzugversuche

Anhand der statischen Versuche sind keine eindeutigen Aussagen hinsichtlich des Ermüdungsverhaltens der Asphaltgemische möglich. Somit lassen sich auch die Asphaltgemische hinsichtlich ihrer Ermüdungsbeständigkeit anhand der Ergebnisse der statischen Versuche nicht vergleichen. Aus diesem Grund ist es erforderlich, dynamische Versuche durchzuführen, um die Lastwechselzahlen bis zur Rissentstehung zu ermitteln. Somit ist es möglich, für eine bestimmte Befestigung den Zeitpunkt der Rissentstehung im Asphaltpaket abzuschätzen.

Die Ergebnisse der dynamischen Spaltzugversuche können den Tabellen in Anlage A5.4 entnommen werden. Dabei weisen die bei gleichen Versuchsbedingungen ermittelten Ermüdungslastwechselzahlen mittlere Variationskoeffizienten von 40 % (SMA), 40 % (Abi) und 29 % (ATS) auf. Weiterhin besitzen die anhand der Ergebnisse des dynamischen Spaltzugversuche aufgestellten spannungs- und dehnungsabhängigen Ermüdungskurven bis auf wenige Ausnahmen sehr hohe Korrelationskoeffizienten, im Mittelwert beträgt $R^2 \geq 0,9$. Die Versuche der TU Darmstadt zur Ermittlung der dehnungsabhängigen Ermüdungskurven wurden dabei wegen der Probleme bei der Messwerterfassung nicht berücksichtigt. Nach der EN 12697-26

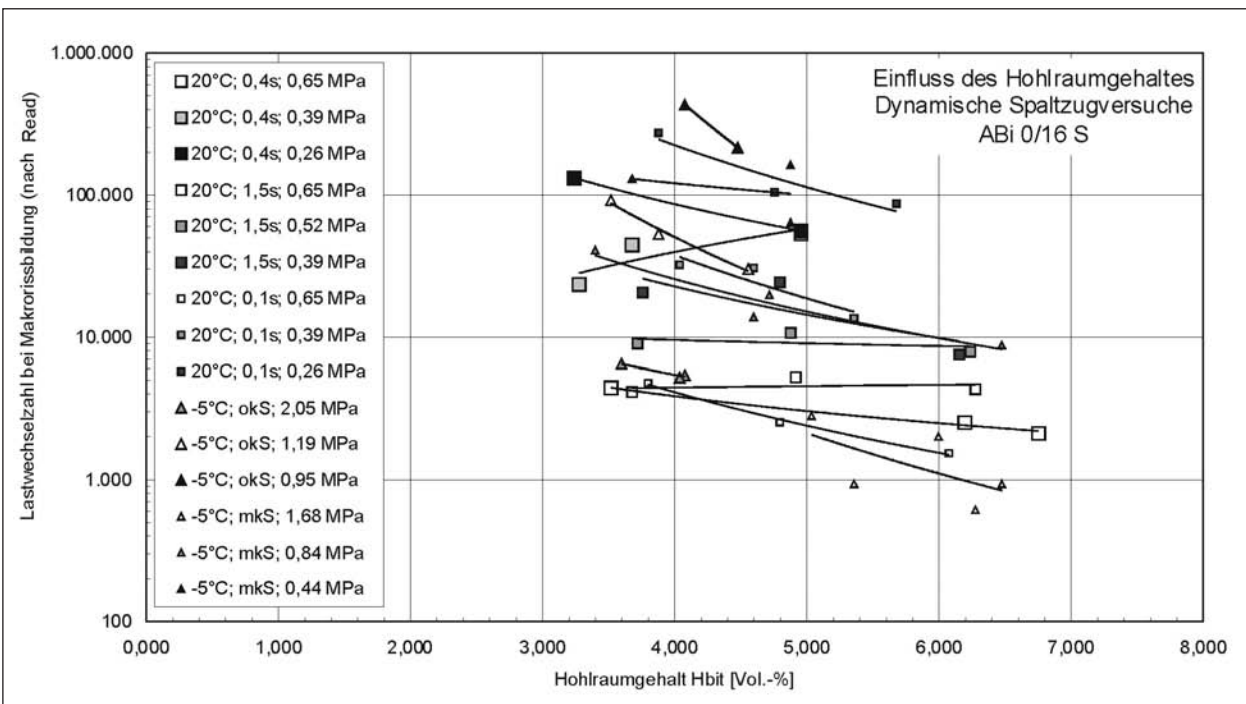


Bild 4.52: Einfluss des Hohlraumgehaltes auf die Lastwechselzahl (Makroriss) – dynamische Spaltzugversuche am ABI 0/16 S

wird ein Korrelationskoeffizient $R^2 \geq 0,9$ als ausreichend für die Aufstellung der Ermüdungskurven erachtet. Wird dieser Wert unterschritten, so sind zusätzliche Versuche bis zum Erreichen eines Korrelationskoeffizienten $R^2 \geq 0,9$ durchzuführen.

Eine Abhängigkeit des Ermüdungsverhaltens von der Raumdichte konnte anhand der Ergebnisse der dynamischen Spaltzugversuche festgestellt werden. Bild 4.52 zeigt die Ermüdungslastwechselzahlen (Makrorissbildung) der am ABi 0/16 S durchgeführten Versuche in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt des jeweiligen Probekörpers. Zusätzlich sind Potenzfunktionen eingezeichnet, mit denen sich jeweils drei Versuchsergebnisse bei gleicher Temperatur und Belastung beschreiben lassen. Abgesehen von den Versuchen bei 20 °C, einer Lastpause von 0,4 s und einer Oberspannung von 0,39 MPa sowie bei 20 °C, einer Lastpause von 1,5 s und einer Oberspannung von 0,65 MPa zeigen alle ermittelten Ermüdungslastwechselzahlen eine plausible Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt der jeweiligen Probekörper, die durch Potenzfunktionen angenähert werden kann. In der Anlage A5.4.4 sind die entsprechenden Bilder für die Splittmastix- und Asphalttragschichtprobekörper ergänzt, bei denen der Einfluss aus Hohlraumgehaltsschwankungen geringer ausfällt und durch andere Faktoren überlagert wird.

4.3.2.1 ATS 0/22 CS

Bild 4.53 zeigt die Ergebnisse der dynamischen Spaltzugversuche für die ATS 0/22 CS (dehnungsabhängige Ermüdungskurven – Makrorissentstehung). Werden die Versuchsergebnisse in Abhängigkeit von den anfänglichen elastischen Dehnungen dargestellt, können, wie bereits erläutert, die Einflüsse aus der Schwankung der Raumdichte bzw. des Verdichtungsgrades weitestgehend eliminiert werden. Die Dehnungen wurden gemäß Gleichung 3.24 ermittelt. Dabei ergibt sich eine sehr gute Korrelation der Versuchsergebnisse ($R^2 > 0,9$). Bild 4.53 macht deutlich, dass bei einer Reduzierung der Unterspannung (keine Berücksichtigung der kryogenen Spannungen okS) die ertragbaren Lastwechsel bis zur Rissentstehung bei gleichem Dehnungsniveau deutlich ansteigen. Bei Betrachtung der Versuchsergebnisse konnte bei der ATS 0/22 CS eine geringfügige Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit (Makrorissentstehung) bei Zunahme der Lastpause (LP) von 0,1 s auf 1,5 s festgestellt werden. Bei der Darstellung der zu Versuchsbeginn gemessenen Anfangsdehnung über der Lastwechselzahl bei Makrorissbildung ergaben die in Darmstadt bei 20 °C ermittelten Versuchsergebnisse auf Grund des in der Prüfmaschinensteuerung verankerten Messwertaufnahmealgorithmus

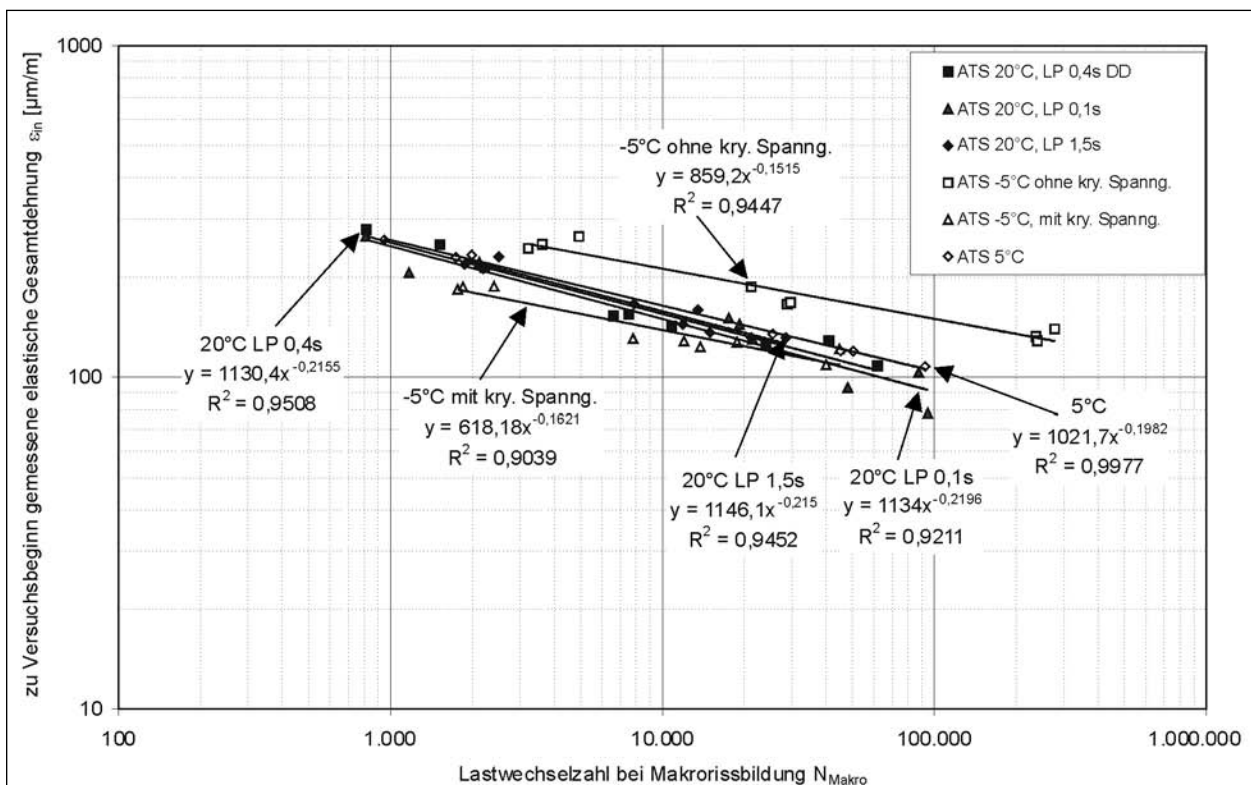


Bild 4.53: Anfängliche elastische Dehnung in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl für die ATS 0/22 CS

sehr schlechte Korrelationen und sind nicht in Bild 4.53 dargestellt. In Bild 4.54 zeigen sowohl die in Dresden als auch die in Darmstadt ermittelten spannungsabhängigen Ermüdungskurven gute Korrelationskoeffizienten.

In Tabelle 4.26 sind die Materialparameter für die dehnungsabhängigen Ermüdungskurven (Makrorissbildung) enthalten.

Neben dem Vergleich der Ermüdungskurven (Makrorissentstehung) wird ebenfalls die Lastwechselzahl bis zur Mikrorissentstehung betrachtet. Der Zeitpunkt der Mikrorissentstehung wird benötigt, um eine E-Modul-Modellierung in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl vorzunehmen. Weiterhin ist die Lastwechselzahl für den Beginn der tertiären plastischen Dehnungen anhand der Mikrorissentstehung bestimmbar. In Tabelle 4.27 sind die Materialparameter für die dehnungsabhängigen Ermüdungskurven (Mikrorissbildung) enthalten.

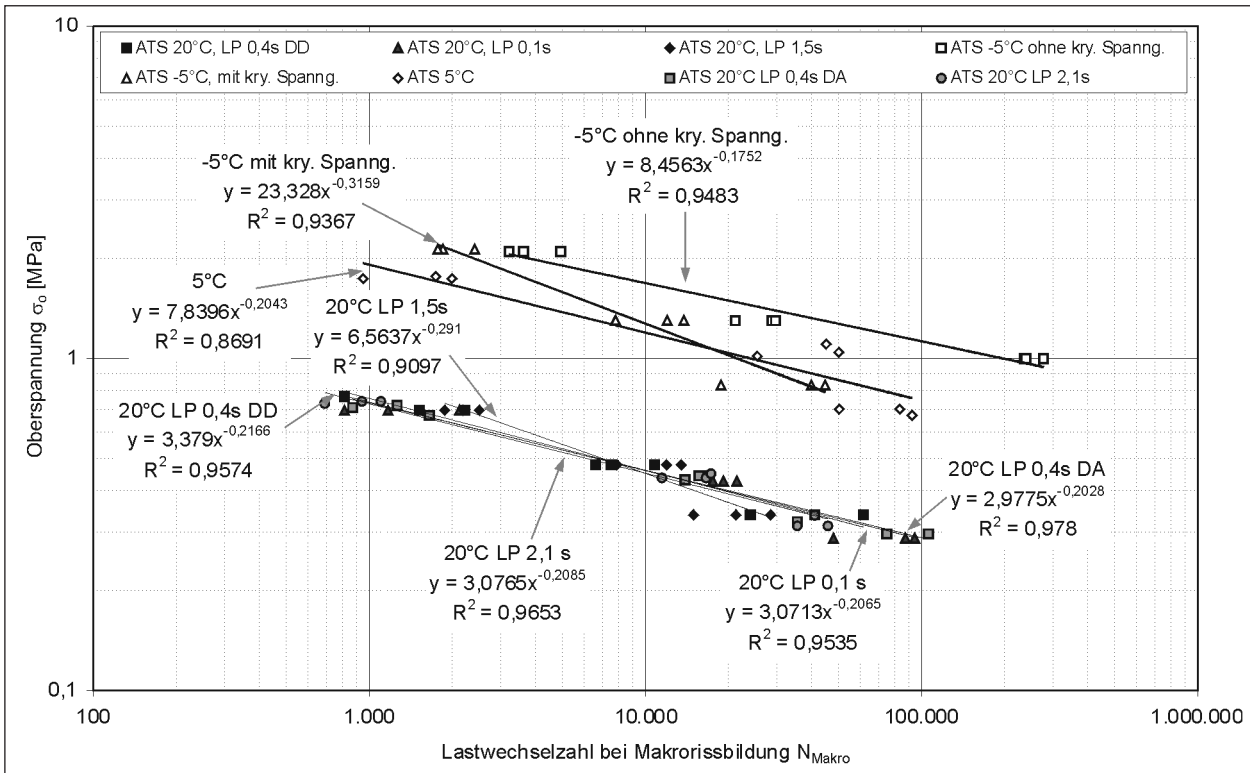


Bild 4.54: WÖHLER-Linien der Spaltzugversuche in der Darstellung der Oberspannung σ_0 über der Lastwechselzahl bei Makrorissbildung N_{Makro}

Prüftemperatur [°C]	Lastpause [s]	Unterspannung [MPa]	K_1 [-]	K_2 [-]
-5 °C	0,4	0,05	859,2	-0,1515
-5 °C	0,4	0,47	618,18	-0,1621
5 °C	0,4	0,05	1.021,7	-0,1982
20 °C	0,1	0,05	1.134,0	-0,2196
20 °C	0,4	0,05	1.130,4	-0,2155
20 °C	1,5	0,05	1.146,1	-0,2150

Tab. 4.26: Materialparameter für die ATS 0/22 CS – dehnungsabhängige Ermüdungskurven (Makrorissbildung)

Prüftemperatur [°C]	Lastpause [s]	Unterspannung [MPa]	K_1 [-]	K_2 [-]
-5 °C	0,4	0,05	697,64	-0,1377
-5 °C	0,4	0,47	1.383,3	-0,3327
5 °C	0,4	0,05	693,54	-0,1850
20 °C	0,1	0,05	859,86	-0,2023
20 °C	0,4	0,05	854,33	-0,1953
20 °C	1,5	0,05	874,66	-0,1951

Tab. 4.27: Materialparameter für die ATS 0/22 CS – dehnungsabhängige Ermüdungskurven (Mikrorissbildung)

Für die ATS 0/22 CS zeigt Bild 4.55 den Zusammenhang zwischen den prozentualen Anteilen der Lastwechsel bis zur Schädigung (Mikrorissentstehung) bezogen auf die Lastwechselzahl bis zur Makrorissentstehung und den Dehnungen. Dabei ist es als günstig zu erachten, wenn der Mikroriss, d. h. eine erste offensichtliche Schädigung, so spät wie möglich eintritt. Bei einer Prüftemperatur von 20 °C und unterschiedlichen Lastpausen ist ein signifikanter Unterschied zwischen den Versuchsergebnissen

zu erkennen. Bild 4.55 macht deutlich, dass durch die Verlängerung der Lastpausen der Mikroriss bei gleichem Dehnungsniveau deutlich später eintritt. Bei Berücksichtigung der kryogenen Spannungen bei der Prüftemperatur -5 °C tritt der Mikroriss deutlich früher ein.

Bei Betrachtung des E-Moduls in Abhängigkeit von der Spannung (Bild 4.56) kann lediglich bei einer Prüftemperatur von -5 °C ein eindeutiger Zusam-

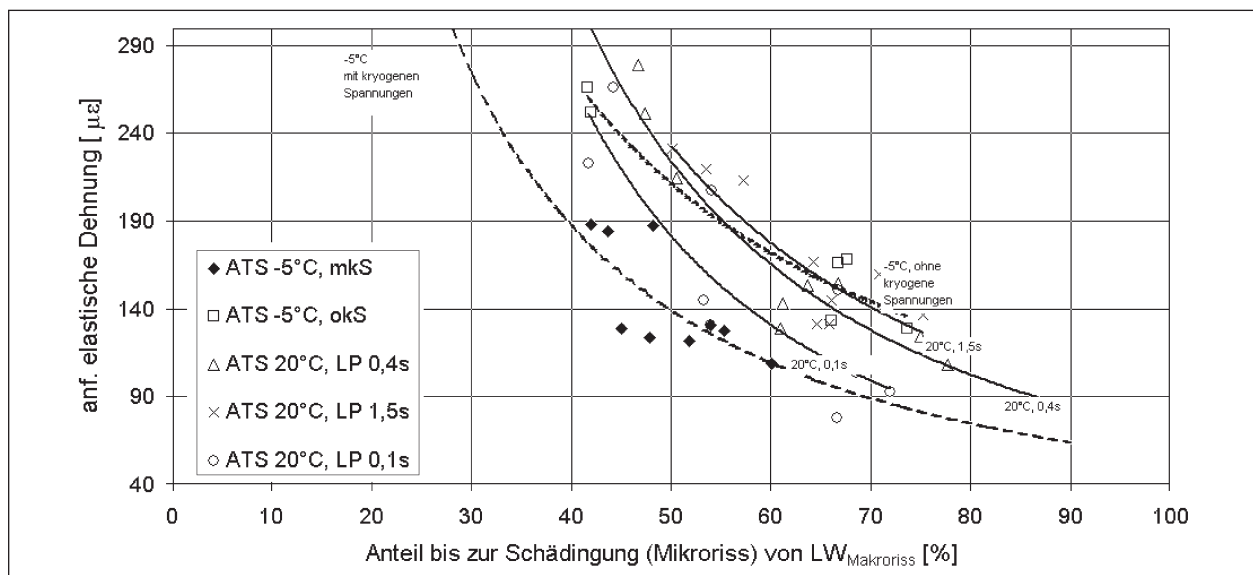


Bild 4.55: Zusammenhang zwischen den Dehnungen und dem Anteil der Lastwechsel bis zur Schädigung (Mikrorissbildung) bezogen auf die Lastwechselzahl bis zur Makrorissentstehung für die ATS 0/22 CS [90]
(Anm.: okS = ohne kryogene Spannungen, mkS = mit kryogenen Spannungen, LP = Lastpause)

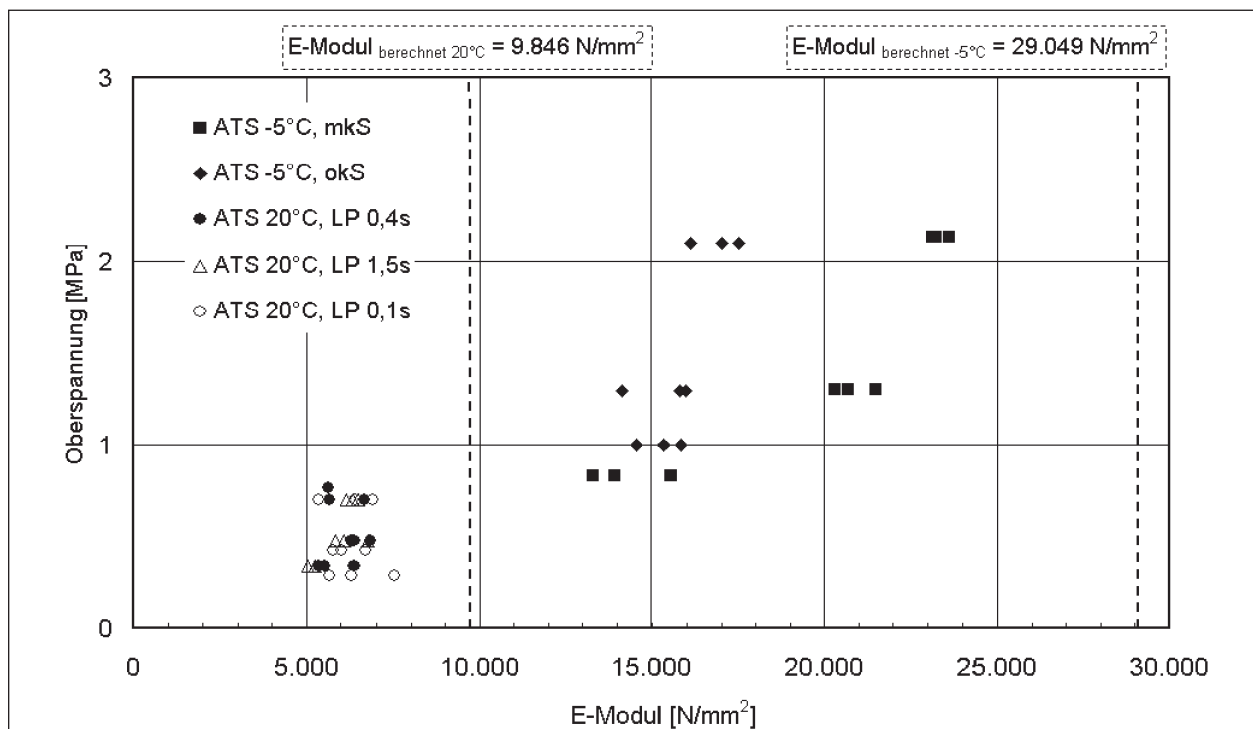


Bild 4.56: Zusammenhang zwischen Oberspannung und E-Modul für die ATS 0/22 CS

menhang festgestellt werden. Mit zunehmender Spannung steigt auch der E-Modul bei einer Prüftemperatur von -5 °C an. Bei einer Prüftemperatur von 20 °C ist kein eindeutiger Zusammenhang feststellbar. Es ist aber eine ähnliche Tendenz zu vermuten.

Weiterhin macht Bild 4.56 deutlich, dass die nach dem Verfahren von FRANCKEN und VERSTRAE-TEN (gestrichelte Linien in der Abbildung) berechneten E-Moduln deutlich höhere Werte annehmen als die in den Spaltzugversuchen bestimmten Steifigkeitswerte.

4.3.2.2 ABi 0/16 S

Bild 4.57 zeigt die Ergebnisse der dynamischen Spaltzugversuche am ABi 0/16 S (dehnungsabhängige Ermüdungskurven – Makrorissentstehung). Dabei ergibt sich eine sehr gute Korrelation der

Versuchsergebnisse ($R^2 > 0,90$) mit Ausnahme des Versuches bei 20 °C Prüftemperatur und einer Lastpause von 1,5 s.

Die dehnungsabhängigen Ermüdungskurven (Mikrorissentstehung) und die spannungsabhängigen Ermüdungskurven für den ABi 0/16 S sind in den Anlagen enthalten. Ebenso wie bei der ATS 0/22 CS nehmen bei den Versuchen ohne Berücksichtigung der kryogenen Spannungen im Vergleich zu den Versuchen mit Berücksichtigung der kryogenen Spannungen die ertragbaren Lastwechsel bis zur Rissentstehung bei gleichem Dehnungsniveau deutlich zu. Bei Betrachtung der Versuchsergebnisse konnte beim ABi 0/16 S eine geringfügige Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit (Makrorissentstehung) bei Zunahme der Lastpause (LP) von 0,1 s auf 1,5 s festgestellt werden. Bei Erhöhung der Belastungszeit auf 0,2 s konnte dagegen eine Reduzierung der Ermüdungsfestigkeit beobachtet

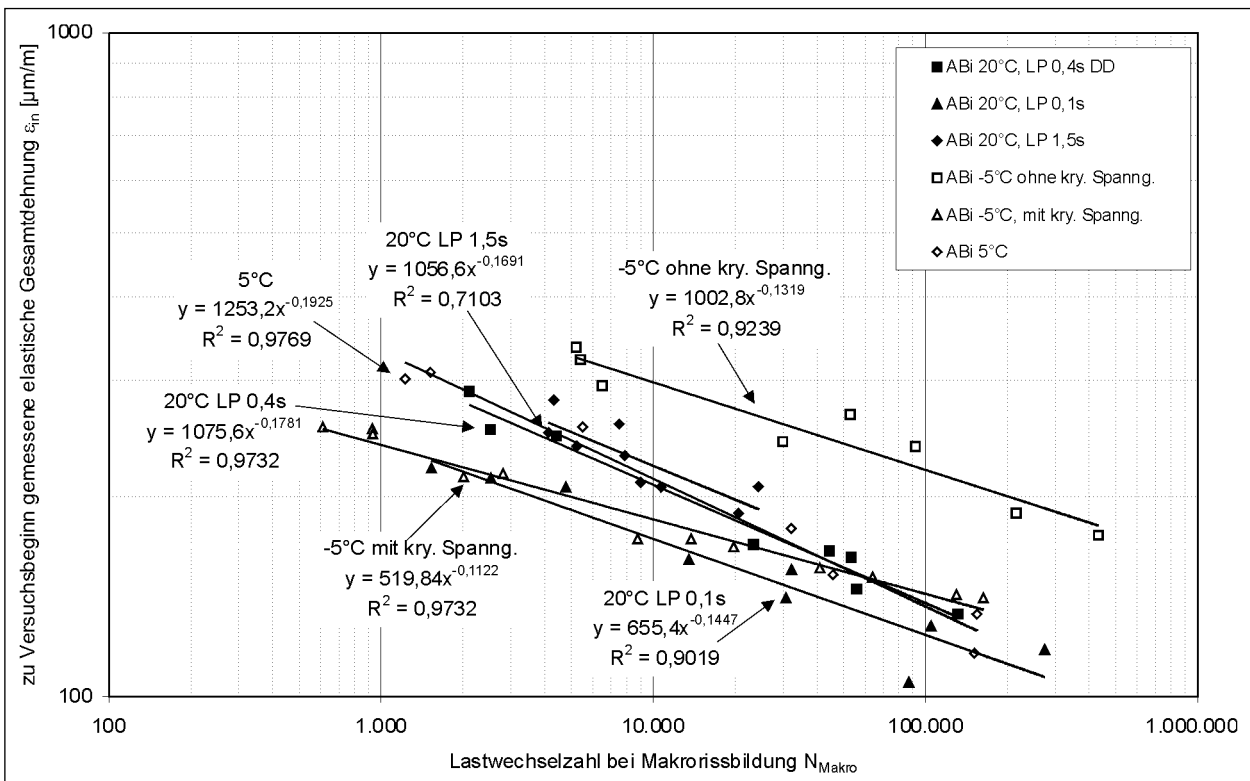


Bild 4.57: Anfängliche elastische Dehnung in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl für den ABi 0/16

Prüftemperatur [°C]	Lastpause [s]	Unterspannung [MPa]	K ₁ [-]	K ₂ [-]
-5 °C	0,4	0,05	1.002,8	-0,1319
-5 °C	0,4	0,47	519,84	-0,1122
5 °C	0,4	0,05	1.253,2	-0,1925
20 °C	0,1	0,05	655,4	-0,1447
20 °C	0,4	0,05	1.075,6	-0,1781
20 °C	1,5	0,05	1.056,6	-0,1691

Tab. 4.28: Materialparameter für den ABi 0/16 S – dehnungsabhängige Ermüdungskurven (Makrorissbildung)

werden. Die Ergebnisse der spannungsabhängigen Ermüdungskurven zeigten dabei ebenfalls eine sehr gute Korrelation der Versuchsergebnisse ($R^2 > 0,899$) mit Ausnahme des Versuches bei 20 °C Prüftemperatur und einer Lastpause von 1,5 s (siehe Bild 4.58).

In Tabelle 4.28 sind die Materialparameter für die dehnungsabhängigen Ermüdungskurven (Makrorissbildung) enthalten.

In Tabelle 4.29 sind die Materialparameter für die dehnungsabhängigen Ermüdungskurven (Mikrorissbildung) enthalten.

Bild 4.59 zeigt den Zusammenhang zwischen den prozentualen Anteilen der Lastwechsel bis zur Schädigung (Mikrorissentstehung) bezogen auf die Lastwechselzahl bis zur Makrorissentstehung und den Dehnungen für den ABi 0/16 S. Es wird deut-

lich, dass ebenso wie bei der ATS 0/22 CS durch die Verlängerung der Lastpausen der Mikroriss bei gleichem Dehnungsniveau deutlich später eintritt (Prüftemperatur 20 °C). Bei Berücksichtigung der kryogenen Spannungen (Prüftemperatur -5 °C) tritt der Mikroriss deutlich früher ein.

Bei Betrachtung des E-Moduls in Abhängigkeit von der Spannung kann bei Prüftemperaturen von -5 °C und 20 °C ein eindeutiger Zusammenhang festgestellt werden. Mit zunehmender Spannung steigt auch der E-Modul an (Bild 4.60).

Weiterhin macht Bild 4.60 deutlich, dass die E-Modul-Bestimmung nach dem Verfahren nach FRANCKEN und VERSTRAETEN für eine Prüftemperatur von 20 °C (senkrechte Linie) und -5 °C für den ABi 0/16 S deutlich höhere Werte im Vergleich zu den im Versuch ermittelten liefert.

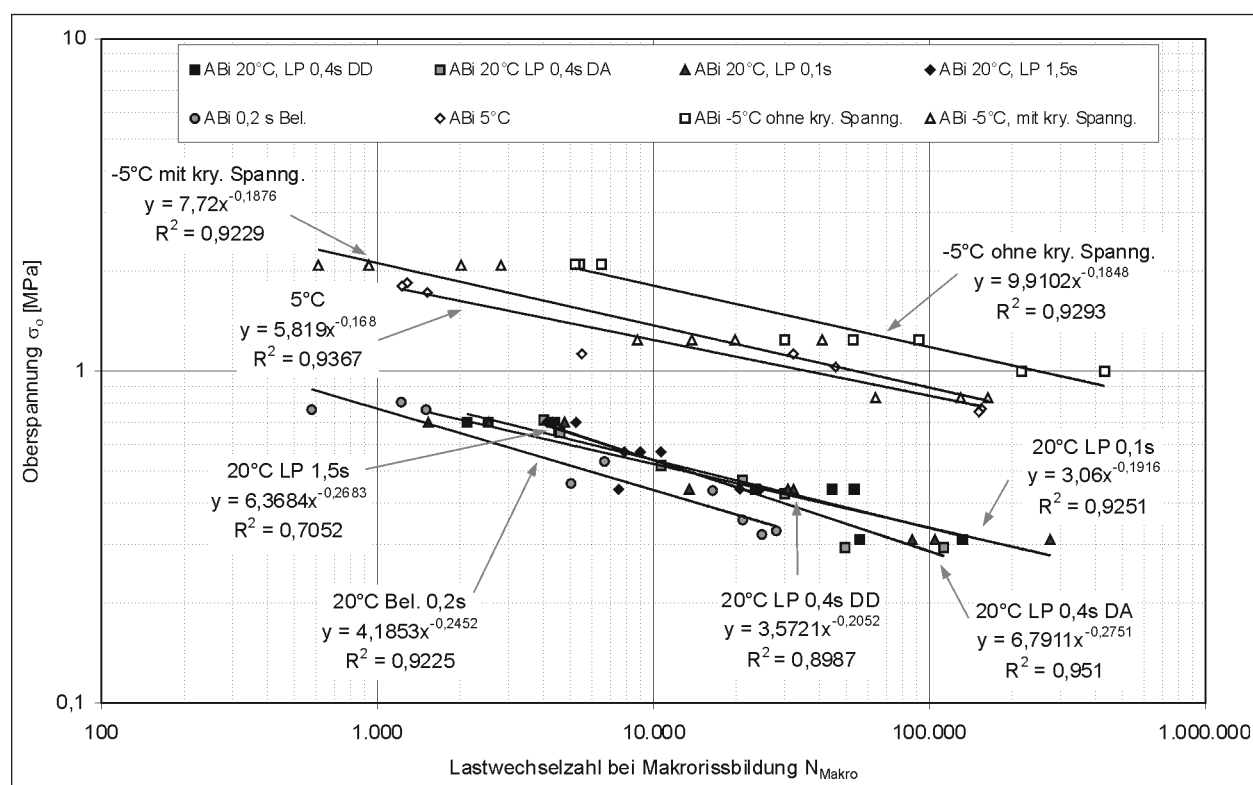


Bild 4.58: WÖHLER-Linien der Spaltzugversuche am ABi 0/16 S in der Darstellung der Oberspannung σ_0 über der Lastwechselzahl bei Makrorissbildung N_{Makro}

Prüftemperatur [°C]	Lastpause [s]	Unterspannung [MPa]	K_1 [-]	K_2 [-]
-5 °C	0,4	0,05	898,09	-0,1280
-5 °C	0,4	0,47	569,65	-0,1707
5 °C	0,4	0,05	701,17	-0,1525
20 °C	0,1	0,05	574,51	-0,1397
20 °C	0,4	0,05	784,63	-0,1558
20 °C	1,5	0,05	771,14	-0,1429

Tab. 4.29: Materialparameter für den ABi 0/16 S – dehnungsabhängige Ermüdungskurven (Mikrorissbildung)

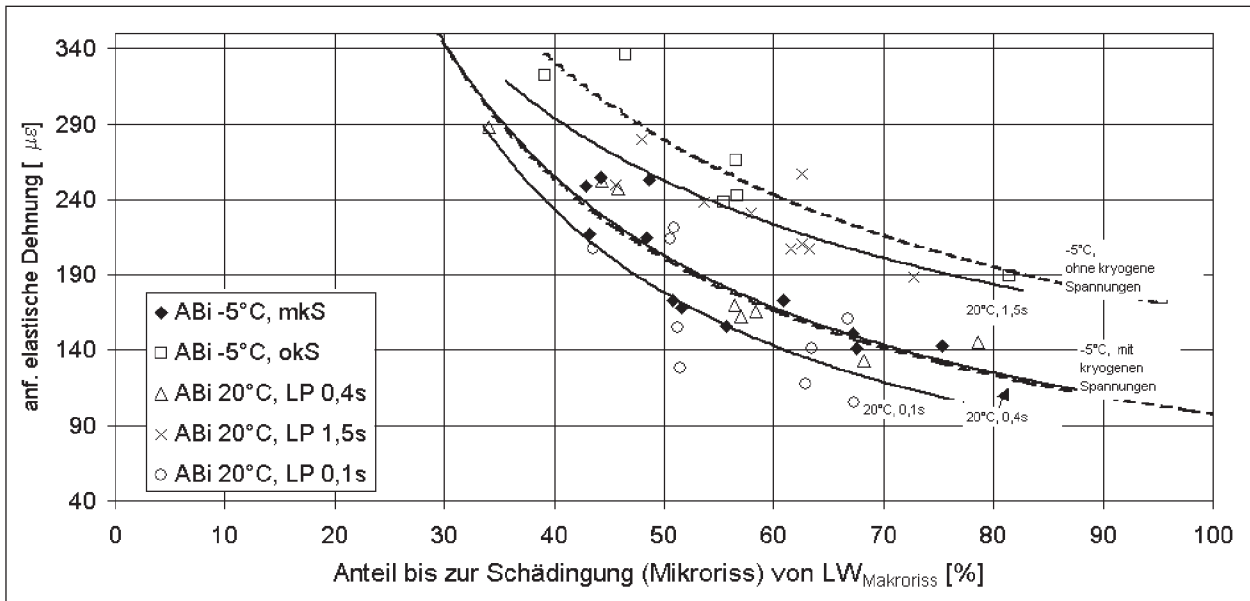


Bild 4.59: Zusammenhang zwischen den Dehnungen und dem Anteil der Lastwechsel bis zur Schädigung (Mikrorissbildung) bezogen auf die Lastwechselzahl bis zur Makrorissentstehung für den ABi 0/16 S [90] (Anm.: okS = ohne kryogene Spannungen, mkS = mit kryogenen Spannungen, LP = Lastpause)

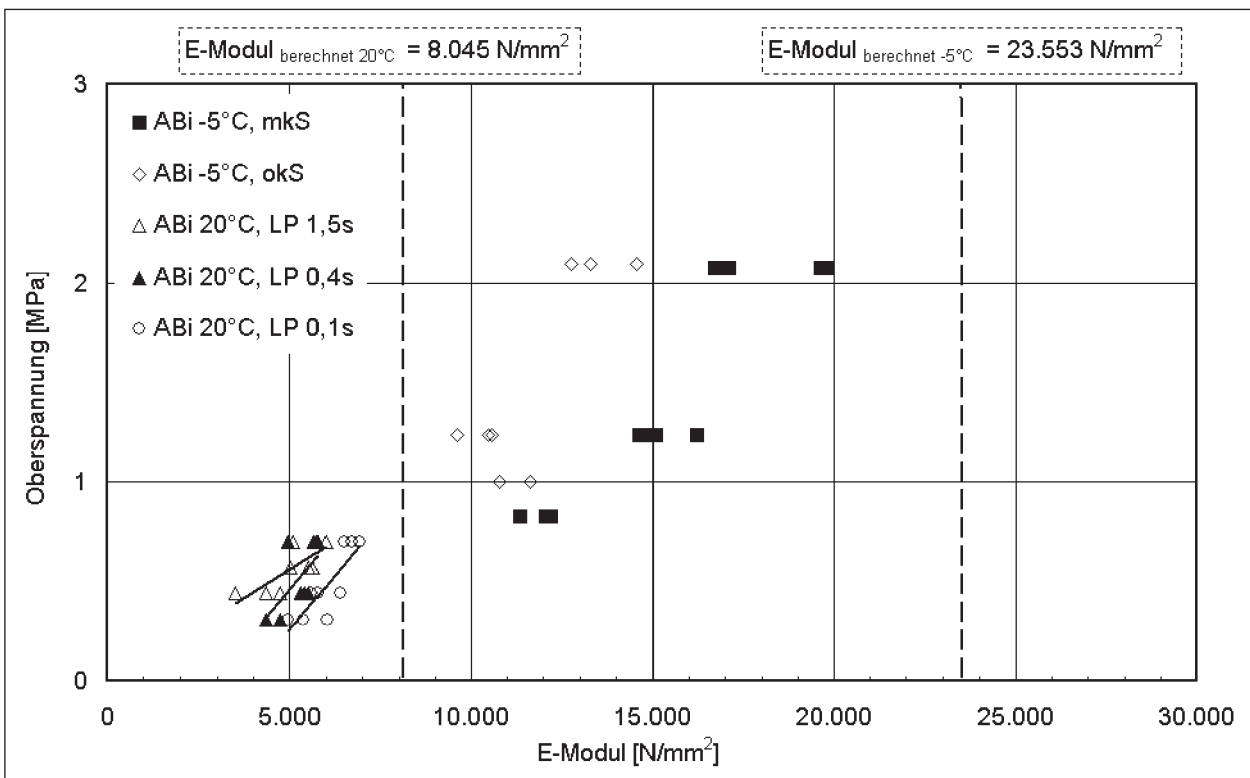


Bild 4.60: Zusammenhang zwischen Oberspannung und E-Modul für den ABi 0/16 S (Anm.: okS = ohne kryogene Spannungen, mkS = mit kryogenen Spannungen, LP = Lastpause)

4.3.2.3 SMA 0/11 S

In Bild 4.61 sind die Ergebnisse der dynamischen Spaltzugversuche am SMA 0/11 S (dehnungsabhängige Ermüdungskurven – Makrorissentstehung) dargestellt. Dabei ergibt sich eine sehr gute Korrelation der Versuchsergebnisse ($R^2 > 0,91$). Die

dehnungsabhängigen Ermüdungskurven (Mikrorissentstehung) und die drei spannungsabhängigen Ermüdungskurven für den SMA 0/11 S sind in den Anlagen enthalten. Bei den Versuchen ohne Berücksichtigung kryogener Spannungen (okS) sind bei gleicher Lastwechselzahl höhere elastische Dehnungen zu verzeichnen. Bei Betrachtung der

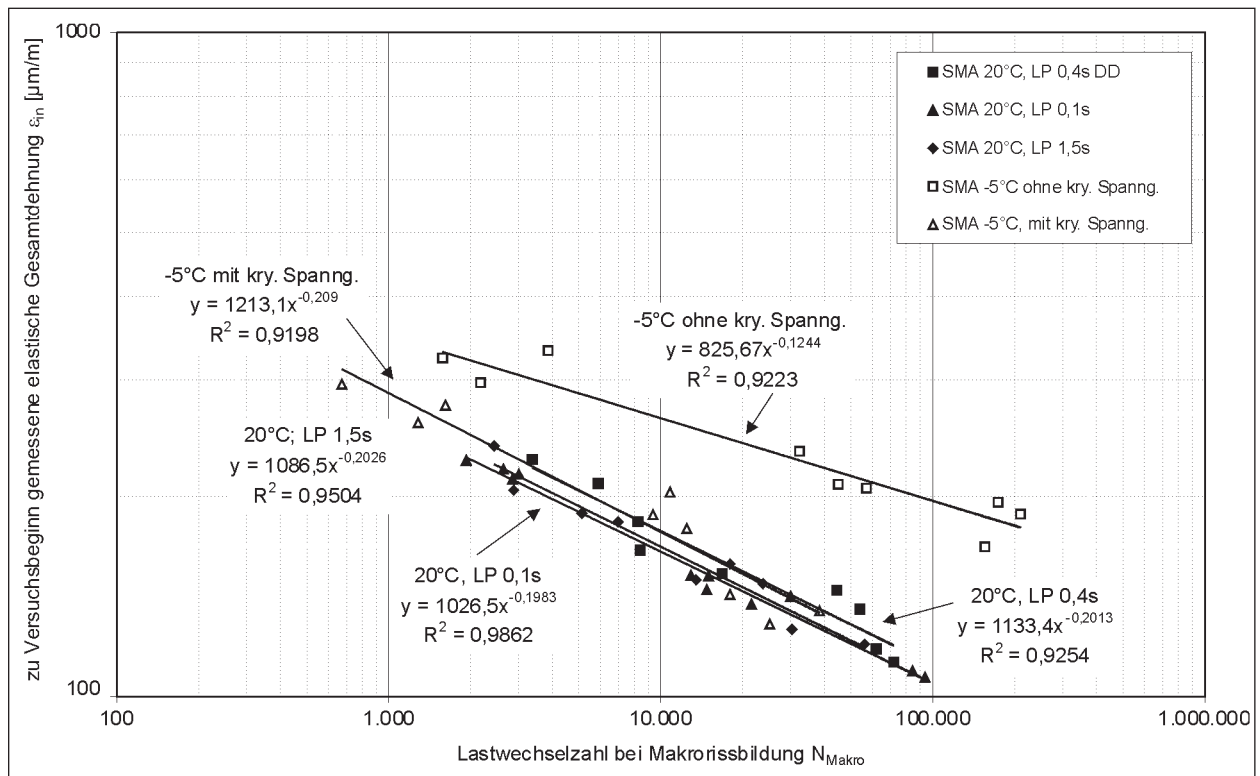


Bild 4.61: Anfängliche elastische Dehnung in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl (Makroriss) für den SMA 0/11 S (Anm.: okS = ohne kryogene Spannungen, mkS = mit kryogenen Spannungen, LP = Lastpause)

