

# **Repräsentative Ermittlung der performance-relevanten Asphalteeigenschaften als Grundlage neuer Vertragsbedingungen**

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Straßenbau Heft S 121**

**bast**

# **Repräsentative Ermittlung der performance-relevanten Asphalteigenschaften als Grundlage neuer Vertragsbedingungen**

von

Ralf Roos  
Plamena Plachkova-Dzhurova  
Hedy-Kathlen Grafmüller  
Julian Milch

Institut für Straßen- und Eisenbahnwesen  
Karlsruher Institut für Technologie

Manfred Hase  
Kerstin Schindler  
Anke Schröter  
Kathrin Zumsande

HNL Ingenieur- und Prüfgesellschaft mbH  
Pinneberg

Thomas Wörner  
Olga Kazakova  
Thomas Patzak

Centrum Baustoffe und Materialprüfung  
Technische Universität München

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Straßenbau Heft S 121**

**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, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)** zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung.  
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

#### **Impressum**

**Bericht zum Forschungsprojekt FE 07.0253/2011/ERB:**  
Repräsentative Ermittlung der performance-relevanten Asphalteeigenschaften als Grundlage neuer Vertragsbedingungen

#### **Unterauftragnehmer**

Jan Jähnig, Gesellschaft für Straßenbautechnik Dresden mbH  
Konrad Mollenhauer, Institut für Verkehrswesen – Universität Kassel

#### **Fachbetreuung**

Tobias Paffrath

#### **Herausgeber**

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

#### **Redaktion**

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

#### **Druck und Verlag**

Fachverlag NW in der  
Carl Ed. Schünemann KG  
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen  
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53  
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48  
[www.schuenemann-verlag.de](http://www.schuenemann-verlag.de)

ISSN 0943-9323

ISBN 978-3-95606-391-6

Bergisch Gladbach, Oktober 2018

## Kurzfassung – Abstract

### Repräsentative Ermittlung der performance-relevanten Asphalteigenschaften als Grundlage neuer Vertragsbedingungen

Für das Forschungsvorhaben wurden Performance-Kennwerte in den Phasen der Asphaltmischgutkonzeption, Asphaltmischgutproduktion und nach dem Asphalteinbau an 21 Baumaßnahmen für die Asphaltdeck-, -binder- und -tragschicht systematisch erfasst und ausgewertet. Als Performance-Kennwerte dienten die Ergebnisse aus den Prüfungen zur Steifigkeit, zum Widerstand gegen Kälterissbildung, zum Ermüdungs- und Verformungswiderstand sowie zur Griffigkeitsentwicklung.

Die Untersuchungen lieferten wichtige Erkenntnisse und Tendenzen bei einzelnen Performance-Kennwerten, die bereits jetzt für zwei methodische Ansätze zur Festlegung künftiger vertragsrelevanter Anforderungen genutzt werden konnten: Einerseits wurde ein Vorschlag für eine spezifische Kategorisierung von Performance-Kennwerten innerhalb der europäischen Normung aufgezeigt, andererseits konnte mit Hilfe multipler linearer Regressionsanalysen ein möglicher Weg zur Abschätzung von Performance-Kenngrößen der fertigen Schicht aus der Erstprüfung aufgezeigt werden, sodass Anforderungswerte vorab definiert werden können.

Zudem zeigte sich, dass, auch wenn im Wesentlichen die Ergebnisse der konventionellen Asphaltkontrollprüfungen die Anforderungen der ZTV Asphalt erfüllen, es nicht sichergestellt ist, dass Nutzungsdauern von mindestens 30 Jahren erreicht werden können. Dies resultiert im Wesentlichen aus den Unterschieden der Performance-Kenngrößen der drei Phasen, vor allem der Ermüdungsversuche. Deshalb wurden für die Modifikation des Sicherheitskonzeptes für die rechnerische Dimensionierung zwei Ansätze vorgestellt.