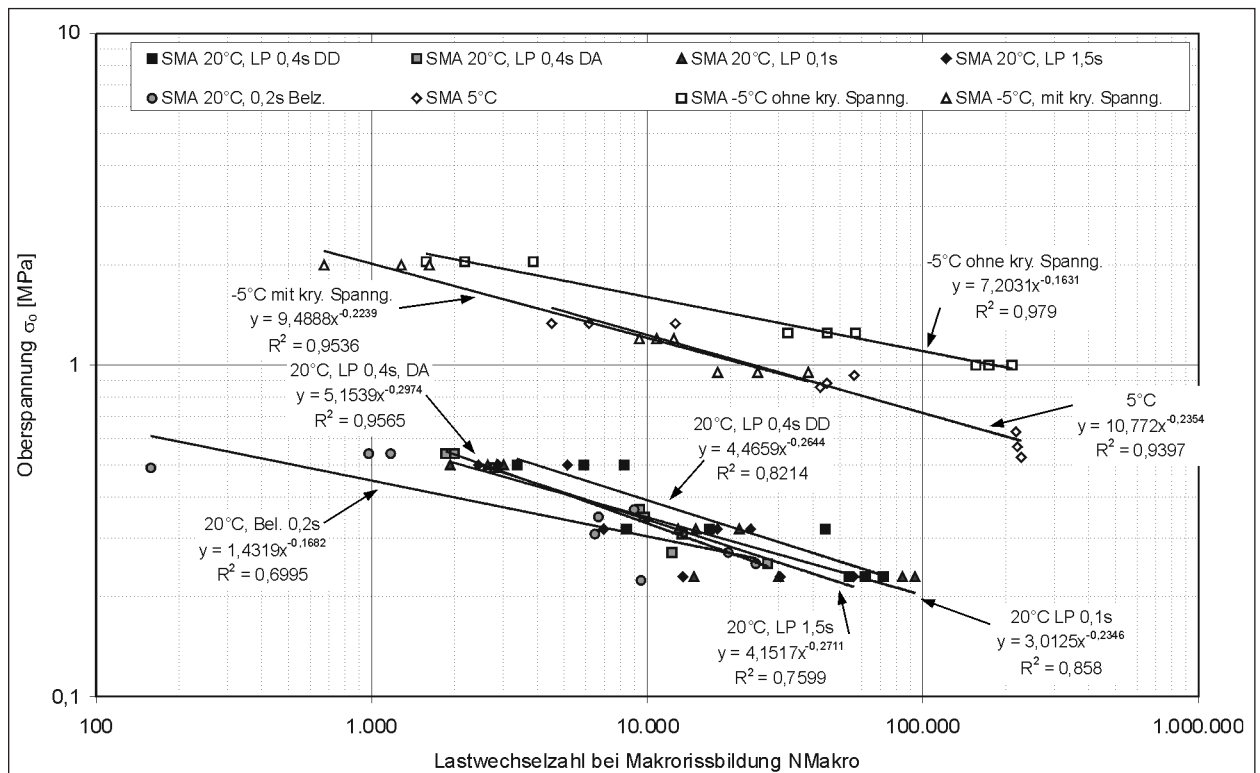


Bild 4.62: WÖHLER-Linien der Spaltzugversuche am Abi 0/16 S in der Darstellung der Oberspannung σ_0 über der Lastwechselzahl bei Makrorissbildung N_{Makro}

Versuchsergebnisse für 20 °C konnte beim SMA 0/11 S eine geringfügige Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit (Makrorissentstehung) bei Zunah-

me der Lastpause (LP) von 0,1 s auf 1,5 s festgestellt werden. Jedoch liegt die Ermüdungskurve für eine Lastpause von 0,4 s geringfügig über der Er-

Prüf­temperatur [°C]	Last­pause [s]	Unter­spannung [MPa]	K_1 [-]	K_2 [-]
-5 °C	0,4	0,05	825,67	-0,1244
-5 °C	0,4	0,36	1.213,1	-0,2090
20 °C	0,1	0,05	1.026,5	-0,1983
20 °C	0,4	0,05	1.133,4	-0,2013
20 °C	1,5	0,05	1.086,5	-0,2026

Tab. 4.30: Materialparameter für den SMA 0/11 S – dehnungsabhängige Ermüdungskurven (Makrorissbildung)

Prüf­temperatur [°C]	Last­pause [s]	Unter­spannung [MPa]	K_1 [-]	K_2 [-]
-5 °C	0,4	0,05	749,43	-0,1208
-5 °C	0,4	0,047	935,86	-0,1923
5 °C	0,4	0,05	1.347,00	-0,2979
20 °C	0,1	0,05	792,9	-0,184
20 °C	0,4	0,05	864,26	-0,1852
20 °C	1,5	0,05	869,36	-0,1878

Tab. 4.31: Materialparameter für den SMA 0/11 S – dehnungsabhängige Ermüdungskurven (Mikrorissbildung)

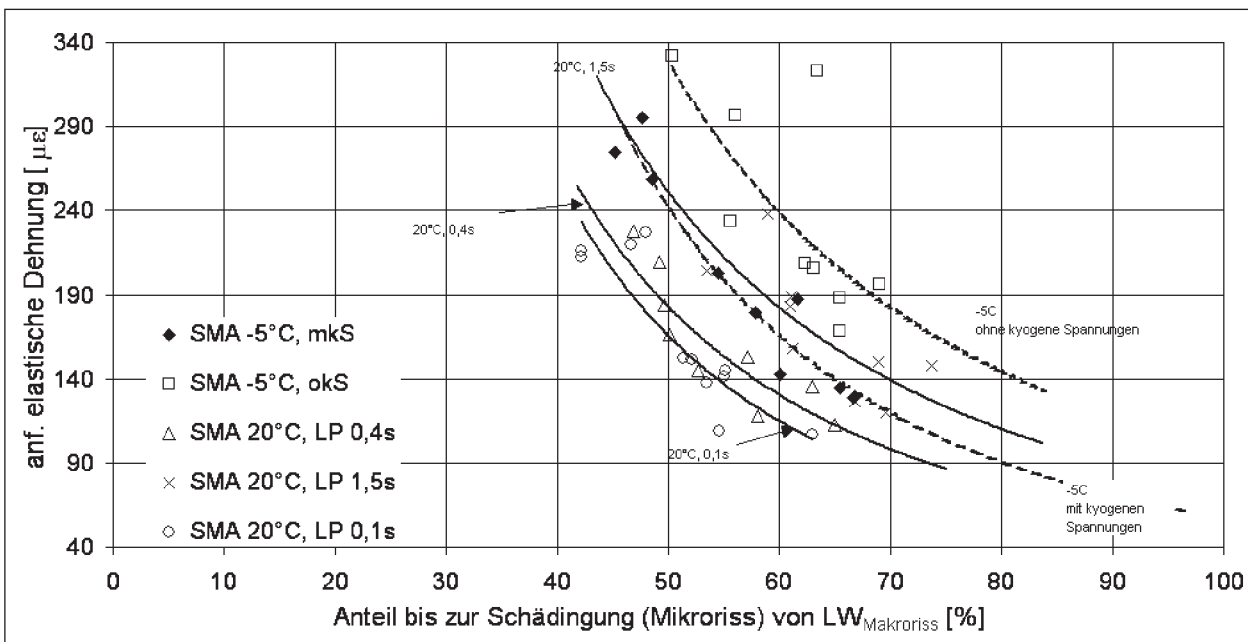


Bild 4.63: Zusammenhang zwischen den Dehnungen und dem Anteil der Lastwechsel bis zur Schädigung (Mikrorissbildung) bezogen auf die Lastwechselzahl bis zur Makrorissentstehung für den SMA 0/11 S [90] (Anm.: okS = ohne kryogene Spannungen, mkS = mit kryogenen Spannungen, LP = Lastpause)

müdungskurve für eine Lastpause von 1,5 s. Auf Grund der niedrigeren Korrelationen der Versuche in Darmstadt, die sich aus Auflösungsproblemen bei der Messdatenerfassung und Auswertung ergeben, sind diese nicht in Bild 4.61 dargestellt. Die Ergebnisse der spannungsabhängigen Ermüdungskurven zeigten jedoch bessere Korrelationen (siehe Bild 4.62).

In Tabelle 4.30 sind die Materialparameter für die dehnungsabhängigen Ermüdungskurven (Makrorissbildung) enthalten.

Tabelle 4.31 beinhaltet die Materialparameter für die dehnungsabhängigen Ermüdungskurven (Mikrorissbildung).

Für den SMA 0/11 S ist in Bild 4.63 der Zusammenhang zwischen den prozentualen Anteilen der Lastwechsel bis zur Schädigung (Mikrorissentstehung) bezogen auf die Lastwechselzahl bis zur Makrorissentstehung und den Dehnungen dargestellt. Bild 4.63 macht deutlich, dass durch die Verlängerung der Lastpausen der Mikroriss bei gleichem Dehnungsniveau deutlich später eintritt. Ebenso wie bei den anderen untersuchten Asphaltgemischen tritt bei Berücksichtigung der kryogenen Spannungen (mkS) (Prüf­temperatur -5 °C) der Mikroriss deutlich früher ein.

Bei Betrachtung des E-Moduls in Abhängigkeit von der Spannung kann bei Prüf­temperaturen von

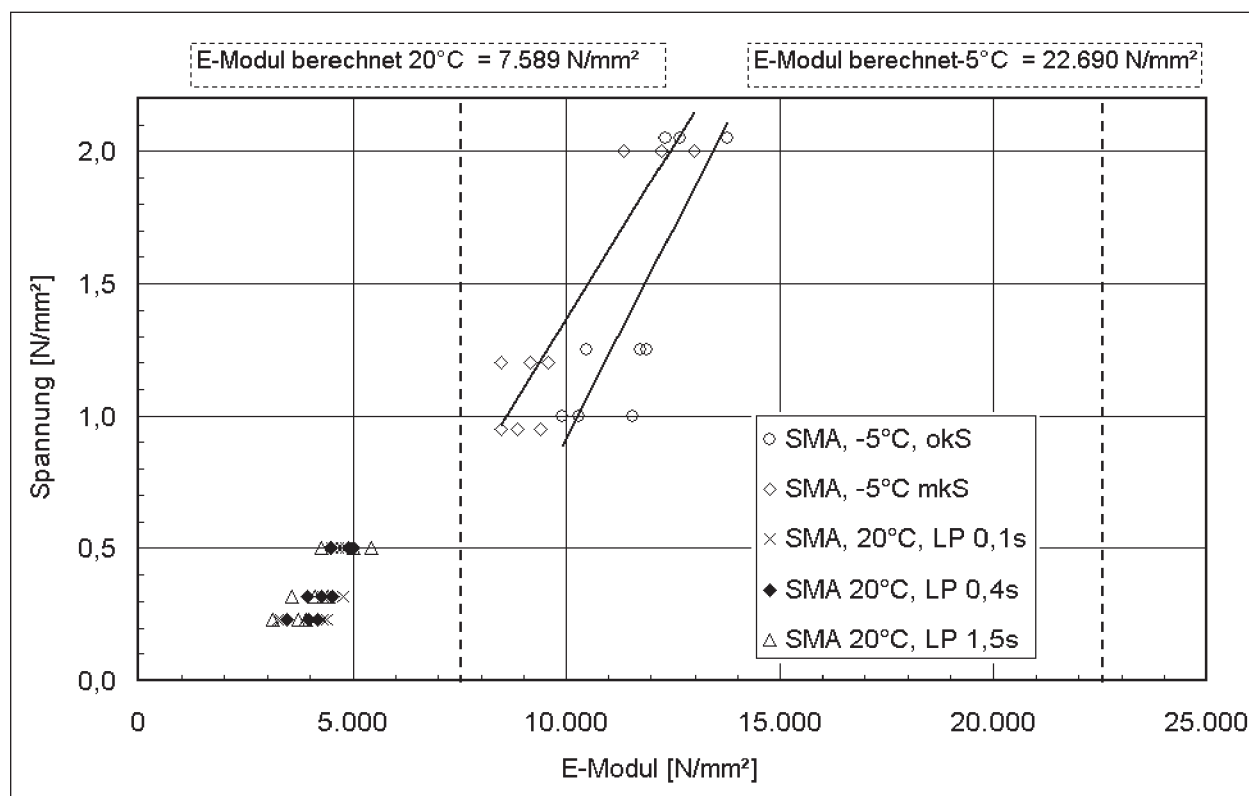


Bild 4.64: Zusammenhang zwischen Oberspannung und E-Modul für den SMA 0/11 S
(Anm.: okS = ohne kryogene Spannungen, mkS = mit kryogenen Spannungen, LP = Lastpause)

-5 °C und 20 °C (wie auch beim ABi 0/16 S) ein eindeutiger Zusammenhang festgestellt werden. Mit zunehmender Spannung steigt auch der E-Modul an (Bild 4.64).

Weiterhin macht Bild 4.64 deutlich, dass die E-Modul-Bestimmung nach dem Verfahren nach FRANCKEN und VERSTRAETEN (senkrechte Linien) für den SMA 0/11 S deutlich zu hohe Werte liefert.

4.3.2.4 Betrachtungen zur Mikro- und Makrorissentstehung – Vergleich der Gemische

Beim Vergleich der Ermüdungskurven der untersuchten Asphaltgemische hinsichtlich der Makrorissentstehung ist eine höhere Ermüdungsfestigkeit des ABi 0/16 S gegenüber der ATS 0/22 CS und des SMA 0/11 S sowohl bei -5 °C, +5 °C als auch bei 20 °C Prüftemperatur festzustellen (Bild 4.65), wobei die WÖHLER-Linie des Asphaltbinders bei -5 °C flacher verläuft als die restlichen Linien.

Bei einem direkten Vergleich der Ermüdungskurven ist jedoch zu berücksichtigen, dass sich aufgrund der unterschiedlichen Steifigkeiten unterschiedliche Beanspruchungszustände in der jeweiligen As-

phaltschicht bei gleicher äußerer Belastung der Befestigung einstellen. Somit ist es erforderlich, das jeweilige Beanspruchungsniveau, d. h. die elastischen Dehnungen, in der jeweiligen Asphaltchicht zu bestimmen. Mit dem ermittelten Beanspruchungsniveau kann anhand der Ermüdungskurven die zugehörige Ermüdungslastwechselzahl (Gleichung 2.10) ermittelt werden. In Bild 4.66 sind die Parameter K_1 und K_2 der dehnungsabhängigen WÖHLER-Linien in Abhängigkeit von der Versuchstemperatur aufgetragen. Es ist bei Heranziehen der Versuche ohne kryogene Spannungen ein guter linearer Zusammenhang zwischen den Koeffizienten und der Temperatur erkennbar, sodass die Spaltzugversuche nach Gleichung 3.26 ausgewertet werden können. Tabelle 4.32 enthält die Parameter der Flächenfunktion (Makrorissbildung) gemäß Gleichung 3.26. Ergänzend sind die Bestimmtheitsmaße R^2 angegeben. Die dehnungsabhängigen Regressionsfunktionen des SMA 0/11 S konnten aufgrund der erläuterten Messwertproblematik an der TU Darmstadt nur aus zwei Versuchstemperaturen (-5 °C ohne kryogene Spannungen und +20 °C) bestimmt werden. Die Regressionsfunktionen des SMA 0/11 S konnten nur aus zwei Versuchstemperaturen (-5 °C, +20 °C) bestimmt werden, wodurch das Bestimmtheitsmaß

den Wert 1,0 annimmt. Die niedrigen Werte für den ABI 0/16 S werden durch den nahezu horizontalen Verlauf der Regressionsgeraden erzeugt und deuten

auf eine geringe Temperaturabhängigkeit der Koeffizienten hin.

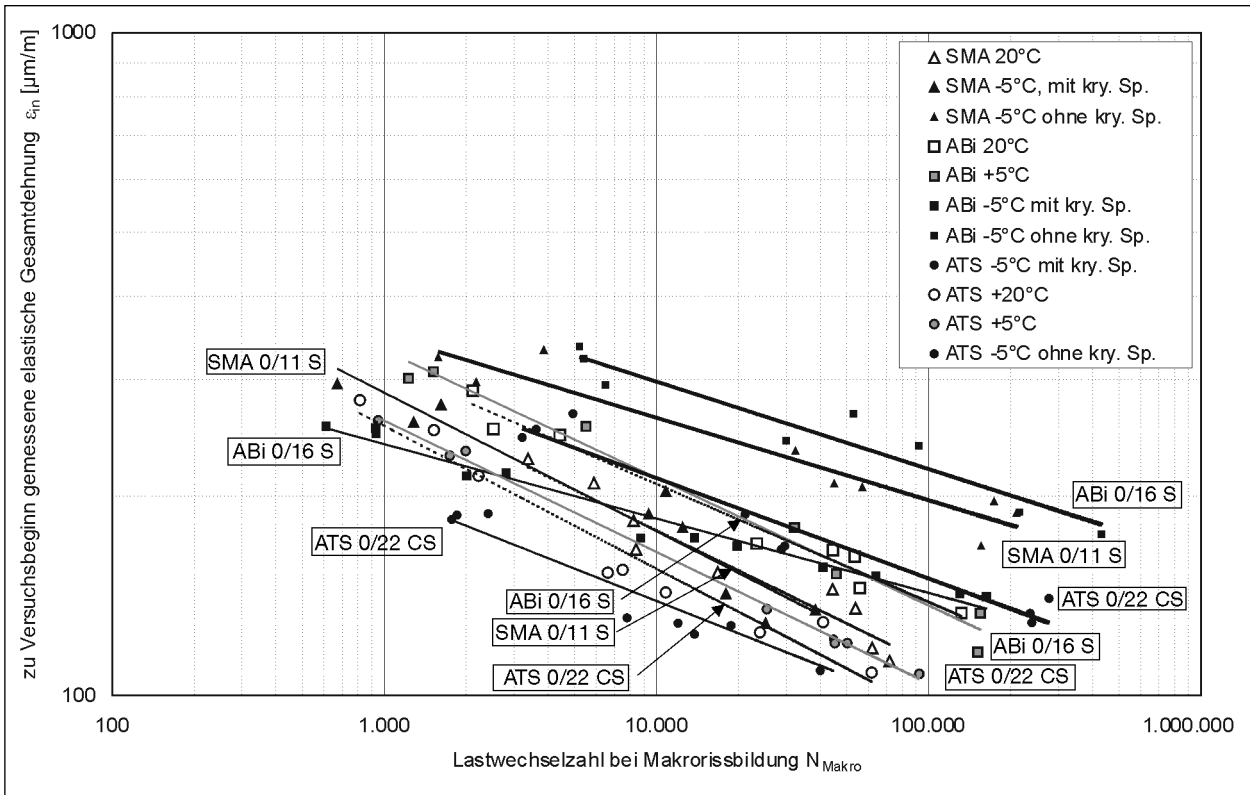


Bild 4.65: Ermüdungskurven (Makrorissentstehung) für die ATS 0/22 CS, den ABI 0/16 S und den SMA 0/11 S, Lastpause 0,4 s

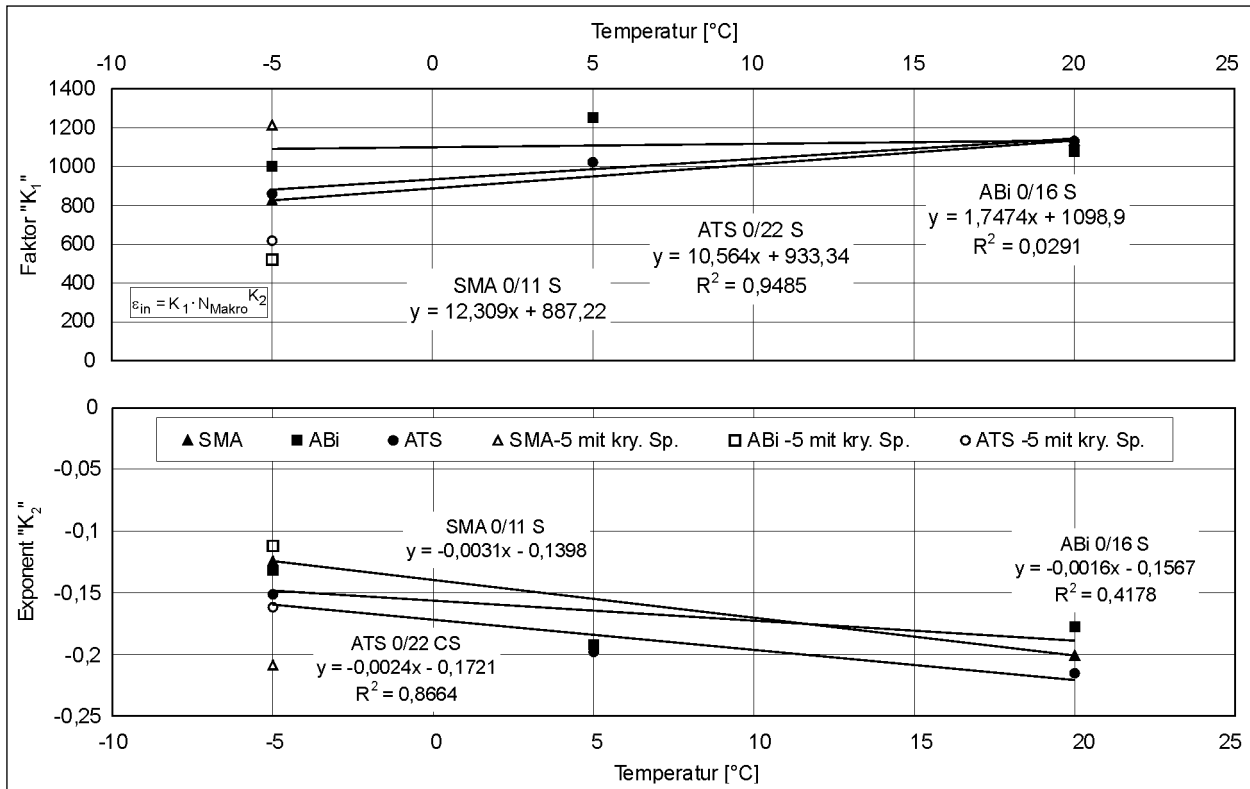


Bild 4.66: Parameter K_1 und K_2 der WÖHLER-Linien der dynamischen Spaltzugversuche in der Darstellung der anfänglichen elastischen Dehnung ϵ_{in} über der Lastwechselzahl bei Makrorissbildung in Abhängigkeit von der Prüftemperatur

	$\epsilon_{in} = (A \cdot T + B) \cdot N_{Makro}^{(C \cdot T + D)}$					
	A	B	R ²	C	D	R ²
SMA 0/11 S	12,309	887,22	(1,0)	-0,0031	-0,1398	(1,0)
ABi 0/16 S	1,7474	1.098,9	0,029	-0,0016	-0,1967	0,42
ATS 0/22 CS	10,564	933,34	0,95	-0,0024	-0,1721	0,87

Tab. 4.32: Parameter der Flächenfunktion (Makrorissbildung) gemäß Gleichung 3.26 der dynamischen Spaltzugversuche

In Bild 4.66 sind zusätzlich die Koeffizienten der WÖHLER-Linien, die von den Spaltzugversuchsergebnissen bei -5 °C mit kryogener Spannung ermittelt wurden, eingetragen, die aber nicht zur weiteren Auswertung herangezogen wurden.

Da die dynamischen Spaltzugversuche unter Berücksichtigung der kryogenen Spannungen nur bei einer Temperatur von -5 °C durchgeführt wurden, ist eine Aufstellung der Flächenfunktionen gemäß Gleichung 3.26 für tiefe Temperaturen $< 0\text{ °C}$ (unter Berücksichtigung der kryogenen Spannungen) anhand der Ergebnisse der im Rahmen dieses Forschungsprojektes durchgeführten Versuche nicht möglich.

Dabei sollte aber bemerkt werden, dass generell die Flächenfunktionen gemäß Gleichung 3.26 für tiefe Temperaturen unter Berücksichtigung der kryogenen Spannungen anhand der Ergebnisse von dynamischen Spaltzugversuchen ermittelt werden können. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass die Bestimmung der temperaturabhängigen Parameter nach Gleichung 3.26 möglichst anhand von Ermüdungsversuchen bei 3 unterschiedlichen Temperaturen erfolgen sollte. Dabei ist die Aufstellung zwei unterschiedlicher Ermüdungsflächenfunktionen (Gleichung 3.26) einmal unter Berücksichtigung der kryogenen Spannungen (d. h. für den Temperaturbereich $< 0\text{ °C}$) und andererseits ohne Berücksichtigung der kryogenen Spannungen (d. h. für den Temperaturbereich $> 0\text{ °C}$) erforderlich. Die Einbeziehung von Ermüdungskurven bei Temperaturen $< 0\text{ °C}$ jedoch ohne Berücksichtigung der kryogenen Spannungen ist bei der Aufstellung der Ermüdungsflächenfunktionen (Gleichung 3.26) für den Temperaturbereich $> 0\text{ °C}$ möglich.

4.3.3 Axiale Zug-Schwell-Versuche

4.3.3.1 Ermittelte Lastwechselzahlen

Die Ergebnisse der Zug-Schwell-Versuche sind in den Tabellen 4.33 bis 4.35 zusammengestellt. Neben der Probekörperbezeichnung enthalten sie den jeweiligen Hohlraumgehalt H_{bit} , Bruchlast-

wechselzahl N_{br} , Ermüdungslastwechselzahl N_{Makro} , bei der ein erster Makroriss auftritt, und die auf verschiedenen Weisen ermittelten Lastwechselzahlen N_{Mikro} und N_{Rate} , bei der die Entstehung erster Mikrorisse den tertiären Dehnungsbereich einleitet, sowie die Elastizitätsmoduln bei Versuchsbeginn, bei Mikrorissbildung und bei Makrorissbildung. Für jede Temperatur-/Belastungsstufe wurden die Einzelergebnisse gemittelt und zusätzlich die Variationskoeffizienten berechnet.

Zunächst werden im Folgenden die ermittelten Lastwechselzahlen betrachtet. Für jede Belastungs-/Temperaturstufe wurden drei Versuche durchgeführt, wobei jeweils Probekörper ausgewählt wurden, die einen hohen, einen mittleren und einen geringen Hohlraumgehalt aufwiesen. In Anlage A6.2 sind die Lastwechselzahlen N_{br} , N_{Makro} , N_{Mikro} und N_{Rate} aller Zug-Schwell-Versuche eingetragen. Exemplarisch zeigt Bild 4.67 die Ergebnisse der Versuche am Asphaltbinder bei $-2,5\text{ °C}$. Es ist zu erkennen, dass die Reihung der Versuchsergebnisse in fast allen Fällen unabhängig ist von der Auswertemethodik zur Ermittlung einer ermüdungsrelevanten Lastwechselzahl. Abweichungen in der Ergebnisreihung gegenüber den anderen Auswerteverfahren treten bei dem Verfahren von ROWE und bei Verwendung des Dehnungsratenminimums bei neun der untersuchten 27 Temperatur/Last-Konfigurationen auf. Werden Zug-Schwell-Versuche durchgeführt, um das Ermüdungsverhalten von verschiedenen Materialgemischen miteinander zu vergleichen, so ist das Ergebnis unabhängig von der Methode zur Ermittlung einer ermüdungsrelevanten Lastwechselzahl.

Weiterhin wird deutlich, dass die erreichbare Lastwechselzahl mit sinkendem Hohlraumgehalt des Asphaltens zunimmt. Der Einfluss des Verdichtungs-zustandes auf die erreichbaren Lastwechselzahlen ist ebenfalls in Anlage A6.2 dargestellt. Dieser Effekt tritt bei allen drei Belastungsstufen auf und kann auch bei den anderen Temperaturen und Asphaltarten beobachtet werden, wobei bei drei der 27 Asphalt/Temperatur/Belastungskombinationen dieser Einfluss durch andere Streuungen überla-

Temperatur T [°C]	Probekörper	Belastung		H _{bit}	Lastwechszahlen				E-Moduln		
		σ_u	$\Delta\sigma$		N _{Br}	N _{Makro}	N _{Rate}	N _{Mikro}	E _{in}	E _{Mikro}	E _{Makro}
		[MPa]		[Vol.-%]							
-15	WSM 1-11-3	1,37	1,15	4,705	115.504	115.504	63.000	70.050	19.602	18.300	16.800
	WSM 1-4-2	1,39	1,16	3,095	110.215	103.000	39.688	72.000	18.260	17.700	16.200
	WSM 1-8-5*	1,39	1,17	2,559	30.642	30.000	23.155	23.500	21.889	20.800	19.500
	Mittelwert	1,38	1,16	3,453	85.454	82.835	41.948	55.183	19.917	18.933	17.500
	Var.-koeff. [%]	-	-	32	56	56	48	50	9	9	10
	WSM 1-15-1	1,38	1,52	4,746	7.405	7.405	3.118	5.000	16.805	16.000	15.300
	WSM 1-12-5	1,36	1,50	3,797	56.965	56.965	31.074	27.000	20.249	19.200	15.800
	WSM 1-1-5	1,37	1,52	2,930	28.537	28.537	15.942	23.000	17.664	17.600	17.200
	Mittelwert	1,37	1,51	3,824	30.969	30.969	16.711	18.333	18.239	17.600	16.100
	Var.-koeff. [%]	-	-	24	80	80	84	64	10	9	6
	WSM 1-16-2	1,38	1,93	3,838	8.085	7.950	4.616	6.600	19.819	18.700	18.000
	WSM 1-12-1	1,39	1,94	3,137	50.232	46.500	36.682	32.800	23.138	22.000	20.500
	WSM 1-5-2*	1,40	1,95	2,559	94.530	86.000	42.495	31.800	19.224	18.400	16.300
	Mittelwert	1,39	1,94	3,178	50.949	46.817	27.931	23.733	20.727	19.700	18.267
	Var.-koeff. [%]			20	85	83	73	63	10	10	12
-2,5	WSM 1-9-5	0,21	1,14	3,838	159.098	138.000	59.731	65.500	15.917	12.000	16.100
	WSM 1-4-3	0,22	1,17	3,095	171.513	146.000	65.940	54.000	17.086	14.400	10.300
	WSM 1-1-3	0,22	1,14	2,394	289.724	275.000	81.371	114.000	16.210	14.500	11.100
	Mittelwert	0,22	1,15	3,109	206.778	186.333	69.014	77.833	16.405	13.633	12.500
	Var.-koeff. [%]			23	35	41	16	41	4	10	25
	WSM 1-14-5	0,23	1,54	4,457	27.248	24.300	12.435	8.400	14.873	14.000	10.400
	WSM 1-13-1	0,23	1,54	3,673	39.721	35.000	16.343	19.400	14.653	14.500	11.300
	WSM 1-2-3	0,23	1,56	2,600	88.054	84.500	31.271	26.000	16.012	14.600	11.300
	Mittelwert	0,23	1,55	3,577	51.674	47.933	20.016	17.933	15.180	14.367	11.000
	Var.-koeff. [%]			26	62	67	50	50	5	2	5
	WSM 1-16-4	0,23	1,93	4,333	3.271	3.271	1.814	1.370	14.416	13.200	11.000
	WSM 1-13-3	0,23	1,95	3,549	9.018	7.800	2.312	3.000	15.041	13.800	10.800
	WSM 1-7-1	0,23	1,96	2,435	19.742	18.200	6.123	6.500	17.410	15.500	12.000
	Mittelwert	0,23	1,95	3,439	10.677	9.757	3.416	3.623	15.623	14.167	11.267
	Var.-koeff. [%]			28	78	78	69	72	10	8	6
+10	WSM 1-15-2	0,03	0,51	4,581	48.635	40.000	21.251	18.000	8.244	7.100	5.350
	WSM 1-9-2	0,03	0,51	3,797	131.170	105.000	41.695	48.500	9.063	8.100	6.400
	WSM 1-7-3	0,03	0,50	2,683	199.018	158.000	73.156	58.000	9.222	8.250	6.050
	Mittelwert	0,03	0,51	3,687	126.274	101.000	45.367	41.500	8.843	7.817	5.933
	Var.-koeff. [%]			26	60	59	58	50	6	8	9
	WSM 1-15-5	0,03	0,68	4,581	30.535	25.600	11.134	12.000	10.053	9.000	5.500
	WSM 1-4-1	0,03	0,69	3,137	50.686	42.000	13.133	14.000	9.700	8.500	5.900
	WSM 1-6-2*	0,03	0,69	1,527	90.887	78.000	36.881	24.000	(5.759)	(4.800)	(3.500)
	Mittelwert	0,03	0,69	3,082	57.369	48.533	20.383	16.667	9.877	8.750	5.700
	Var.-koeff. [%]			50	54	55	70	39	3	4	5
	WSM 1-11-1	0,03	0,87	4,457	12.063	10.800	5.020	5.200	8.472	7.350	5.800
	WSM 1-4-5	0,03	0,85	3,302	13.388	11.200	4.614	4.000	9.304	7.750	6.000
	WSM 1-6-1	0,03	0,86	2,352	23.720	20.200	6.924	6.200	10.120	8.450	6.300
	Mittelwert	0,03	0,86	3,370	16.390	14.067	5.519	5.133	9.299	7.850	6.033
	Var.-koeff. [%]			31	39	38	22	21	9	7	4

* Bei der Aufstellung von Ermüdungskurven als Ausreißer bewertet

Tab. 4.33: Ergebnisse der Zug-Schwell-Versuche an Probekörpern des SMA 0/11 S

Temperatur T [°C]	Probekörper	Belastung		H _{bit}	Lastwechselzahlen				E-Moduln		
		σ_u	$\Delta\sigma$		N _{Br}	N _{Makro}	N _{Rate}	N _{Mikro}	E _{in}	E _{Mikro}	E _{Makro}
		[MPa]		[Vol.-%]	-				[MPa]		
-15	WSM 2-6-3*	1,27	1,08	6,075	172.981	169.000	96.202	120.000	25.223	24.300	24.000
	WSM 2-12-4	1,27	1,08	5,356	714.896	685.000	281.376	500.000	22.311	22.000	20.200
	WSM 2-11-1	1,28	1,09	4,277	1.767.834	1.690.000	1.142.949	1.090.000	24.059	24.000	21.400
	Mittelwert	1,27	1,08	5,236	885.237	848.000	506.842	570.000	23.864	23.433	21.867
	Var.-koeff. [%]			17	92	91	110	86	6	5	9
	WSM 2-4-1	1,29	1,44	6,355	61.334	59.000	31.024	40.000	20.700	19.500	18.300
	WSM 2-15-3	1,30	1,45	5,596	86.680	86.680	48.954	51.000	21.904	20.500	20.000
	WSM 2-2-4	1,28	1,44	4,596	135.397	130.000	92.694	92.000	21.724	21.000	19.400
	Mittelwert	1,29	1,44	5,516	94.470	91.893	57.557	61.000	21.443	20.333	19.233
	Var.-koeff. [%]			16	40	55	45	3	4	4	4
	WSM 2-8-3	1,28	1,79	5,995	19.262	19.000	8.974	12.600	19.179	17.000	15.000
	WSM 2-5-4	1,29	1,75	4,996	25.900	25.500	14.387	14.800	21.922	20.200	18.400
	WSM 2-14-2*	1,28	1,78	4,317	164.410	160.000	86.886	85.000	21.277	22.000	20.000
	Mittelwert	1,28	1,77	5,103	69.857	68.167	36.749	37.467	20.793	19.733	17.800
Var.-koeff. [%]			17	117	117	118	110	7	13	14	
-2,5	WSM 2-15-1	0,29	1,31	5,835	102.337	92.000	42.843	52.000	17.441	16.100	14.100
	WSM 2-16-3	0,29	1,31	5,356	146.742	137.000	61.031	60.000	19.175	17.800	15.000
	WSM 2-14-1	0,28	1,31	4,077	434.586	385.000	200.261	170.000	22.416	21.000	17.500
	Mittelwert	0,29	1,31	5,089	227.888	204.667	101.378	94.000	19.677	18.300	15.533
	Var.-koeff. [%]			18	79	77	85	70	13	14	11
	WSM 2-4-2	0,30	1,73	5,995	18.446	17.100	6.572	6.000	17.094	15.300	12.500
	WSM 2-16-4	0,30	1,73	5,236	32.440	29.600	18.499	18.400	16.190	15.200	14.500
	WSM 2-14-5	0,30	1,75	4,317	51.434	49.000	28.786	33.200	19.273	17.600	17.000
	Mittelwert	0,30	1,73	5,183	34.107	31.900	17.952	19.200	17.519	16.033	14.667
	Var.-koeff. [%]			16	49	50	62	71	9	8	15
	WSM 2-9-2	0,30	2,17	5,835	6.961	6.290	3.267	2.500	15.730	14.800	13.000
	WSM 2-1-2	0,30	2,17	5,316	6.974	6.800	2.566	2.000	17.105	16.400	12.000
	WSM 2-13-3	0,30	2,17	4,237	18.782	16.300	4.870	6.500	16.222	15.400	12.400
	Mittelwert	0,30	2,17	5,129	10.906	9.797	3.568	3.667	16.352	15.533	12.467
Var.-koeff. [%]			16	63	58	33	67	4	5	4	
+10	WSM 2-6-2	0,03	0,56	5,795	215.378	197.000	111.713	100.000	11.862	10.800	8.500
	WSM 2-16-2	0,03	0,56	5,076	672.898	569.000	247.981	180.000	15.113	13.000	9.600
	WSM 2-13-1	0,03	0,55	4,077	619.645	545.000	316.334	192.000	15.596	14.500	10.700
	Mittelwert	0,03	0,56	4,983	502.640	437.000	225.343	157.333	14.190	12.767	9.600
	Var.-koeff. [%]			17	50	48	46	32	14	15	11
	WSM 2-6-1	0,03	0,73	5,875	67.272	62.200	35.934	30.000	11.811	9.700	8.400
	WSM 2-5-2	0,03	0,73	5,156	111.675	100.000	53.516	45.000	11.828	10.700	8.300
	WSM 2-10-5	0,03	0,73	4,077	202.380	174.000	70.853	73.000	12.358	11.600	9.800
	Mittelwert	0,03	0,73	5,036	127.109	112.067	53.434	49.333	11.999	10.667	8.833
	Var.-koeff. [%]			18	54	51	33	44	3	9	9
	WSM 2-16-5	0,03	0,93	5,875	47.979	43.000	19.296	14.000	10.842	9.800	7.800
	WSM 2-5-5	0,02	0,91	5,156	22.227	20.000	12.784	8.700	9.959	9.000	7.600
	WSM 2-10-1	0,03	0,93	4,037	78.849	71.000	35.329	22.000	11.442	10.800	8.400
	Mittelwert	0,03	0,92	5,023	49.685	44.667	22.470	14.900	10.748	9.867	7.933
Var.-koeff. [%]			18	57	57	52	45	7	9	5	

* Bei der Aufstellung von Ermüdungskurven als Ausreißer bewertet

Tab. 4.34: Ergebnisse der Zug-Schwell-Versuche an Probekörpern des Abi 0/16 S

Temperatur T [°C]	Probekörper	Belastung		H _{bit}	Lastwechszahlen				E-Moduln		
		σ_u	$\Delta\sigma$		N _{Br}	N _{Makro}	N _{Rate}	N _{Mikro}	E _{in}	E _{Mikro}	E _{Makro}
		[MPa]		[Vol.-%]							
-15	WSM 3-4-2*	1,69	1,57	5,065	8.957	8.957	6.672	7.000	25.226	25.000	25.000
	WSM 3-14-1*	1,73	1,61	4,240	16.572	14.900	4.367	10.000	27.675	26.000	21.800
	WSM 3-2-2	1,68	1,56	3,377	58.668	57.500	33.426	40.000	21.313	21.000	18.800
	Mittelwert	1,70	1,58	4,227	28.066	27.119	14.822	19.000	24.738	24.000	21.867
	Var.-koeff. [%]			20	95	98	109	96	13	11	14
	WSM 3-9-4	1,69	2,09	5,183	10.832	10.832	5.170	7.100	21.642	19.900	18.300
	WSM 3-12-3	1,73	2,05	3,926	9.287	9.287	7.271	6.200	18.651	16.900	16.300
	WSM 3-11-3	1,69	2,09	3,573	8.437	8.437	5.872	5.650	21.166	21.000	20.800
	Mittelwert	1,70	2,07	4,227	9.519	9.519	6.104	6.317	20.486	19.267	18.467
	Var.-koeff. [%]			20	13	13	18	12	8	11	12
	WSM 3-6-1	1,70	2,60	4,594	3.738	3.738	3.362	3.738	20.692	0	0
	WSM 3-14-3	1,79	2,76	4,201	4.247	4.247	3.068	4.000	23.362	21.700	20.500
	WSM 3-11-4	1,73	2,67	3,337	8.858	8.750	5.673	8.100	23.377	22.400	21.600
	Mittelwert	1,74	2,67	4,044	5.614	5.578	4.034	5.279	22.477	14.700	14.033
	Var.-koeff. [%]		-	16	50	49	35	46	7	87	87
-2,5	WSM 3-15-1	0,34	1,47	4,711	71.947	65.000	29.671	26.000	21.588	16.900	20.000
	WSM 3-11-1	0,33	1,44	3,600	87.774	82.000	25.212	30.000	20.535	15.700	17.500
	WSM 3-7-1	0,33	1,43	3,023	111.116	101.000	38.585	33.000	22.638	21.400	17.600
	Mittelwert	0,33	1,45	3,778	90.279	82.667	31.156	29.667	21.587	18.000	18.367
	Var.-koeff. [%]			23	22	22	22	12	5	17	8
	WSM 3-12-1	0,33	1,90	4,790	12.128	11.100	4.571	6.500	19.183	17.800	15.100
	WSM 3-10-4	0,33	1,91	3,926	32.369	29.200	9.079	12.100	19.474	18.300	15.000
	WSM 3-2-1	0,33	1,91	3,298	23.556	21.500	9.277	7.500	18.678	17.800	14.400
	Mittelwert	0,33	1,91	4,005	22.684	20.600	7.642	8.700	19.112	17.967	14.833
	Var.-koeff. [%]			19	45	44	35	34	2	2	3
	WSM 3-9-1	0,33	2,37	4,751	2.323	2.060	1.762	1.100	17.171	16.800	16.000
	WSM 3-13-1	0,33	2,38	3,887	7.243	6.900	2.566	4.000	17.034	16.400	14.000
	WSM 3-16-3	0,34	2,42	3,298	11.549	10.500	4.367	4.700	19.647	18.400	15.200
	Mittelwert	0,34	2,39	3,979	7.038	6.487	2.898	3.267	17.951	17.200	15.067
	Var.-koeff. [%]			18	66	65	46	58	8	6	7
+10	WSM 3-15-2	0,03	0,59	4,711	156.361	132.000	53.617	46.000	14.084	12.300	9.700
	WSM 3-10-3	0,03	0,59	3,730	346.067	314.000	149.460	100.000	16.620	16.000	11.000
	WSM 3-3-2	0,03	0,59	3,377	200.893	175.000	99.908	118.000	15.215	13.900	11.800
	Mittelwert	0,03	0,59	3,939	234.440	207.000	100.995	88.000	15.306	14.067	10.833
	Var.-koeff. [%]			18	42	46	47	43	8	13	10
	WSM 3-6-3	0,03	0,78	4,672	86.647	80.000	37.632	36.000	12.748	11.700	9.200
	WSM 3-13-3	0,03	0,78	3,612	51.757	45.000	22.906	20.900	13.136	12.000	9.600
	WSM 3-16-2	0,03	0,77	3,141	144.769	133.000	58.824	44.000	13.610	12.200	9.600
	Mittelwert	0,03	0,78	3,808	94.391	86.000	39.787	33.633	13.165	11.967	9.467
	Var.-koeff. [%]			21	50	52	45	35	3	2	2
	WSM 3-4-3	0,04	0,99	5,065	20.550	19.000	8.978	7.000	11.574	10.800	8.500
	WSM 3-10-2	0,03	0,97	4,319	30.489	27.600	12.182	10.000	12.227	12.000	8.900
	WSM 3-13-2	0,03	0,98	3,416	13.342	11.300	6.574	2.500	13.118	12.000	8.800
	Mittelwert	0,03	0,98	4,266	21.460	19.300	9.245	6.500	12.306	11.600	8.733
	Var.-koeff. [%]			19	40	42	30	58	6	6	2

* Bei der Aufstellung von Ermüdungskurven als Ausreißer bewertet

Tab. 4.35: Ergebnisse der Zug-Schwell-Versuche an Probekörpern der AT 0/22 CS

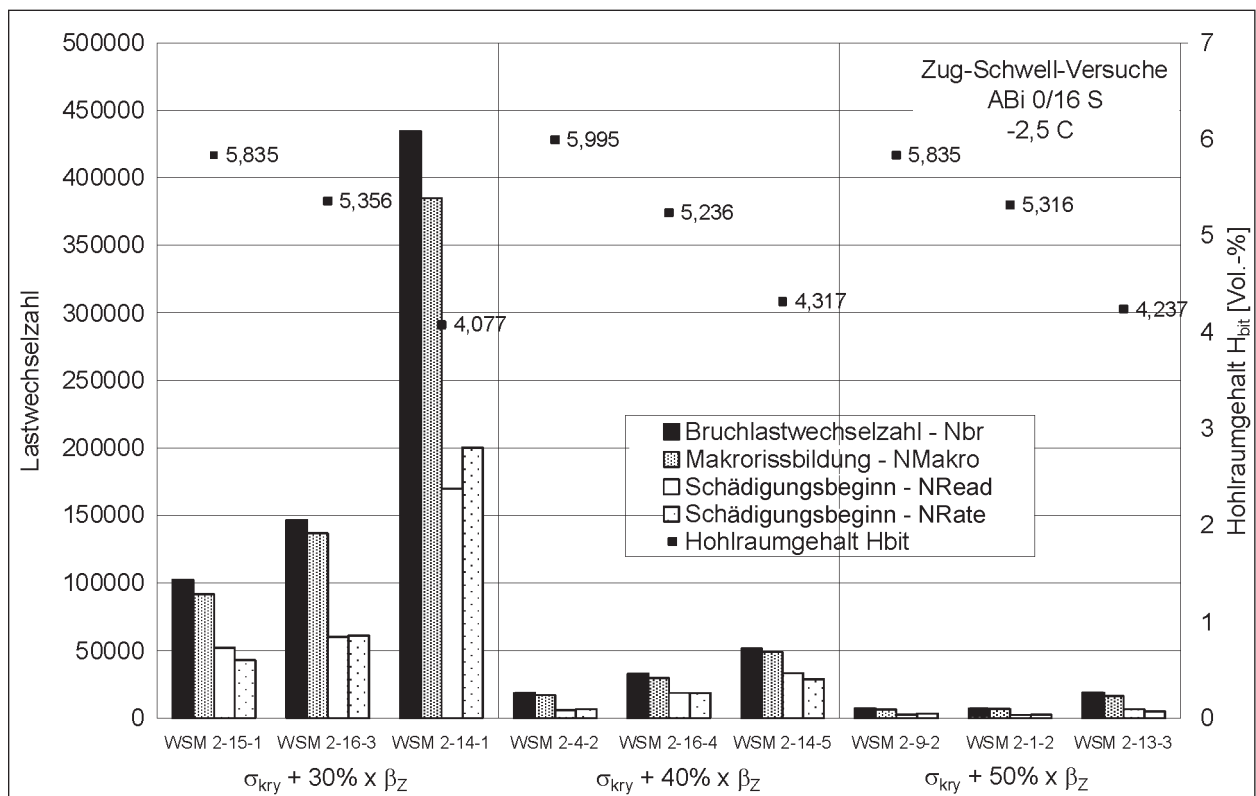


Bild 4.67: Lastwechselzahlen und Hohlraumgehalt im Vergleich (ABi 0/16 S; -2,5 °C)

gert wird. Bei weiteren sechs Versuchskombinationen zeigt die Hohlraumabhängigkeit einen plausiblen Trend, wobei jeweils ein Wert aus der Reihung ausbricht (vgl. Bild A.6.3-4).

Durch dieses sensible Verhalten der Zug-Schwell-Versuche auf Unterschiede im Hohlraumgehalt sind die hohen Variationskoeffizienten der bei gleichen Versuchsbedingungen ermittelten Lastwechselzahlen zu erklären, die mittlere Werte von 61 % (SMA), 65 % (Abi) und 47 % (ATS) aufweisen. Bei der Versuchstemperatur von -15 °C erzeugen große Schwankungen der Messwerte sogar Variationskoeffizienten von über 100 %. Bei einigen Temperatur/Lastklassenkombinationen konnten mit je drei durchgeführten Versuchen auch nah beieinander liegende Bruchlastwechselzahlen erreicht werden, wie einige deutlich bessere Variationskoeffizienten zeigen.

ARAND schildert in [2] den hohen Einfluss des Hohlraumgehaltes auf die Dauerhaftigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphaltbeton. Er beschreibt eine Abhängigkeit der Bruchlastwechselzahlen im axialen Zug-Schwell-Versuch vom Hohlraumgehalt in Form einer Potenzfunktion mit einem Koeffizienten A und einem Exponenten B der Form:

$$N_{br} = A \cdot H_{bit}^B \quad \text{Gl 4.15}$$

Bild 4.68 zeigt die Bruchlastwechselzahlen der am SMA 0/11 S durchgeführten Zug-Schwell-Versuche in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt des jeweiligen Probekörpers. Zusätzlich sind die Graphen als Potenzfunktionen eingezeichnet, mit der sich jeweils drei Versuchsergebnisse bei gleicher Temperatur und Belastung beschreiben lassen. Abgesehen von den Versuchen bei -15 °C und einer Spannungsdifferenz von 30 % der Zugfestigkeit zeigen alle ermittelten Bruchlastwechselzahlen eine einheitliche Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt der jeweiligen Probekörper.

In Bild 4.69 und Bild 4.70 sind die Koeffizienten A und die Exponenten B dieser Regressionsfunktionen über der Oberlast dargestellt. Die Koeffizienten A zeigen eine deutliche Abhängigkeit von der Oberlast. Dies ist deshalb anschaulich, da der Koeffizient A die Lastwechselzahl beschreibt, bei der ein Probekörper mit einem Hohlraumgehalt von $H_{bit} = 1,0$ brechen würde. Die eingezeichneten Regressionslinien sind mit WÖHLER-Linien vergleichbar. Im Gegensatz dazu ist für den Exponenten B keine Abhängigkeit von der Belastung festzustellen (Bild 4.70).

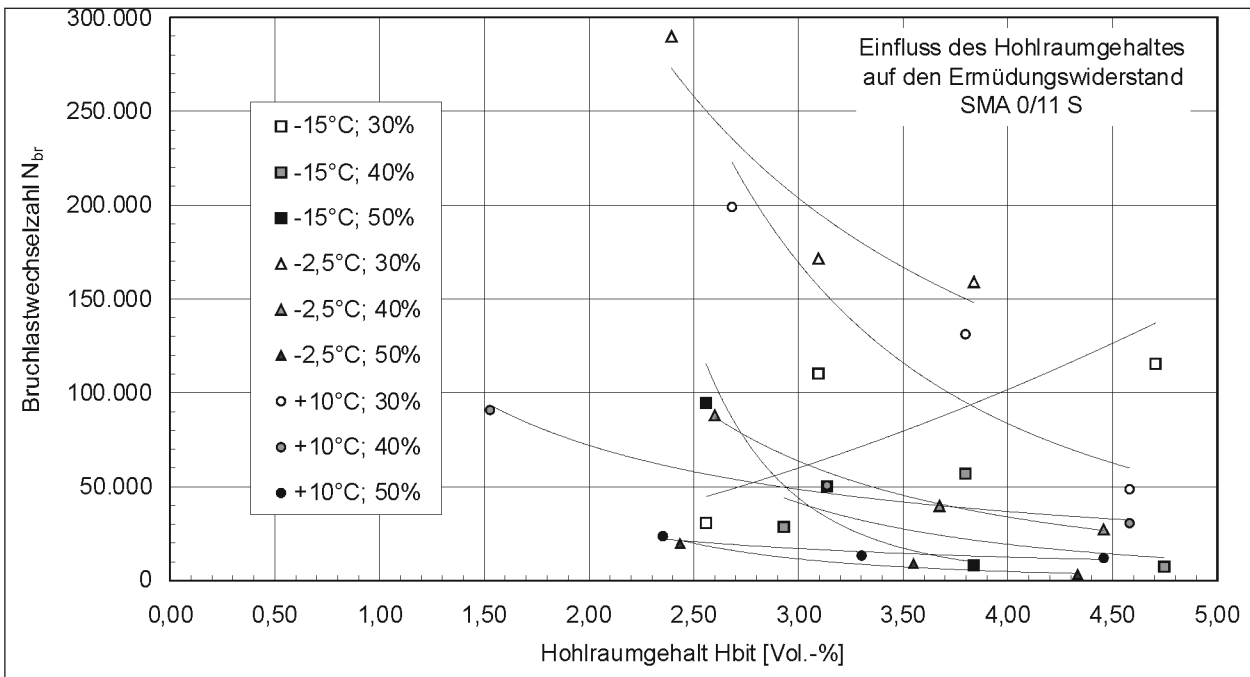


Bild 4.68: Einfluss des Hohlraumgehaltes H_{bit} auf die Bruchlastwechselzahl N_{br} bei den axialen Zug-Schwell-Versuchen am SMA 0/11 S

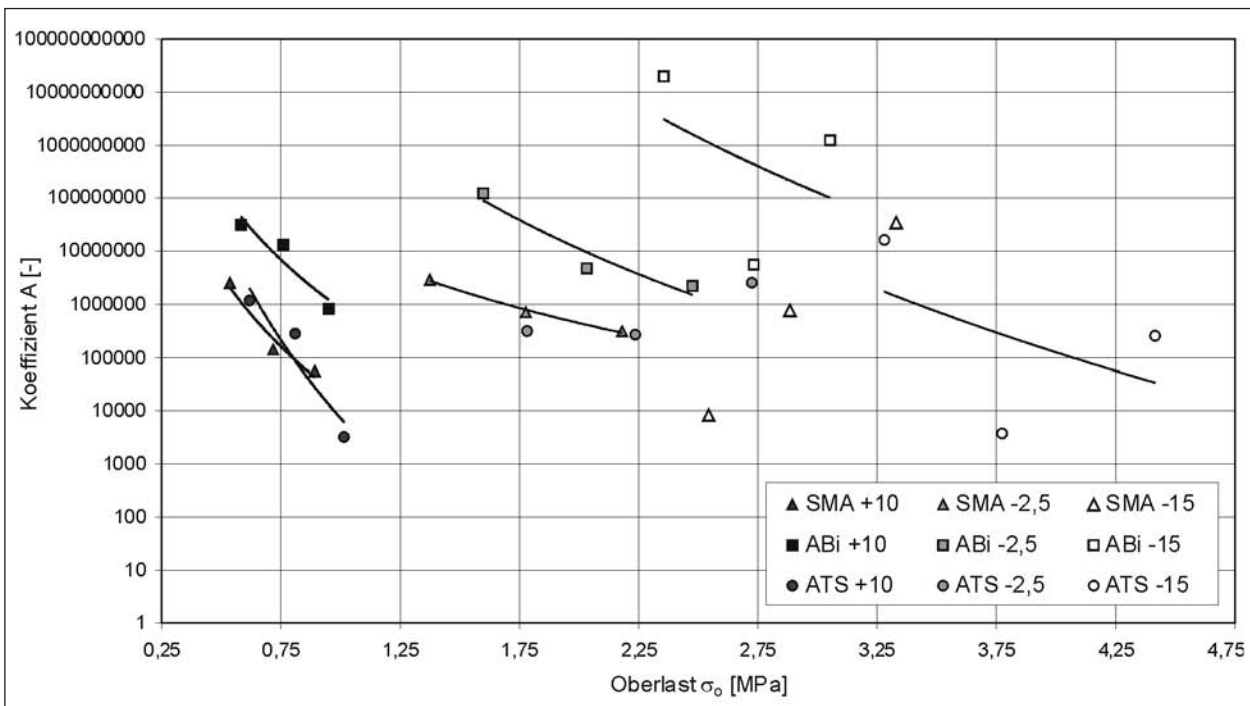


Bild 4.69: Abhängigkeit des Koeffizienten A der Regressionsfunktionen von der Oberlast

B beschreibt die „Stärke“ des Einflusses aus Änderungen des Hohlraumgehaltes auf die ermittelten Lastwechselzahlen. Aus den für verschiedene Oberlasten ermittelten Exponenten wurde ein Mittelwert \bar{B} gebildet, sodass je Mischgut und Temperatur nur ein Exponent verwendet wird. Zum Ausgleich des Hohlraumeinflusses wurde die Lastwechselzahl eines Versuchs N_i in Abhängigkeit

vom Hohlraumgehalt des verwendeten Probekörpers $H_{bit,i}$, des für alle verwendeten Probekörper gemittelten Hohlraumgehaltes \bar{H}_{bit} , des für die Temperatur und Oberlast ermittelten Koeffizienten A sowie des für die Temperatur gebildeten \bar{B} nach folgender Gleichung zu N_i^* korrigiert:

$$N_i^* = N_i + \left(A \cdot \bar{H}_{bit}^{\bar{B}} - A \cdot H_{bit,i}^{\bar{B}} \right) \quad \text{Gl 4.16}$$

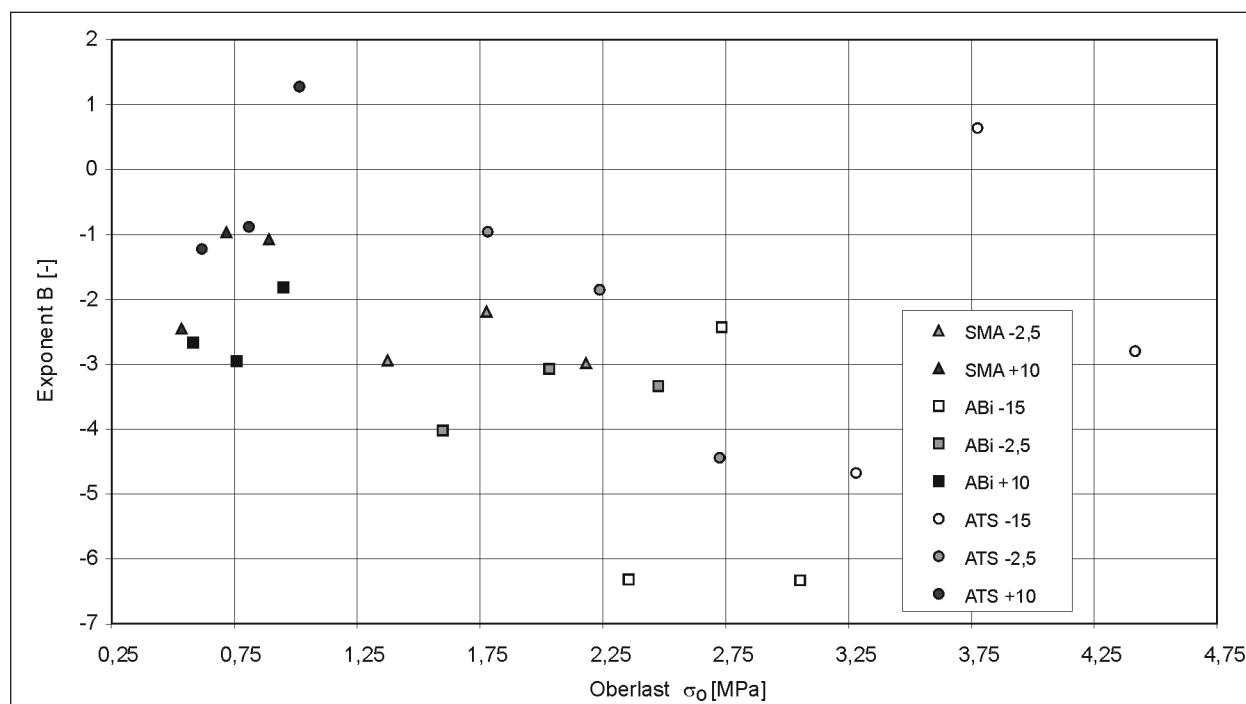


Bild 4.70: Exponent B der Regressionsfunktionen

Da die Exponenten B gegenüber den in Bild 4.68 dargestellten Regressionsfunktionen durch Mittelwertbildung verändert wurden, mussten die verwendeten Koeffizienten A unter Verwendung der lastunabhängigen Exponenten \bar{B} durch Minimierung der Abweichungsquadratsummen zu A^* erneut optimiert werden. In Tabelle 4.36 sind die zur Korrektur der Lastwechselzahlen N_{br} , N_{Makro} und N_{Mikro} verwendeten Regressionsparameter A^* und B zusammengestellt.

Die nach Gleichung 4.2 unter Verwendung der in Tabelle 4.36 zusammengefassten Regressionsparameter berechneten korrigierten Lastwechselzahlen sind in Tabelle 4.37 bis 4.39 zusammengestellt. Zum Vergleich wurden die tatsächlichen Versuchsergebnisse auch in den Tabellen ergänzt. Durch die Korrektur in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt können die Variationskoeffizienten entscheidend verbessert werden. Bis auf die Versuche am SMA 0/11 S bei -15 °C ergibt sich bei den korrigierten Lastwechselzahlen der plausible Abfall der erreichten Lastwechselzahl mit ansteigender Belastung.

Bei drei Versuchskombinationen (SMA/ -15 °C /2,54 MPa, ATS/ -15 °C /3,77 MPa und ATS/ $+10\text{ °C}$ /1,01 MPa) zeigen die Lastwechselzahlen einen Anstieg bei abnehmendem Hohlraumgehalt, sodass für diese Fälle keine Korrektur durchgeführt werden kann. Die Werte der Koeffizienten A^* zeigen bei den

Versuchen am Splittmastixasphalt und an der Asphalttragschicht bei jeweils -15 °C un plausible Zusammenhänge mit der aufgetragenen Oberlast festgestellt werden. Bei allen anderen Versuchskombinationen kann ein Abfall von A^* bei ansteigender Oberlast festgestellt werden. Der Betrag des Exponenten \bar{B} nimmt bei allen untersuchten Gemischen mit ansteigender Versuchstemperatur ab. Der Einfluss des Hohlraumgehaltes auf die Ergebnisse des Ermüdungsversuches ist bei tiefen Temperaturen größer als bei hohen Temperaturen.

Da die Versuchsergebnisse zur Erarbeitung eines Stoffgesetzes benutzt werden, welches das Material der Versuchsstrecke beschreibt, das auch den hohen Schwankungen des Hohlraumgehaltes unterliegt, werden die unkorrigierten Versuchsergebnisse zur Modellierung verwendet. Für die Implementierung der Untersuchungsergebnisse in das Stoffmodell wird deshalb jeweils der Mittelwert aus drei Versuchen der gleichen Temperatur-/Belastungskombination verwendet, wobei der Streuung der Ergebnisse Beachtung geschenkt werden muss.

Für das Materialverhalten unter wiederholter Belastung ist nicht nur die ertragbare Lastwechselzahl bis zum Bruch des Probekörpers von Bedeutung. Wie bereits erläutert, können im Zug-Schwell-Versuch auch die Lastwechselzahlen ermittelt werden, bei denen es zur Bildung von Mikrorissen N_{Mikro}

	T [°C]	σ_o [MPa]	N_{br}		N_{Makro}		N_{Mikro}	
			A*	\bar{B}	A*	\bar{B}	A*	\bar{B}
SMA 0/11 S	-15	2,54	-	-	-	-	-	-
		2,88	790.875	-4,356	742.692	-4,261	670.741	-3,468
		3,33	5.921.504		4.929.206		732.881	
	-2,5	1,37	1.520.373		1.277.420		352.838	
		1,78	1.052.077	-2,705	719.867	-2,195	146.394	-1,869
		2,18	218.191		142.338		39.931	
	+10	0,54	1.096.306		843.665		239.160	
		0,72	133.015	-1,498	115.978	-1,461	27.642	-1,198
		0,89	71.255		57.211		6.539	
ABi 0/16 S	-15	2,36	2.685.415.524		2.449.929.061		1.064.252.620	
		2,73	187.993.578	-5,024	169.094.107	-4,992	89.882.634	-4,724
		3,05	295.100.107		273.917.594		97.343.980	
	-2,5	1,60	61.813.374		50.103.868		41.793.995	
		2,03	7.510.362	-3,476	6.773.980	-3,415	11.596.529	-3,962
		2,48	2.843.551		2.188.931		1.891.402	
	+10	0,58	17.315.941		13.836.892		2.276.650	
		0,76	7.237.964	-2,479	5.399.689	-2,391	1.185.734	-1,874
		0,95	2.163.532		1.764.303		274.143	
ATS 0/22 CS	-15	3,28	6.213.439		5.889.720		3.116.447	
		3,77	-	-3,738	-	-3,703	-	-3,465
		4,42	682.500		643.316		442.878	
	-2,5	1,78	865.179		815.426		85.801	
		2,24	295.723	-2,417	277.332	-2,448	11.033	-1,684
		2,72	279.565		262.396		57.809	
	+10	0,62	953.224		932.910		1.198.514	
		0,81	478.656	-1,054	442.530	-1,101	76.959	-1,548
		1,01	-		-		-	

Tab. 4.36: Regressionsparameter A* und \bar{B} bei der Korrektur der Lastwechselzahlen

kommt, sodass fortschreitende (tertiäre) Dehnung auftritt, sowie die Ermüdungslastwechselzahl N_{Makro} , bei der sich die Mikrorisse zu einem Makroriss formieren.

Bild 4.71 zeigt die Abschnitte der Materialermüdung während der Zug-Schwell-Versuche. Dargestellt sind die Bereiche zur Bildung des Mikrorisses (die ertragbaren Lastwechsel, bis sich eine Schädigung des Probekörpers durch Mikrorissbildung andeutet N_{Mikro}), die Bereiche zur Bildung des Makrorisses, in denen sich die entstandenen Mikrorisse zu einem Makroriss zusammenfügen ($N_{Makro} - N_{Mikro}$) und den Bereich des Makrorisswachstums, in dem die entstandenen Makrorisse bis zum endgültigen Versagen des Probekörpers anwachsen ($N_{br} - N_{Makro}$). Dabei wurden für jedes Material und jede Temperatur jeweils neun Versuchsergebnisse unterschiedlicher Belastungsklassen zusammengefasst. Die einzelnen Säulen wurden zu der jeweils ertragenen Bruchlastwechselzahl normiert, sodass in dieser Darstellung keine Aussagen über die absolut ertragenen Lastwechsel getroffen werden.

Bild 4.71 zeigt einheitlich für alle Materialien, dass während des Versuchsverlaufs bei Asphaltkörpertemperaturen von +10 °C bereits nach annähernd 30 % der Versuchsdauer erste Mikrorisse auftreten. Bei der nächsttieferen Temperatur von -2,5 °C treten diese ersten Schädigungsmerkmale auch früh nach ca. 40 % der ertragenen Lastwechsel auf. Bei einer Versuchstemperatur von -15 °C treten Mikrorisse erst nach der mehr als der Hälfte der Versuchsdauer auf. Der Bereich zur Bildung des Makrorisses nimmt bei Temperaturen von +10 °C und -2,5 °C etwa den gleichen Anteil von ca. 50 % der Versuchsdauer ein. Bei einer tiefen Temperatur von -15 °C beträgt dagegen dieser Anteil nur ca. 30–40 %. Dieser schnelle Versagensablauf führt auch zu sehr schnellem Risswachstum, das auf sprödes Materialverhalten hindeutet. Werden die einzelnen Versuchsergebnisse aus den Ergebnistabellen (Tabellen 4.33 bis 4.35) hinzugezogen, wird ersichtlich, dass für einige Versuche bei -15 °C die Ermüdungslastwechselzahl N_{fat} wegen eines bereits aufgetreten Bruches nicht ermittelt werden konnte. In diesen Fällen wurde sie der Bruchlastwechselzahl gleichgesetzt (z. B. bei Probekörper WSM

Temperatur [°C]	Oberlast σ_o [MPa]	PK	Korrigierte Lastwechselzahlen			Originale Lastwechselzahlen		
			N^*_{br}	N^*_{Makro}	N^*_{Mikro}	N_{br}	N_{Makro}	N_{Mikro}
-15	2,53	WSM 1-11-3	Keine Korrektur möglich!			115.504	115.504	70.050
	2,55	WSM 1-4-2				110.215	103.000	72.000
	2,56	WSM 1-8-5				30.642	30.000	23.500
	Mittelwert					85.454	82.835	55.183
	Var.-Koeff.					56 %	56 %	50 %
	2,90	WSM 1-15-1	10.409	10.543	11.740	7.405	7.405	5.000
	2,86	WSM 1-12-5	58.498	58.555	30.204	56.965	56.965	27.000
	2,88	WSM 1-1-5	25.120	25.038	16.648	28.537	28.537	23.000
	Mittelwert		31.342	31379	19.531	30.969	30.969	18.333
	Var.-Koeff.		78,6 %	78,5 %	49,0 %	80 %	80 %	64 %
	3,31	WSM 1-16-2	20.377	19.255	10.365	8.085	7.950	6.600
	3,33	WSM 1-12-1	38.703	35.994	29.562	50.232	46.500	32.800
	3,34	WSM 1-5-2	24.866	23.286	14.291	94.530	86.000	31.800
	Mittelwert		27.982	26.179	18073	50.949	46.817	23.733
Var.-Koeff.		34,1 %	33,4 %	56,1 %	85 %	83 %	63 %	
-2,5	1,36	WSM 1-9-5	175.254	159.143	73.047	159.098	138.000	65.500
	1,39	WSM 1-4-3	156.106	126.898	47.414	171.513	146.000	54.000
	1,36	WSM 1-1-3	202.462	174.828	81.082	289.724	275.000	114.000
	Mittelwert		177.623	153.623	67.181	206.778	186.333	77.833
	Var.-Koeff.		13,1 %	15,9 %	26,2 %	35 %	41 %	41 %
	1,77	WSM 1-14-5	47.632	46.729	14.420	27.248	24.300	8.400
	1,77	WSM 1-13-1	47.407	43.107	21.516	39.721	35.000	19.400
	1,79	WSM 1-2-3	47.559	45.637	16.443	88.054	84.500	26.000
	Mittelwert		47.532	45.158	17.460	51.674	47.933	17.933
	Var.-Koeff.		0,2 %	4,1 %	20,9 %	62 %	67 %	50 %
	2,16	WSM 1-16-4	7.195	7.365	2.880	3.271	3.271	1.370
	2,19	WSM 1-13-3	9.984	8.763	3.345	9.018	7.800	3.000
	2,19	WSM 1-7-1	8.149	7.810	3.020	19.742	18.200	6.500
	Mittelwert		8.443	7.979	3.082	10.677	9.757	3.623
Var.-Koeff.		16,8 %	9,0 %	7,7 %	78 %	78 %	72 %	
+10	0,54	WSM 1-15-2	112.896	90.719	34.861	48.635	40.000	18.000
	0,54	WSM 1-9-2	159.009	126.904	55.620	131.170	105.000	48.500
	0,53	WSM 1-7-3	125.424	100.477	40.157	199.018	158.000	58.000
	Mittelwert		132443	106.033	43.546	126.274	101.000	41.500
	Var.-Koeff.		18,0 %	17,7 %	24,8 %	60 %	59 %	50 %
	0,71	WSM 1-15-5	38.332	32.572	13.949	30.535	25.600	12.000
	0,72	WSM 1-4-1	48.090	39.694	13.385	50.686	42.000	14.000
	0,72	WSM 1-6-2	41.741	35.039	13.766	90.887	78.000	24.000
	Mittelwert		42.721	35.769	13.700	57.369	48.533	16.667
	Var.-Koeff.		11,6 %	10,1 %	2,1 %	54 %	55 %	39 %
	0,90	WSM 1-11-1	15.934	13.987	5.626	12.063	10.800	5.200
	0,88	WSM 1-4-5	12.948	10.840	3.954	13.388	11.200	4.000
	0,89	WSM 1-6-1	15.404	13.437	5.371	23.720	20.200	6.200
	Mittelwert		14.762	12.754	4.983	16.390	14.067	5.133
Var.-Koeff.		10,8 %	13,2 %	18,1 %	39 %	38 %	21 %	

Tab. 4.37: Korrigierte Lastwechselzahlen der Zug-Schwell-Versuche am SMA 0/11 S

Temperatur [°C]	Oberlast σ_0 [MPa]	PK	Korrigierte Lastwechselzahlen			Originale Lastwechselzahlen		
			N_{br}^*	N_{Makro}^*	N_{Mikro}^*	N_{br}	N_{Makro}	N_{Mikro}
-15	2,34	WSM 2-6-3	578.856	558.005	372.620	172.981	169.000	120.000
	2,35	WSM 2-12-4	846.298	810.726	580.506	714.896	685.000	500.000
	2,37	WSM 2-11-1	672.222	646.019	443.556	1.767.834	1.690.000	1.090.000
	Mittelwert		699.125	671.583	465.561	885.237	848.000	570.000
	Var.-Koeff.		19,4 %	19,1 %	22,7 %	92 %	91 %	86 %
	2,73	WSM 2-4-1	94.149	90.024	64.757	61.334	59.000	40.000
	2,75	WSM 2-15-3	103.970	103.000	63.855	86.680	86.680	51.000
	2,72	WSM 2-2-4	97.250	94.110	64.480	135.397	130.000	92.000
	Mittelwert		98.456	95.711	64.364	94.470	91.893	61.000
	Var.-Koeff.		5,1 %	6,9 %	0,7 %	40 %	39 %	45 %
	3,06	WSM 2-8-3	61.515	60.196	34.457	19.262	19.000	12.600
	3,04	WSM 2-5-4	13.460	13.403	8.521	25.900	25.500	14.800
	3,06	WSM 2-14-2	53.106	52.070	30.239	164.410	160.000	85.000
	Mittelwert		42.694	41.890	24.406	69.857	68.167	37.467
	Var.-Koeff.		60,1 %	59,7 %	57,0 %	117 %	117 %	110 %
-2,5	1,60	WSM 2-15-1	176.274	157.298	76.966	102.337	92.000	52.000
	1,60	WSM 2-16-3	173.993	161.010	69.376	146.742	137.000	60.000
	1,59	WSM 2-14-1	175.391	158.730	73.955	434.586	385.000	170.000
	Mittelwert		175.219	159.013	73.432	227.888	204.667	94.000
	Var.-Koeff.		0,7 %	1,2 %	5,2 %	79 %	77 %	70 %
	2,02	WSM 2-4-2	28.894	27.375	14.013	18.446	17.100	6.000
	2,02	WSM 2-16-4	33.949	31.079	19.592	32.440	29.600	18.400
	2,05	WSM 2-14-5	30.177	28.307	15.522	51.434	49.000	33.200
	Mittelwert		30.007	28.920	16.376	34.107	31.900	19.200
	Var.-Koeff.		8,5 %	6,7 %	17,6 %	49 %	50 %	71 %
	2,47	WSM 2-9-2	10.362	9.143	3.630	6.961	6.290	2.500
	2,48	WSM 2-1-2	8.008	7.665	2.351	6.974	6.800	2.000
	2,48	WSM 2-13-3	9.550	8.635	3.174	18.782	16.300	6.500
	Mittelwert		9.307	8.481	3051	10.906	9.797	3.667
	Var.-Koeff.		12,9 %	8,9 %	21,2 %	63 %	58 %	67 %
+10	0,58	WSM 2-6-2	291.756	265.391	121.167	215.378	197.000	100.000
	0,58	WSM 2-16-2	662.872	560.073	177.327	672.898	569.000	180.000
	0,58	WSM 2-13-1	386.882	339.949	134.257	619.645	545.000	192.000
	Mittelwert		447.170	388.471	14.4250	502.640	437.000	157.333
	Var.-Koeff.		43,1 %	39,4 %	20,4 %	50 %	48 %	32 %
	0,76	WSM 2-6-1	102.297	91.496	42.140	67.272	62.200	30.000
	0,76	WSM 2-5-2	112.384	100.590	45.237	111.675	100.000	45.000
	0,75	WSM 2-10-5	105.087	93.981	42.926	202.380	174.000	73.000
	Mittelwert		106.589	95.356	43.434	127.109	112.067	49.333
	Var.-Koeff.		4,9 %	4,9 %	3,7 %	54 %	51 %	44 %
	0,96	WSM 2-16-5	58.449	52.572	16.807	47.979	43.000	14.000
	0,93	WSM 2-5-5	22.439	20.193	8.755	22.227	20.000	8.700
	0,95	WSM 2-10-1	48.125	43.393	14.680	78.849	71.000	22.000
	Mittelwert		43.004	38.719	13.414	49.685	44.667	14.900
	Var.-Koeff.		43,1 %	43,1 %	31,1 %	57 %	57 %	45 %

Tab. 4.38: Korrigierte Lastwechselzahlen der Zug-Schwell-Versuche am ABi 0/16 S

Temperatur [°C]	Oberlast σ_o [MPa]	PK	Korrigierte Lastwechselzahlen			Originale Lastwechselzahlen		
			N_{br}^*	N_{Makro}^*	N_{Mikro}^*	N_{br}	N_{Makro}	N_{Mikro}
-15	3,27	WSM 3-4-2	28.450	28.243	20.622	8.957	8.957	7.000
	3,33	WSM 3-14-1	22.438	20.688	14.017	16.572	14.900	10.000
	3,24	WSM 3-2-2	26.824	26.211	18.910	58.668	57.500	40.000
	Mittelwert		25.904	25.047	17.850	28.066	27.119	19.000
	Var.-Koeff.		12,0 %	15,6 %	19,2 %	95 %	98 %	96 %
	3,77	WSM 3-9-4	keine Korrektur möglich!			10.832	10.832	7.100
	3,78	WSM 3-12-3				9.287	9.287	6.200
	3,77	WSM 3-11-3				8.437	8.437	5.650
	Mittelwert					9.519	9.519	6.317
	Var.-Koeff.		13 %	13 %	12 %			
	4,30	WSM 3-6-1	5.180	5.155	5.028	3.738	3.738	3.738
	4,55	WSM 3-14-3	4.782	4.772	4.474	4.247	4.247	4.000
	4,40	WSM 3-11-4	5.037	5.018	4.833	8.858	8.750	8.100
	Mittelwert		5.000	4.981	4.778	5.614	5.578	5.279
Var.-Koeff.		4,0 %	3,9 %	5,9 %	50 %	49 %	46 %	
-2,5	1,81	WSM 3-15-1	81.308	73.537	27.897	71.947	65.000	26.000
	1,78	WSM 3-11-1	78.434	73.447	28.283	87.774	82.000	30.000
	1,76	WSM 3-7-1	81.219	73.534	27.889	111.116	101.000	33.000
	Mittelwert		80.320	73.506	28.023	90.279	82.667	29.667
	Var.-Koeff.		2,0 %	0,1 %	0,8 %	22 %	22 %	12 %
	2,24	WSM 3-12-1	15.601	14.251	6.766	12.128	11.100	6.500
	2,24	WSM 3-10-4	31.703	28.594	12.052	32.369	29.200	12.100
	2,23	WSM 3-2-1	17.206	15.705	7.076	23.556	21.500	7.500
	Mittelwert		21.503	19.517	8.632	22.684	20.600	8.700
	Var.-Koeff.		41,2 %	40,5 %	34,4 %	45 %	44 %	34 %
	2,71	WSM 3-9-1	5.479	4.926	2.437	2.323	2.060	1.100
	2,71	WSM 3-13-1	6.362	6.097	3.652	7.243	6.900	4.000
	2,76	WSM 3-16-3	5.546	5.017	2.479	11.549	10.500	4.700
	Mittelwert		5.795	5.347	2.856	7.038	6.487	3.267
Var.-Koeff.		8,5 %	12,2 %	24,1 %	66 %	65 %	58 %	
+10	0,62	WSM 3-15-2	189.641	163.761	75.741	156.361	132.000	46.000
	0,62	WSM 3-10-3	327.396	296.086	82.341	346.067	314.000	100.000
	0,62	WSM 3-3-2	155.896	131.721	74.322	200.893	175.000	118.000
	Mittelwert		224.311	197.189	77.468	234.440	207.000	88.000
	Var.-Koeff.		40,5 %	44,2 %	5,5 %	42 %	46 %	43 %
	0,81	WSM 3-6-3	102.530	94.322	37.819	86.647	80.000	36.000
	0,81	WSM 3-13-3	38.270	32.766	19.255	51.757	45.000	20.900
	0,81	WSM 3-16-2	111.660	102.863	39.809	144.769	133.000	44.000
	Mittelwert		84.153	76.651	32.294	94.391	86.000	33.633
	Var.-Koeff.		47,5 %	49,9 %	35,1 %	50 %	52 %	35 %
	1,03	WSM 3-4-3	keine Korrektur möglich!			20.550	19.00	7.000
	1,01	WSM 3-10-2				30.489	27.600	10.000
	1,01	WSM 3-13-2				13.342	11.300	2.500
	Mittelwert					21.460	19.300	6.500
Var.-Koeff.		40 %	42 %	58 %				

Tab. 4.39: Korrigierte Lastwechselzahlen der Zug-Schwell-Versuche an der ATS 0/22 CS

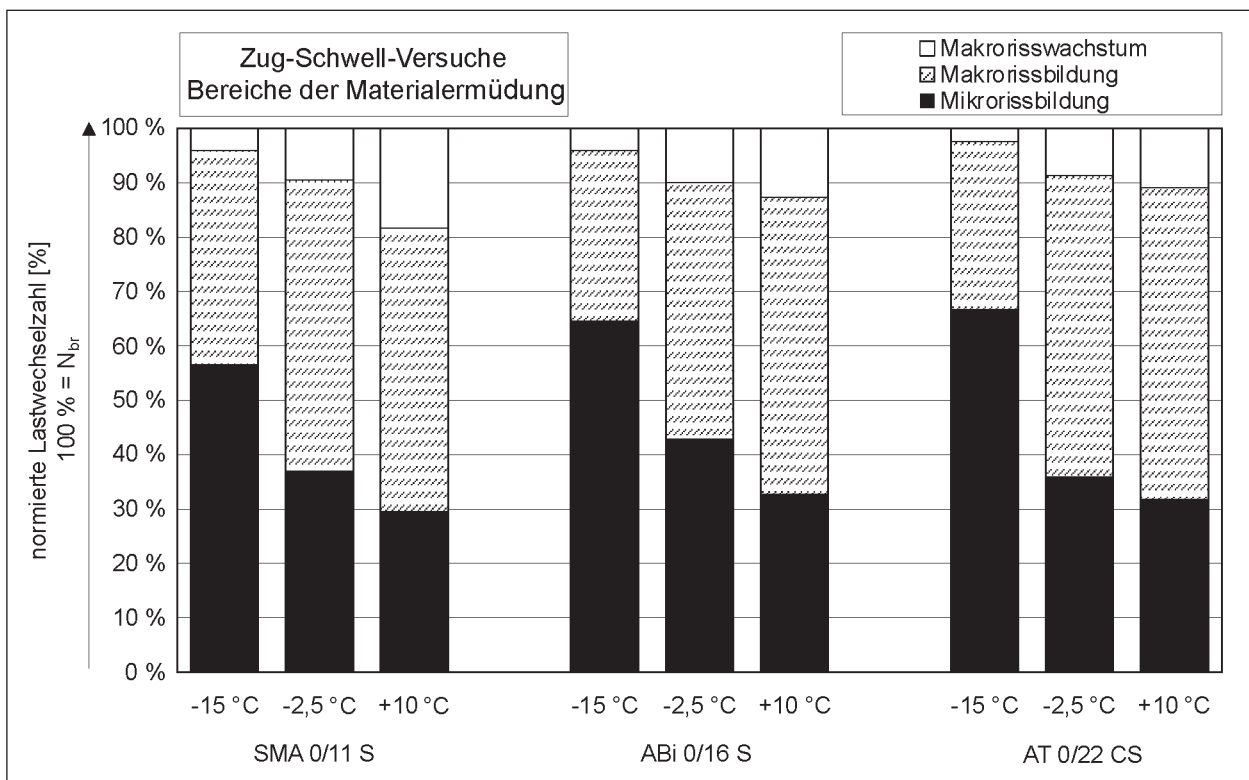


Bild 4.71: Bereiche der Materialermüdung während der Zug-Schwell-Versuche

1-11-3). Bei höheren Temperaturen kann der Vorgang des Makrorisswachstums mehr als 10 % der Versuchsdauer einnehmen. Ein endgültiges Versagen des Probekörpers tritt erst nach einer Periode des viskosen Fließens ein.

4.3.3.2 Ermüdungskurven

Bild 4.67 zeigt deutlich, dass die Lastwechselzahlen bis zum Erreichen eines Schadenfalls mit zunehmender Belastung abnehmen. Dieser Zusammenhang lässt sich auch mit Hilfe von WÖHLER-Linien veranschaulichen. Bild 4.72 zeigt die temperaturabhängigen WÖHLER-Linien für den ABi 0/16 S, bei denen die aufgebrachte Oberspannung so in Abhängigkeit von der je Versuch erreichten Bruchlastwechselzahl aufgetragen sind. Bei der Erstellung der Potenzfunktion für die Versuche bei -15 °C wurden die beiden als Ausreißer gekennzeichneten Werte aus Plausibilitätsgründen nicht berücksichtigt, da dadurch ein erheblich besserer Regressionskoeffizient erreicht werden konnte. In Tabelle 4.34 sind die betroffenen Versuche mit einem * markiert.

Das Ermüdungsverhalten des Asphaltbinders scheint bei -15 °C deutlich besser zu sein als bei höheren Temperaturen, da das Material trotz höherer aufgebrachter Oberspannungen ähnliche

Bruchlastwechselzahlen aufweist. Dabei muss jedoch beachtet werden, dass die hohen Unterschiede in der Oberspannung vor allem durch die während des Versuchs konstant gehaltene Unterspannung entstehen. Bild 4.73 zeigt die WÖHLER-Linien der gleichen Versuchsergebnisse, bei denen die Bruchlastwechselzahl in Abhängigkeit von der Spannungsdifferenz zwischen Ober- und Unterspannung aufgetragen wurde. Bei dieser Darstellung kann ein Vergleich des temperaturabhängigen Materialverhaltens eher erfolgen, da der große Einfluss der kryogenen Spannung auf die Darstellung der Versuchsergebnisse nicht mehr auftritt. Als Ergebnis rücken die WÖHLER-Linien des ABi 0/16 S von -15 °C und -2,5 °C dicht aneinander, während das Ermüdungsverhalten bei +10 °C weiterhin deutlich schlechter erscheint.

Eine weitere Darstellungsform der WÖHLER-Linien ist das Auftragen der Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit von der gemessenen elastischen Anfangsdehnung. Dabei wird nicht die aufgebrachte Belastung zum Vergleich des Ermüdungsverhaltens herangezogen, sondern die gemessene Dehnung beim Versuchsbeginn als Reaktion des Probekörpers auf die Belastung.