Es erscheint aber zwingend erforderlich, dass durch weitere Untersuchungen die erstellte Datenbank ergänzt wird. Zudem sollten die im Projekt untersuchten Strecken einer weiteren Beobachtung unterzo-

gen werden, um den Prozess der Alterung erfassen zu können. Damit kann auch eine Validierung des Dimensionierungsverfahrens erfolgen.

### Representative determination of performance-relevant asphalt properties that provide the basis for new conditions of contract

To reach the objective of the research project performance parameters during asphalt mixture design (EP) and production (MW) as well as after asphalt paving (BK) were systematically determined and evaluated for the asphalt surfaces, binders, and base layers found in 21 construction projects. The parameters were provided through results obtained from tests of stiffness, resistance against cold cracking, deformation and fatigue as well as development of road grip.

The numerous tests enabled compilation of a comprehensive dataset. Based on the evaluations and statistical analysis of the results, it was shown that the relevant data may vary widely and that, for the time being, the general, statistically corroborated statements cannot be substantiated. It is presumed that the considerable variation of the data results due to the material specified parameters (binder properties of different charges, addition of asphalt granulate etc.). Nevertheless, the data collective builds a basis for future specifications of performance-based contract conditions.

Despite all the restrictions the test results deliver important knowledge and tendencies for the single performance parameters. Those are already used for two different methodological approaches for future contractual requirements: on the one hand a proposal for specified categories for performance parameters is brought within the European standardization, on the other hand a method for estimating performance parameters in stage BK out of values from stage EP is shown. This approach enables the definition of requirements for performance parameters in stage BK.

Another approach was found in the calculating of the remaining service lives. Even though, in essence, the results of the conventional asphalt check tests meet the requirements of the guidelines for the construction of asphalt road surfaces "ZTV Asphalt",



it cannot be guaranteed that service lives of at least thirty years can be achieved. That is mainly the result of the differences in performance parameters of the three stages, especially of the fatigue tests. Therefore two concepts for a modification of the security concept for calculating the dimensions were presented.

It seems absolutely necessary that the database must be completed by values from analysis of further roads. In addition to this the construction projects investigated within the project should be examined further to be able to measure the changes of the properties determined and the process of aging and hence allow a validation of the dimensioning method.

To set up contractual requirements it is important to build an evaluation background for the single performance tests and to determine the precision of these tests and to find rules for audits and for calibration of the testing equipment.

## Summary

### Representative determination of performance-relevant asphalt properties that provide the basis for new conditions of contract

### Introduction

The testing methods introduced by the harmonized European asphalt specification enable to evaluate asphalt performance at the laboratory. The behavior in use of asphalt can be identified by means of testing methods described in parts of standard DIN EN 12697 "Test methods for hot mix asphalt":

- DIN EN 12697-24 "Resistance to fatigue",
- DIN EN 12697-25 "Cyclic compression test",
- DIN EN 12697-26 "Stiffness",
- DIN EN 12697-46 "Low temperature cracking and properties by uniaxial tension tests",
- DIN EN 12697-49 "Determination of friction after polishing".

Testing in accordance with the above testing methods can be carried out using laboratory-manufactured specimens or specimens obtained from drill cores. Besides, asphalt mixes for laboratory-manufactured samples either can be produced also in the laboratory or industrially in an asphalt mixing plant.

There is no detailed knowledge of possible differences and changes in the behavior in use of laboratory-manufactured asphalts or the behavior of the in-situ installed asphalt layers. So far, no statement can be made about effects resulting for the calculated dimensions or for the reproducibility of the parameters determined by means of performance testing methods within quality assurance processes.