Bild 4.74 zeigt die Bruchlastwechselzahl in den Zug-Schwell-Versuchen am Asphaltbindermaterial

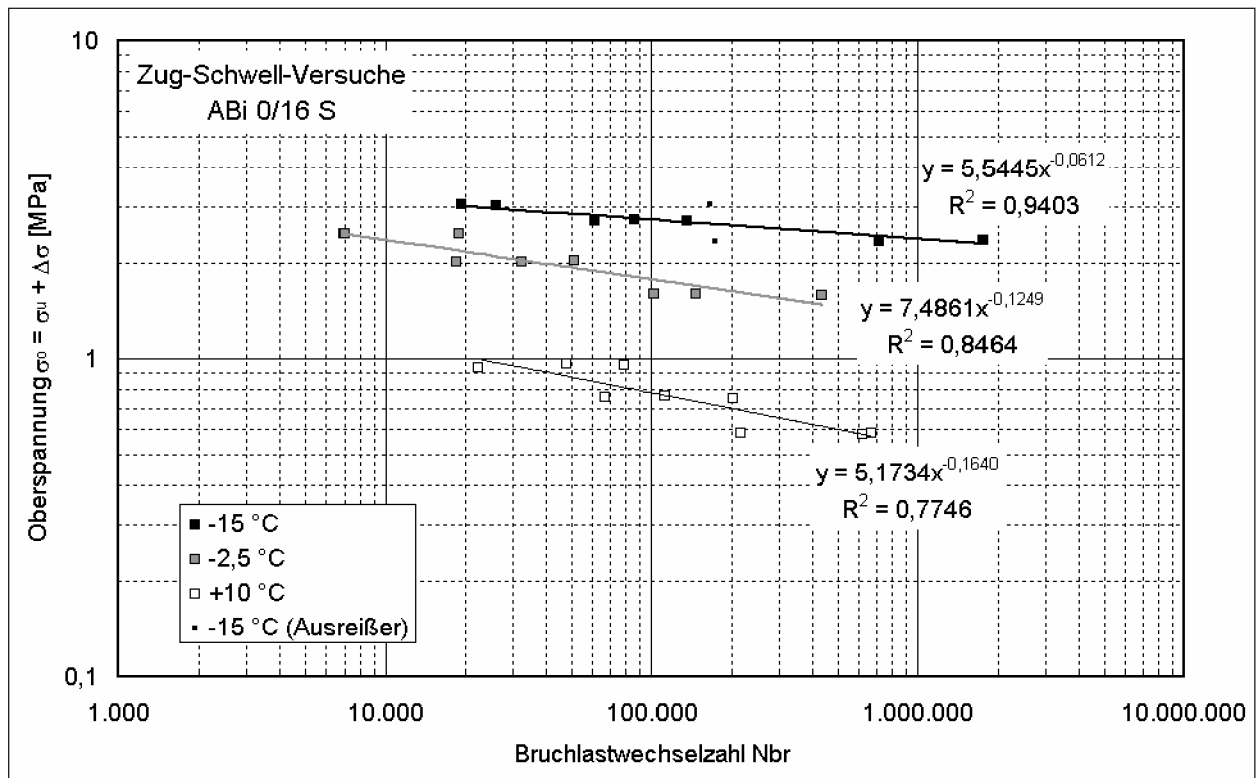


Bild 4.72: WÖHLER-Linien der Bruchlastwechselzahl in Abhängigkeit von der Oberspannung für Zug-Schwell-Versuchsergebnisse des ABI 0/16 S

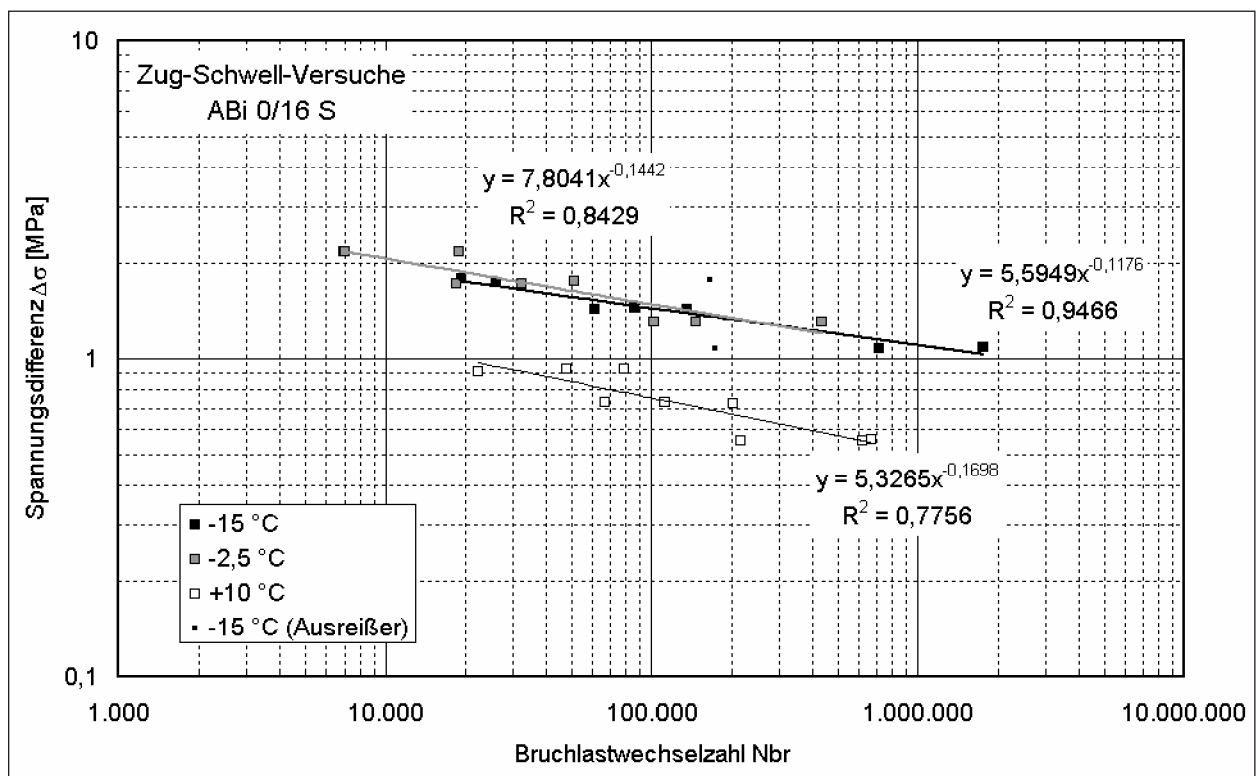


Bild 4.73: WÖHLER-Linien der Bruchlastwechselzahl in Abhängigkeit von der Spannungsdifferenz für Zug-Schwell-Versuchsergebnisse des ABI 0/16 S

in Abhängigkeit von der gemessenen Dehnungsdifferenz infolge der schwelenden mechanogenen

Last. Die WÖHLER-Linien aller drei untersuchten Temperaturen fallen in dieser Darstellungsform eng

zusammen. Der Einfluss der Temperatur kann durch die unterschiedlichen Steifigkeiten des As-

phaltmaterials, die sich auf die gemessenen Dehnungen auswirken, stark verringert werden. In die-

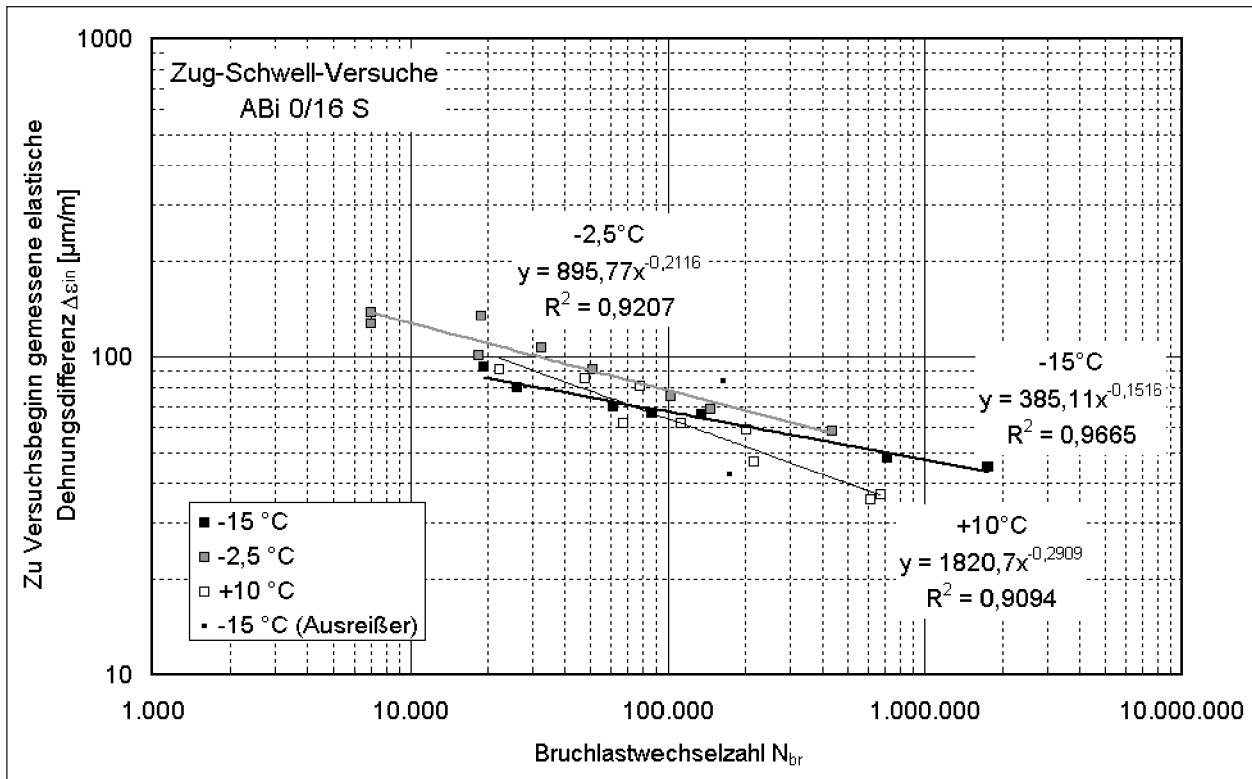


Bild 4.74: WÖHLER-Linien der Bruchlastwechselzahl in Abhängigkeit von der elastische Anfangsdehnung für Zug-Schwell-Versuchsergebnisse des ABi 0/16 S

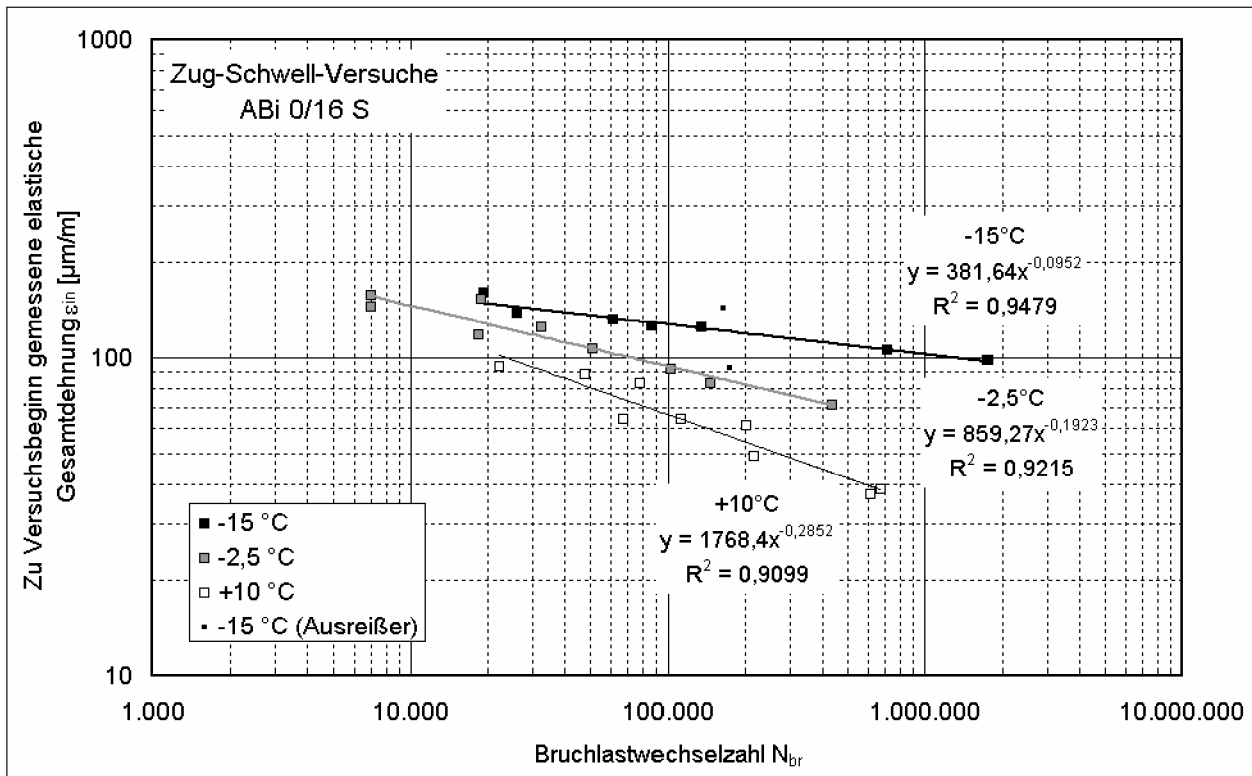


Bild 4.75: WÖHLER-Linien der Bruchlastwechselzahl in Abhängigkeit von der elastischen Gesamtdehnung bei Versuchsbeginn für Zug-Schwell-Versuchsergebnisse des ABi 0/16 S

ser Darstellung hat der ABI 0/16 S bei einer Temperatur von $-2,5\text{ °C}$ das günstigste Ermüdungsverhalten. Geringe Dehnungen können bei -15 °C am besten ausgehalten werden, wobei das spröde Materialverhalten bei dieser Temperatur bei größeren Dehnungen ($> 80\text{ }\mu\text{m/m}$) zu schnellerem Materialversagen als bei anderen Temperaturen führt. Der Einfluss der während des Versuchs konstant gehaltenen Unterspannung auf das Ermüdungsverhalten scheint von geringerer Bedeutung zu sein.

In Bild 4.75 sind die Bruchlastwechselzahlen in Beziehung zu der elastischen Gesamtdehnung unter Berücksichtigung der Unterspannung dargestellt. Obwohl die Probekörper bei -15 °C bei Versuchsbeginn durch die Unterspannung die höchste Dehnung erfahren, halten sie mehr Lastwechseln stand als die Probekörper, die bei $-2,5\text{ °C}$ und $+10\text{ °C}$ geprüft wurden. Dabei muss beachtet werden, dass die Dehnungen bei den spannungsgeregelten Versuchen während der Versuche anwachsen. Unter der Annahme, dass Ermüdungsschäden hauptsächlich durch sich wiederholende Dehnungen eintreten, wächst die Gefahr des Ermüdungsschadens während der Versuchsdauer, da die Dehnungen infolge der abnehmenden Steifigkeit größer werden. Da der Steifigkeitsabfall bei hohen Temperaturen schneller als bei tiefen Temperaturen fort-

schreitet, wachsen auch die Dehnungen bei Versuchen mit hohen Temperaturen während der Prüfung stärker an. In Bild 4.76 sind zusätzlich zu den Anfangsdehnungs-WÖHLER-Linien die Messungen in Abhängigkeit von der elastischen Gesamtdehnung zum Zeitpunkt der Makrorissbildung eingetragen. Durch den bei hohen Temperaturen stärkeren Steifigkeitsabfall nimmt in den WÖHLER-Linien das Maß des vertikalen Versatzes mit steigender Temperatur zu.

Da die in der Praxis auftretenden kryogenen und mechanogenen Beanspruchungen (Spannungen und Dehnungen) stark von der Temperatur abhängen, erscheint eine Darstellung der Ergebnisse von Ermüdungsversuchen in der Form von WÖHLER-Linien, die in Abhängigkeit von der Oberspannung gebildet werden (vgl. Bild 4.72), als sinnvoll. Durch Superposition von kryogenen Spannungen mit mechanogenen Spannung kann ein Gesamtspannungsniveau ermittelt werden, aus dem anhand der in Bild 4.72 gezeigten WÖHLER-Linien auf die ertragbare Lastwechselzahl eindeutig geschlossen werden kann.

In Anlage A6.3 sind die temperaturabhängigen WÖHLER-Linien des Splittmastix- und des Asphalttragschichtmaterials dargestellt. Bei der Er-

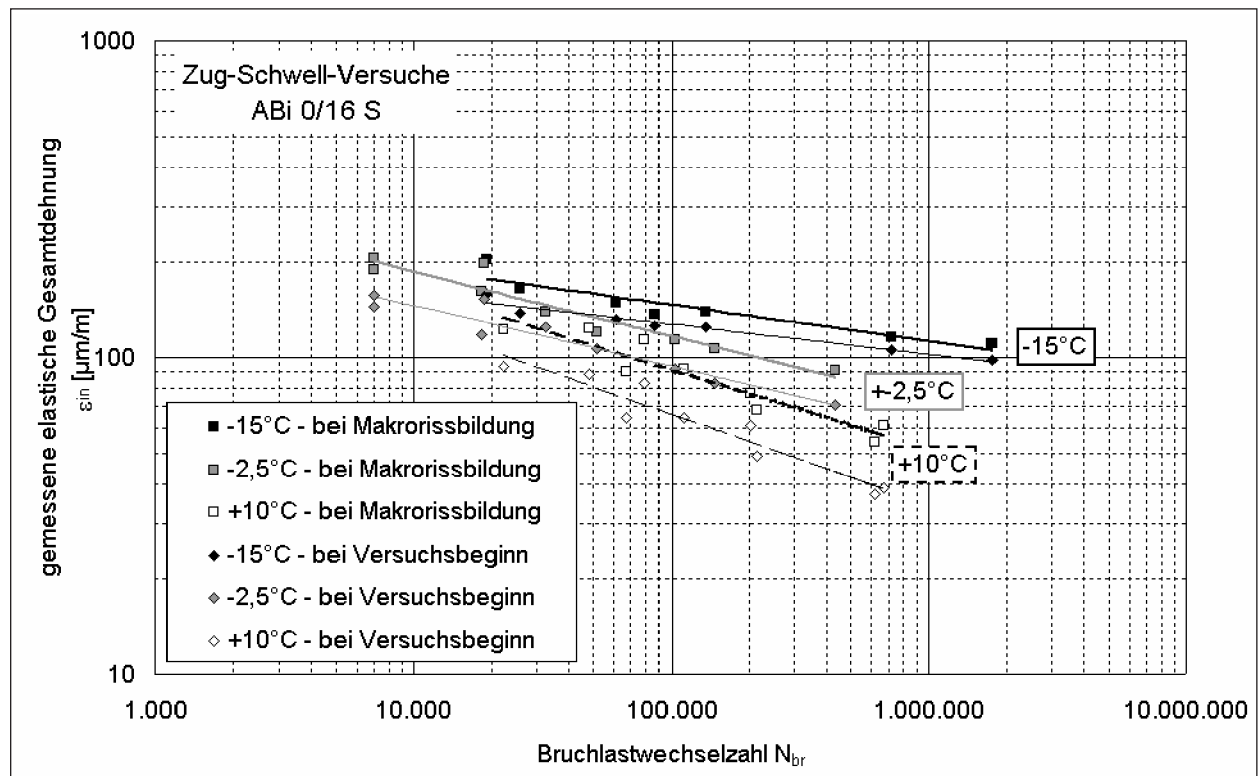


Bild 4.76: WÖHLER-Linien der Bruchlastwechselzahl in Abhängigkeit von der elastischen Gesamtdehnung bei Versuchsbeginn und bei Makrorissbildung für Zug-Schwell-Versuchsergebnisse des ABI 0/16 S

stellung der Potenzfunktionen für die WÖHLER-Linien blieben für den Splittmastixasphalt drei Messwerte und für das Asphalttragschichtmaterial zwei Messwerte aus Plausibilitätsgründen unberück-

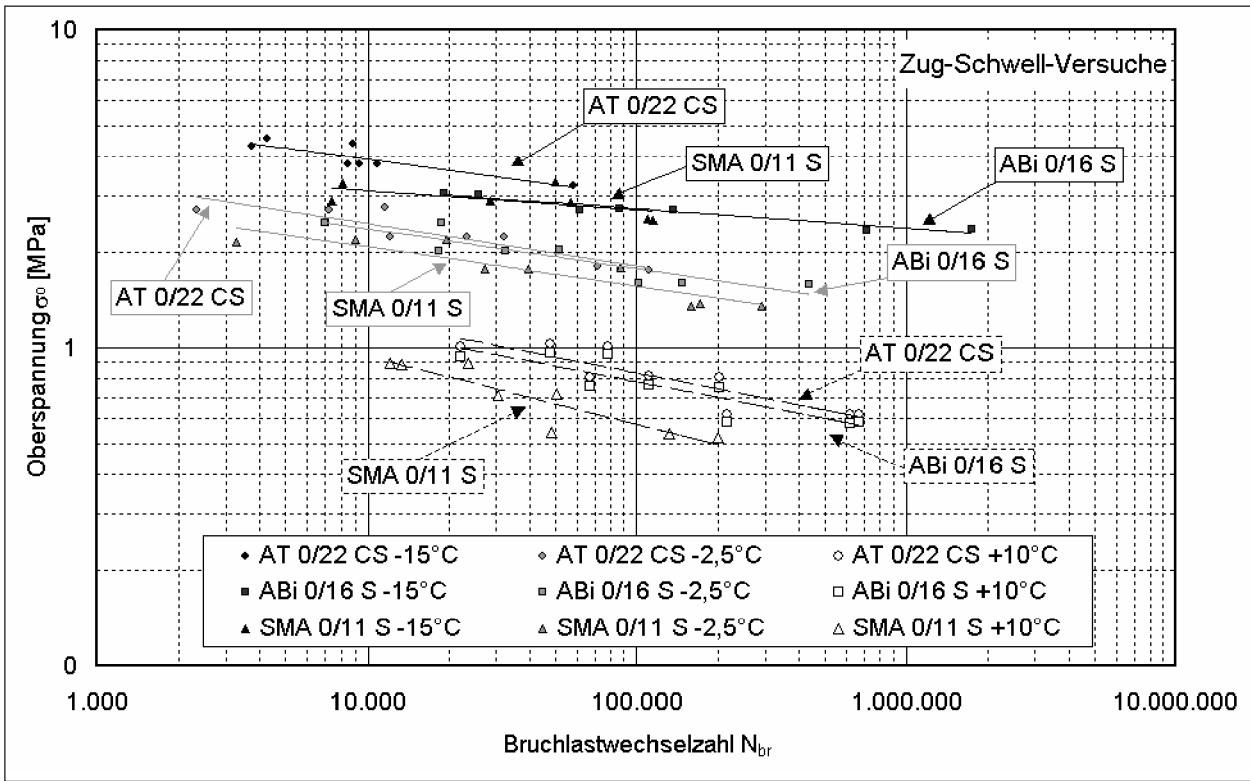


Bild 4.77: WÖHLER-Linien der Bruchlastwechselzahl in Abhängigkeit von der Oberspannung für Zug-Schwell-Versuchsergebnisse (ohne Ausreißer)

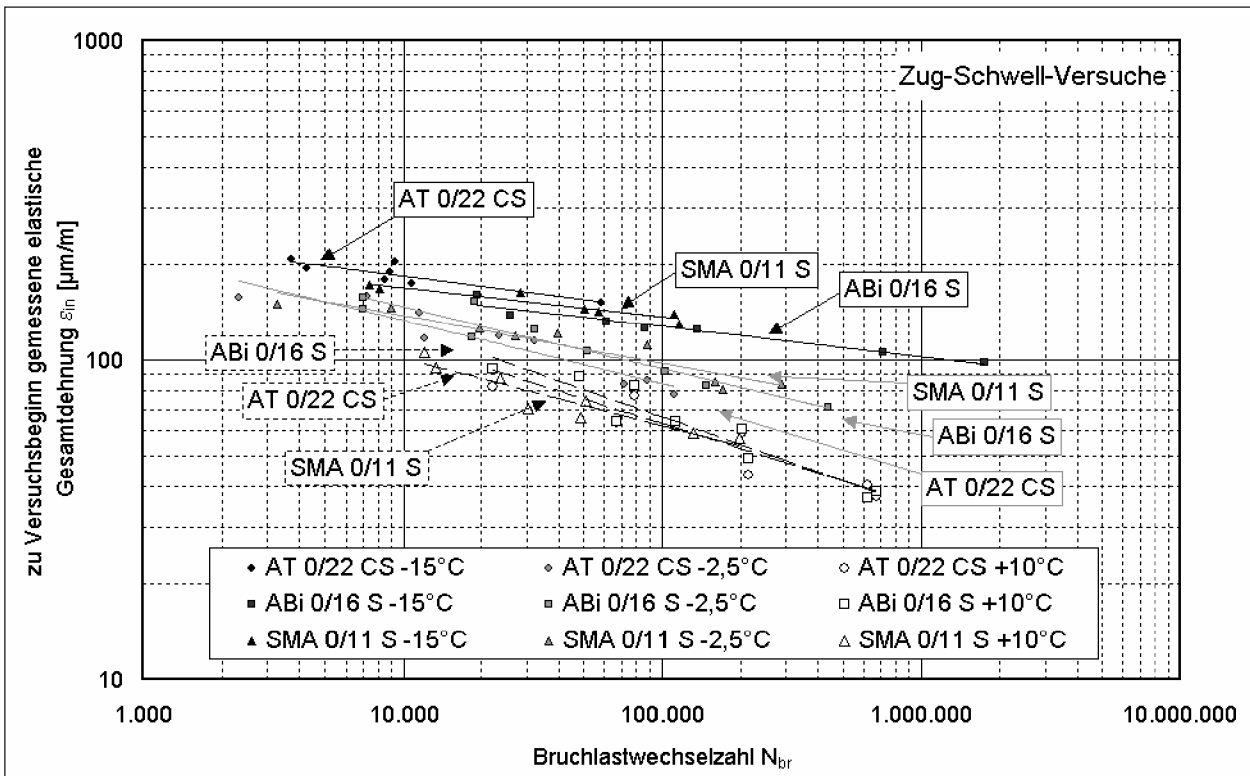


Bild 4.78: WÖHLER-Linien der Bruchlastwechselzahl in Abhängigkeit von der elastischen Gesamtdehnung bei Versuchsbeginn für Zug-Schwell-Versuchsergebnisse (ohne Ausreißer)

sichtigt. Diese Werte sind den Bildern beigelegt und in den Ergebnistabellen mit einem * markiert. Die für den Asphaltbinder beschriebenen Beobachtungen können für die beiden anderen Asphaltmaterialien bestätigt werden.

Die Bilder 4.77 und 4.78 zeigen die in einem Diagramm zusammengestellten WÖHLER-Linien der drei untersuchten Asphalt-schichten, wobei die in den vorhergehenden Bildern ergänzten Ausreißer nicht gezeigt werden. In der Darstellung der Bruchlastwechselzahlen in Abhängigkeit von der Ober-spannung (Bild 4.77) weist das Asphalttragschichtmaterial bei vorgegebener Spannung für alle unter-suchten Temperaturen die höchsten Lastwechsel-zahlen auf. Die WÖHLER-Linien des Asphaltbin-ders und des Splittmastixasphalts fallen bei -15 °C zusammen, während der Asphaltbinder bei den an-deren Temperaturen höhere Lastwechselzahlen aushält. Mit steigender Temperatur nimmt der Ab-stand zwischen den Linien des Splittmastixas-phalts und des Asphaltbinders zu.

In Bild 4.78 sind die Ermüdungsversuche in Abhängigkeit von der elastischen Dehnung am Versuchsanfang dargestellt. Bei einer Temperatur von -15 °C erträgt das Asphalttragschichtmaterial bei gleicher Anfangsdehnung höhere Lastwechsel-zahlen als der Splittmastixasphalt und der Asphaltbinder. Im Gegensatz dazu zeigen die Asphaltbin-der-Probekörper bei +10 °C ein besseres Material-verhalten als die Probekörper aus Asphalttrag-schicht und Splittmastixasphalt. Auch bei -2,5 °C erträgt der Asphaltbinder bis zu einer Dehnung von ca. 100 µ/m mehr Lastwechsel als die anderen Materialien. Erst bei geringeren Dehnungen zeigt der Splittmastixasphalt besseres Ermüdungsverhalten.

4.3.3.3 Gleichungen zur Ermittlung zulässiger Spannungen in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl

Die in Kapitel 4.3.3.2 gezeigten ausreißerbereinigten Versuchsergebnisse werden durch WÖHLER-Linien mit der mathematischen Gleichung $y = \alpha \cdot x^\beta$ beschrieben. Dabei können auf Abzisse und Ordinate verschiedene Größen aufgetragen werden, aus denen verschiedene Parameter α und β resul-tieren.

Wird die aufgebrachte Spannungsdifferenz $\Delta\sigma$ in Abhängigkeit von der erreichten Bruchlastwechsel-zahl N_{br} aufgetragen, wird die dazugehörige WÖHLER-Linie durch Gleichung 4.17 beschrieben.

$$\Delta\sigma = a' \cdot N_{br}^{b'} \quad \text{Gl 4.17}$$

Daraus lässt sich Gleichung 4.18 ableiten, anhand der die Bruchlastwechselzahl in Abhängigkeit von der aufgebrachten Spannungsdifferenz berechnet werden kann.

$$N_{br} = a \cdot \Delta\sigma^b \quad \text{Gl 4.18}$$

$$\text{mit } a = a' \cdot \frac{1}{b'} \text{ und } b = \frac{1}{b'}$$

In Bild 4.79 sind die Parameter a' und b' jeweils in Abhängigkeit von der Temperatur aufgetragen. Während der Wert von a' beim Tragschichtmaterial mit sinkender Temperatur zunimmt, nimmt er bei Deck- und Binderschichtmaterial bei -2,5 °C einen maximalen Wert ein. Diese Ergebnisse korrelieren plausibel mit den bei den jeweiligen Temperaturen zu erwartenden statischen Zugfestigkeiten (vgl. Bild 3.39). Während die statische Zugfestigkeit bei Deck- und Binderschichtmaterial bei -15 °C kleiner oder gleich groß ist wie bei -2,5 °C, zeigt das Trag-schichtmaterial bei -15 °C eine höhere Zugfestig-keit als bei -2,5 °C. Der Faktor a' beschreibt die Spannung, bei welcher der Probekörper bereits beim 1. Lastwechsel bricht ($N = 1$). Dass die mit der WÖHLER-Linie extrapolierten Bruchspannungen für einen Lastwechsel stark von den in den stati-schen Versuchen ermittelten Zugfestigkeiten ab-weichen, kann durch die sehr unterschiedliche Be-lastungsgeschwindigkeit erklärt werden.

Analog zu dem bei der Auswertung der Spaltzug-versuche angewendeten Verfahren können die

	Tem- peratur [°C]	$\Delta\sigma = a' \cdot N_{br}^{b'}$		$N_{br} = a \cdot \Delta\sigma^b$		Bestimmt- heitsmaß R ²
		a'	b'	a	b	
SMA 0/11 S	-15	5,1348	-0,1173	1,14 · 10 ⁶	-8,53	0,40
	-2,5	6,7653	-0,1404	8,20 · 10 ⁵	-7,12	0,83
	+10	6,9028	-0,2202	6,46 · 10 ³	-4,54	0,81
ABI 0/16 S	-15	5,5949	-0,1176	2,28 · 10 ⁶	-8,50	0,95
	-2,5	7,8041	-0,1442	1,54 · 10 ⁶	-6,93	0,84
	+10	5,3265	-0,1698	1,90 · 10 ⁴	-5,89	0,78
ATS 0/22 CS	-15	13,8628	-0,1999	5,15 · 10 ⁵	-5,00	0,80
	-2,5	8,8973	-0,1557	1,25 · 10 ⁶	-6,42	0,84
	+10	5,9977	-0,1837	1,72 · 10 ⁴	-5,44	0,86

Tab. 4.40: Parameter a , b , a' und b' der WÖHLER-Linien der axialen Zug-Schwell-Versuche in der Darstellung der Spannungsdifferenz über der Bruchlastwechselzahl

WÖHLER-Linien, die bei der Darstellung der elastischen Anfangsdehnung über der Lastwechselzahl bei Makrorissentstehung gewonnen werden (vgl. Bild 4.75, welche die elastische Anfangsdehnung

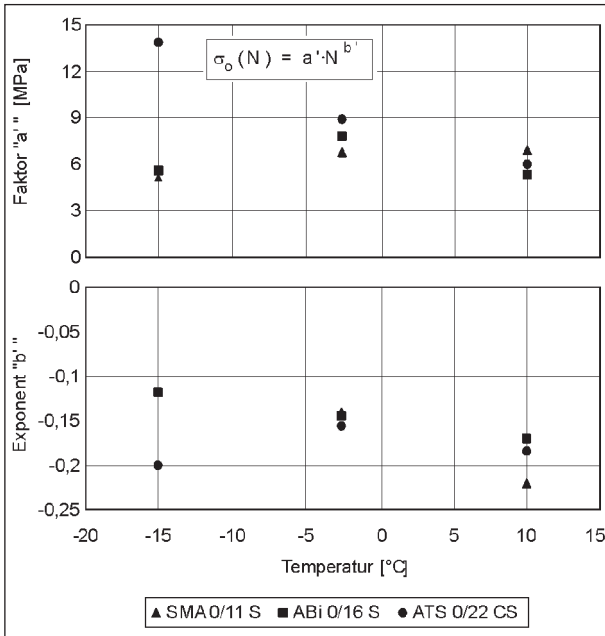


Bild 4.79: Parameter a' und b' der WÖHLER-Linien der axialen Zug-Schwell-Versuche in der Darstellung der Spannungsdifferenz über der Bruchlastwechselzahl in Abhängigkeit von der Prüftemperatur

über der Bruchlastwechselzahl zeigt), durch die Gleichungen 4.5 und 4.6 beschrieben werden. Die aus den Versuchsergebnissen der axialen Zug-Schwell-Versuche resultierenden Parameter sind in Tabelle 4.41 zusammengestellt. Die Parameter K_1 und K_2 sind in Bild 4.80 in Abhängigkeit von der Temperatur aufgetragen.

	Temperatur [°C]	$\epsilon_{in} = K_1 \cdot N_{Makro}^{K_2}$		$N_{Makro} = m \cdot \epsilon_{in}^n$		Bestimmtheitsmaß R^2
		K_1	K_2	m	n	
SMA 0/11 S	-15	392,18	-0,0919	$1,66 \cdot 10^{28}$	-10,8814	0,89
	-2,5	544,39	-0,1506	$1,47 \cdot 10^{18}$	-6,6401	0,90
	+10	728,51	-0,2175	$1,45 \cdot 10^{13}$	-4,5977	0,89
ABi 0/16 S	-15	383,86	-0,0959	$8,84 \cdot 10^{26}$	-10,4275	0,95
	-2,5	866,12	-0,1946	$1,25 \cdot 10^{15}$	-5,1387	0,93
	+10	1.821,22	-0,2905	$1,67 \cdot 10^{11}$	-3,4423	0,92
ATS 0/22 CS	-15	489,54	-0,1066	$1,71 \cdot 10^{25}$	-9,3809	0,80
	-2,5	801,89	-0,1970	$5,52 \cdot 10^{14}$	-5,0761	0,88
	+10	1.014,53	-0,2567	$5,14 \cdot 10^{11}$	-3,8956	0,83

Tab. 4.41: Parameter n , m , K_1 und K_2 der WÖHLER-Linien der axialen Zug-Schwell-Versuche in der Darstellung der Spannungsdifferenz über der Bruchlastwechselzahl

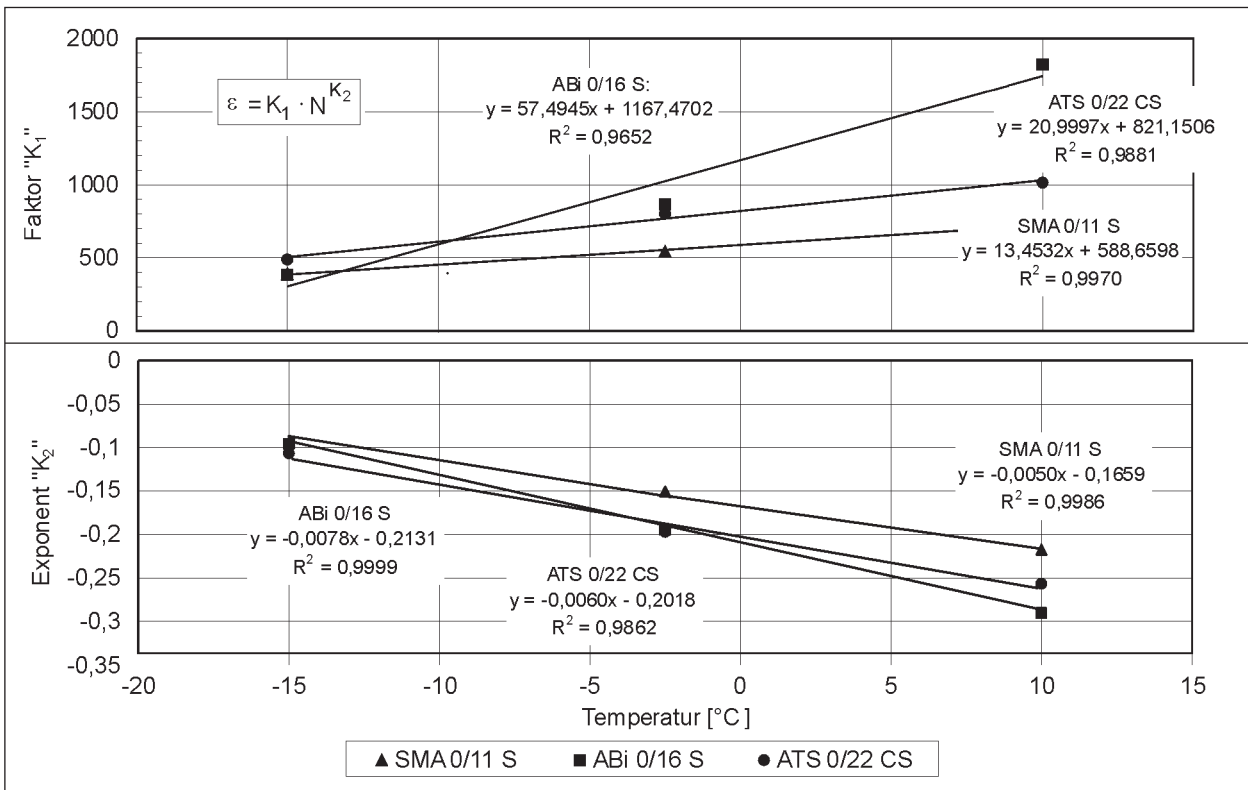


Bild 4.80: Parameter K_1 und K_2 der WÖHLER-Linien der axialen Zug-Schwell-Versuche in der Darstellung der anfänglichen elastischen Dehnung ϵ_{in} über der Lastwechselzahl bei Makrorissentstehung in Abhängigkeit von der Prüftemperatur

$$\varepsilon_{in} = K_1 \cdot N_{Makro}^{K_2} \quad \text{Gl 4.19}$$

$$N_{Makro} = m \cdot \varepsilon_{in}^n \quad \text{Gl 4.20}$$

mit $m = K_1^{-\frac{1}{K_2}}$ und $n = \frac{1}{K_2}$

In Bild 4.80 kann mit Bestimmtheitsmaßen von über 97 % ein erstaunlich guter linearer Zusammenhang zwischen der Versuchstemperatur und den ermittelten Parametern K_1 und K_2 beobachtet werden. Dieser ermöglicht das Aufstellen von Gleichung 3.26, mit der WÖHLER-Linien für nicht untersuchte Temperaturen approximiert werden können, um so eine Berechnung der zulässigen elastischen Anfangsdehnung in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl und der Temperatur zu ermöglichen. In Tabelle 4.42 sind die Parameter A, B, C und D dieser Funktionen zusammengestellt.

In Bild 4.81 ist die für den SMA 0/11 S nach Gleichung 3.26 ermittelte Kurvenschar dargestellt. Deutlich ist bei den Kurven für hohe Lastwechselzahlen zu erkennen, dass die ertragbare Anfangsdehnung bei einer bestimmten Minus-Temperatur einen Extremwert aufweist. Wird diese Temperatur unterschritten, fällt die Resistenz gegen Ermüdung stark ab, sodass bereits geringe Anfangsdehnun-

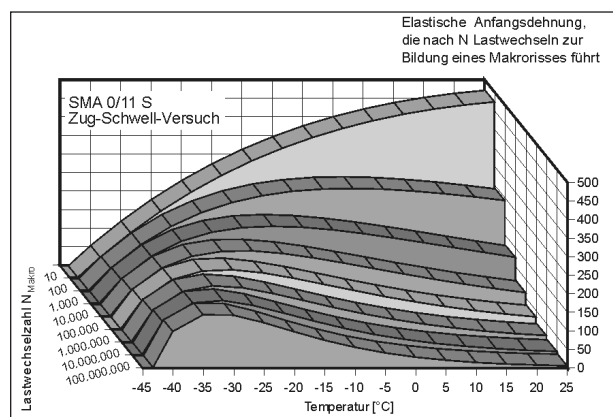


Bild 4.81: Elastische Anfangsdehnung, die im Zug-Schwell-Versuch nach N_{Makro} -Lastwechseln zur Bildung eines Makrorisses führt, in Abhängigkeit von der Temperatur (Anwendung der Gl. 3.25 auf den SMA 0/11 S)

gen zur Bildung eines Makrorisses führen. Die Form der Kurve ähnelt dabei der der Zugfestigkeitsreserve (vgl. Anlage A6.1). Die Temperatur, welche die jeweils größten ertragbaren Dehnungen aufweist, ist nicht konstant, sondern steigt mit größer werdenden Anfangsdehnungen, die zu sinkenden Lastwechselzahlen führen.

Weiterhin wird deutlich, dass bei hohen Temperaturen durch die geringere Steifigkeit höhere elastische Anfangsdehnungen aufgebracht werden können, die aber bereits nach wenigen Lastwechseln zur Makrorissbildung führen. Mit sinkender Temperatur nimmt der Einfluss der Anfangsdehnung auf die Makrorissbildung ab, was durch den flacheren Anstieg der elastischen Anfangsdehnung bei Abnahme der Lastwechselzahl bei Makrorissbildung verdeutlicht wird.

In Anlage A6.7 sind die entsprechenden Bilder für Asphaltbinder und Asphalttragschicht dargestellt. Bei der Auswertung der gezeigten Diagramme muss beachtet werden, dass die gezeigten Regressionsfunktionen nur durch drei untersuchte Temperaturbereiche gebildet werden und somit vor allem die Extrapolation in den Tieftemperaturbereich nicht ohne weiteres zulässig erscheint. Die Diagramme wurden trotzdem bis zu der Temperatur gezeichnet, bei der das Material ohne zusätzliche mechanogene Beanspruchung versagt. Diese Temperaturen (-43 °C beim SMA, -20 °C beim ABI und -38 °C bei der ATS) müssten den Temperaturen entsprechen, bei denen in einem mit angepasster Dehnungsgeschwindigkeit gefahrenen Abkühlversuch ein Bruch auftritt.

4.3.3.4 Im Zug-Schwell-Versuch ermittelte Steifigkeit

In Bild 4.82 sind die aus der vorgegebenen Spannungsdifferenz und der gemessenen elastischen Dehnung berechneten dynamischen E-Moduli in Abhängigkeit von der aufgetragten Oberspannung aufgetragen.

	$\varepsilon_{in} = (A \cdot T + B) \cdot N_{Makro}^{(C \cdot T + D)}$					
	A	B	R ²	C	D	R ²
SMA 0/11 S	13,4532	588,66	0,997	-5,024 · 10 ⁻³	-0,1659	0,999
ABi 0/16 S	57,4945	1.167,47	0,965	-7,784 · 10 ⁻³	-0,2131	1,0
ATS 0/22 CS	20,9997	821,15	0,988	-6,004 · 10 ⁻³	-0,2018	0,983

Tab. 4.42: Parameter für die WÖHLER-Linien zur Ermittlung der zulässigen elastischen Anfangsdehnung in Abhängigkeit von der Temperatur und der Lastwechselzahl

Trotz der streuenden Ergebniswerte kann eine Tendenz festgestellt werden. Die Steifigkeit der untersuchten Materialien nimmt bei allen untersuchten

Temperaturen mit ansteigenden Oberspannungen ab. Nur beim Splittmastixasphalt führt die große Streuung der Messwerte bei -15 °C und +10 °C zu

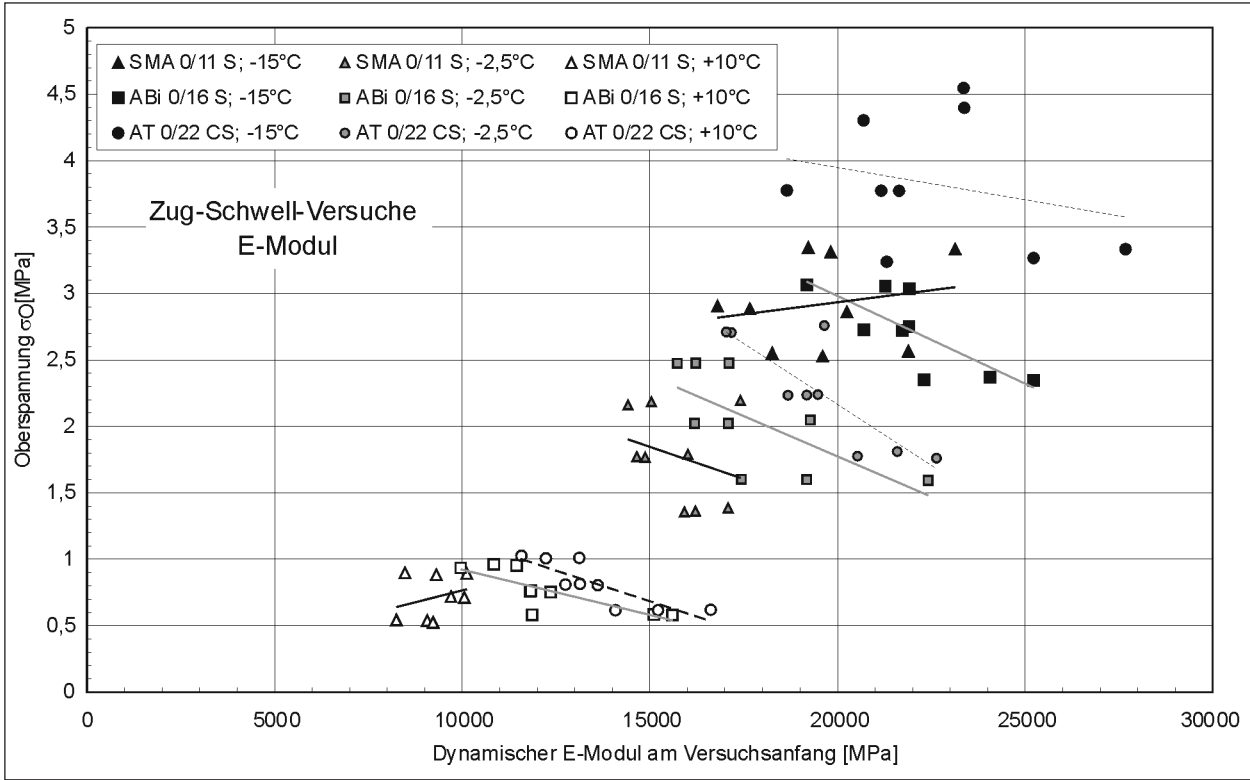


Bild 4.82: Dynamische E-Moduli in den Zug-Schwell-Versuchen in Abhängigkeit von der aufgebrachtten Oberspannung

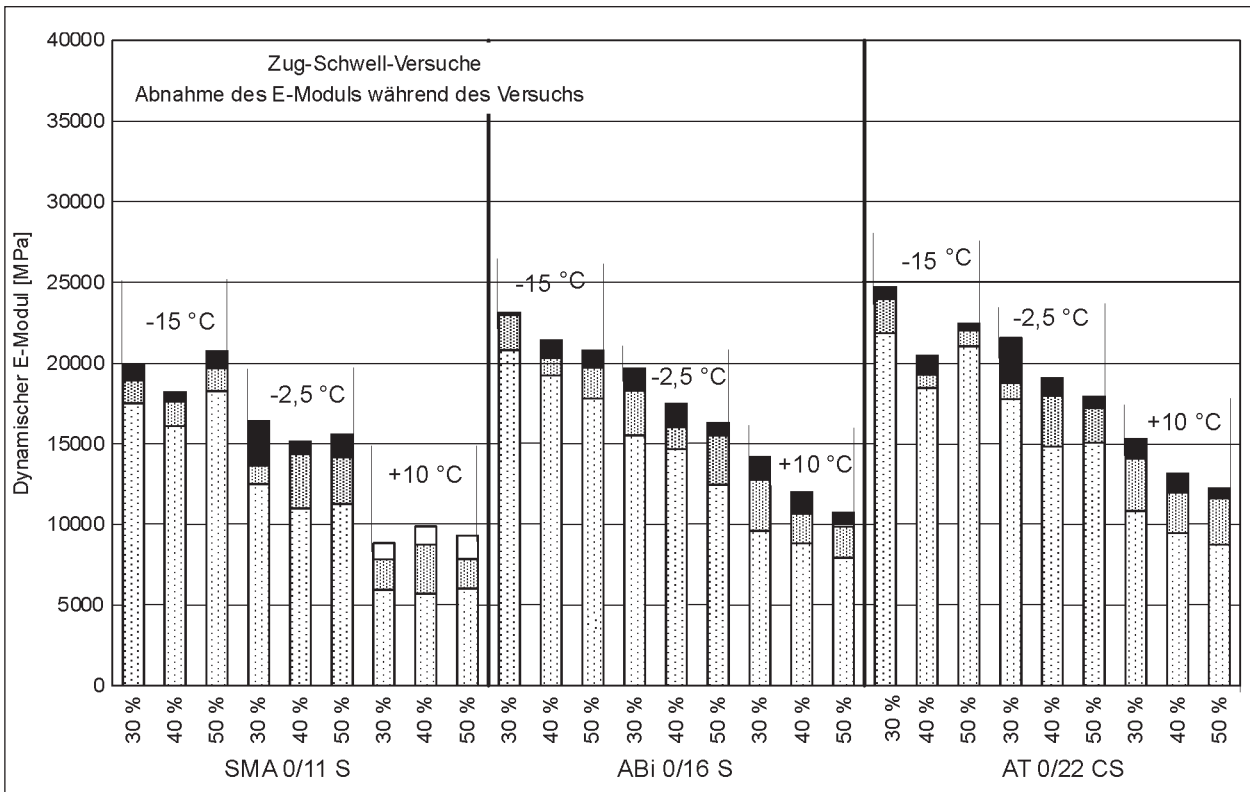


Bild 4.83: Dynamische E-Moduli zu Versuchsanfang, bei Mikro- und Makrorissbildung im Vergleich zu nach FRANCKEN und VERSTRAETEN berechneten Werten

einem scheinbaren Anstieg der E-Moduln mit ansteigenden Oberspannungen. Bei allen Temperaturen werden am Asphalttragschichtmaterial die höchsten Steifigkeiten ermittelt, gefolgt von Asphaltbinder und dem Splittmastixasphalt.

In Bild 4.83 sind die Mittelwerte von je drei in Zug-Schwell-Versuchen ermittelten Steifigkeitsänderungen in Form von Balkendiagrammen differenziert nach Prüftemperatur und Belastungsgröße aufgetragen. Der höchste Wert eines jeden Balkens entspricht der Steifigkeit des Probekörpers zu Beginn des Versuches. Unter der dynamischen Belastung nimmt die Steifigkeit ab, sodass sich bei der Lastwechselzahl, bei der sich nach der Theorie von ROWE ein Mikroriss bildet, ein niedrigerer Wert ergibt. Mit Zunahme der Versuchsdauer beschleunigt sich der Steifigkeitsverlust. Daraus ergibt sich der unterste an den Balken markierte Wert, der bei der Lastwechselzahl der Makrorissbildung ermittelt wurde. Ein Einfluss der Temperatur oder der Belastungsgröße auf den Verlauf der Steifigkeitsreduktion lässt sich nicht aus dem Diagramm ableiten.

Zum Vergleich sind die nach FRANCKEN und VERSTRAETEN in Braunschweig berechneten dynamischen E-Moduli im Diagramm ergänzt. Auf Grund der hohen Dichteunterschiede des Prüfmaterials ergeben sich Ergebnisbereiche, die als Kästen eingetragen sind. Der Asphaltbinder, der als einziges untersuchtes Material ein polymermodifiziertes Bitumen enthält, kommt den berechneten E-Moduln am nächsten, während die gemessenen Steifigkeiten des Trag- und Deckschichtmaterials deutlich tiefer liegen als die Berechnungsergebnisse. Der Abstand zwischen Berechnungsergebnissen und Messungen ist umso größer, je höher die aufgebraachte Belastung ist.

4.3.3.5 Verlauf der bleibenden Dehnung

Neben den im Versuch erreichten Lastwechselzahlen sind die aufgezeichneten Verläufe der Verformungen von Bedeutung. Um die bleibenden Dehnungen der Probekörper mit dem Stoffmodell nachrechnen zu können, wurden die während der Versuchsdauer gemessenen Dehnungen erfasst und in Diagrammen über der Lastwechselzahl aufgetragen.

Für jeweils drei Versuche derselben Temperatur/ Belastungsklasse wurde eine normiert gemittelte Kurve berechnet, die bei der Modellbestimmung als Bezugskurve Verwendung findet. Anlage A6.5 zeigt die einzelnen gemessenen Versuchsgraphen

sowie die jeweils normiert gemittelte Durchschnittskurve für jede Asphaltart/Temperatur/ Belastungskombination.

Für die Validierung des Stoffmodells werden jeweils die gemittelten Kurven verwendet. Um jedoch die gemessenen Streuungen mit zu berücksichtigen, die zum Teil durch die vorhandene Streuung des Hohlraumgehaltes verursacht werden, müssen die teilweise sehr großen Abweichungen mit Berücksichtigung bei der Vorhersage des Ermüdungsverhaltens finden. In Bild 4.84 sind die für den SMA 0/11 S bei $-2,5\text{ °C}$ und den drei untersuchten Belastungsstufen gemittelten Kurven dargestellt. Zusätzlich sind die Kurven mit „Wolken“ umgeben, die durch die jeweils am stärksten abweichenden Messkurven gebildet wurden. In Anlage A6.6 sind die „Ergebniswolken“ der weiteren Zug-Schwell-Versuche dargestellt.

Durch die großen Streuungen der Versuchsergebnisse, überschneiden sich die für unterschiedliche

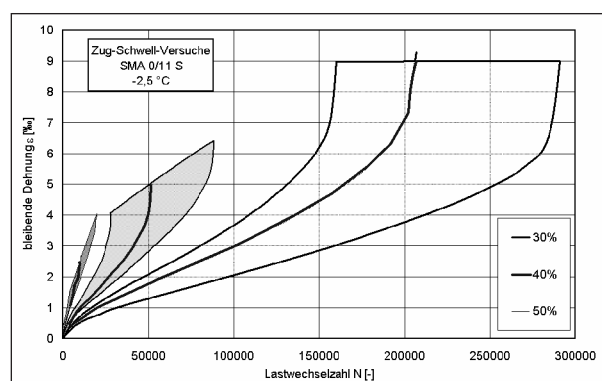


Bild 4.84: Aus jeweils drei Versuchen gemittelte Dehnungsverläufe und Bereiche, die von den jeweils am stärksten abweichenden Versuchen gebildet werden: SMA 0/11 S bei einer Prüftemperatur von $-2,5\text{ °C}$

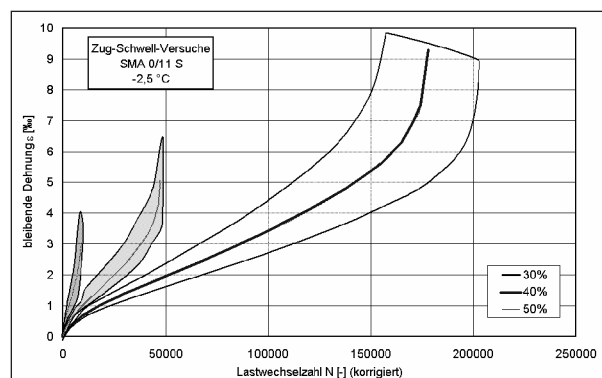


Bild 4.85: Aus jeweils drei Versuchen gemittelte Dehnungsverläufe und Bereiche, die von den jeweils am stärksten abweichenden Versuchen gebildet werden: SMA 0/11 S bei einer Prüftemperatur von $-2,5\text{ °C}$ mit korrigierten Lastwechselzahlen

Belastungen ermittelten Ergebnisbereiche teilweise beträchtlich (z. B. SMA 0/11 S bei +10 °C, vgl. Anlage A6.6). Durch die in Kapitel 4.3.3.1 beschriebene Korrektur der Lastwechselzahlen werden auch die Verformungsverläufe verändert. Beispielsweise sind in Bild 4.85 die Ergebnisbereiche der Zug-Schwell-Versuche am SMA 0/11 S bei -2,5 °C mit korrigierten Lastwechselzahlen dargestellt. Gegenüber Bild 4.84 ergeben sich engere Ergebnisbereiche, die eine deutliche Differenzierung der Versuchsergebnisse bei unterschiedlichen Belastungen ermöglichen.

5 Interpretation der Ergebnisse

5.1 Anwendung des weiterentwickelten Stoffmodells

Das in Kapitel 4.1 beschriebene an den Ergebnissen der Zug-Schwell-Versuche validierte weiterentwickelte Stoffmodell wurde zur Simulation der im Spaltzugversuch und in den Spurbildungsversuchen auftretenden Beanspruchungszustände angewendet.

5.1.1 Numerische Simulation eines Spaltzugversuches

5.1.1.1 Probekörpergeometrie

Der im Normalfall für einen Spaltzugversuch eingesetzte Probekörper besitzt einen Durchmesser von 150 mm und eine Dicke von 45 mm. Die Belastung wird über zwei Lasteinleitungsstreifen aus Stahl eingetragen. Diese Lasteinleitungsstreifen sind 19 mm breit, 10 mm hoch und erstrecken sich über die gesamte Dicke des Probekörpers. Aufgrund der hohen Steifigkeiten der Lasteinleitungsstreifen gelingt es, die Last gleichmäßig über die Dicke des Probekörpers einzutragen. In Bild 5.1 ist der Probekörper dargestellt und die Position von Mess- und Haltevorrichtungen angegeben. Weiterhin ist das verwendete FE-Netz abgebildet.

Aus Symmetriegründen wurde hier nur der halbe Probekörper vernetzt. Die Tragwirkung der nicht vernetzten Hälfte wird durch die so genannten Symmetrierandbedingungen mit berücksichtigt. Die Symmetrierandbedingungen sind für die Verschiebungskomponenten der Elementknoten auf der Schnittfläche vorzuschreiben. Im vorliegenden Fall sind die Verschiebungen dieser Knoten quer zur Schnittfläche zu null vorzugeben. Das FE-Netz

ist aus 1.430 Elementen zusammengesetzt. Die Anzahl der unbekanntenen Knotenverschiebungsfreiheitsgrade beträgt 20.929.

5.1.1.2 Belastung und Temperatur

Der Probekörper wurde einer Druck-Schwellbelastung unterzogen. Die Oberlast betrug $F = 12,8$ kN. Die Belastung wurde in Lastzyklen mit einer Belastungsdauer von 0.1 s und einer Lastpause von

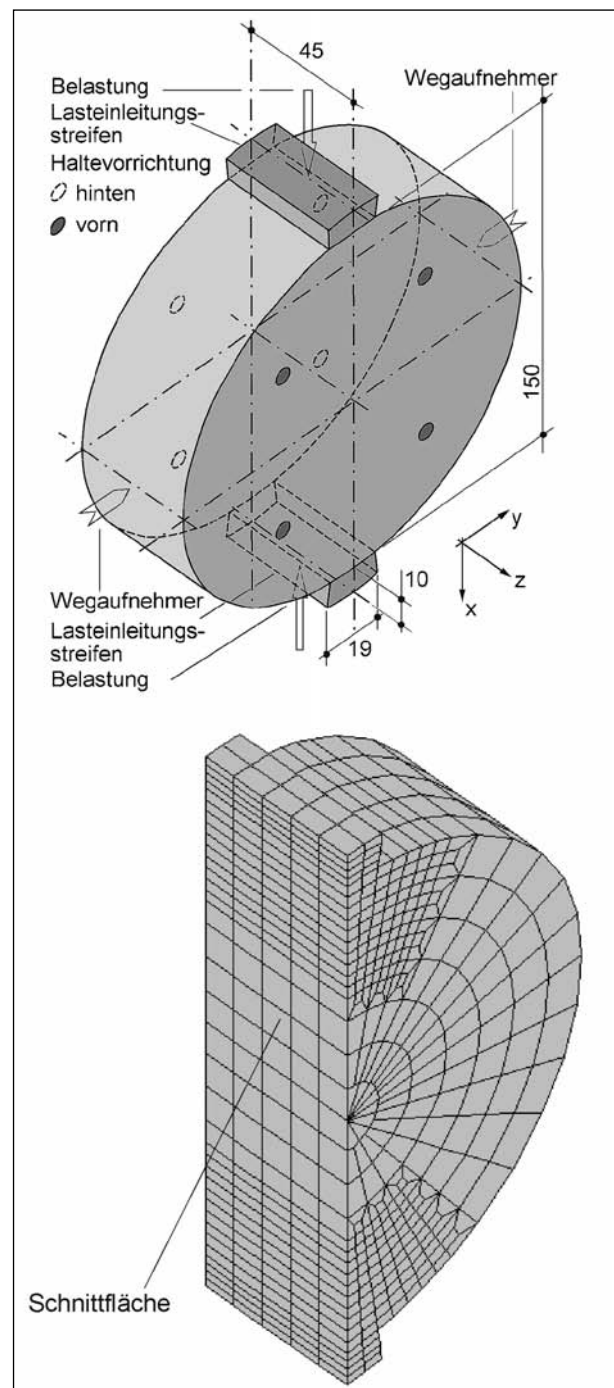


Bild 5.1: Probekörpergeometrie (Maße in [mm]) beim Spaltzugversuch und FE-Netz

0,4 s aufgebracht. In Bild 5.2 ist die Inkrementierung des Belastungsprozesses angegeben. Die Inkremente 1 bis 5 sind so genannte Lastinkremente. Die Belastung wird während der Abarbeitung dieser Inkremente schrittweise eingetragen. Nach Abschluss des Inkrementes 5 ist die Belastung vollständig aufgebracht. Nach dem 5. Inkrement folgen Lastwechselinkremente. Dabei umfassen die Inkremente 6 bis 15 jeweils 1.000 Lastwechsel. Alle folgenden Inkremente umfassen 5.000 Lastwechsel. Zum Vergleich ist die effektive Zeitachse angegeben. Die Prüftemperatur bei dem hier nachgerechneten Versuch betrug $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$.

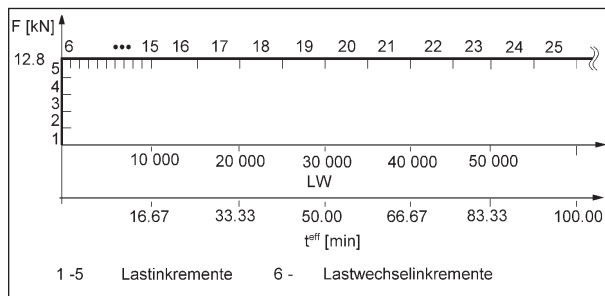


Bild 5.2: Inkrementierung

5.1.1.3 Material

Zur Überprüfung des Stoffmodells wurde ein Spaltzugversuch an einem Probekörper aus ABi 0/16 S simuliert. Für die Ermittlung der Materialparameter wurde die Gleichung 4.12 eingesetzt.

5.1.1.4 Berechnungsergebnisse

Bild 5.3 zeigt die Spannungen σ_x , σ_y und σ_z , nachdem die Last F vollständig aufgebracht ist (nach dem 5. Inkrement). In Bild 5.4 sind Spannungsverläufe σ_x und σ_y entlang der Schnittfläche und in Bild 5.5 senkrecht zur Schnittfläche angegeben.

Bild 5.6 zeigt die akkumulierten plastischen Querverschiebungen $v^{\Sigma\text{Pl}}$ am Wegaufnehmer. Die strichpunktierte Kurve repräsentiert die Messergebnisse eines Laborversuches. Die durchgezogene Linie entspricht den Ergebnissen der numerischen Simulation. Zwischen den Versuchsergebnissen und den Ergebnissen der numerischen Simulation besteht eine befriedigende Übereinstimmung.

Infolge des inhomogenen Spannungszustandes treten Mikrorisse im Zentrum des Probekörpers eher ein als in der Peripherie. Beim Auftreten erster

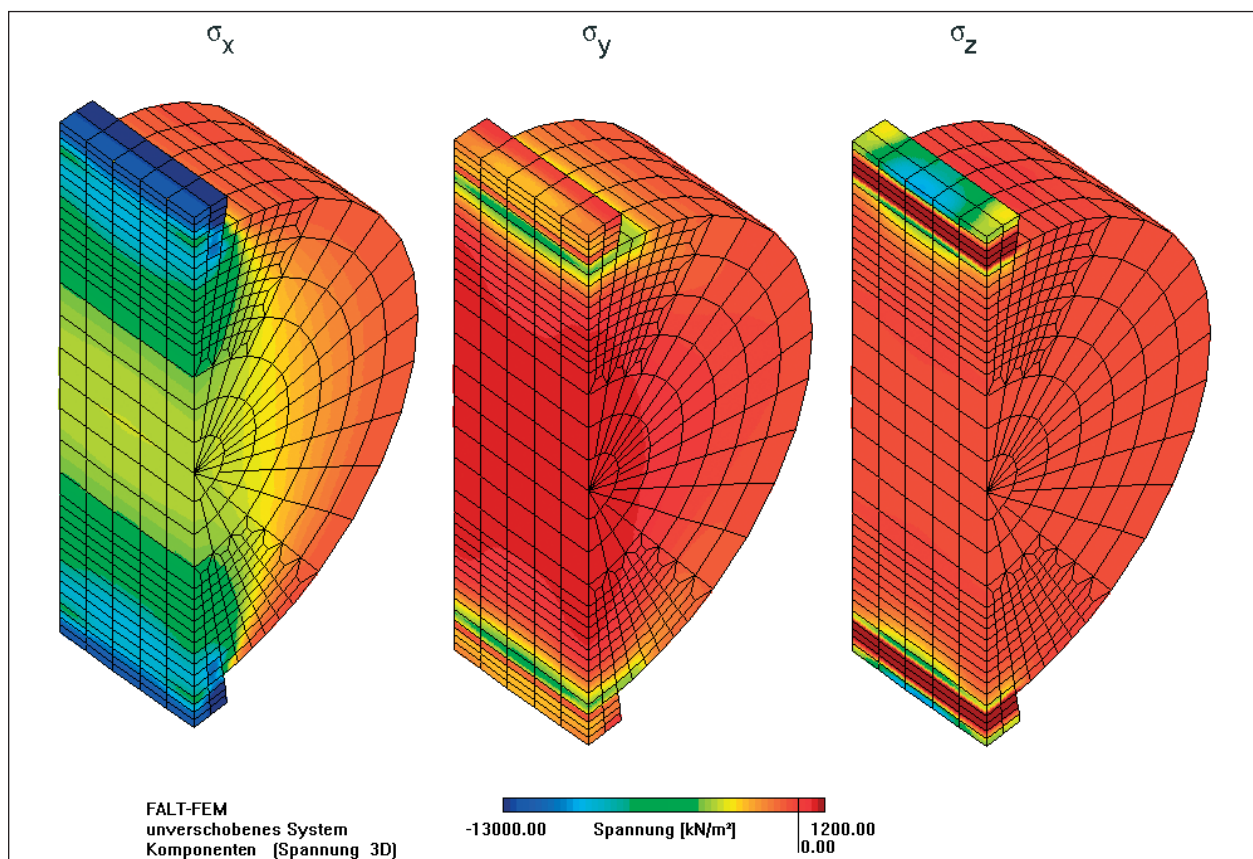


Bild 5.3: Darstellung der berechneten Spannungen σ_x , σ_y und σ_z

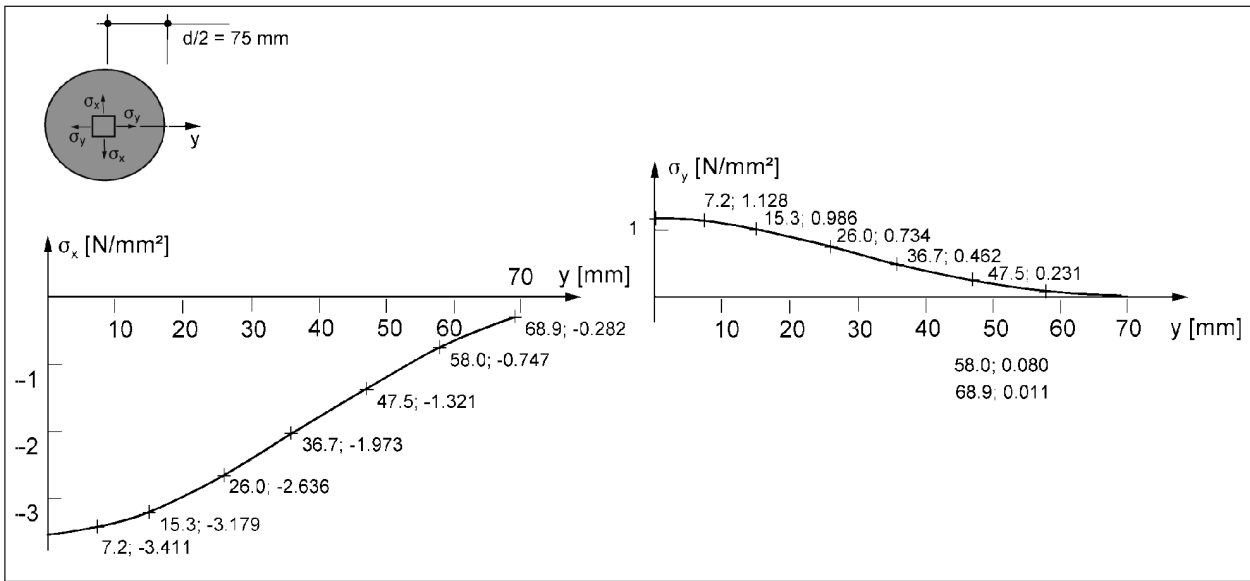


Bild 5.4: Spannungsverläufe in Lage und Größe quer zur Schnittfläche (in y-Richtung)

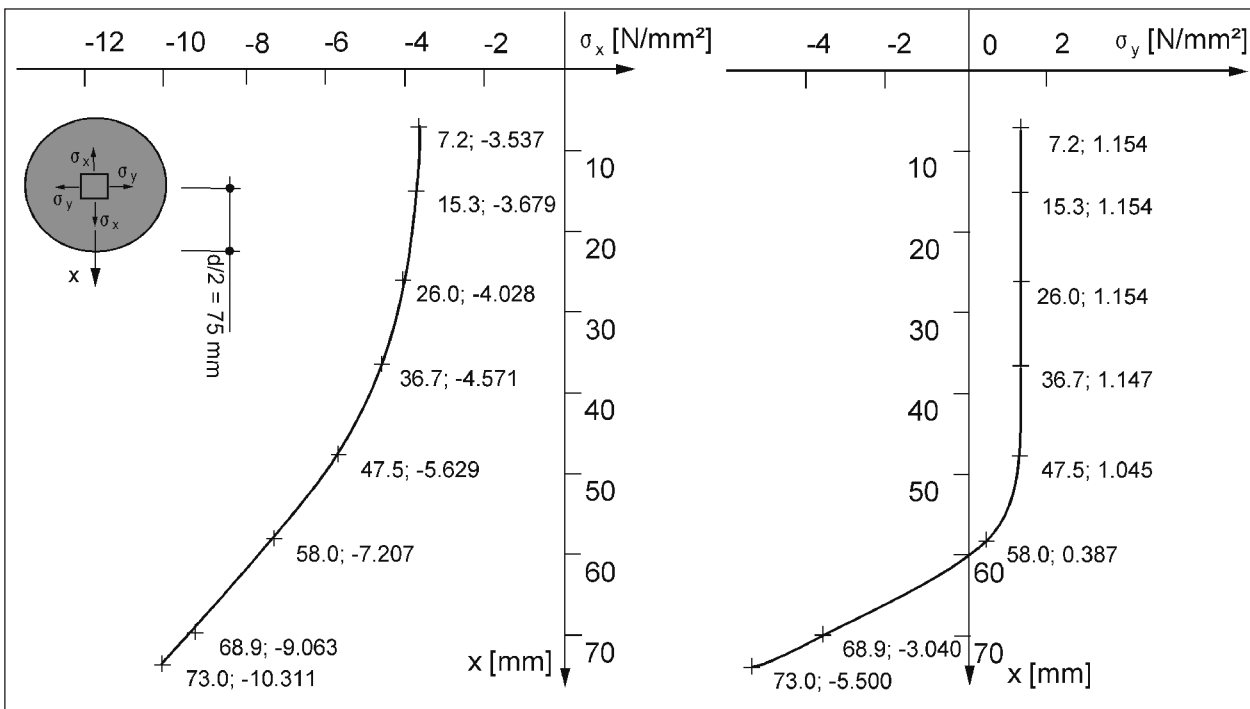


Bild 5.5: Spannungsverläufe in Lage und Größe entlang der Schnittfläche (in x-Richtung)

Mikrorisse im Zentrum werden die Spannungen in periphere Bereiche umgelagert. Die Spannungsumlagerung führt zu einem Anstieg der Beanspruchung der peripheren Bereiche und damit zur Ausbildung neuer Mikrorisse. Das Anwachsen des von Mikrorissen geschädigten Bereiches des Probekörpers bewirkt ab einer Lastwechselzahl von ca. 35.000 LW einen messbaren progressiven Zuwachs der akkumulierten plastischen Querverchiebungen $v^{\Sigma Pl}$. Bild 5.7 zeigt den Mikrorissbeginn für Punkte auf der y-Achse des Probekörpers

in Abhängigkeit vom Abstand zum Probekörperzentrum.

Mikrorisse bilden sich in einem ovalen Bereich mit einer horizontalen Ausdehnung von ca. $2 \cdot 16,5 \text{ mm} = 33 \text{ mm}$ aus. Außerhalb dieses Bereiches bleibt der Probekörper rissfrei. Nach 60.000 Lastwechseln sind die Mikrorisse innerhalb des geschädigten Bereiches bereits zu einem Makroriss verschmolzen. Bei Aufbringen weiterer Lastwechsel geht der Probekörper in einen Versagenzustand über.

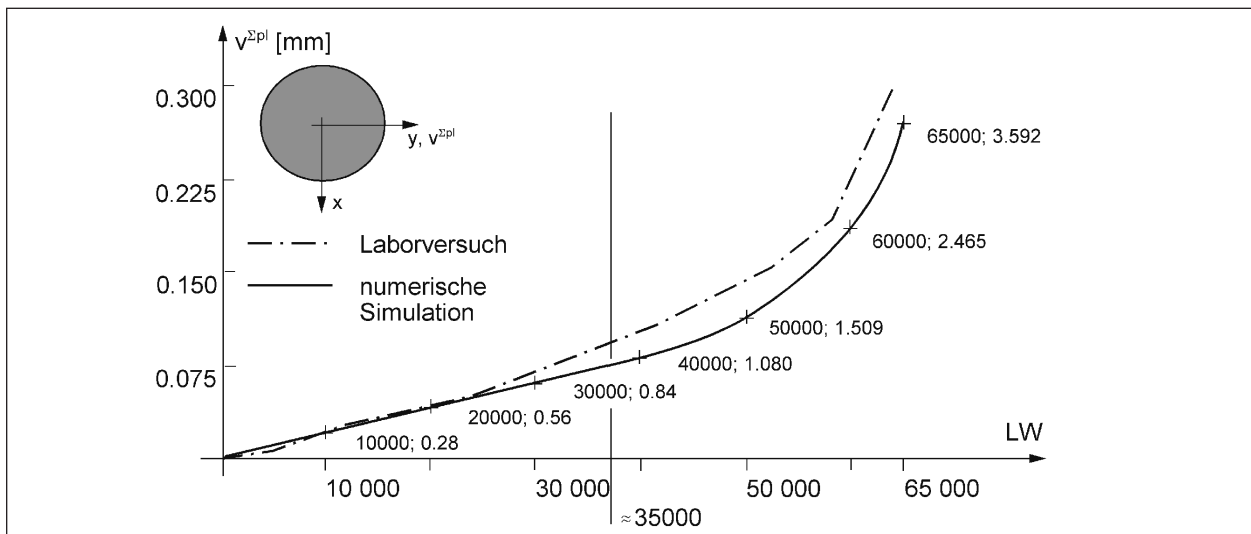


Bild 5.6: Akkumulierte plastische Querverschiebung des Probekörpers (Verschiebungen in y-Richtung) am Wegaufnehmer in Abhängigkeit der Lastwechselzahl (LW)

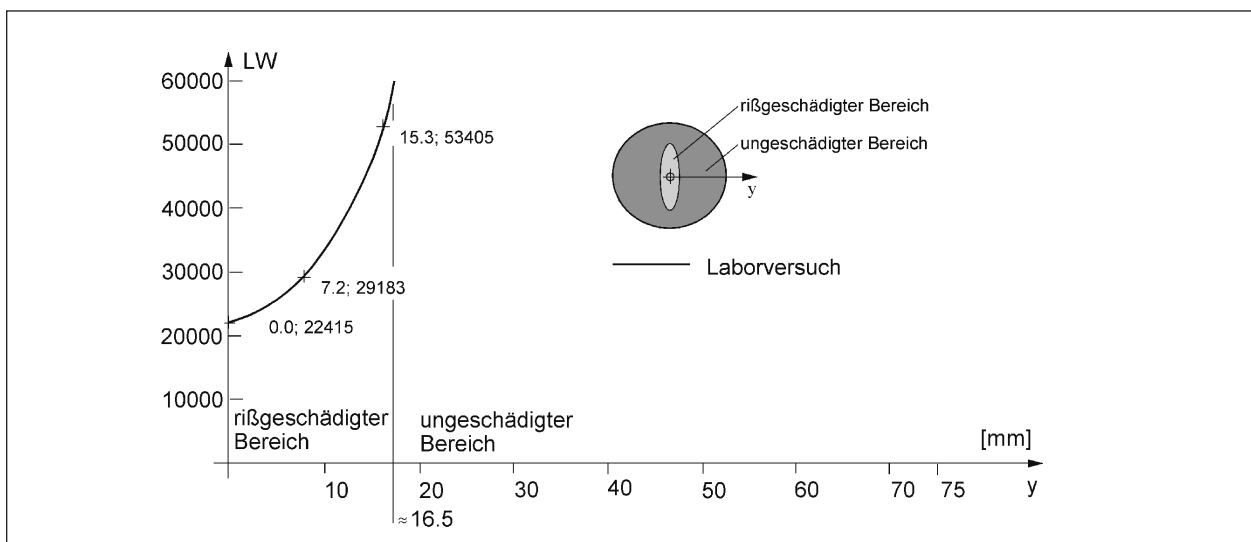


Bild 5.7: Mikrorissbeginn in Abhängigkeit vom Abstand zum Probekörperzentrum

5.1.2 Numerische Simulation der Spurbildungsversuche im Großmaßstab

5.1.2.1 Probekörpergeometrie

Im Rahmen der Projektbearbeitung wurden vom Prüfamf für den Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München großmaßstäbliche Spurrinnenbildungstests durchgeführt. Die in den Versuchen eingesetzten Probekörper besitzen einen geschichteten Aufbau. Sie sind aus einer Asphaltdeckschicht der Dicke 45 mm, einer 50 mm dicken Asphaltbinderschicht und einer Asphalttragschicht mit einer Dicke von 110 mm zusammengesetzt. Die Probekörper befinden sich in einer rechteckigen Einfassung aus Stahl mit den Seitenabmessungen 135 x 135 cm² (Bild 5.8). Die Stirnseiten

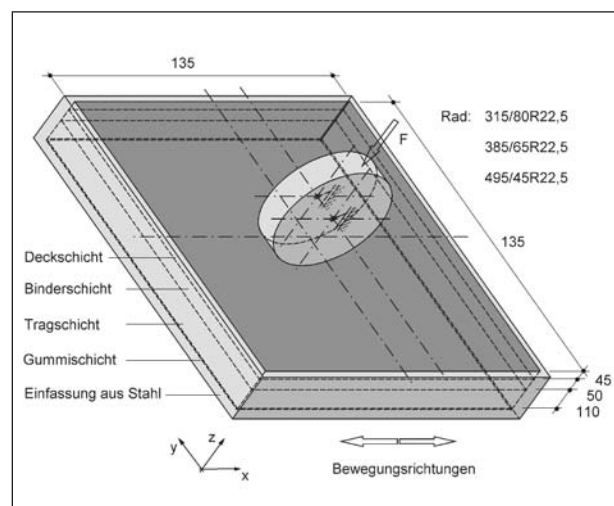


Bild 5.8: Versuchsaufbau (Maße in [cm])

der Probekörper werden von der Einfassung starr gehalten. Zwischen der Unterseite der Probekörper und dem Boden der Einfassung befindet sich eine Gummischicht. Die Probekörper sind in vertikaler Richtung elastisch gelagert. Auf der Gummischicht wurde ein E_{v2} -Wert von 120 N/mm² gemessen.

In Bild 5.9 ist das verwendete FE-Netz dargestellt. Aus Symmetriegründen wurde nur ein Viertel des

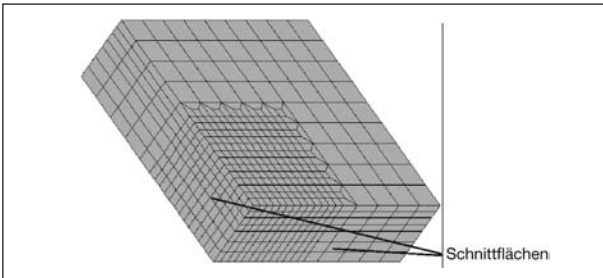


Bild 5.9: FE-Netz zur Simulation der Spurbildungsversuche im Großmaßstab

Versuchsnummer	Radlast [kN]	Aufstandsfläche [m ²]	Lastwechselzahlen
1.A	4,0	0,05409	bis 7.300
1.B	3,2	0,05289	bis 15.700
1.C	3,2	0,05985	bis 22.900
2.A	4,5	0,05830	bis 8.400
2.B	3,8	0,05335	bis 14.600
2.C	3,8	0,06353	bis 20.700
3.A	6,5	0,08611	bis 9.500
3.B	4,5	0,10326	bis 16.700
3.C	4,5	0,08053	bis 22.600

Tab. 5.1: Belastungsregimes

Versuch 1.A-1.C		Versuch 2.A-2.C		Versuch 3.A-3.C	
Schichttiefe	Temperatur	Schichttiefe	Temperatur	Schichttiefe	Temperatur
[m]	[°C]	[m]	[°C]	[m]	[°C]
0,03	42,0	0,03	40,6	0,03	41,8
0,07	35,5	0,07	35,5	0,07	35,4
0,15	28,4	0,15	28,5	0,15	28,9

Tab. 5.2: Temperaturen

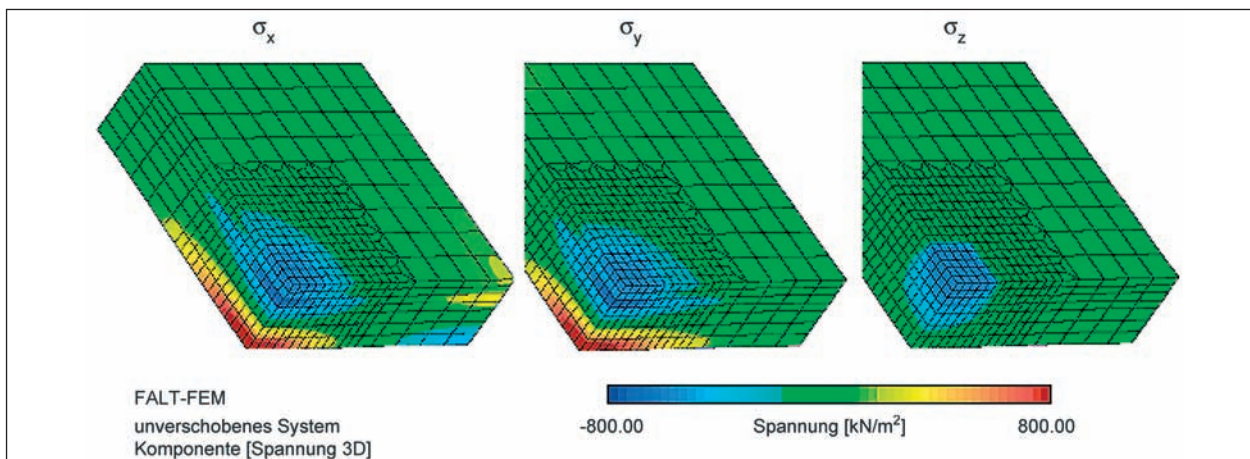


Bild 5.10: Darstellung der berechneten Spannungen im Spurbildungsversuch im Großmaßstab

Probekörpers vernetzt. Die nicht vernetzten Bereiche werden über die Symmetrierandbedingungen mit berücksichtigt, vgl. Kapitel 5.1.1.

Das FE-Netz ist aus 1.834 Elementen zusammengesetzt. Die Anzahl der unbekanntenen Knotenverschiebungsfreiheitsgrade beträgt 26.274.

5.1.2.2 Belastung und Temperatur

Vom Projektpartner TU München wurden Versuche mit drei unterschiedlichen Reifentypen mit jeweils drei verschiedenen Belastungsregimes durchgeführt (Tabelle 5.1).

Die Belastung wurde analog zu Kapitel 5.1.1 in fünf Inkrementen bis zur Volllast gesteigert. Nach dem 5. Inkrement folgen Lastwechselinkremente, die jeweils bis zu 1.000 Lastwechsel umfassen. Um die Änderung der Belastungsintensität berücksichtigen zu können, mussten am Ende von 1.A, 1.B, 2.A, 2.B, 3.A und 3.B zusätzliche Lastinkremente eingeschoben werden. Die Prüftemperatur ist über die Dicke der Probekörper nicht konstant. Die Durchschnittswerte der Temperatur können in Abhängigkeit der Schichttiefe aus Tabelle 5.2 entnommen werden.

5.1.2.3 Material

Die E-Moduli bei Belastungsbeginn betragen in 0,03 m Tiefe 1.250 MPa, in 0,07 m 3.750 MPa und in 0,15 m Tiefe 5.000 MPa. Die Querdehnzahl wird zu 0,35 angenommen. Für die Parameter des rheologischen Modells werden die Gleichungen 4.11 bis 4.13 eingesetzt.

5.1.2.4 Berechnungsergebnisse

Bild 5.10 zeigt für Versuch 1.A die Spannungen σ_x , σ_y und σ_z (s. Bild 5.8), nachdem die Last F vollständig aufgebracht ist, d. h., nach dem 5. Inkrement.

In Tabelle 5.3 sind die berechneten akkumulierten plastischen Vertikalverschiebungen im Lasteinleitungsbereich den akkumulierten plastischen Vertikalverschiebungen der großmaßstäblichen Laborversuche gegenübergestellt.

5.1.3 Numerische Simulation zur Abschätzung des Tragverhaltens ausgewählter Fahrbahnbefestigungen nach den RStO

5.1.3.1 Geometrie, Belastung, Temperatur und Material

Untersucht wurden flexible Straßenbefestigungen, die aus einer 40 mm dicken Deckschicht, einer 80 mm dicken Binderschicht und einer 160 mm, 180 mm bzw. 220 mm dicken Tragschicht bestehen. Um die Ergebnisse dieser Berechnungen mit den Ergebnissen der großmaßstäblichen Laborversuche vergleichen zu können, wurden für die Belastung die in Tabelle 5.1 und für die Temperaturen die in Tabelle 5.2 angegebenen Werte zugrunde gelegt sowie identische Materialdaten verwendet.

	Versuch 1.A-1.C Verschiebungen nach 22.900 LW [mm]	Versuch 2.A-2.C Verschiebungen nach 20.700 LW [mm]	Versuch 3.A-3.C Verschiebungen nach 22.600 LW [mm]
Messung	3,3	4,5	4,6
Rechnung	4,3	4,7	5,6

Tab. 5.3: Akkumulierte plastische Vertikalverschiebungen

Dicke der Asphalttragschicht [mm]	Belastungskonstellation		
	Versuch 1.A-1.C Verschiebungen nach 22.900 LW [mm]	Versuch 2.A-2.C Verschiebungen nach 20.700 LW [mm]	Versuch 3.A-3.C Verschiebungen nach 22.600 LW [mm]
160	2,0	2,1	2,5
180	1,8	1,9	2,3
220	1,6	1,7	2,0

Tab. 5.4: Berechnete akkumulierte plastische Verformungen der untersuchten RStO-Befestigungen

In Bild 5.11 sind die verwendeten FE-Netze dargestellt. Die Netze umfassen 2.096 Elemente. Die Anzahl der unbekanntenen Knotenverschiebungsfreiheitsgrade beträgt 29.697.