### Objective of the research project

The objective of the research project was to establish basic principles for drawing up conditions of contract that are based on performance tests. For

that purpose, the performance parameters during asphalt mixture design (initial testing) and production (MW) as well as after asphalt paving (BK) were systematically determined and evaluated for the asphalt surfaces, binders, and base layers found in 21 construction projects. Based on these, fundamentals for requirements regarding the performance (stiffness, resistance against cold cracking, deformation and fatigue as well as development of road grip) were defined for the respective stages. From these, contractual regulations for performance-based contracts can be derived at a later stage. In addition, the grip and the bearing capacity were examined in situ on three test lanes.

The determined parameters provide the basis for a database from which the "zero states" of roads can be inferred. Besides, the relevant parameters can be compared with further tests over the roads' lifetimes.

The systematically determined performance parameters were considered when calculating the dimensions enabling a well-directed road design while taking into account aspects of efficient, technically optimized construction and sustainability.

### Method of investigation

To be able to consider possible changes in the performance parameters of the asphalt or binder during mixing, transport, and installation, each test lane was sampled at three stages (Figure 1).

Stage 1 (EP) is related to asphalt mixture design with "reconstruction" of the initial testing and analyses of binders in the as-supplied state (AL) within the research project.

Stage 2 (MW) investigates industrial-scale asphalt mixture production by examining the asphalt mixture produced at the asphalt mixing plant. The respective samples were taken during paving.

Stage 3 (BK) represents the installed asphalt layer. Drill cores with different diameters were sampled where the asphalt mixture was installed for tests within stage 2.

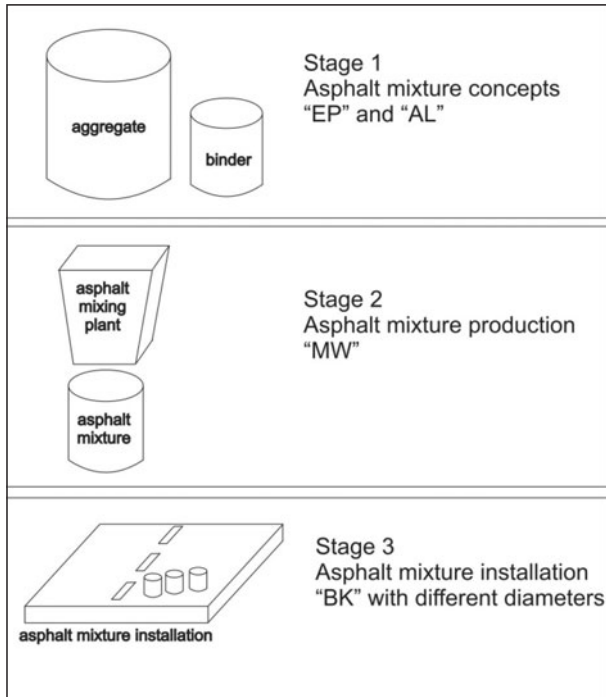


Fig.1: Stages of investigation

The test program shown in Table 1 depicts the assignment of the tests to be performed within the three stages asphalt mixture design (EP, AL), asphalt mixture production (MW), and state after asphalt paving (BK). Conventional and performance-related binder analyses as well as analyses of conventional and performance properties of asphalt were carried out examining, among other things, the fatigue and low temperature behaviors, the stiffness, deformation resistance, and grip. The relevant results were entered in a database.

Besides, bearing capacity measurements by means of the heavy weight deflectometer and grip measurements using the lateral force measuring method were carried out on three test lanes.

## Results of investigation

The results of performance tests carried out on 21 lanes at the three stages mentioned above can be summarized as follows:

		Asphalt mixture concept						Asphalt mixture production			Asphalt mixture installation		
		AL			EP			MW			BK		
		S	B	BL	S	B	BL	S	B	BL	S	B	BL
Tests on binder samples	Conventional binder analysis	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Binder analyses by means of the dynamic shear rheometer	X	X	-	-	-	-	X	X	-	X	X	-
	Binder analyses by means of the bending beam rheometer	X	X	-	X	X	-	X	X	-	-	-	-
	Determination of the force ductility	X	X	-	X	X	-	X	X	-	-	-	-
Tests on asphalt samples	Conventional asphalt analysis	-	-	-	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Stiffness	-	-	-	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Fatigue	-	-	-	-	X	X	X	X	X	-	X	X
	Low-temperature flexibility – cooling test	-	-	-	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Low-temperature flexibility – uniaxial tensile test	-	-	-	X	X	-	-	-	-	X	-	-
	Deformation behaviour	-	-	-	X	-	-	X	X	-	X	X	-
	System test	-	-	-	X			-			X		
	Road grip	-	-	-	X	-	-	X	-	-	X	-	-

Tabl.1: Test program

The statistical evaluation of the stiffness moduli shows that the influence of the individual stages on the test results is virtually negligible. Regarding the levels of the different asphalt species and varieties, it was found that:

- stiffness moduli of mixture variants SMA 11 S tend to be higher than those of variants SMA 8 S. The stiffness moduli determined for asphalt concretes AC 11 DS correspond to the values determined for SMA 11 S,
- the asphalt variants SMA 8 LA reveal significantly lower stiffness moduli than the dense asphalt variants with lower void contents,
- the stiffness modulus of the melted asphalt variant MA 5 S is not significantly higher than the one of the dense rolled asphalt variants,
- stiffness moduli determined for the asphalt binder course variants AC 22 B S are higher than those determined for the AC 16 B S,
- the variants with crushed stone mastic binder exhibit stiffness moduli comparable to the mixtures of asphalt binder courses with asphalt concrete concept,
- the stiffness moduli determined for the asphalt mixtures AC 32 T S tend to be higher than those determined for AC 22 T S.

To enable a comparison of the different asphalt variants as regards the fatigue behaviour, the tolerable number of load cycles for an elongation of  $\varepsilon = 0.1\%$  was calculated applying the respective fatigue function. It is evident that the difference of the valu-

es between the different stages is not systematic. The number of load cycles is virtually not influenced by the respective stages. Amounting to values of up to 50 percent, the statistical error (non-explainable impacts) is considered large.

Assuming an elongation of 0.1 ‰, the asphalt base layer variants with maximum grain diameters of 22 mm can endure more load cycles than the asphalt carrying layer variants AC 32 TS. However, the ranges overlap to a certain extent. The load cycles that can be endured on average by the asphalt binder variant AC 16 B S also tend to exceed those borne by variants AC 22 B S (Figure 2). SMA 16 B S on average endures more load cycles than conventional asphalt binders.

Regarding the low-temperature flexibility, it can be summarized that the impacts coming from the stages of the diverse types of asphalt mixtures differ. A comparison between the stages of the different types of asphalts shows:

- only minor differences tend to occur between the stages of the different types of asphalt surfaces. Besides, wide ranges may be found within the different stages. Stage EP mostly reaches the highest fracture temperature. Analogous consideration of the fracture stresses reveals that stresses are lowest at stage BK.
- except for AC 16 B N, a similar sequence seems to occur between the stages in the case of asphalt binder courses in spite of the minor level

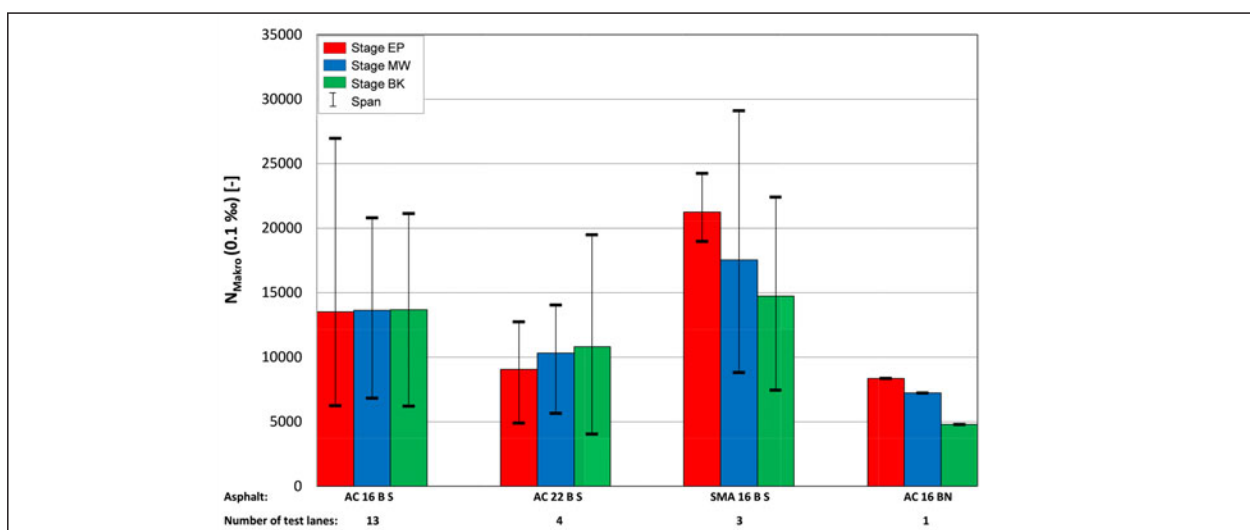


Fig. 2: Mean values and ranges of the results of fatigue tests of asphalt binder courses grouped by asphalt types – Endurable load changes at an elongation of 0.1 ‰

differences. Whereas stage EP then has the highest fracture temperature, stage BK is found to reveal the lowest one. This is similar for fracture stresses.

- fracture temperatures of the asphalt base layers (AC 32 T S and AC 22 T S) exhibit a clear trend in the sequence of the stages. For both asphalt mixture types, the stage EP shows the highest whereas BK shows the lowest fracture temperatures. For both cases, fracture stresses are on a similar level and exhibit wide ranges.
- in the tensile tests, the laboratory-manufactured samples of the rolled-asphalt surfaces (stages EP and MW) at all test temperatures show higher tensile strengths than the samples taken from the as-supplied asphalt (stage BK). In the case of the relevant strains to rupture, these trends are not observed and different sequences as a function of asphalt type and testing temperature occur.

In the case of the conventional rolled asphalts of the asphalt surfaces and asphalt binder courses, the resistance to permanent deformations determined for the stages EP and MW significantly differs from that found for stage BK. Both for the variants of asphalt surfaces and asphalt binder courses, it is evident that samples from the as-supplied asphalt layer (stage BK) tend to exhibit higher strain rates than laboratory-manufactured samples drilled from compacted segments (stages EP and MW).

The relevant stage was found not to influence the final road grip results.

The remaining service lives calculated for the three stages of the individual distances show very different results (Figure 3). Even though, in essence, the results of the conventional asphalt check tests meet the requirements of the guidelines for the construction of asphalt road surfaces “ZTV Asphalt”, it cannot be guaranteed that service lives of at least thirty years can be achieved.

By means of multiple linear regression analyses, a feasible approach to assessing performance parameters for stage BK from values of stage EP was pointed out. This procedure enabled to beforehand define demand values for performance parameters for stage BK (within stage EP). Based on this knowledge, also contractual demand values for the as-supplied asphalt (stage BK) can be defined.

Despite all the restrictions the 21 construction roads can be classified in categories modelled after prEN 13108. Due to the data values some additions of the relevant tables were proposed:

- the cyclic indirect tensile test (CITT) is proposed as a testing method to determine the stiffness of asphalt and therefore the categories should be extended,