5.1.3.2 Berechnungsergebnisse

In Tabelle 5.4 sind die berechneten akkumulierten plastischen Vertikalverschiebungen im Lasteinleitungsbereich angegeben.

5.2 Vergleich der Verformungsversuche

5.2.1 Vergleich der Untersuchungsergebnisse der Triaxialversuche und der Spurbildungsversuche

Der dynamische Triaxialversuch gilt als ein Versuch, mit dem das Verformungsverhalten von Asphalt im Labor praxisnah untersucht werden kann. Der Triaxialversuch ist aber in seiner Durchführung sehr aufwändig und erfordert eine Prüfapparatur, die in Deutschland derzeit nur an drei Forschungseinrichtungen vorhanden ist.

Einen Gegensatz dazu stellt das Spurbildungsgerät dar, mit dem Prüfungen an zahlreichen deutschen Asphaltlaboratorien durchgeführt werden können, wobei die darin zur Anwendung kommende Belastung zwar als praxisnah gilt, jedoch die genauen Beanspruchungsgrößen nicht bekannt sind.

Ziel eines Vergleiches der beiden in ihrer Zielsetzung, Beanspruchungsart und Ergebnisauswertung grundlegend verschiedenen Versuche ist zu überprüfen, ob grundsätzliche Aussagen des einfachen Spurbildungsversuchs durch den hochkomplexen Triaxialversuch bestätigt werden können. Ist dies der Fall, genügt zur Untersuchung einfacher Problemstellungen die Anwendung des Spurbildungsversuchs.

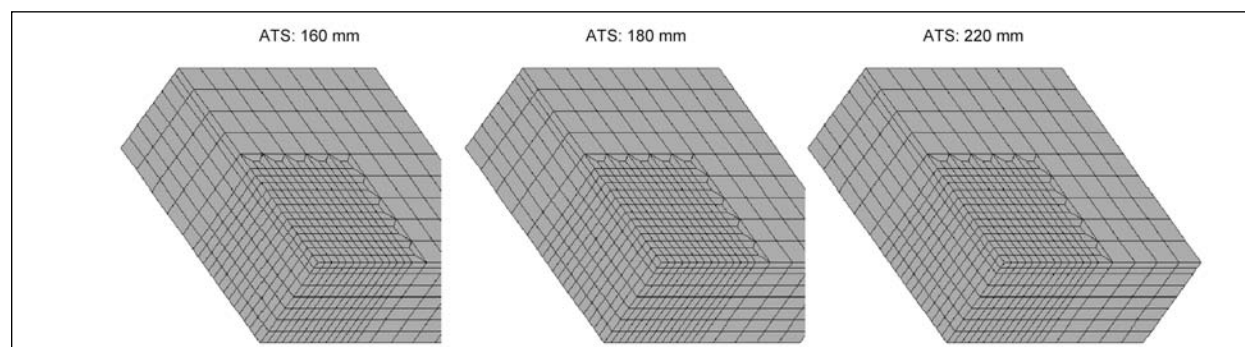


Bild 5.11: Untersuchte Befestigungen nach Tafel 1, Zeile 1 der RStO

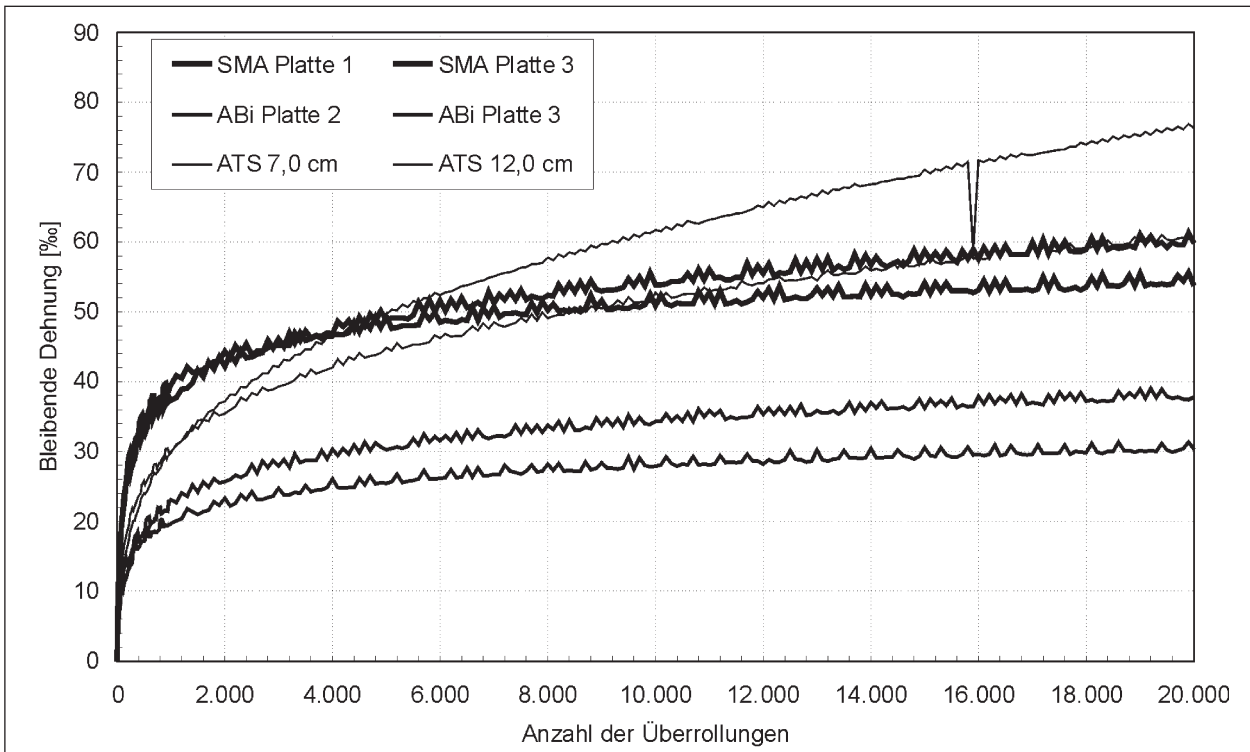


Bild 5.12: Ergebnisse der Spurbildungsversuche an im Walzsegmentverdichter hergestellten Probeplatten aus SMA 0/11 S, ABi 0/16 S und ATS 0/22 CS

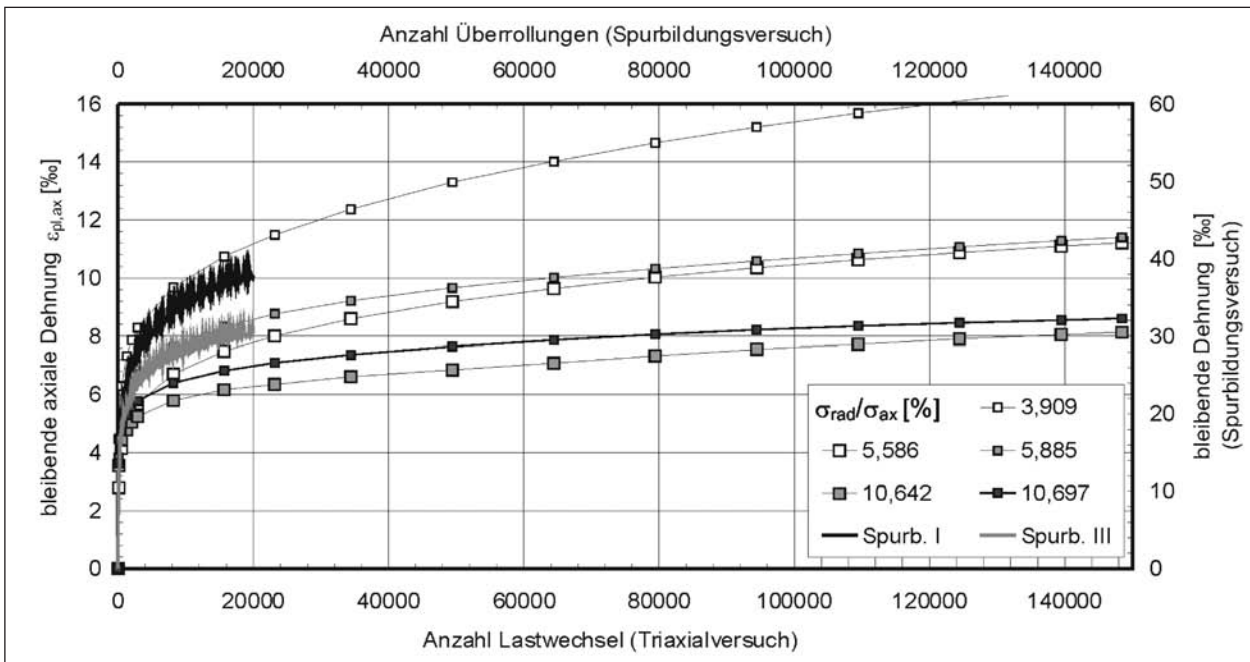


Bild 5.13: Einordnung des Verformungsverlaufes der Prüfungen des ABi 0/16 S im Spurbildungsversuch in die Ergebnisse des dynamischen Triaxialversuchs bei 50 °C mit unterschiedlich skalierten Dehnungsachsen

Eine Aussage der Ergebnisse des Triaxialversuchs ist die, dass der Asphaltbinder eine gegenüber Deck- und Tragschichtmaterial deutlich höhere Verformungsresistenz aufweist. Dies kann auch bei den Spurbildungsversuchen beobachtet werden. In Bild 5.12 sind die bleibenden Verformungen

der Spurbildungsversuche als Relativwerte zur Plattendicke aufgetragen, was einen Vergleich der mit unterschiedlichen Plattendicken geprüften Asphaltarten erlaubt. Die an den Platten aus ABi 0/16 S gemessenen Dehnungen sind deutlich geringer als die an den beiden anderen Asphalt-

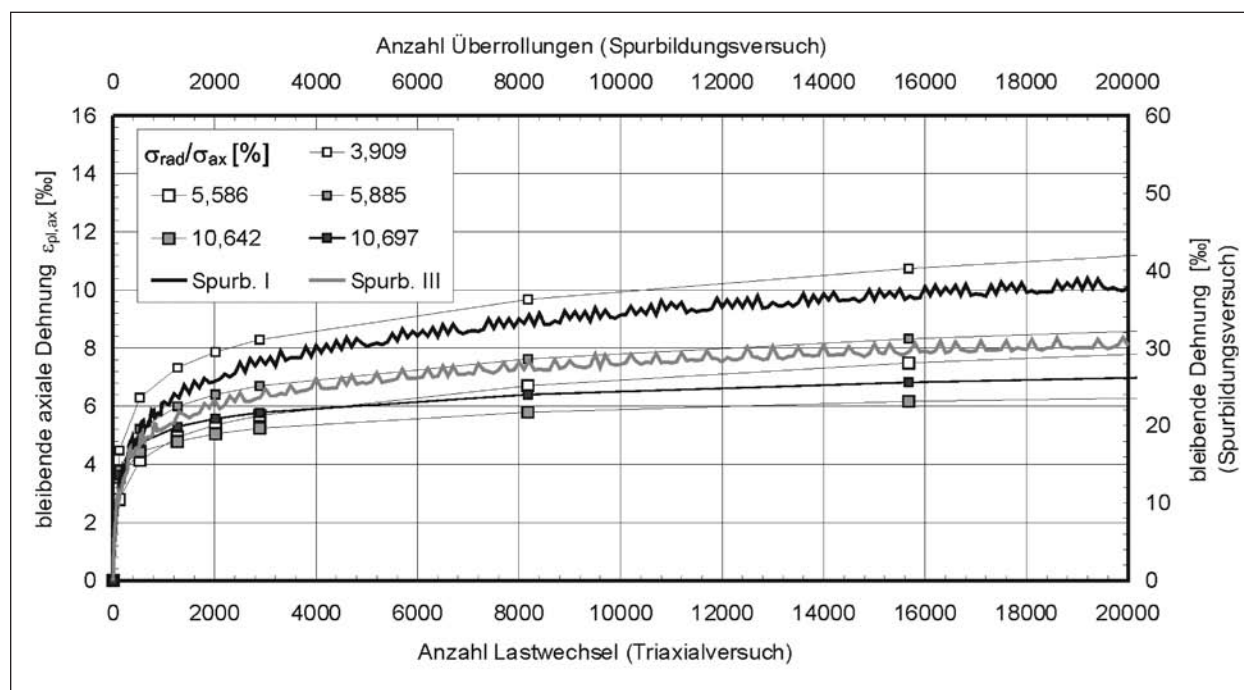


Bild 5.14: Einordnung des Verformungsverlaufes der Prüfungen des ABi 0/16 S im Spurbildungsversuch in die Ergebnisse des dynamischen Triaxialversuchs bei 50 °C mit unterschiedlich skalierten Dehnungsachsen – 0 bis 20.000 Lastwechsel/Überrollungen

arten ermittelten Verformungen. Weiterhin ist zu erkennen, dass die Dehnungen nach 20.000 Überrollungen beim Splittmastixasphalt und beim Asphalttragschichtmaterial bei der 7 cm dicken Platte etwa gleiche Größenordnungen erreichen, wobei der Verlauf der Kurven darauf hindeutet, dass bei weiterer Belastung die Dehnungen an den Tragschichtplatten stärker zunehmen werden als an den Platten aus Splittmastixasphalt.

In den Bildern 5.13 und 5.14 sind die Ergebnisse der Spurbildungsversuche und der Triaxialversuche im gleichen Diagramm dargestellt. Dabei wurden aufgrund der unterschiedlichen Belastungsart und -größe die in den beiden Versuchsarten gemessenen Dehnungen unterschiedlich skaliert aufgetragen. Beim SMA 0/11 S und ABi 0/16 S können die Dehnungsverläufe der Spurbildungsversuche gut mit den Verformungskurven der Triaxialversuche bei geringer Radialspannung verglichen werden. Dies deutet darauf hin, dass die Asphaltproben im Spurbildungsversuch eine Beanspruchung erfahren, die einer Beanspruchung im Triaxialversuch vergleichbar ist, bei der der tertiäre Schädigungsbereich erreicht wird. Da diese fortschreitende Schädigung als nicht praxisrelevant einzustufen ist, kann daraus die Folgerung abgeleitet werden, dass die im Spurbildungsgerät aufgebraute Beanspruchung zur Ermittlung von in einem Stoffmodell verwertbaren Materialkenn-

größen nicht geeignet ist. Trotzdem eignet sich der Spurbildungsversuch für die vergleichende Ansprache des Verformungsverhaltens verschiedener Asphalte.

5.2.2 Vergleich der Versuchsergebnisse aus den Spurbildungsversuchen im Spurbildungsgerät mit denen im großmaßstäblichen Versuch

In den Bildern 5.15 bis 5.17 sind die Spurbildungsraten [$\mu\text{m}/\text{LW}$] der in den einzelnen Aufstandsberreichen der Belastungsreifen gemessenen Verformungen der großmaßstäblichen Versuche zusammen mit der Verformungsrate III, die im Spurbildungsgerät am Asphaltpaket gemessen wurde, dargestellt.

Während die Konzeption der großmaßstäblichen Versuche auf eine möglichst genaue Abbildung der Realsituation abzielt, gilt die Untersuchung im Spurbildungsgerät als gängiges, normiertes und demnach eindeutig reproduzierbares Verfahren zur Voraussage des Verformungswiderstandes. Die Versuchsparameter der beiden Untersuchungsvarianten sind in den entsprechenden Kapiteln beschrieben. Die für die Interpretation des Vergleichs relevanten Unterschiede sind in Tabelle 5.5 stichpunktartig gegenüber gestellt.

Trotz der für eine Gegenüberstellung notwendigen Vernachlässigung unterschiedlicher Versuchsparameter ist ein Vergleich der Versuchsergebnisse aufgrund der beschriebenen Reproduzierbarkeit auf der einen Seite und der praxisnahen Simulation realer Verhältnisse auf der anderen Seite bei Unter-

suchung des identischen Asphaltaufbaus bedingt möglich. So wurde in beiden Versuchen der Verformungswiderstand des gleichen Asphaltaufbaus unter einer rollenden vertikalen Last bei wiederholter Belastung mit Lastpausen untersucht.

	Spurbildungsgerät	Versuche im Großmaßstab
Prüfrad	Gummirad Shorehärte 80 °A	In der Praxis zum Einsatz kommende Luftreifen mit Möglichkeit der Fülldruckanpassung
	Größenverhältnis zwischen Lastfläche und Korngröße im Traggerüst nicht praxisnah	Größenverhältnis entsprechend realer Situation, abhängig von der Wahl des Reifentyps und der Radlast-Fülldruck-Kombination
Form der Aufstandsfläche	Rechteckig	Abhängig vom Reifentyp
Temperatur	Über Höhe des Prüfkörpers konstant 50 °C	Temperaturgradient über Asphaltkörperhöhe
Belastungsdauer	Rollgeschwindigkeit ca. 0,73 km/h bei kurzer Belastungsdauer (Aufstandslänge)	Rollgeschwindigkeit ca. 0,45 km/h bei langer Belastungsdauer (abhängig vom Reifentyp)
Aufstandsfläche	799 mm ² Prüfradbreite: 47 mm; Aufstandslänge: 17 mm	abhängig von Reifenart, Fülldruck und Belastung
Flächenpressung	Mittlere Flächenpressung: 0,876 MPa	Mittlere Flächenpressung: abhängig von Reifenart, Fülldruck und Radlast (0,543 MPa bis 0,755 MPa)

Tab. 5.5: Unterschiede in den Prüfmodalitäten der Spurbildungsversuche

Im Spurbildungsgerät wurde das Asphaltpaket gleichmäßig auf 50 °C temperiert, während bei den großmaßstäblichen Versuchen ein realitätsnaher Temperaturgradient mit einer Oberflächentemperatur von ca. 47 °C und einer Temperatur von ca. 28 °C an der Tragschichtunterseite vorgegeben wurde.

Die Flächenpressung in den großmaßstäblichen Versuchen hängt von der Auflast, Reifenart und -größe sowie vom Reifenfülldruck ab. Die in den Bildern für jeden Teilversuch angegebene mittlere Flächenpressung wurden durch die Messung der Latschflächen (Einhüllende der gesamten Aufstandsfläche) bestimmt, die sich bei den entsprechenden Belastungen auf einer Stahlplatte abzeichnet.

Die Ergebnisse der Spurbildungsversuche zeigen, dass die einzelnen Reifenabschnitte quer zur Überrollrichtung zu unterschiedlichen Spurbildungsraten führen. Nur in den in Bild 5.16 dargestellten Versuchen mit einem Reifen vom Typ 385/65 R 22,5 ergeben sich über die Reifenbreite etwa gleiche Spurraten der einzelnen Reifenbereiche.

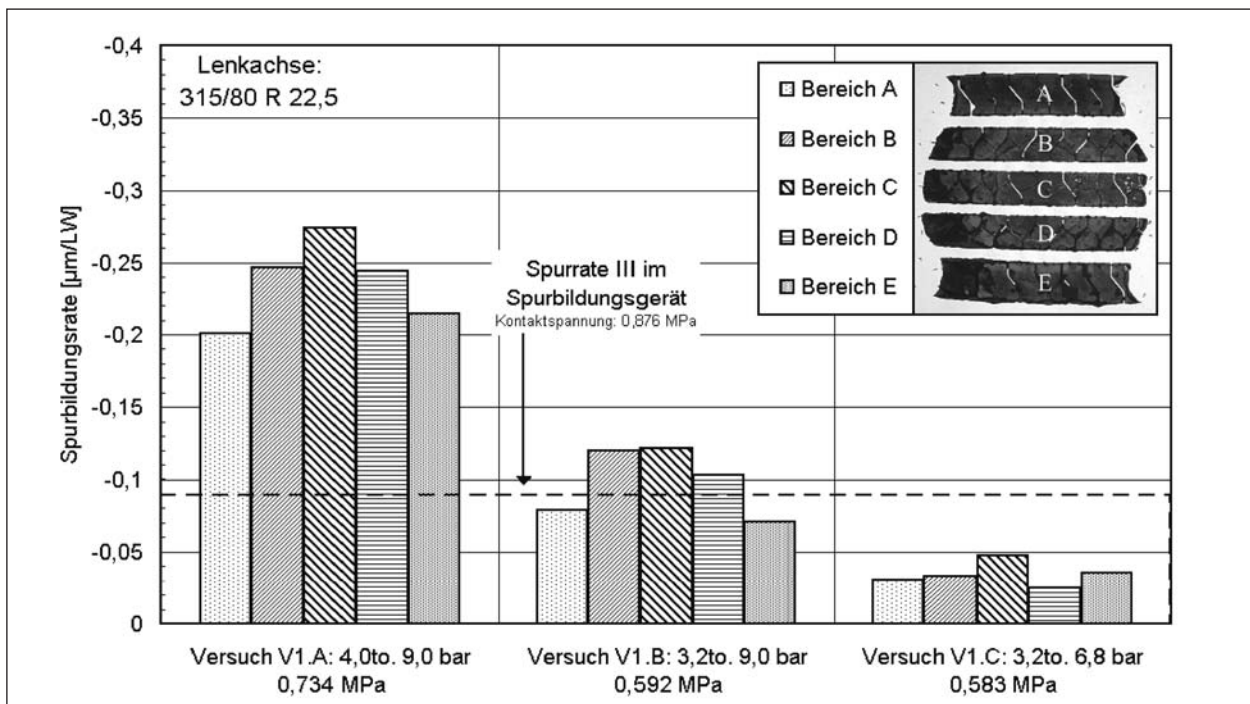


Bild 5.15: Spurbildungsraten der großmaßstäblichen Versuche mit einem Lenkachsreifen 315/80 R 22,5 in den verschiedenen Reifenaufstandsbereichen im Vergleich mit der Verformungsrate im Spurbildungsgerät

Die Flächenpressung bei den Versuchen im Spurbildungsgerät wurde zu 0,876 MPa ermittelt. Es liegt somit eine höhere Flächenpressung vor als bei den Versuchen im Großmaßstab.

Die Einflüsse des Reifentyps sowie der unterschiedlichen Belastungen unter den verschiedenen

Zonen der Reifen können durch die Versuche im Spurbildungsgerät nicht nachgestellt werden. Weiterhin zeigt der Vergleich der Verformungsentwicklung in den Versuchen im Großmaßstab ($p_m = 0,543 \text{ MPa}$ bis $p_m = 0,755 \text{ MPa}$) mit den Ergebnissen aus den Versuchen im Spurbildungsgerät ($p_m =$

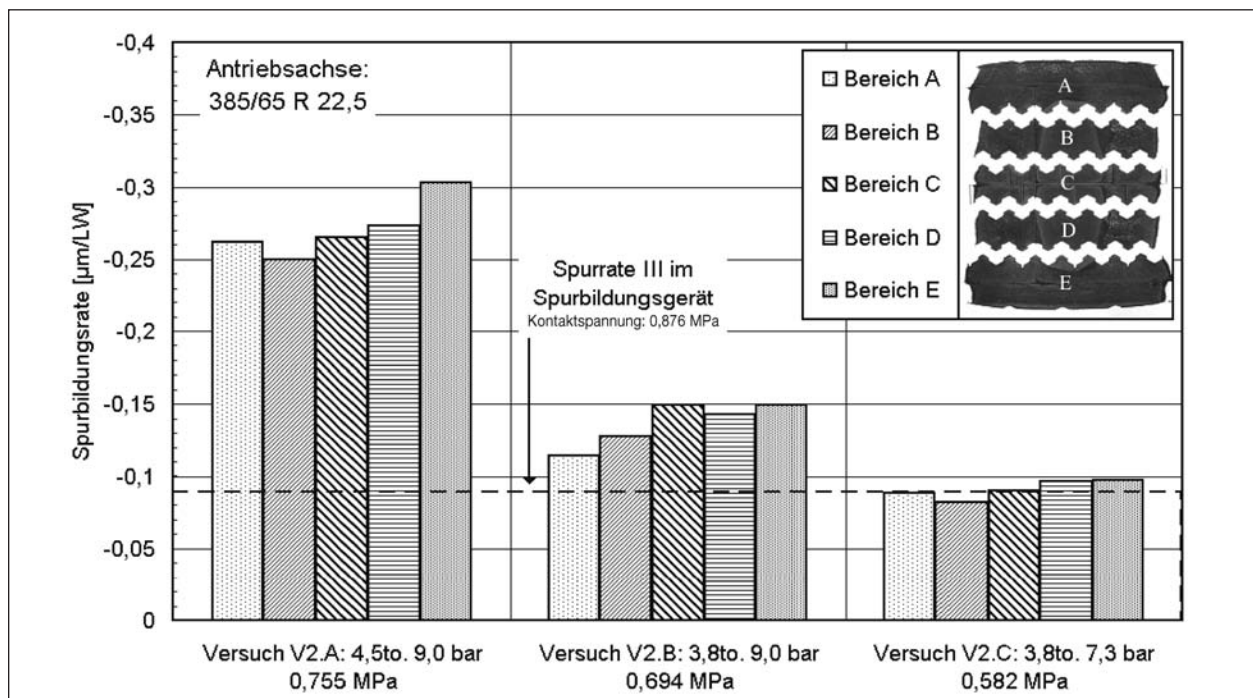


Bild 5.16: Spurbildungsraten der großmaßstäblichen Versuche mit einem Antriebsachsreifen 385/65 R 22,5 in den verschiedenen Reifenaufstandsbereichen im Vergleich mit der Verformungsrate im Spurbildungsgerät

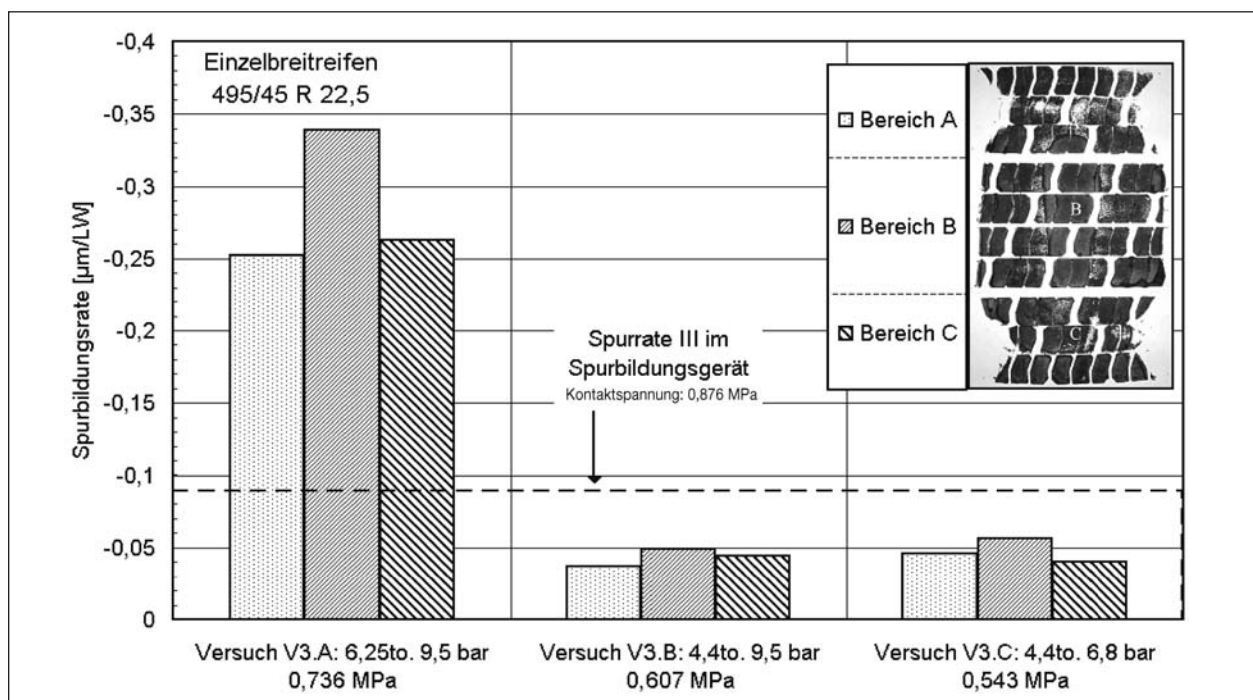


Bild 5.17: Spurbildungsraten der großmaßstäblichen Versuche mit einem Einzelbreitreifen 495/45 R 22,5 in den verschiedenen Reifenaufstandsbereichen im Vergleich mit der Verformungsrate im Spurbildungsgerät

0,876 MPa), dass Radlast/Fülldruck-Kombinationen mit hoher mittlerer Flächenpressung zu deutlich stärkeren Verformungen führen, als sie in den Versuchen im Spurbildungsgerät erzeugt wurden.

Da beim Versuch im Spurbildungsgerät u. a. reifenspezifische Einflüsse nicht abgedeckt werden, scheint es für eine präzise Voraussage des Verformungswiderstandes sinnvoller, Ergebnisse aus Versuchen im Spurbildungsgerät für den relativen Vergleich unterschiedlicher Asphaltmischungen heranzuziehen und anschließend am favorisierten Asphaltaufbau die Realsituation großmaßstäblich abzubilden. Umgekehrt könnten Ergebnisse aus großmaßstäblichen Versuchen zur Vergleichbarkeit untereinander und mit dem Ziel einer empirisch erstellten Datenbank durch normierte Versuche im Spurbildungsgerät am betrachteten Asphaltaufbau verifiziert werden.

5.3 Vergleich der Untersuchungsergebnisse der Spaltzugversuche und der Zug-Schwell-Versuche

5.3.1 Vergleich der Ergebnisse der statischen Versuche

Mit den beiden statisch durchgeführten Zugversuchsarten lassen sich Unterschiede zwischen den drei untersuchten Asphaltarten feststellen. Zunächst werden die ermittelten Zugfestigkeiten betrachtet, die für den Spaltzugversuch in Bild 4.40 und für den axialen Zugversuch in Bild 3.39 dargestellt sind. Während der SMA 0/11 S beim Spaltzugversuch bei allen drei untersuchten Temperatu-

ren -5, +5 und +20 °C einheitlich die niedrigsten Spaltzugfestigkeiten aufweist, hat er in den axialen Zugversuchen nur im Temperaturbereich zwischen ca. -7 °C und +5 °C und unter -20 °C die geringsten Zugfestigkeiten im Vergleich zu den anderen Asphaltarten. Weiterhin fällt auf, dass die Unterschiede der Spaltzugfestigkeiten der Gemische bei positiven Temperaturen deutlich hervortreten, während sie bei der Versuchstemperatur von +5 °C etwa ein einheitliches Niveau erreichen. Beim axialen Zugversuch hingegen treten Unterschiede der Zugfestigkeit besonders deutlich bei Temperaturen von -5 °C und tiefer zutage, während im höheren Temperaturbereich nur geringe Unterschiede zu erkennen sind.

In Anlage A6.1 zeigen die Bilder die Ergebnisse der statischen axialen Zugversuche. Neben den Verläufen der Abkühlversuche sind die in den jeweiligen Einzelversuchen gemessenen axialen Zug- sowie Spaltzugfestigkeiten in Abhängigkeit der Temperatur aufgetragen. Zusammenfassend zeigt Bild 5.18 das Verhältnis der axialen Zugfestigkeiten zu den Spaltzugfestigkeiten. Als Vergleichswerte sind Ergebnisse von RICHTER [74] aufgeführt. Es ist deutlich erkennbar, dass bei hohen Temperaturen (20 °C) der axiale Zugversuch zu kleineren Werten der Zugfestigkeit führt als der Spaltzugversuch. Mit sinkender Temperatur kehrt sich dieses Verhältnis um, sodass bei Temperaturen um -5 °C die aus dem axialen Zugversuch ermittelte Zugfestigkeit größer ist als die aus dem Spaltzugversuch bestimmte. Abgesehen von der Messung des Deckschichtmaterials bei -5 °C zeigen alle Werte diesen Trend sehr deutlich. Gleich-

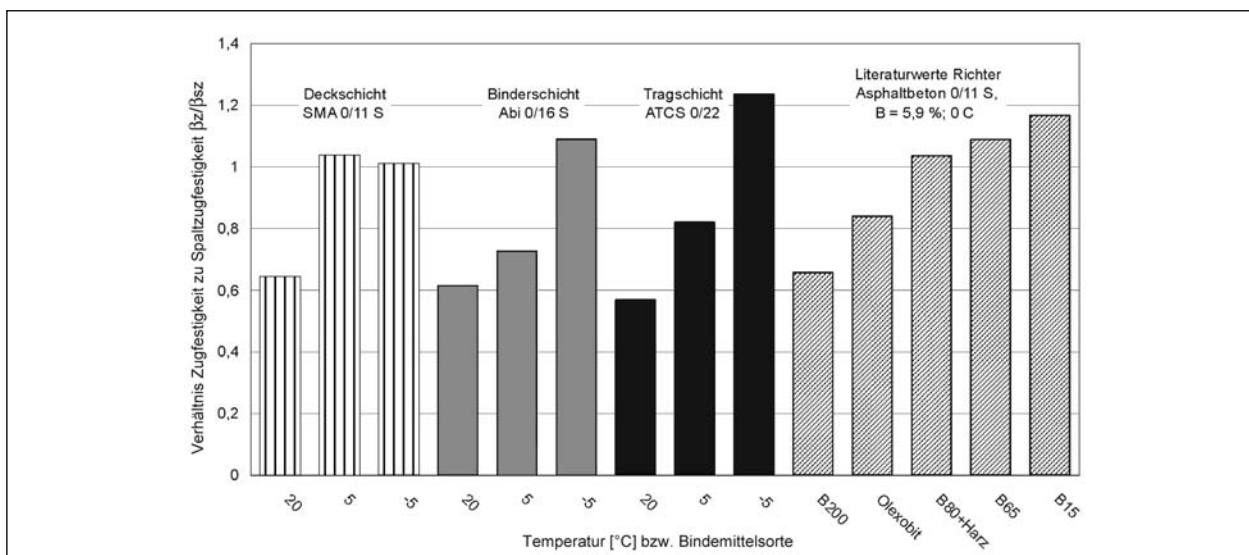


Bild 5.18: Verhältnis der axialen Zugfestigkeit zu der Spaltzugfestigkeit bei unterschiedlichen Temperaturen im Vergleich zu Literaturwerten von RICHTER [74]

zeitig korrelieren diese Beobachtungen mit vergleichenden Untersuchungen, in denen RICHTER [74] die beiden Versuche anhand von Asphaltbetonen mit unterschiedlichen Bindemitteln bei einer Temperatur von 0 °C durchgeführt hat. Auch hier ergeben sich uneinheitliche Verhältnisse zwischen axialer Zugfestigkeit und Spaltzugfestigkeit. Die Viskosität des Bindemittels hat einen Einfluss auf das Verhältnis β_Z/β_{SZ} , unabhängig davon, ob eine Erhöhung der Viskosität durch sinkende Temperaturen oder durch die Verwendung härterer Bindemittel hervorgerufen wurde.

Unterschiede der beiden Versuchsarten treten deutlich beim Vergleich der gemessenen Dehnungen hervor. Während die ermittelten Bruchdehnungen in den axialen Zugversuchen mit ansteigender Temperatur bei allen Asphaltarten deutlich zunehmen (vgl. Bild 4.49), unterscheiden sich die Querdehnungen im statischen Spaltzugversuch bei Deck- und Binderschichtmaterial zwischen +5 °C und +20 °C kaum (vgl. Bild 4.43).

5.3.2 Vergleich der Ergebnisse der Ermüdungsversuche

In Bild 5.19 sind die bei verschiedenen Temperaturen im axialen Zugschwellversuch und Spalt-

zugversuch ermittelten dehnungsabhängigen WÖHLER-Linien dargestellt. Die Ergebnisse der beiden Versuchsarten sind direkt nicht miteinander vergleichbar, da die Versuche bei unterschiedlichen Versuchsbedingungen durchgeführt wurden. Während die Zug-Schwell-Versuche ohne Lastpause gefahren wurden, wurden bei den Spaltzugversuchen Lastpausen von 0,4 s Dauer angesetzt. Die dehnungsabhängigen WÖHLER-Linien der axialen Zug-Schwell-Versuche unterschiedlicher Temperaturen spreizen bei allen untersuchten Asphaltmaterialien deutlich stärker als die der Spaltzugversuche. Während der Einfluss der Temperatur durch die dehnungsabhängige Auswertung der Spaltzugversuche weitgehend ausgeglichen werden kann, ist bei den Zug-Schwell-Versuchen weiterhin eine deutliche Abhängigkeit der dehnungsabhängigen WÖHLER-Linien erkennbar.

Die Darstellung der Lastwechselzahlen bei Makrorissbildung in Abhängigkeit der Oberspannung in den Bildern 5.23 bis 5.25 erlaubt durch die deutliche Spreizung der Versuchsergebnisse beider Versuchstypen den Vergleich der Versuchsergebnisse.

Bei beiden Prüfverfahren wurde bei der jeweils höchsten Prüftemperatur (Zug-Schwell-Versuch: +10 °C; Spaltzugversuch: +20 °C) die geringste

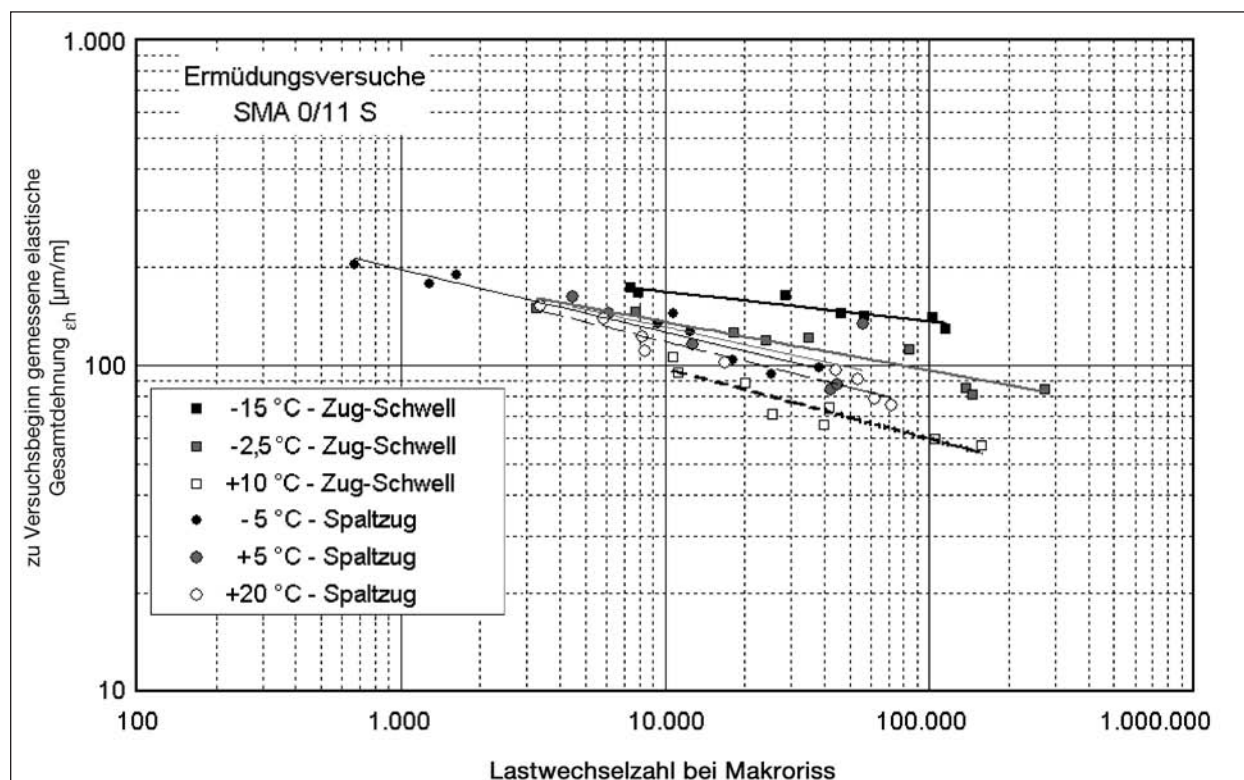


Bild 5.19: Ergebnisse der Ermüdungsversuche im Spaltzugversuch und im Zugschwellversuch (ausreißerbereinigt) am SMA 0/11 S als dehnungsabhängige WÖHLER-Linien

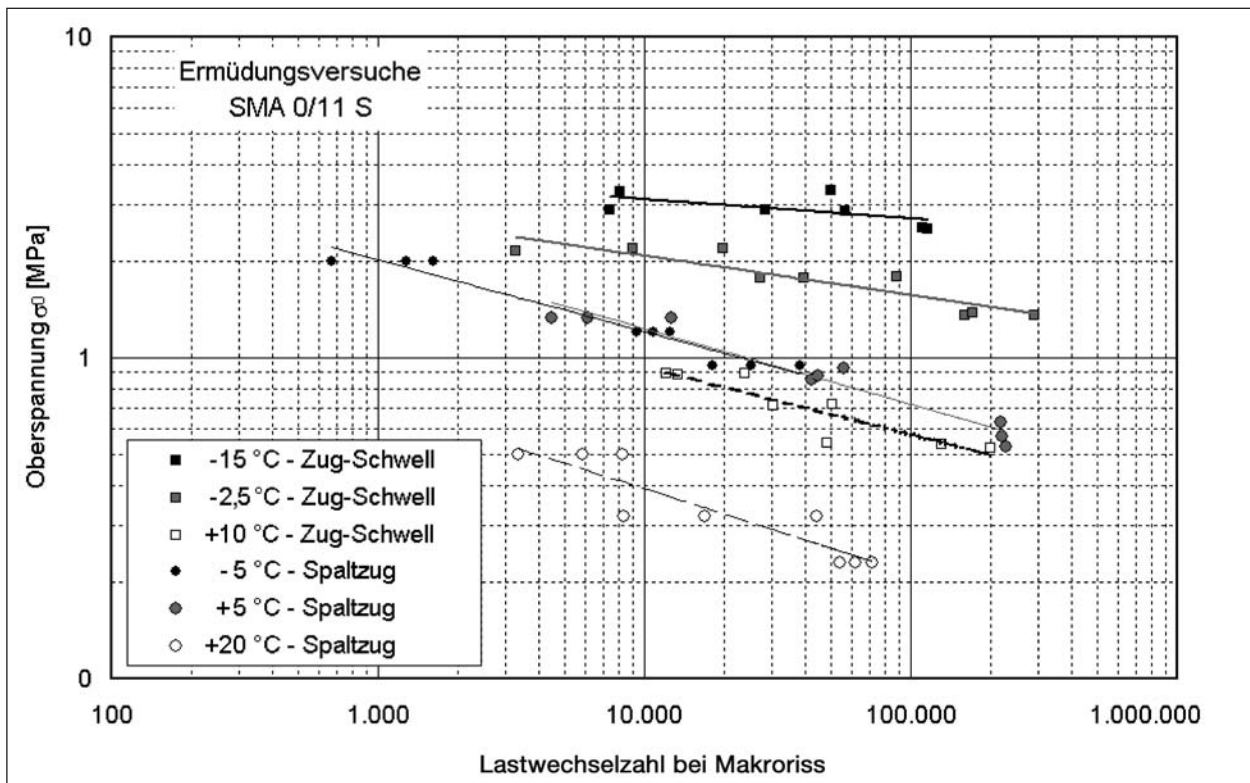


Bild 5.20: Ergebnisse der Ermüdungsversuche im Spaltzugversuch und im Zug-Schwell-Versuch (ausreißerbereinigt) am SMA 0/11 S in Abhängigkeit von der Oberspannung

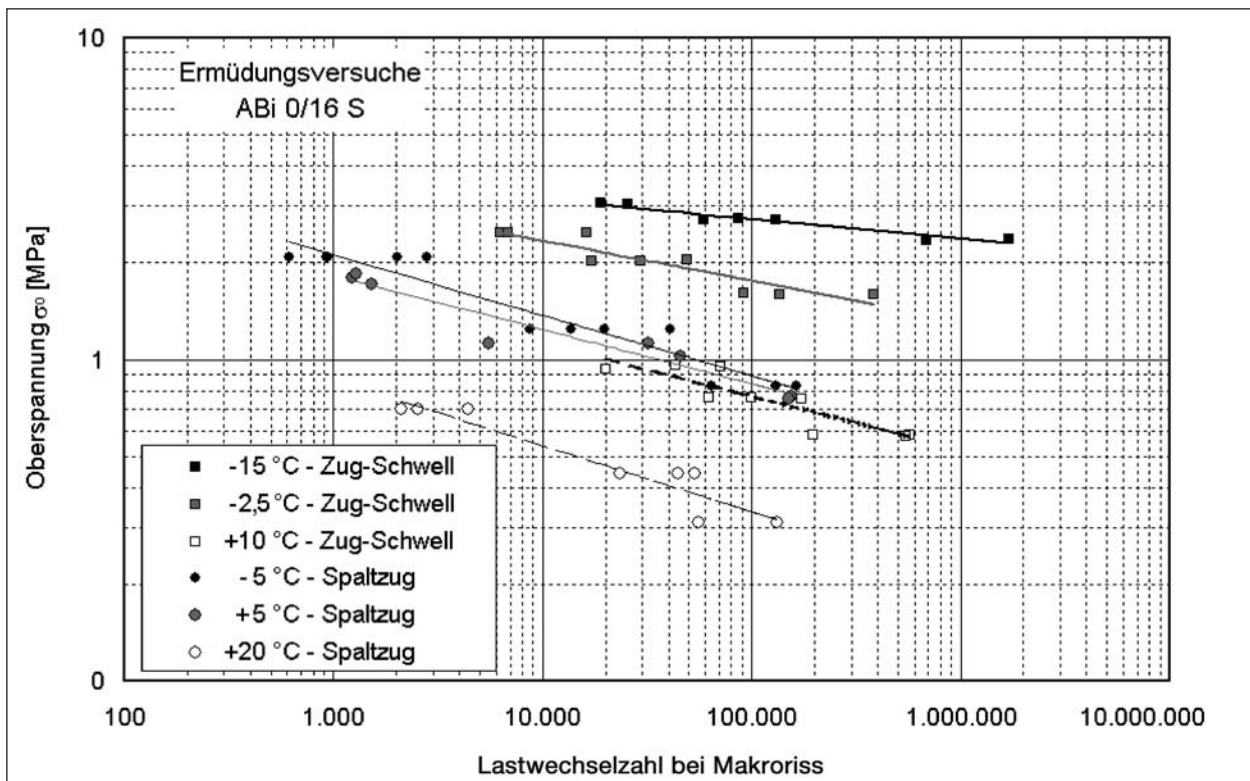


Bild 5.21: Ergebnisse der Ermüdungsversuche im Spaltzugversuch und im Zug-Schwell-Versuch (ausreißerbereinigt) am ABi 0/16 S in Abhängigkeit von der Oberspannung

Festigkeit festgestellt. Mit Ausnahme der WÖHLER-Linien der Spaltzugversuche bei -5 °C ordnen

sich alle Ergebnisgraphen mit ansteigender Prüftemperatur plausibel in die Diagramme ein. So lie-

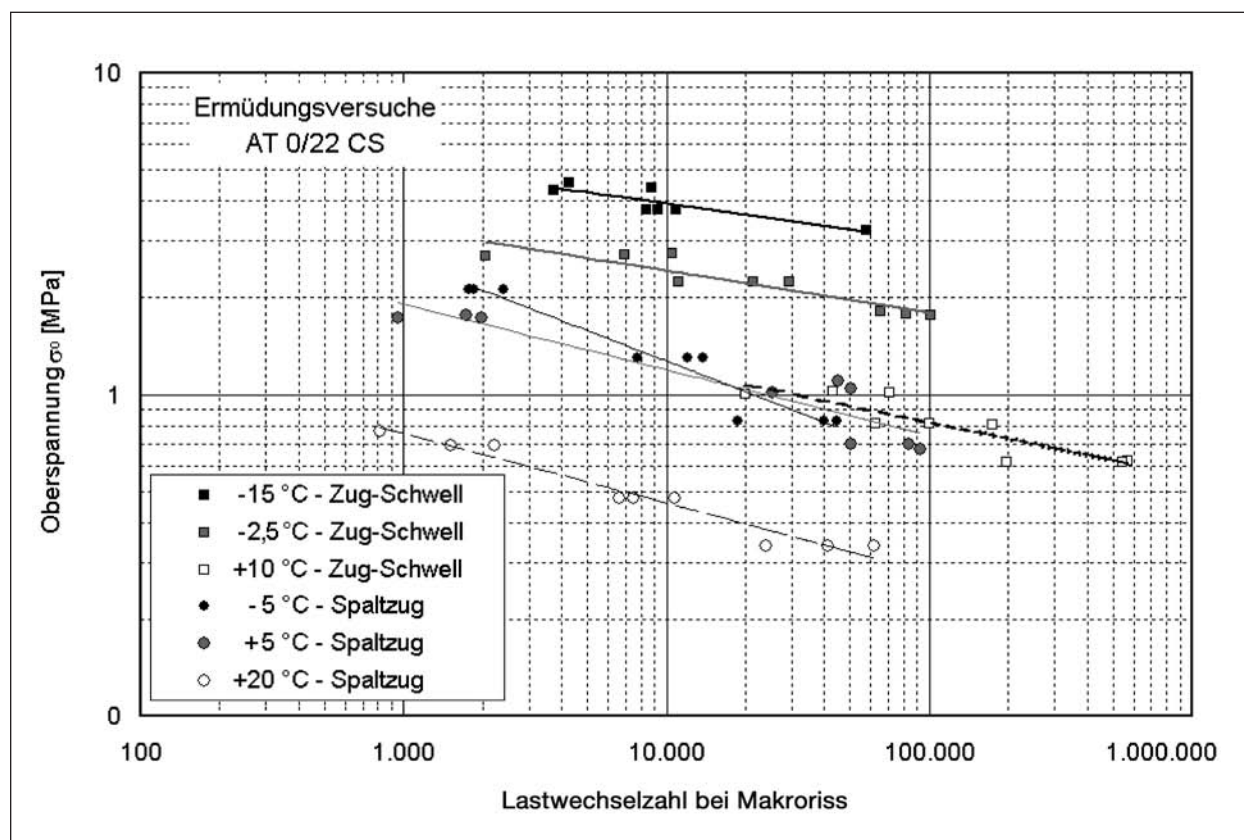


Bild 5.22: Ergebnisse der Ermüdungsversuche im Spaltzugversuch und im Zug-Schwell-Versuch (ausreißerbereinigt) am ATS 0/22 CS in Abhängigkeit von der Oberspannung

gen beim SMA 0/11 S und beim ABi 0/16 S die +10 °C-Linie der Zug-Schwell-Versuche zwischen der +5 °C-Linie und der +20 °C-Linie der Spaltzugversuche. Die Graphen der Spaltzugversuche bei -5 °C und +5 °C sowie der Zug-Schwell-Versuche bei +10 °C liegen bei der ATS 0/22 CS fast aufeinander.

Beim Vergleich der dehnungsabhängigen Ermüdungskurven der untersuchten Asphaltgemische hinsichtlich der Makrorissentstehung anhand der Ergebnisse der Spaltzugversuche ist eine höhere Ermüdungsfestigkeit des ABi 0/16 S gegenüber der ATS 0/22 CS und des SMA 0/11 S bei allen untersuchten Temperaturen festzustellen (vgl. Bild 4.65). Bei den Versuchen bei -5 °C mit kryogenen Spannungen zeigt der Splittmastixasphalt bei Dehnungen über 200 $\mu\text{m}/\text{m}$ jedoch eine höhere Ermüdungsfestigkeit als der Asphaltbinder.

Die Ergebnisse der Zug-Schwell-Versuche ergeben eine andere Reihung der Ermüdungsgefährdung der Asphaltgemische. Bei Heranziehen von spannungsabhängigen Ermüdungskurven (vgl. Bild 4.77) zeigt das Asphalttragschichtmaterial bei allen

Temperaturen ein besseres Ermüdungsverhalten als der Asphaltbinder und dem nachfolgend der Splittmastixasphalt, wobei die WÖHLER-Linien des SMA 0/11 S und des ABi 0/16 S bei -15 °C nahezu übereinanderliegen.

In den Bildern 5.23 und 5.24 sind die bei der Ermittlung der dehnungs- bzw. spannungsabhängigen WÖHLER-Linien erreichten Korrelationskoeffizienten vergleichend für die Zug-Schwell- und die Spaltzugversuche dargestellt. Mit den Spaltzugversuchen lassen sich im Rahmen dieses Forschungsauftrages deutlich bessere Korrelationskoeffizienten erreichen als mit den Zug-Schwell-Versuchen, bei denen zudem Ausreißer entfernt wurden. Auch die in den jeweiligen Ergebnistabellen enthaltenen Variationskoeffizienten der ermittelten Lastwechselzahlen zeigen, dass die Zug-Schwell-Versuche höheren Schwankungen unterliegen sind als die Spaltzugversuche.

Durch die großen Unterschiede des Hohlraumgehaltes im untersuchten Prüfmaterial können keine Vergleich- und Wiederholgenauigkeiten der beiden Ermüdungsversuchsarten ermittelt werden.

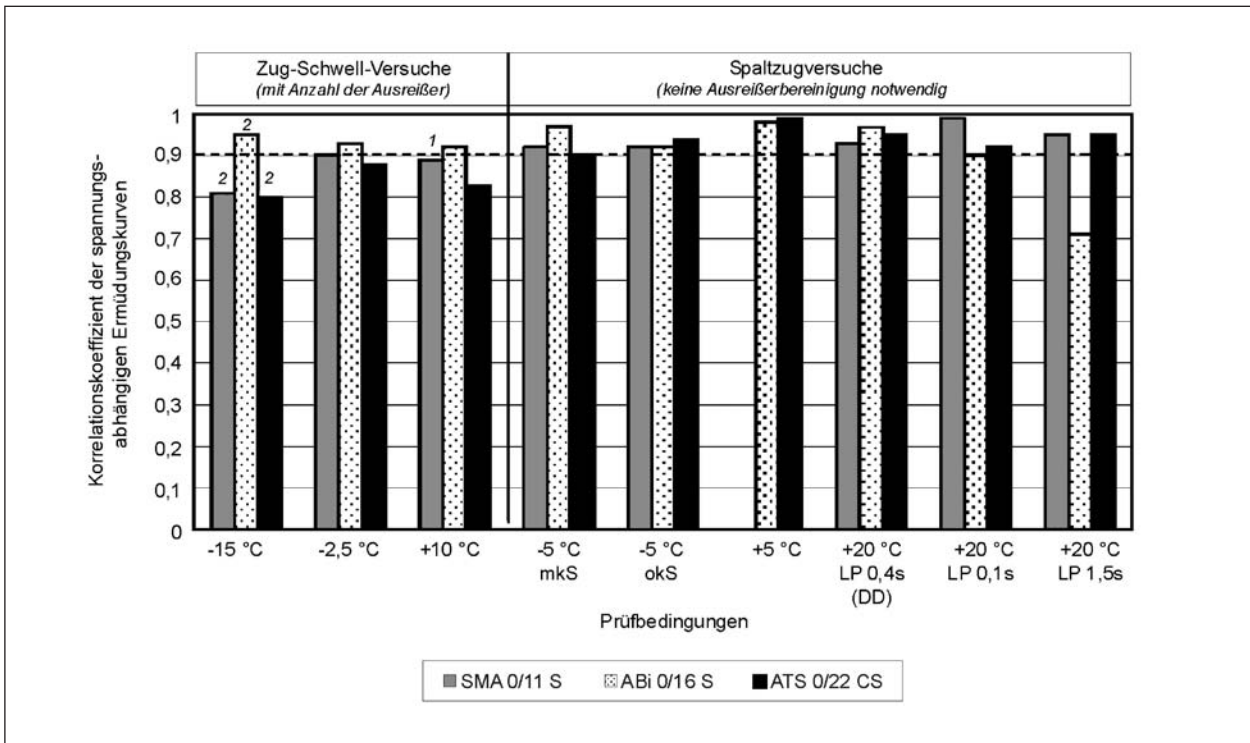


Bild 5.23: Vergleich der bei den Zug-Schwell-Versuchen und Spaltzugversuchen erreichten Korrelationskoeffizienten der dehnungsabhängigen Ermüdungskurven (Makrorissentstehung); Zug-Schwell-Versuche: ausreißerbereinigt

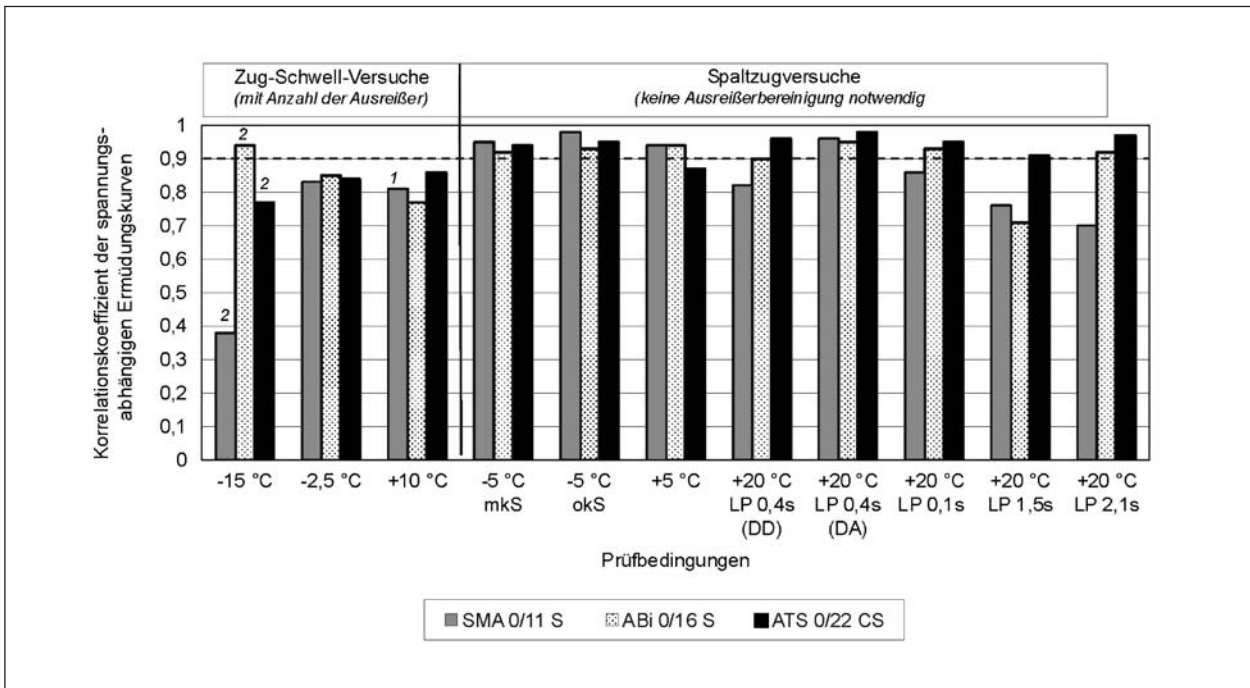


Bild 5.24: Vergleich der bei den Zug-Schwell-Versuchen und Spaltzugversuchen erreichten Korrelationskoeffizienten der spannungsabhängigen Ermüdungskurven (Makrorissentstehung) Zug-Schwell-Versuche: ausreißerbereinigt

Durch die Erfassung der Potenz-Funktionen, die die spannungs- und dehnungsabhängigen Ermüdungskurven beschreiben, kann die Lastwechsel-

zahl berechnet werden, bei der eine bestimmte Beanspruchung zur Bildung eines Makrorisses führt.

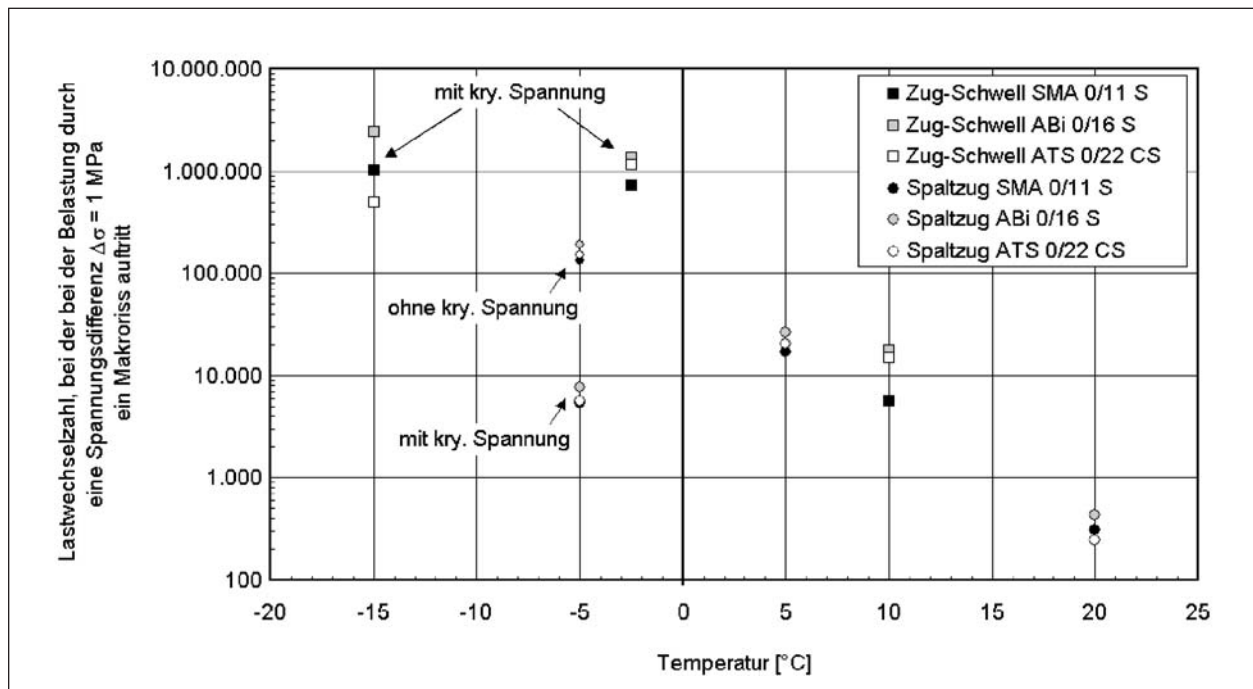


Bild 5.25: Vergleich der im Zug-Schwell-Versuch und im dynamischen Spaltzugversuch durch die Beanspruchung einer Spannungsdifferenz von 1 MPa auftretenden Lastwechselzahl bei Makrorissbildung

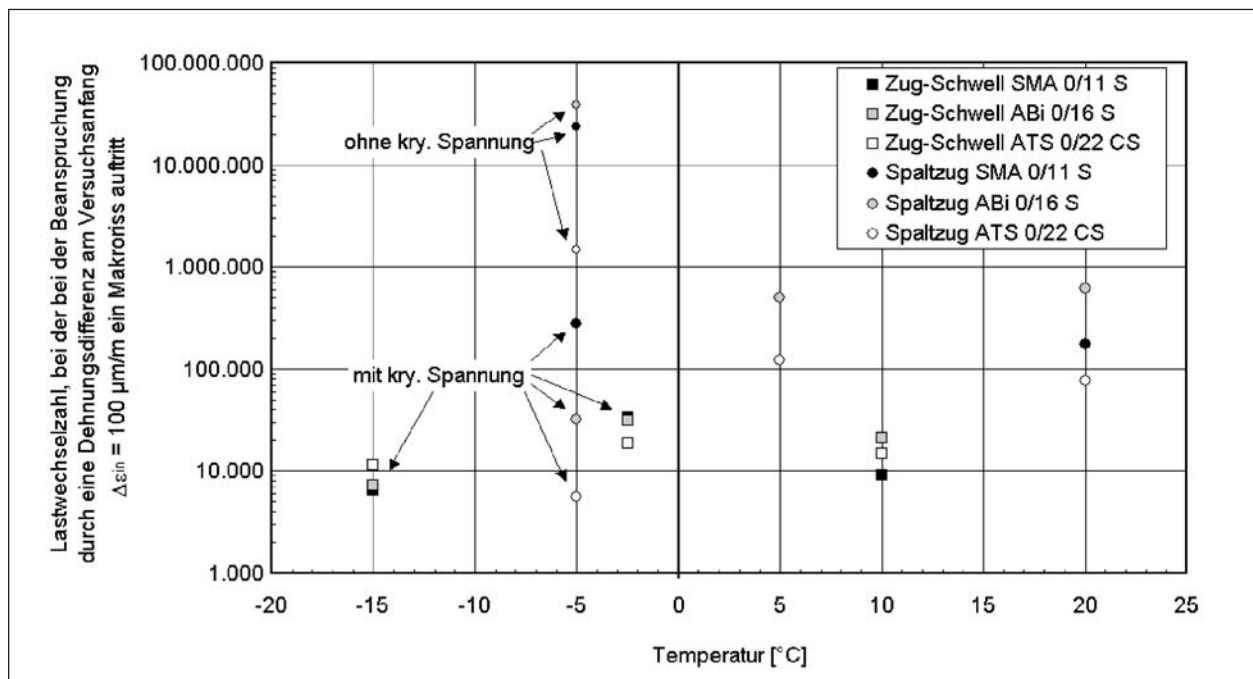


Bild 5.26: Vergleich der im Zug-Schwell-Versuch und im dynamischen Spaltzugversuch durch die Beanspruchung mit einer Anfangsdehnung von 100 µm/m auftretenden Lastwechselzahl bei Makrorissbildung

Während die Ergebnisse der Zug-Schwell-Versuche bei der spannungsabhängigen Auswertung (Bild 5.25) eine größere Spreizung aufweisen, ist sie bei der dehnungsabhängigen Auswertung (Bild 5.26) bei den Spaltzugversuchen größer. Große Spreizungen der Ergebnisse lassen Unterschiede im Materialverhalten deutlicher hervortreten.

5.3.3 Dynamischer E-Modul

Bilder 5.27 bis 5.29 zeigen die in den dynamischen Versuchen zu Prüfungsbeginn ermittelten E-Moduli in Abhängigkeit der Temperatur und Belastung. Ergänzend sind die nach FRANCKEN und VERSTRAETEN (vgl. Tabelle 3.17) berechneten Steifig-

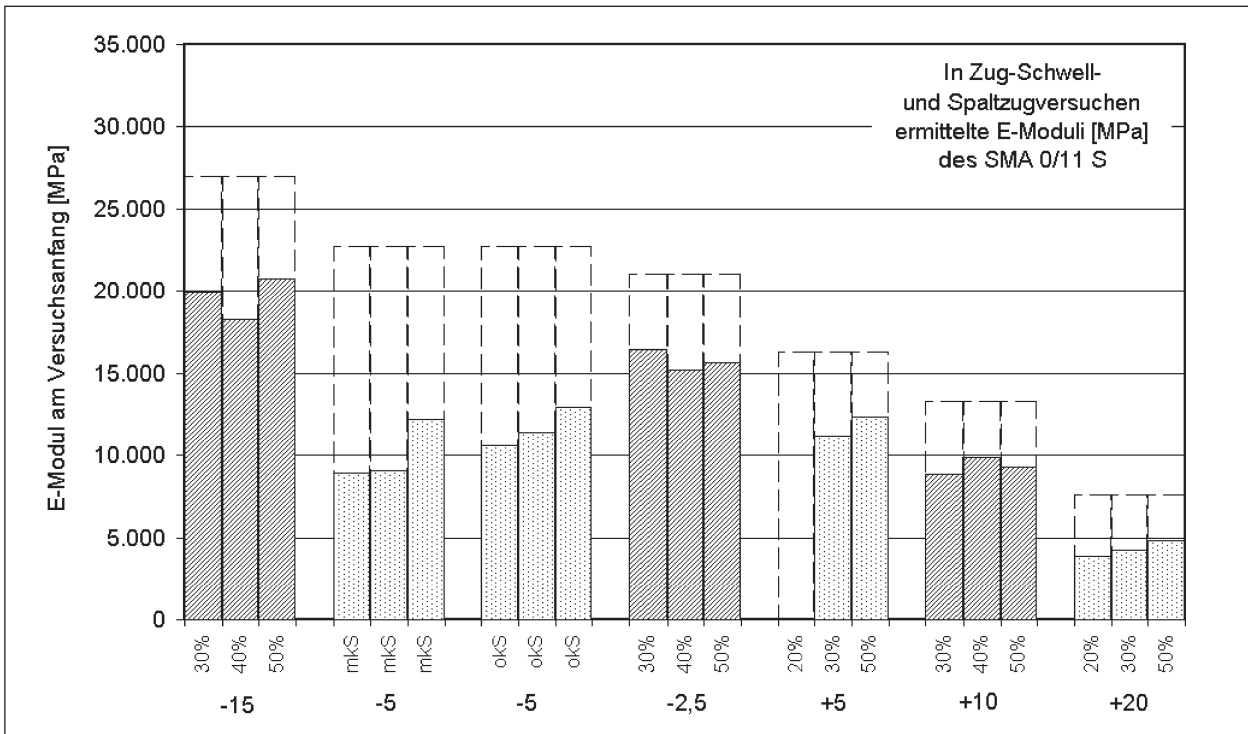


Bild 5.27: In Zug-Schwell-Versuchen (schraffiert) und Spaltzugversuchen (gepunktet) ermittelte E-Moduli des SMA 0/11 S in Abhängigkeit der Temperatur und Belastungsstufe mit vergleichender Darstellung der nach FRANCKEN und VERSTRAE-TEN berechneten Werte (gestrichelt)

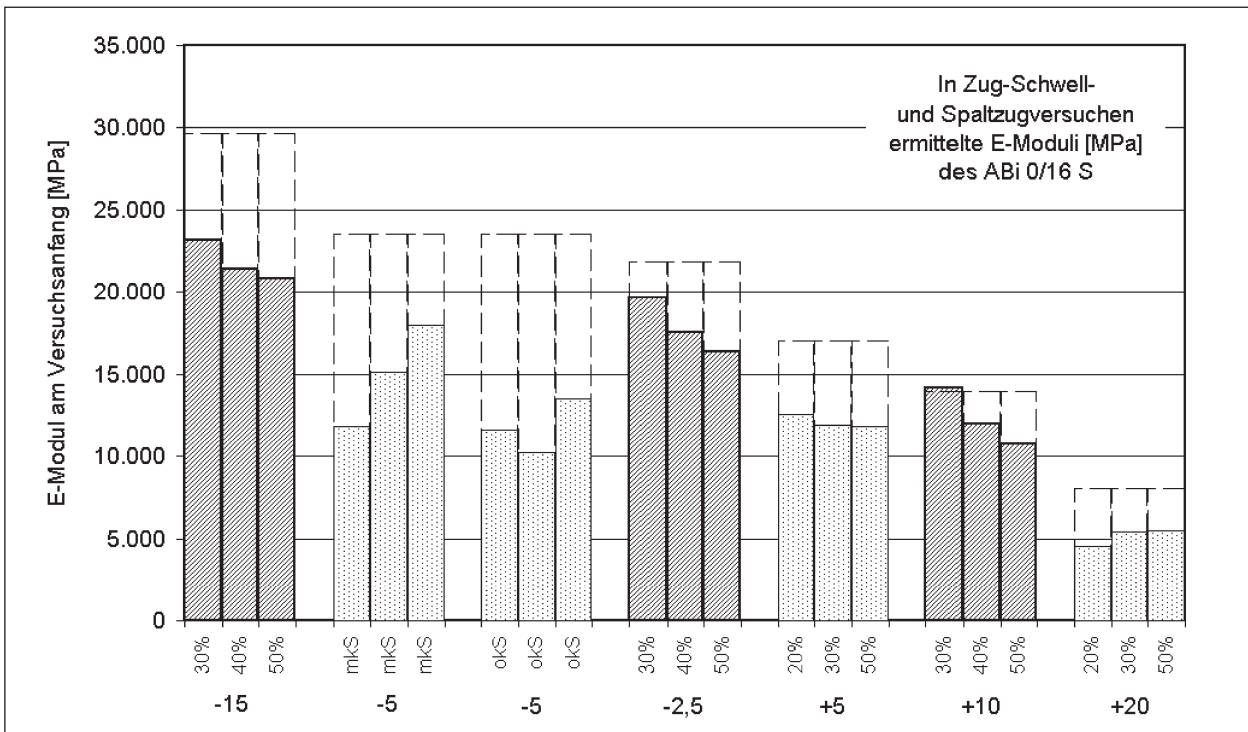


Bild 5.28: In Zug-Schwell-Versuchen (schraffiert) und Spaltzugversuchen (gepunktet) ermittelte E-Moduli des ABi 0/16 S in Abhängigkeit der Temperatur und Belastungsstufe mit vergleichender Darstellung der nach FRANCKEN und VERSTRAE-TEN berechneten Werte (gestrichelt)

keiten eingezeichnet. Aufgrund der unterschiedlichen Versuchsbedingungen (Lastpausen sowie Beanspruchungen der Probekörper) sind deutliche

Unterschiede zwischen Spaltzug- und Zug-Schwell-Versuch bei den Ergebnissen des dynamischen E-Moduls erkennbar. Beim Spaltzugversuch

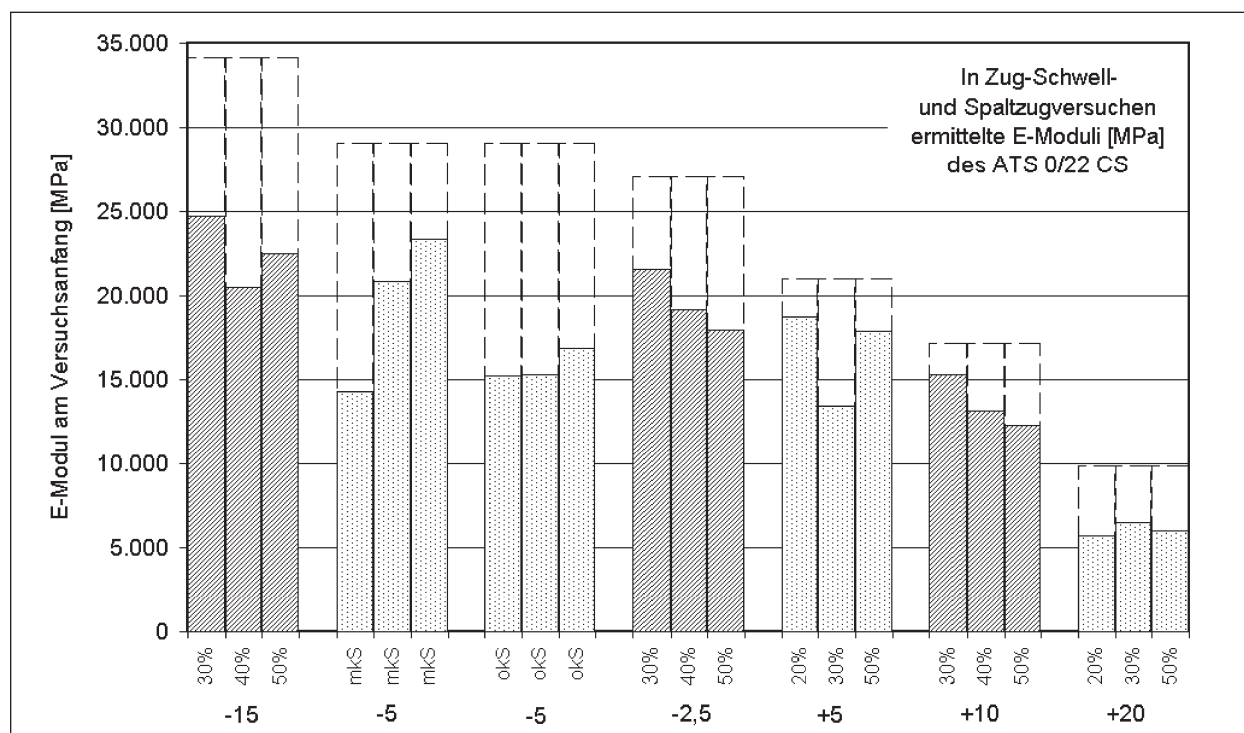


Bild 5.29: In Zug-Schwell-Versuchen (schraffiert) und Spaltzugversuchen (gepunktet) ermittelte E-Moduli des ATS 0/22 CS in Abhängigkeit der Temperatur und Belastungsstufe mit vergleichender Darstellung der nach FRANCKEN und VERSTRAETEN berechneten Werte (gestrichelt)

führt ein Anstieg der Prüfspannung zu einem höheren E-Modul, während bei den axialen Zug-Schwell-Versuchen der gegenteilige Trend zu erkennen ist. Dies kann dadurch erklärt werden, dass beim Spaltzugversuch ein zweidimensionaler Spannungszustand erzeugt wird, bei dem die horizontale Zugspannung mit einer etwa dreimal so großen vertikalen Druckspannung überlagert wird. Bei höherer Beanspruchung wird der Probekörper eher zusammengedrückt, woraus eine höhere Steifigkeit resultiert. Im Gegensatz dazu wird beim axialen Zug-Schwell-Versuch eine reine über den Großteil des Probekörpers konstante Zugspannung aufgebracht, die den Probekörper auseinander zieht. Dabei wird der Zusammenhalt des Asphalt bei höherer Spannung stärker beansprucht, wodurch die Steifigkeit reduziert wird. Weiterhin ist erkennbar, dass die nach FRANCKEN und VERSTRAETEN berechneten Steifigkeiten höhere Werte erreichen als die in den dynamischen Versuchen gemessenen.

5.4 Vorschlag für die analytische Bemessung von Verkehrsflächen

Anhand der Ergebnisse aus den Verformungs- und Ermüdungsversuchen konnte ein Stoffmodell aufgestellt werden, mit dem die in Fahrbahnbefesti-

gungen aus Asphalt auftretenden Beanspruchungen berechnet werden können. Die berechneten Spannungen und Dehnungen können als Eingangsgrößen für ein Bemessungsverfahren herangezogen werden, mit dem eine analytische Optimierung sowohl der Asphaltbefestigung als auch der darunter liegenden gebundenen oder ungebundenen Tragschichten ermöglicht wird.

Als Prüfkriterium für Nachweise der Gebrauchstauglichkeit der Asphaltbefestigung können die Ermüdungsresistenz und das Verformungsverhalten herangezogen werden [88]. Mittels den Ergebnissen aus Ermüdungsversuchen können dehnungs- oder spannungsabhängige Ermüdungskurven bestimmt werden, mit denen die ertragbare Lastwechselzahl N_i , die unter einer beliebigen Beanspruchungsgröße auftritt, berechnet werden kann. Mit Hilfe der Hypothese der Schadensakkumulation nach MINER (vgl. Kap. 2.2.3) kann ein Ermüdungsnachweis gezogen werden. Dabei wird der Quotient aus der im Bemessungszeitraum vorkommenden Anzahl n einer bestimmten Beanspruchungsgröße (zum Beispiel eine Dehnung ϵ_i) bei einer bestimmten Temperatur T_j und der bei dieser Beanspruchungs-/Temperaturkombination ertragbaren Lastwechselzahl $N(\epsilon_i, T_j)$ berechnet. Die Summe der Quotienten aller betrachteten Beanspruchungszustände muss im betrachteten Be-

messungszeitraum unter dem Wert 1 bleiben, um einen Ermüdungsschaden in der Nutzungsdauer auszuschließen (vgl. Gl. 5.1).

$$\sum_{i,j} \frac{n(\epsilon_i, T_j)}{N(\epsilon_i, T_j)} \leq 1 \quad \text{Gl 5.1}$$

Für den Nachweis gegen Spurrinnenbildung kann die Analyse der in der Asphaltbefestigung auftretenden Deviatorspannung genutzt werden. Die Deviatorspannung, berechenbar aus der Differenz zwischen horizontaler Biegespannung und vertikaler Druckspannung, gilt als verursachende Beanspruchung für viskoplastische Verformungen. Durch Laboruntersuchungen kann für ein Asphaltmischgut eine von der Temperatur abhängende Grenzspannung ermittelt werden. Wird diese Grenzspannung von der im Stoffmodell berechneten Deviatorspannung nicht überschritten, so kann davon ausgegangen werden, dass die Spurrinnenbildung sehr langsam verläuft [88].

Die Anwendung dieser Verfahren erfordert eine Validierung mittels Beobachtungen von in der Praxis vorkommenden Befestigungen, um eventuelle Korrekturfaktoren für in den Laborprüfungen nicht erfasste Bedingungen wie Spurgenaugigkeit des Verkehrs, Einfluss der Belastungszeit (Lastimpulsdauer und Lastpausenlänge) sowie mögliche Sicherheitsgewinne durch den Zeitraum zu erfassen, die ein in einer bestimmten Stelle der Befestigung aufgetretener Riss braucht, um durch die gesamte gebundene Befestigung zu wachsen. In der Literatur [20, 72, 90] finden sich Abschätzungen für Korrekturfaktoren, die jedoch auf aktuelle Bedingungen angepasst werden müssen.

6 Zusammenfassung

6.1 Weiterentwickeltes Stoffmodell

Um nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Abhängigkeiten der Asphaltgemische phänomenologisch zu beschreiben, können rheologische Modelle eingesetzt werden. Diese Modelle müssen elastische, akkumulierte viskoplastische und akkumulierte tertiäre Dehnungsanteile berücksichtigen. Viskoelastische Dehnungsanteile können bei zyklischen Belastungen, die typischen Verkehrsbelastungen entsprechen, aufgrund der kurzen Belastungsdauer vernachlässigt werden. Die Vernachlässigung viskoelastischer Dehnungsanteile ist außerdem durch den fehlenden kumulativen Charakter gerechtfertigt,

der unter der Voraussetzung gegeben ist, dass viskoelastische Dehnungsanteile, die sich während der Belastungsphase eines Lastwechsels ausgebildet haben, in der lastfreien Phase stets vollständig zurückbilden. Tertiäre Dehnungsanteile resultieren aus einer Schädigung der Asphaltgemische infolge Mikrorissbildung. Mikrorissbildung ist durch einen Abfall des elastischen Potenzials und durch einen progressiven Anstieg der bleibenden Dehnungszuwächse gekennzeichnet. Das eingesetzte rheologische Modell ist von Materialparametern abhängig. Die Materialparameter sind mit Hilfe von Laborversuchen in Abhängigkeit von Spannung und Temperatur bestimmt worden. Die Modelle wurden anhand von Laborversuchen verifiziert, wobei eine zufrieden stellende und teilweise gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der Versuche und der Berechnungen erhalten werden konnte. Weiterhin sind Abhängigkeiten von der Belastungsfrequenz und vom Hohlraumgehalt der Asphaltgemische zu untersuchen.

Zyklische Belastungsprozesse können in einem inkremental-iterativen Berechnungsmodell effektiv mittels Lastwechselinkrementen erfasst werden. Hierbei umfasst jedes Lastwechselinkrement eine vorzugebende Anzahl von Lastwechseln. Die Lastwechsel innerhalb eines Inkrementes müssen identisch sein. Signifikante Geometrieänderungen zu untersuchender Konstruktionen (oder Probekörper) müssen vorrangig durch akkumulierte bleibende Dehnungsanteile verursacht werden.

Um die Ergebnisse von Laborversuchen bei der Bemessung von Verkehrswegekonstruktionen effizient und ingenieurgerecht einfließen zu lassen, sind numerische Berechnungsmodelle auf Basis der Methode der finiten Elemente geeignet. Diese Modelle erlauben einen flexiblen Einsatz für Konstruktionen beliebiger Geometrie und Belastung.

6.2 Versuchsstraße zur Probekörperherstellung

Zur Herstellung der Vielzahl von Probekörpern wurde eine Versuchsstraße mit herkömmlichen Einbaugeräten angelegt. Dieses Verfahren wurde gewählt, um zum einen die Probekörper für die Spurbildungsversuche im Großmaßstab herzustellen und zum anderen praxisnahe Eigenschaften der geprüften Asphalte zu erhalten. Um den Transportaufwand der großformatigen Asphaltplatten zu minimieren, hat sich der Lehrstuhl und Prüfmittel für

Bau von Landverkehrswegen der TU München bereit erklärt, den Bau der Versuchsstraße zu organisieren. Im Nachhinein musste allerdings festgestellt werden, dass die kleinformatischen Bohrkern für die Herstellung der Probekörper für Triaxial-, Spaltzug- und Zug-Schwell-Versuche hohe Schwankungen des Hohlraumgehaltes und der Einbaudicke aufwiesen, wodurch hohe Streuungen der Versuchsergebnisse auftraten.

Als Schlussfolgerung kann daraus abgeleitet werden, dass Probekörper für Laborversuche im kleinen Maßstab besser unter Laborbedingungen hergestellt werden sollten. Durch geeignete Labormischer und Verdichtungsgeräte ist dabei auch die Vergleichbarkeit mit in der Praxis hergestellten Straßen gegeben. Durch eine systematische Variation z. B. von Verdichtungsgrad und Schichtdicke kann dabei auch die in der Praxis vorkommende Streuung dieser Materialkennwerte berücksichtigt und untersucht werden.

6.3 Verformungsverhalten

Zur Ermittlung des Verformungsverhaltens der Asphaltbefestigung wurden dynamische Triaxialversuche, Spurbildungsversuche im Spurbildungsgerät und großmaßstäbliche Spurbildungsversuche durchgeführt. Während im dynamischen Triaxialversuch nur die einzelnen Schichten des Asphaltbettes getrennt voneinander untersucht werden konnten, wurden die Versuche im Spurbildungsgerät sowohl an Probeplatten der einzelnen Asphaltbettschichten als auch an aus der Versuchsstraße entnommenen Ausbauplatten durchgeführt. In den Spurbildungsversuchen im Großmaßstab wurden ausschließlich aus der Versuchsstraße entnommene Probeplatten mit der gesamten Asphaltbettschicht geprüft.

6.3.1 Triaxialversuche

Am Institut für Straßenwesen der Technischen Universität Braunschweig wurden Triaxialversuche mit dynamischen Axial- und Radialspannungen durchgeführt. Geprüft wurden Probekörper der einzelnen Asphaltbettschichten, die aus getrennten Bohrkernen der Probestrecke hergestellt wurden. Die Versuche wurden bei den Temperaturen 26 °C, 38 °C und 50 °C durchgeführt. Durch die einfach belegte Variation der Radialspannung konnte die Abhängigkeit der Prüfungsergebnisse von den Spannungsverhältnissen untersucht werden. Dreifach belegte

Versuche wurden bei repräsentativ gewählten Radialspannungen durchgeführt, um die Streuung der Versuchsergebnisse abzuschätzen.

Mit den Ergebnissen der durchgeführten Triaxialversuche lassen sich die Unterschiede im Materialverhalten der untersuchten Asphaltbettschichten klar herausstellen. Dabei zeigen die Versuchsergebnisse, dass die verschiedenen Messgrößen in einem hohen Maße von der eingestellten Radialspannung abhängen. Dadurch können innerhalb der betrachteten 150.000 Lastwechsel verschiedene Beanspruchungszustände untersucht werden.

6.3.2 Versuche im Spurbildungsgerät

Zur Ermittlung des Verformungsverhaltens wurden am Lehrstuhl Straßenbau der BTU Cottbus Spurbildungsversuche an Asphaltbettschichten mit den Abmessungen 320 x 250 mm bei einer Prüftemperatur von 50 °C im Luftbad mit einem Prüfrad aus Vollgummi durchgeführt. Die Probeplatten der einzelnen Schichten wurden im Labor im Walzsegment-Verdichter hergestellt. Das verwendete Mischgut wurde beim Einbau des Versuchsfeldes an der TU München entnommen. Die geprüften Ausbauplatten der Asphaltbettschicht wurden aus dem an der TU München hergestellten Prüffeld entnommen.

Für die Spurbildungsversuche wurden 3 Probekörper der ausgebauten Asphaltbettschicht und je 2 bzw. 4 hergestellte Probekörper der einzelnen Schichten untersucht. Die gewonnenen Messergebnisse zeigen Zusammenhänge zwischen den Spurrinnenverläufen am Ausbaupflaster und der einzelnen Schichten auf.

Durch die genaue Aufnahme der Oberfläche der Prüfplatten vor und nach den Spurbildungsversuchen konnten bleibende Verformungen der Spurrinne und der Verdrückungen genau aufgenommen werden.

Um die Materialverschiebungen innerhalb der Probeplatten während der Spurbildungsversuche zu erfassen, wurde an mittig geschnittenen Asphaltbettschichten in gestaffelten Spurbildungsversuchen von 5 Zyklen mit jeweils 4.000 Überrollungen untersucht. Dabei wurden die Schnittkanten der Asphaltbettschichten vor der ersten Beanspruchung und nach jedem Belastungszyklus mittels Scanner aufgezeichnet. Durch die Überlagerung der Querschnitte nach unterschiedlichen Lastwechselzahlen konnten Kornverschiebungen in-

nerhalb des Asphaltpaketes sichtbar gemacht werden.

6.3.3 Spurbildungsversuche im Großmaßstab

Am Lehrstuhl und Prüfamts für den Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München wurden Spurrinnenversuche im Großmaßstab an aus der Versuchsstrecke entnommenen Asphaltplatten durchgeführt. Dabei wurden die Verformungen von den praxisnah temperierten Platten durch die Belastung drei verschiedener Lkwreifen unter Variation der Radlast und des Reifenfülldruckes ermittelt.

Mit der zukunftsweisenden Wahl der im Versuch verwendeten Bereifungen wurde der modernen Entwicklung hin zu Einzelbreitreifen auf Lkw Rechnung getragen. Somit wurde in den Versuchen im Überrollprüfstand und den daraus gewonnenen Erkenntnissen das für Deformationen in Form von Spurrinnen heutzutage und zukünftig maßgebliche Lastkollektiv auf BAB untersucht.

Dabei zeigte sich, dass die Spurrinentiefe nicht nur von der aus der Reifenaufstandsfläche und Radlast ermittelten Kontaktspannung abhängt, sondern weiterhin vom Reifentyp und der Radlast/Fülldruck-Kombination beeinflusst wird.

Es wurde festgestellt, dass die Form der Deformationsmulde in hohem Maße von der Geometrie der Bereifung abhängig ist. Die „klassische“ Form der Spurrinne aus Einsenkungsmulde und Aufwölbungsbereichen wurde bei Versuchen unter Reifen mit näherungsweise rechteckiger Reifenaufstandsfläche erzeugt. Spurrinnen aus Versuchen mit Reifen, welche eine Aufstandsfläche mit unterschiedlichen Längen über die Reifenbreite aufweisen, zeigen nur sehr schwach ausgeprägte Aufwölbungsbereiche und eine ausgerundete Deformationsmulde unter der Rollspur.

6.3.4 Vergleich der Verformungsversuche

Der Vergleich der Ergebnisse aus den Verformungsversuchen im Labormaßstab hat gezeigt, dass die Versuche zu einheitlichen und vergleichbaren Ergebnissen führen. So kann die im Triaxialversuch ermittelte Verformungsresistenz der verschiedenen Asphaltarten auch mit dem Spurbildungsversuch qualitativ richtig eingeschätzt werden. Dabei muss beachtet werden, dass bei den Versuchen im Spurbildungsgerät vor allem Asphaltbinder- und Asphalttragschichtmaterial zu

stark beansprucht werden, sodass keine Materialparameter aus diesem Versuch abgeleitet werden können.

Die im Spurbildungsgerät am gesamten Asphaltpaket gemessene Spurrate kann trotz der sehr unterschiedlichen Temperatur- und Belastungsverhältnisse in die Verformungsmessungen bei den Versuchen im Großmaßstab eingeordnet werden. Entgegen den Beobachtungen beim Spurbildungsversuch im Großmaßstab wurden jedoch bei den Prüfungen des gesamten Asphaltpaketes im Spurbildungsgerät der Asphaltbinder und die Asphalttragschicht kaum verformt.

6.4 Ermüdungsverhalten

6.4.1 Dynamische Spaltzugversuche

Am Lehrstuhl für Straßenbau der Technischen Universität Dresden und dem Fachgebiet Straßenwesen mit Versuchsanstalt der Technischen Universität Darmstadt wurden statische und dynamische Spaltzugversuche durchgeführt. Geprüft wurden Probekörper, die durch das schichtweise Trennen von aus der Versuchsstrecke entnommenen Bohrkernen hergestellt wurden.

Aus den Ergebnissen der dynamischen Spaltzugversuche dieses Forschungsvorhabens wird deutlich, dass mit dem dynamischen Spaltzugversuch eine geeignete Prüfmethode zur Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von Asphalten (Mikro- und Makrorissentstehung) für Temperaturen zwischen -5 °C und $+20\text{ °C}$ zur Verfügung steht.

Zur Ermittlung der Ermüdungskurven bezüglich Mikro- und Makrorissentstehung ist ein einheitliches Kriterium für alle Asphaltgemische erforderlich. Im Rahmen des Forschungsprojektes wurde basierend auf dem Konzept der dissipierten Energie (Methode nach ROWE) eine neue Methode zur Bestimmung der Lastwechselzahl bis zur Rissentstehung eingeführt. Dabei wird das Produkt aus Lastwechselzahl und E-Modul (repräsentiert das Verhältnis von gespeicherter und dissipierter Energie) in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl aufgetragen, wodurch man die Lastwechselzahl der Mikro- und Makrorissentstehung ermitteln kann.

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurden sowohl spannungsabhängige als auch dehnungsabhängige Ermüdungskurven aufgestellt. Dehnungsabhängige Ermüdungskurven können für jedes Asphaltgemisch d. h. materialspezifisch, ermittelt

werden. Der Einfluss aus Temperatur ist hierbei vorhanden, jedoch bei Betrachtung des Temperaturbereiches von 5 °C bis 20 °C als relativ gering einzuschätzen. Weiterhin werden durch diesen Ansatz Einflüsse aus Schwankungen der Raumdichte eliminiert. Die anfängliche elastische Querdehnung im Probekörpermittelpunkt lässt sich aus dem Durchschnitt der elastischen Dehnungen von 5 Lastwechseln (Lastwechsel 98 bis 102) ermitteln.

Aus den dehnungsabhängigen Ermüdungskurven können materialspezifische lastwechselzahl- und temperaturabhängige Ermüdungskurven der Form $\epsilon = (A \cdot T + B) \cdot N^{(C \cdot T + D)}$ entwickelt werden.

Bei einem direkten Vergleich der Ermüdungskurven ist jedoch zu berücksichtigen, dass sich aufgrund der unterschiedlichen Steifigkeiten unterschiedliche Beanspruchungszustände in der jeweiligen Asphaltsschicht bei gleicher äußerer Belastung der Befestigung einstellen. Somit ist es erforderlich, das jeweilige Beanspruchungsniveau, d. h. die elastischen Dehnungen, in der jeweiligen Asphaltsschicht zu bestimmen. Mit dem ermittelten Beanspruchungsniveau kann anhand der Ermüdungskurven die zugehörige Ermüdungslastwechselzahl ermittelt werden.

Weiterhin sollte neben dem Vergleich der Ermüdungskurven bis zur Makrorissentstehung auch die Lastwechselzahl bis zur Mikrorissentstehung betrachtet werden. Eine Einschätzung hinsichtlich der Mikrorissentstehung kann aber wiederum nur anhand des in der jeweiligen Asphaltsschicht auftretenden Dehnungsniveaus vorgenommen werden. Anhand dieser Untersuchungen ist es möglich, eine Einschätzung der Asphaltgemische hinsichtlich der Mikrorissentstehung vorzunehmen. Der Zeitpunkt der Mikrorissentstehung wird weiterhin benötigt, um eine E-Modul-Modellierung in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl vorzunehmen.

Im Laufe der Untersuchungen hat sich herausgestellt, dass Modifizierungen am Querverformungsmesssystem sinnvoll sind. Die Verformungen sollten nur im mittleren Teil des Probekörpers analog den Vorgaben in der EN 12697-26 und nicht über den gesamten Probekörperquerschnitt bzw. -höhe gemessen werden. Diese Messmethode ermöglicht eine Minimierung der Störeinflüsse und die Erfassung der Verformungen in einem Bereich mit nahezu homogenen Spannungen. Weiterhin sind dadurch eine Ermittlung der Vertikalverformung und somit Aussagen zur Höhe der Querdehnzahl möglich.

Die Ergebnisse der dynamischen Spaltzugversuche haben gezeigt, dass eine Berücksichtigung der kryogenen Spannungen eine erhebliche Verringerung der Ermüdungsfestigkeit der Asphalte zur Folge hat. Weiterhin wurde deutlich, dass nur eine geringfügige Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit (Makrorissentstehung) bei Zunahme der Lastpause von 0,1 s auf 1,5 s zu erwarten ist. Der Zeitanteil bis zur Mikrorissentstehung von der gesamten Versuchsdauer nimmt mit Verlängerung der Lastpausendauer zu. Bei Betrachtung der Versuchsergebnisse kann außerdem festgestellt werden, dass der Einsatz von polymermodifizierten Asphalten eine Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit erwarten lässt. Weitere Untersuchungen zur Bestätigung dieser Tendenz sind erforderlich. Ferner hat die Raumdichte einen erheblichen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit von Asphalten.

Die an der TU Darmstadt durchgeführten Versuche wurden abweichend vom bisher erprobten Auswertprinzip ebenfalls nach dem Konzept der dissipierten Energie ausgewertet. Dabei zeigte sich insbesondere bezüglich der spannungsabhängigen Ermüdungskurven eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der TU Dresden, die anhand von Vergleichsversuchen bei 20 °C und einer Lastpause von 0,4 s geprüft wurde. Bezüglich der dehnungsabhängigen Ermüdungskurven gibt es zwischen den Ergebnissen aus Dresden und Darmstadt Abweichungen, die auf die unterschiedlichen Pressen bzw. deren Auflösung in der Messwertaufnahme insbesondere bei Langzeitversuchen zurückzuführen sind. Die gute Übereinstimmung der spannungsabhängigen Ermüdungskurven bestätigt diese These.

Mit dem Spaltzugversuch besteht die Möglichkeit, mit relativ einfachen Mitteln Ermüdungskurven mit hohen Korrelationskoeffizienten zu ermitteln, die als Eingangswerte für die analytische Bemessung von Straßenbefestigungen dienen können. Als Probekörper können sowohl im Labor hergestellte Asphaltkörper als auch direkt aus Straßen entnommene Bohrkernkerne verwendet werden.

Anhand der im Rahmen des Forschungsprojektes durchgeführten dynamischen Spaltzugversuche war es weiterhin möglich, wesentliche Erkenntnisse zur Festlegung von geeigneten Prüfparametern für die Erstellung einer Arbeitsanleitung „Beurteilung des Ermüdungsverhaltens von Asphaltbefestigungen mit dem dynamischen Spaltzugversuch“ [89] zu erlangen.

6.4.2 Dynamische einaxiale Zugversuche

Am Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig wurden statische und dynamische axiale Zugversuche durchgeführt. Dafür wurden prismatische Probekörper horizontal aus großformatigen Bohrkernen der Probestrecke geschnitten.

Mit dem Zug-Schwell-Versuch konnte das Ermüdungsverhalten von Asphaltmaterialien im Temperaturbereich zwischen -15 °C bis $+10\text{ °C}$ untersucht werden, wobei dieses Prüfverfahren bei anderen Forschungsvorhaben (z. B. [79]) bis zu Temperaturen von -30 °C eingesetzt wurde. Anhand der Zug-Schwell-Versuche können Ermüdungskurven in Abhängigkeit von der aufgebrachten Spannung als auch der gemessenen Dehnung erzeugt werden. Dabei können auch die bei der Auswertung der dynamischen Spaltzugversuche benutzten energetischen Verfahren verwendet werden. Die Ergebnisse zeigen, dass die Versuchsergebnisse sehr sensibel auf Änderungen der Versuchstemperaturen und Materialeigenschaften (z. B. Hohlraumgehalt) reagieren. Dadurch weisen die ermittelten Ermüdungskurven zur Untersuchung verschiedener Gemische große Spreizungen auf, die Unterschiede im Ermüdungsverhalten klar ersichtlich machen.

Bei den Zug-Schwell-Versuchen führt ein geringerer Hohlraumgehalt zu deutlich höheren ertragbaren Lastwechselzahlen. Erkenntnisse dieses Forschungsvorhabens haben gezeigt, dass die Koeffizienten der die dehnungsabhängigen Ermüdungskurven beschreibenden Potenzfunktion von der Prüftemperatur bei den axialen Zugversuchen eine sehr hohe lineare Abhängigkeit von der Prüftemperatur aufweisen.

Weiterhin zeigen die dynamischen Zugversuche, dass mit Abnahme der Temperatur der Anteil vor Bildung von Mikrorissen an der gesamten Versuchsdauer bis zum Versagen des Probekörpers zunimmt.

Der axiale Zugversuch eignet sich wegen des dabei zur Verwendung kommenden über Querschnitt und Höhe des Probekörpers homogenen Spannungszustands sehr gut, um Materialparameter für Stoffmodelle zu ermitteln. Dabei sollte aber berücksichtigt werden, dass durch die angeklebten Probekörperenden eine Behinderung des Querdehnungsverhaltens des Probekörpers in den Endbereichen erfolgt.

Bei der Erfassung des genauen Dehnungsverlaufs und der elastischen Verformungen wurde festge-

stellt, dass die angewendete Messwertreduzierung zu plausiblen Ergebnissen führt. Eine Modifizierung des Prüfverfahrens dahin gehend, dass jeder Lastwechsel in der Auswertung genau erfasst wird, ist anzustreben, um aus der genauen Form der Dehnungsschwingung das rheologische Materialverhalten detaillierter erforschen zu können.

6.4.3 Vergleich der Ermüdungsversuche

Mit dem axialen Zug-Schwell-Versuch und dem Spaltzugversuch stehen zwei Prüfverfahren zur Verfügung, mit denen Asphaltmaterial auf direkte bzw. indirekte Zugbeanspruchung geprüft werden kann.

Probekörper können für beide Prüfverfahren im Labor mittels Walzsegmentverdichtung praxisnah hergestellt werden oder aus Straßen entnommen werden. Dabei erfordern die Spaltzugversuche Bohrkern mit Durchmessern von 150 mm, aus denen je ein Probekörper je Schicht hergestellt werden kann. Aus den für die Zug-Schwell-Versuche benötigten Bohrkernen mit Durchmessern von 300 mm können in Abhängigkeit des Größtkorns je Schicht drei bis fünf Asphaltprismen gewonnen werden.

Die Versuchsergebnisse haben gezeigt, dass die verschiedenen Spannungszustände und die unterschiedlichen Prüfparameter (Lastpausen) große Auswirkungen auf die ermittelbaren Stoffparameter haben. Während beim axialen Zugversuch eine reine eindimensionale Zugspannung vorliegt, wird im zweidimensionalen Spannungszustand beim Spaltzugversuch die Zugspannung mit einer senkrecht dazu stehenden Druckspannung mit dreifache Spannungsbetrag kombiniert. Dadurch zeigen sowohl die in statischen Versuchen ermittelten Festigkeiten als auch die in dynamischen Versuchen ermittelten dynamischen E-Moduln und Zeitfestigkeiten unterschiedliche Werte.

In dieser Forschungsarbeit wurden verschiedene Ereignisse zur Auswertung der Ermüdungsversuche verwendet. Dabei hat sich gezeigt, dass die Art des Auswerteverfahrens die Reihung der Ermüdungskurven unterschiedlicher Materialien nicht beeinflusst, sodass sowohl die energetischen Verfahren nach ROWE zur Ermittlung der Lastwechselzahlen, bei denen Mikro- bzw. Makrorisse erstmals auftreten, als auch verschiedene Verfahren zur Ermittlung des Wendepunktes in der Impulskriechkurve sowie die Heranziehung der Bruchlastwechselzahl zur Versuchsauswertung geeignet

sind. Zur Implementierung von Ergebnissen aus Ermüdungsversuchen in ein Stoffgesetz und zur Bemessung sollte ein Ereignis jedoch energetisch eindeutig definiert sein. So eignet sich vor allem die Lastwechselzahl bei Auftreten eines Makrorisses gut für die Bildung von in der Bemessung nutzbaren Ermüdungskurven.

Weiterhin haben die Spaltzugversuche bei -5 °C gezeigt, dass die Prüfungen unter Berücksichtigung der kryogenen Spannung zu einer deutlichen Reduzierung der ertragbaren Lastwechselzahlen führen. Daher muss die Unterspannung bei tiefen Temperaturen für die strukturelle Bemessung von Verkehrsflächen Berücksichtigung finden. Mit dem axialen Zug-Schwell-Versuch wurden auch Bereiche tieferer Temperatur untersucht.

Die ermittelten Versuchsergebnisse lassen einen quantitativen Vergleich der beiden angewendeten Ermüdungsprüfverfahren nicht zu. Es konnte beobachtet werden, dass die in beiden dynamischen Versuchen ermittelten Lastwechselzahlen hohe Variationskoeffizienten aufzeigen, die bei beiden Prüfverfahren zum Teil auf die großen Unterschiede der Hohlraumgehalte der Probekörper des untersuchten Materials zurückzuführen sind. Die Ergebnisse der Spaltzugversuche zeigen dabei eine geringere Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt als die axialen Zug-Schwell-Versuche, bei denen eine mit sinkender Temperatur stärker werdende Abhängigkeit der Lastwechselzahl bis zum Ermüdungsschaden vom Hohlraumgehalt festgestellt wurde. Große Hohlraumgehalte führen zu niedrigen Ermüdungslastwechselzahlen.

Mit beiden Versuchsverfahren können spannungs- und dehnungsabhängige Ermüdungskurven mit zufrieden stellenden Korrelationskoeffizienten gebildet werden. Dabei erreichen die Ermüdungskurven aus den Ergebnissen der Spaltzugversuche höhere Korrelationskoeffizienten als die aus den axialen Zugversuchen ermittelten. Die aus Ermüdungsversuchen bei verschiedenen Beanspruchungen aufgestellten material- und temperaturabhängigen Ermüdungskurven erlauben eine Inter- und Extrapolation auf weitere, nicht versuchstechnisch untersuchte Belastungswerte. Dadurch können diese Funktionen bei der Berechnung der ertragbaren Lastwechselzahlen für alle in der Straßenbefestigung auftretenden Beanspruchungen benutzt werden.

Die Bildung von dehnungsabhängigen Ermüdungskurven führt bei den Spaltzugversuchen zu einem

Ausgleich der Einflüsse aus Hohlraumgehaltsschwankungen und aus unterschiedlichen Temperaturen. Dies ermöglicht die Erstellung einer einzigen für einen bestimmten Temperaturbereich gültigen Ermüdungskurve. Die Erfassung der als Bemessungseingangsparameter erforderlichen temperaturabhängigen Parameter kann dann durch zusätzliche Laborprüfungen erfolgen, wodurch sich der Versuchsaufwand erheblich reduziert.

Die Koeffizienten der aus den axialen Zug- und Spaltzugversuchen ermittelten dehnungsabhängigen Ermüdungskurven weisen eine lineare Abhängigkeit von der Temperatur auf, sodass dadurch eine Übertragung auf nicht geprüfte Temperaturbereiche möglich erscheint.

Beide möglichen Auswerteverfahren müssen durch weitere Untersuchungen auf Plausibilität überprüft werden. Dabei muss besonders der Einfluss der in den Versuchen bei tiefen Temperaturen aufgebrachten kryogenen Unterspannung beachtet werden. Die Ergebnisse dieser Forschungsarbeit deuten darauf hin, dass die geschilderte Auswertemethodik bei Berücksichtigung der Unterspannungen bei tiefen Temperaturen anwendbar ist.

Um die Aussagekraft der beiden Ermüdungsprüfungen miteinander vergleichen zu können, sind weitere Untersuchungen nötig, in denen mit beiden Versuchen unter gleichen Prüfbedingungen (Prüf-temperatur, Frequenz, Lastpause) dasselbe Material geprüft wird. Dabei sollten Probekörper verwendet werden, die unter Laborbedingungen (z. B. durch Walzsegmentverdichtung) hergestellt wurden und so homogenere volumetrische Eigenschaften aufweisen als das in dieser Arbeit untersuchte Prüfgut aus einer Verkehrsstraße.

Die vorliegenden Versuchsergebnisse beider Verfahren zeigen, dass sich der Zug-Schwell-Versuch auf Grund der rein axialen Zugbeanspruchung zur Validierung von Stoffmodellen eignet. Der Spaltzugversuch eignet sich aufgrund der geringeren Streuungen der Versuchsergebnisse und somit der geringeren notwendigen Versuchsanzahl zur Bestimmung der Eingangsparameter für eine analytische Bemessung von Asphaltbefestigungen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die vorgeschlagene Prüfmethode zur Ermittlung von Bemessungseingangsgrößen angewendet werden kann. Dabei ist zu beachten, dass sowohl der Spaltzugversuch als auch der Zug-Schwell-Versuch zwar Aussagen zur Rissentste-

hung im Asphalt vom Mikro- zum Makroriss liefern, eine Prognose des Risswachstums in einer Straßenbefestigung jedoch allein auf der Grundlage der Ergebnisse dieser Versuche nicht möglich ist. Hierfür müssen weitere Einflussfaktoren berücksichtigt werden (z. B. Spurgenaugigkeit, Klima, Bodenkennwerte), was im Rahmen einer analytischen Bemessung denkbar ist.

7 Regelwerke und Literatur

7.1 Regelwerke

DIN 1996 Teil 4: Prüfung von Asphalt, Herstellung von Probekörpern aus Mischgut, Ausgabe November 1984

DIN 1996 Teil 7: Prüfung von Asphalt, Bestimmung von Rohdichte, Raumdichte, Hohlraumgehalt und Verdichtungsgrad, Ausgabe Dezember 1992

DIN EN 12591: Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel – Anforderungen an Straßenbaubitumen; Ausgabe: 04/2000

DIN EN 12697-22: Prüfverfahren für Heißasphalt – Teil 22: Spurbildungstest; deutsche Fassung EN 12697-22:2003

DIN EN 12697-23: Prüfverfahren für Heißasphalt, Teil 23: Bestimmung der indirekten Zugfestigkeit von Asphalt-Probekörpern. Beuth Verlag, Entwurf 2000

DIN EN 12697-24: Prüfverfahren für Heißasphalt, Teil 24: Bestimmung des Ermüdungsverhaltens von Asphalt-Probekörpern. Beuth Verlag, Entwurf 2003

EN 12697-26: Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt – Part 23: Indirect tensile test on cylindrical specimens, stiffness, European Standard, Brussels, 2003

TGL 20801/21: Fachbereichsstandard der Deutschen Demokratischen Republik; Prüfung von Asphalt: Spaltzugfestigkeit; Ausgabe 12/1979

Regelwerke der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen

Technische Prüfvorschriften für Asphalt im Straßenbau, TP A-StB Teil: Spurbildungsversuch – Bestimmung der Spurrinnentiefe im Wasserbad, Ausgabe 1997

Technische Prüfvorschriften für Asphalt im Straßenbau TP A-StB Teil: Einaxialer Druckschwellversuch – Bestimmung des Verformungsverhaltens von Walzasphalten bei Wärme; Ausgabe 1999

ZTV Asphalt – StB 01, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Asphalt, Ausgabe 2001

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Technische Prüfvorschrift Verhalten von Asphalt bei tiefen Temperaturen, Ausgabe 1994

Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen RStO; Ausgabe 2001

ZTVT-StB 95, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau, Ausgabe 1995

7.2 Literatur

[1] Akademischer Verein Hütte e. V.: Die Grundlagen der Ingenieurwissenschaften; 30. Auflage; Springer Verlag; Berlin, 1996

[2] ARAND, W.: Der Hohlraumgehalt und sein Einfluss; Dauerhaftigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphaltbeton, Teil 1 und 2; Asphalt Heft 2 und 3/2002

[3] ARAND, W.: Neue Überlegungen zur Anwendbarkeit des Spaltzugversuches auf Asphalte; Die Asphaltstraße 6/1990, S. 41-43

[4] ARAND, W., LORENZL, H.: Einfluss der Bitumenhärte auf das Ermüdungsverhalten von Asphaltbefestigungen unterschiedlicher Dicke in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit der Unterlage, der Verkehrsbelastung und der Temperatur; Teil 2; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 696; Bonn 1995

[5] ARAND, W., RENKEN, P.: Entwicklung und Optimierung eines Labor-Walzverdichtungsgerätes zur Herstellung verdichteter Asphaltproben mit praxisadäquaten mechanischen Eigenschaften, Forschungsauftrag Nr. 7.162/1992/EGB des Bundesministeriums für Verkehr, Braunschweig 1996

[6] ARAND, ZANDER, RENKEN, BÜCHLER: Einfluss des Bindemittelgehaltes auf das mechanische Verhalten von Splittmastixasphalten mit unterschiedlichen stabilisierenden Zusätzen, Forschung Heft 794, 2000

- [7] ARGYRIS, J. H., DOLTSINIS, J. ST., KNUDSON, W. C., VAZ, L. E., WILLAM, K. J.: Numerical Solution of Transient Nonlinear Problems; *Comp. Meths. Appl. Mech. Eng.*, Vol. 17/18, 1979, pp. 341-409
- [8] BALD, GRÄTZ: Einfluss der Temperatur, der Belastungsfrequenz und der Impulskraft beim Falling-Weight-Deflectometer (FWD) auf die Größe der effektiven Schicht-E-Moduli; FE 04.174, Fachgebiet Straßenwesen mit Versuchsanstalt der Technischen Universität Darmstadt, 1999
- [9] BANDS 2.0 (Bitumen and Asphalt Nomographs Developed by Shell), Shell, Bitumen Business Group, den Haag, 1998
- [10] BAST: Auswertung von Achslasterfassungen zur Ermittlung der Achslastverteilung
- [11] BATHE, K.-J.: Finite-Elemente-Methoden; Springer-Verlag, Berlin, 2002
- [12] BEER, M.: Fuzziness und Fuzzy-Zufälligkeit bei der Sicherheitsbeurteilung von Tragwerken; Veröffentlichungen des Lehrstuhls für Statik, H. 5, TU Dresden, 2002
- [13] BENEDETTO, de La ROCHE, BAAJ, PRONK, LUNDSTRÖM: Fatigue of Bituminous Mixtures: Different Approaches and RILEM Group Contribution; 6th RILEM Symposium on Performance Testing and Evaluation of Bituminous Mixtures PTEBM'03; Zürich 2003, S. 15-38
- [14] BERNAUER, G., SOLTÉSZ, U., KIENZLER, R., SCHÄFER, R.: Zur Anwendbarkeit des Spaltzugversuchs für die Ermittlung von Zugfestigkeiten; IWM-Bericht W 6/94; Fraunhofer-Institut für Werkstoffmechanik; Freiburg 1994
- [15] BISAR Computer Program (Bitumen Structures Analysis in Roads), Koninklijke Shell Laboratorium Amsterdam, 1972
- [16] BONNAURE, GEST, GRAVOIS, UGE: A new method of predicting the stiffness of asphalt paving mixtures; *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Volume 46, 1977
- [17] BONNAURE, GEST, GRAVOIS, UGE: A new method of predicting the stiffness of asphalt paving mixtures; *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Volume 46, 1977
- [18] BONZEL: Über die Spaltzugfestigkeit des Betons, Beton, Heft 3/1964
- [19] BROWN, READ: Practical Evaluation of Fatigue Strength for Bituminous Paving Mixtures; Eurasphalt & Eurobitume Congress Strasbourg 1996
- [20] BRUNTON, J. M.: Developments in the Analytical design of asphalt pavements using computers; PhD Thesis University of Nottingham, Department of Civil Engineering, 1983
- [21] Bundesminister für Verkehr: Forschungsbericht Nr. 07.142 G 88 E, 1992: Festlegung von einheitlichen Prüf- und Auswertekriterien im dynamischen Druckschwellversuch im Hinblick auf die Entwicklung eines standardisierten dynamischen Prüfgerätes; bearbeitet durch das Institut für Straßen- und Eisenbahnwesen der Universität Karlsruhe, der Versuchsanstalt für Straßenwesen der TH Darmstadt, das Institut für Materialprüfung Schwellenberg und der Bundesanstalt für Straßenwesen
- [22] CHMELKA, F.: Einführung in die Festigkeitslehre, 5. Auflage; Springer Verlag; Wien 1972
- [23] COLLOP, A. C., SCARPAS, A., KASBERGEN, C., BONDT, A. de: Development of an Elasto-Visco-Plastic Constitutive Model for Asphalt. In: ATLURI, S. N.; BESKOS, D. E.; POLYZOS, D. (eds.): *Proceedings ICCES'03*, Corfu, 2003
- [24] Continental: Technischer Ratgeber Nutzfahrzeugreifen
- [25] DAMM, K.-W.: Langzeitverhalten von Asphaltdeck- und Binderschichten hochbelasteter Verkehrsflächen in Hamburg; *Straße&Autobahn*, 7/98
- [26] DINKLER, D., SCHWESIG, M.: Numerische Lösung von Anfangswertproblemen in der Statik und Dynamik. In: SCHEER, J., AHRENS, H., BARGSTÄDT, H.-J. (Hrsg.): *Festschrift Prof. DUDDECK*; TU Braunschweig, Institut für Statik, 1988, S. 99-116
- [27] DRÜSCHNER, L., HARDERS, O., OHMEN, M.: Voraussage des Widerstandes gegen Spurbildung durch ein modifiziertes Spurbildungsgerät; *Bitumen* 59, Heft 3/1997, S. 125-126
- [28] DRÜSCHNER, L., HERR, B., RIEBESEHL, G.: Untersuchungen zum Spurbildungstest; *Bitumen* 57, Heft 1/1995, S. 9-13

- [29] DRÜSCHNER, L.: Spurbildungsprüfung – Grundlagen und Bewertung von Untersuchungsergebnissen; Bitumen 61, Heft 4/1999, S. 119-125
- [30] DURTH, GRÄTZ, SUß: Überprüfung praktischer Methoden zur Messung der Tragfähigkeit und Einschätzung der Restnutzungsdauer, insbesondere für Straßen auf dem Gebiet der neuen Bundesländer, FE 04.162; Versuchsanstalt für Straßenwesen der Technischen Hochschule Darmstadt, 1995
- [31] EISENMANN, HILMER: Einfluss der Radlasten und Reifeninnendrucke auf die Spurrinnenbildung an Asphaltstraßen; Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der TU München, Heft 43, 1984
- [32] EISENMANN, LEYKAUF: Temperaturuntersuchungen an Beton- und Schwarzdeckenfeldern mit und ohne Dämmschichten; Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 112, 1971
- [33] FGSV: Arbeitspapier über die mechanischen Eigenschaften von Asphalt; Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen, Köln, geplante Veröffentlichung 2004
- [34] FGSV: Merkblatt über die mechanischen Eigenschaften von Asphalt, Ausgabe 1985; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- [35] FRANCKEN, L., VERSTRAETEN, J.: Methods for Predicting Moduli and Fatigue Laws of Bituminous Road Mixes under Repeated Bending; Transportation research Record 515, S. 114-123, Washington D.C., 1974
- [36] GARTUNG, T.: Berechnung von Asphaltstraßen mit einem einheitlichen rheologischen Konzept einschließlich Schädigung; TU Braunschweig, Institut für Statik, Braunschweig, 1996
- [37] GAUER, P.: Verhaltensorientierte Prüfverfahren – Was leistet der Spurbildungstest?; Straße + Autobahn, Heft 5/2001, S. 261-266
- [38] GAUER, P.: Optimierung der Prüfbedingungen des Spurbildungsversuches; Forschungsauftrag Nr. 07.180/1997/EGB der Bundesanstalt für Straßenwesen, Regenstauf 2001
- [39] GERLACH, A., BECKENDAHL, H., KÖHLER, M., ARAND, W., DÖRSCHLAG, S., LORENZL, H.: Prognose der maßgebenden Zustandsmerkmale für Asphaltstraßen im Rahmen des Erhaltungsmanagements; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 645; Bonn 1993
- [40] GLAESER, K.: Auswirkung von Super-Single-Reifen und Zwillingsreifen auf die Straßenbeanspruchung; (Straße&Autobahn, 5/99)
- [41] GLAESER, K.: Auszug aus „COST 334“
- [42] GRÄTZ, B.: Widerstand von Asphaltfahrbahnbefestigungen gegen Spurrinnenbildung, Bemessungstechnische Grundlagen (Teil 1); Bitumen 60, Heft 4/1998, S. 136-141
- [43] GRÄTZ, HOU, PAULMANN: Einfluß der Temperatur, Einfluß der Lastpausen, Einfluß gleichzeitiger Variation der Spannung und Temperatur bei Asphaltbinder, Band 3 des Forschungsberichtes FE 07.142; Institut für Straßen- und Eisenbahnwesen der Universität Karlsruhe, 1992
- [44] GRÄTZ, STÖCKERT: Grundlagen zur Festlegung von Grenzwerten für den Schichtenverbund, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 829, 2001, Bundesminister für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr, Bonn
- [45] GRÄTZ: Rheologisches Verhalten von Bitumen – Prüftechnische Ansprache des Widerstandes gegen Spurrinnen- und Rissbildung mit dem Schubwechselfersuch; Veröffentlichung V99-165D; HAAKE, Karlsruhe, 1999
- [46] GRÄTZ: Widerstand von Asphalt gegen Reißbildung – prüftechnische Ansprache mit dem Spaltzugschwellversuch; Schriftenreihe des Lehrstuhls Straßenbau der TU Dresden, Heft 7, 1998
- [47] GRÄTZ: Widerstand von Asphalt gegen Reißbildung – prüftechnische Ansprache mit dem Spaltzugschwellversuch, Eurasphalt & Eurobitume Congress Barcelona 2000
- [48] GRÄTZ: Zeitfestigkeitsverhalten und Restnutzungsdauer von Asphalt bei Biegeschwellbeanspruchung; Bitumen, Heft 2/1995
- [49] HAGEMANN, R.: Ein Verfahren zur Beurteilung flexibler Fahrbahnbefestigungen unter Berücksichtigung von Festigkeitshypothesen für Asphalt; Mitteilungen aus dem Institut für Bau-

- stoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, Heft 44, 1980
- [50] HEDELER, D., STEPHANY, P., HAKER, A.: Untersuchungen zum nichtlinearen Verhalten von Asphalt; Interner Bericht, Hochschule Anhalt, Dessau, 2003
- [51] HIERSCHKE, PAULMANN, BUSECK, SCHELLENBERG, CHARIF, DENGIZ, GRÄTZ: Festlegung von einheitlichen Auswertekriterien im dynamischen Druckschwellversuch im Hinblick auf die Entwicklung eines standardisierten dynamischen Prüfgerätes, FE 07.142; Universität Karlsruhe, Technische Hochschule Darmstadt, BAST, IfM Rottweil, 1992
- [52] HIERSCHKE, PAULMANN, LEUTNER, WÖRNER, GRÄTZ, PÖS: Erarbeitung eines Prüfverfahrens zur quantitativen Bestimmung des Verbundes zwischen einzelnen Schichten des bituminösen Oberbaus (Schichtenverbund), FE 07.128; Universität Karlsruhe, Technische Hochschule Darmstadt, 1988
- [53] HOTHAN, J.: Zum Einfluss der Zugspannungsaufnahmefähigkeit in ungebundenen Trag-schichten auf die Anstrengung von Asphaltbefestigungen – Eine Modelluntersuchung; Mitteilungen des Instituts für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau, Fachgebiet Konstruktiver Straßenbau der Universität Hannover, Heft 4, 1986
- [54] HOU: Analyse der bleibenden Verformungen des Asphaltes unter statischer und dynamischer Belastung zur Vorhersage von Spurrinnen; Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1996
- [55] HÜRTGEN, H.: Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Asphalt aus konventionellen Mischgut- und Bindemitteldaten; Bitumen, Heft 2, 1982
- [56] HÜRTGEN, H.: Zum viskoelastischen und viskoplastischen Verhalten von Asphalt; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 361, 1982, Bundesminister für Verkehr, Bonn
- [57] LEON, A.: Über das Maß der Anstrengung bei Beton; Ingenieur-Archiv 1933, Band 4, S. 421 – 431; Verlag von Julius Springer Berlin, 1933
- [58] LEUTNER, R., LORENZL, H., LÜTHJE, U.: Analyse und Bewertung unterschiedlicher Berechnungs- und Prognosemodelle für die Ermüdung von Asphaltstraßen; Schlussbericht FE 89.013/1995; Technische Universität Braunschweig, Mai 1998
- [59] LEUTNER, R., RENKEN, P., BÜCHLER, S.: Optimierung der Prüfmodalitäten des Triaxialversuchs mit schwellendem Stützdruck zur praxisadäquaten Bewertung des Verformungswiderstandes von Asphalt; Entwurf des Schlussberichtes; Braunschweig, Mai 2004
- [60] LORENZL, H.: Modell zur Ermittlung der Nutzungsdauer von Fahrbahnbefestigungen aus Asphalt in Abhängigkeit der Bindemittelviskosität; Schriftenreihe des Instituts für Straßenwesen, Technische Universität Braunschweig Heft 13, Braunschweig, 1996
- [61] MEDANI, T. O., MOLENAAR, A. A. A.: Estimation of fatigue characteristics of asphaltic mixes using simple tests. In: HERON, Vol. 45, No. 3; Netherlands school of advanced studies in Construction; Delft 2000
- [62] MOHR, O.: Abhandlungen aus dem Gebiete der Mechanik, 3. Auflage; Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn,; Berlin 1928
- [63] MÖLLER, B., BEER, M.: Fuzzy Randomness; Springer Verlag, Berlin, 2004
- [64] MÖLLER, B.; GRAF, W.; BEER, M.: Fuzzy structural analysis using alpha-level optimization; Computational Mechanics, 26, 6/2000, pp. 547-565
- [65] MÜLLER, F.: Anwendung der Spaltzugfestigkeit im bituminösen Straßenbau. Die Straße, 10/1970, 10. Jahrgang, S. 83-89
- [66] NATZSCHKA, H.: Straßenbau, Entwurf und Bautechnik, B. G. Teubner, Stuttgart 1997
- [67] NEUMANN: Bitumen und seine Anwendung; Expert Verlag, Grafenau, 1981
- [68] NKWONKAM: Untersuchungen zum Festigkeits-, Formänderungs- und Ermüdungsverhalten von Zement-Bitumen-gebundenen Kaltrecyclinggemischen unter Verwendung der Spaltzugprüfung; Schriftenreihe der Professur Straßenbau, Heft 9, Dresden, 2000
- [69] OESER, M., MÖLLER, B.: A New Numerical Model for Asphalt Pavements. In: ATLURI, S. A. (ed): ICCES'03, International Conference on

- Computational and Experimental Engineering and Science, Korfu, 2003
- [70] OESER, M., WERKMEISTER, S., DAWSON, A. R., MÖLLER, B., WELLNER, F.: 3-D Numerical Model for Pavements Considering Nonlinear Deformation Behaviour of Unbound Granular Layers; Transportation Research Board, 83th Annual Meeting, Washington, 2004
- [71] OESER, M., MÖLLER, B., WERKMEISTER, S., WELLNER, F.: 3D Constitutive Model for Unbound Granular Materials. In: ATLURI, S. A. (ed., ICCES'04, International Conference on Computational and Experimental Engineering and Science, Madeira, 2004
- [72] READ, J.: Fatigue cracking of bituminous paving mixtures, University of Nottingham, Department of Civil Engineering, Dissertation, Nottingham 1996
- [73] RENKEN, P.: Einfluß der Verdichtung auf Dichte und ausgewählte mechanische Eigenschaften der Asphaltprobekörper; asphalt, Heft 1/1999, S. 19-22
- [74] RICHTER, E.: Spaltzugprüfung – eine einfache Methode zur Beurteilung der Flexibilität des Asphalts; Bitumen 4/99, S. 137-142
- [75] RICHTER, E.; SCHUBERT, M.: Kritische Beurteilung der Spurbildungsprüfung; Bitumen 60, Heft 3/1998, S. 91-93
- [76] ROOS, CHARIF, KARCHER, SCHELLENBERG, GRÄTZ, WÖRNER: Schaffung eines Bewertungshintergrundes zur Prognostizierung der Standfestigkeit von Asphalten mit dem Druckschwellversuch – Hauptphase; Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 868, 2003, Bundesminister für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr, Bonn
- [77] ROSTÁSY, F.: Baustoffe; Kohlhammer Verlag Stuttgart, 1983
- [78] ROWE, G.: Performance of Asphalt Mixtures in the Trapezoidal Fatigue Test; Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 62, S. 344–384, 1993
- [79] RUBACH, K.: Einfluß der Zusammensetzung von Asphaltbetonen auf deren Ermüdungsbeständigkeit unter Berücksichtigung kryogener Zugspannungen; Schriftenreihe des Instituts für Straßenwesen, Technische Universität Braunschweig Heft 14, Braunschweig, 1996
- [80] RUWENSTROTH: Auswirkungen von wiederverwendeten Fräsasphalten mit polymermodifizierten Bitumen und stabilisierenden Zusätzen auf Asphalteeigenschaften; Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 2003
- [81] SAID, S.: Validation of indirect tensile test for fatigue testing of bituminous mixes; Swedish National Road and Transport Research Institute, Project Number 60209, 1998
- [82] SCHELLENBERGER, W.: Anwendung und Aussagemöglichkeiten der Spaltzugprüfung; Bitumen, 62. Jahrgang, Heft 3, 2000
- [83] SCHRAMM: Einführung in die Rheologie und Rheometrie; HAAKE, Karlsruhe, 1995
- [84] Stemmer Personal Computer Systeme GmbH, Puchheim, 1989
- [85] VALKERING C. P., JONGENEEL, D. J., Acoustic emission for evaluating the relative performance of asphalt mixes under thermal loading conditions; Bericht der AAPT Jahreskonferenz, Seattle, März 1991
- [86] von der DECKEN, S.: Triaxialversuch mit schwellendem Axial- und Radialdruck zur Untersuchung des Verformungswiderstandes von Asphalten; Schriftenreihe des Instituts für Straßenwesen, Technische Universität Braunschweig Heft 15, Braunschweig, 1997
- [87] VONK, W. et al.: Rissbildung in Asphaltbelägen leicht zu verstehen? Bitumen 65. Jahrgang, Heft 4, Dezember 2003
- [88] WELLNER, JÄHNIG, KIEHNE, WERKMEISTER: Bemessung von Asphaltstraßen; Straße und Autobahn 4/1004, S. 196-203
- [89] WELLNER, WERKMEISTER: Ermittlung der Dauerfestigkeit mit dem dynamischen Spaltzugversuch – Fortführung, Erstellung einer Arbeitsanleitung für den dynamischen Spaltzugversuch; Forschungsbericht FGSV-Nr. 1/00, Köln 2004
- [90] WERKMEISTER, S., WELLNER, F.: Die Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von Asphaltgemischen mit dem dynamischen Spaltzugversuch im Rahmen einer analytischen Bemessung; Bitumen 66, Heft 3/2004, S. 98-103

- [91] ZAMMERT: Betriebsfestigkeitsberechnung;
Friedr. Vieweg & Sohn, Braunschweig, Wies-
baden, 1985
- [92] ZHANG, Z., ROQUE, R., BIRISSON, B.,
SANGPETNGAM, B.: Identification and
Verification of a Suitable Crack Growth Law;
Proceedings of the Association of Asphalt
Paving Technologists, S. 206 ff., 2001

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-
ßenenerhaltung – 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
Straßenenerhaltung – Nutzen der systematischen Straßenenerhaltung
€ 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
- S 40: 39. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau
€ 17,50
- S 41: Chemische Veränderungen von Geotextilien unter Bodenkontakt – Untersuchungen von ausgegrabenen Proben
Schröder € 13,50
- S 42: Veränderung von PmB nach Alterung mit dem RTFOT- und RFT-Verfahren – Veränderungen der Eigenschaften von polymermodifizierten Bitumen nach Alterung mit dem RTFOT- und RFT-Verfahren und nach Rückgewinnung aus Asphalt
Wörner, Metz in Vorbereitung
- S 43: Eignung frostempfindlicher Böden für die Behandlung mit Kalk
Krajewski, Kuhl in Vorbereitung
- S 44: 30 Jahre Erfahrungen mit Straßen auf wenig tragfähigem Untergrund
Bürger, Blossfeld, Blume, Hillmann € 21,50

2006

- S 45: Stoffmodelle zur Voraussage des Verformungswiderstandes und Ermüdungsverhaltens von Asphaltbefestigungen
Leutner, Lorenzl, Schmoeckel € 21,00

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.