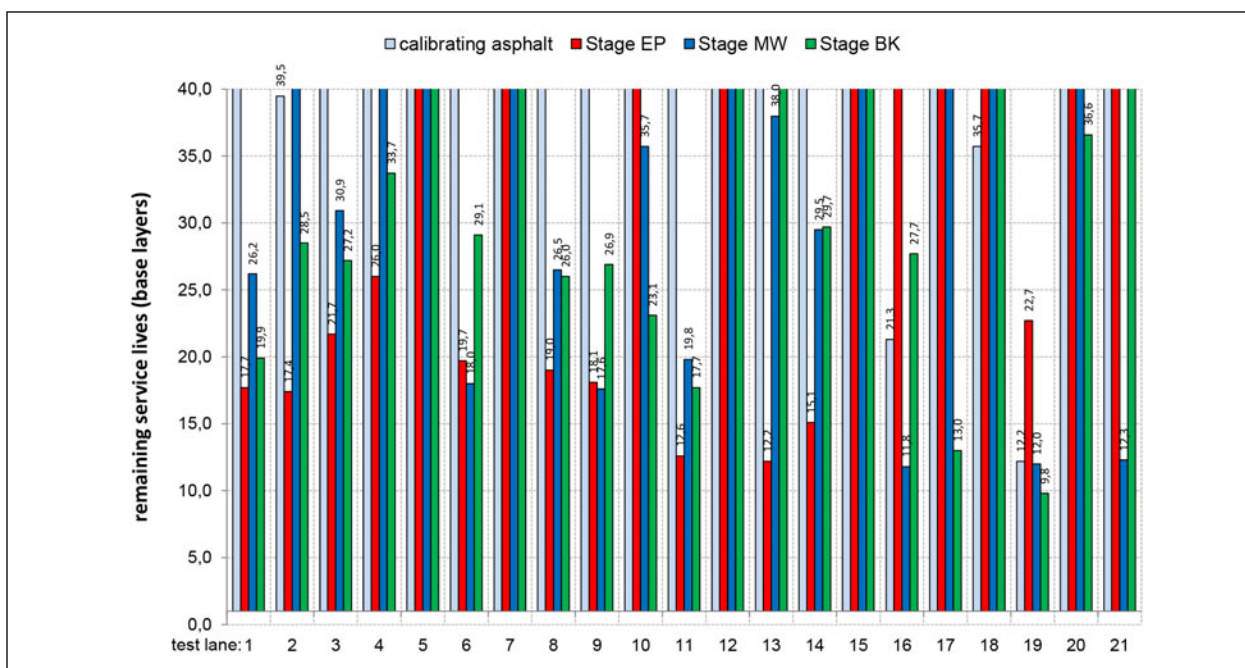


Fig.: 3: Remaining service lives calculated for the 21 test lanes

- the addition of minimum load cycles as a further property to describe the resistance against fatigue is necessary. Also at this point the CITT should gain entry in the norm,
- the new categories in prEN 13108 regarding the maximum allowed fracture temperature permit a different classification of asphalt variant based on the values of low temperature testing,
- the cyclic compression test can be used to categorize the resistance against deformation, because the strain rate of the examined asphalt variants are of a similar size to the category boundaries of the prEN 13108.

The differences in performance properties of the three stages and especially the fatigue tests are shown in the calculated remaining service lives. For the modification of the security concept for calculating the dimensions two concepts were presented. One by modifying the calibration asphalt and one by considering possible differences of parameters relevant for dimensioning of stage EP and stage MW or BK.

## Prospects

The numerous tests enabled compilation of a comprehensive dataset providing the fundamentals for determination of contractual performance parameters. Based on the evaluations and statistical analysis of the results, it was shown that the relevant data may vary widely and that, for the time being, the general, statistically corroborated statements cannot be substantiated. Thus, it is important to complete the database by the results of tests of further lanes. Besides, the lanes investigated within the project should be examined further to be able to measure the changes of the properties determined and the process of aging and hence allow a validation of the dimensioning method.

Since the parameters of the investigated calibration asphalts due to the sizes and positions of their respective values strongly deviate from the asphalts that were examined within this research project and previous completed projects, it should be considered, moreover, how the parameters of these investigated asphalts should be adapted to the conditions in practice.

Besides, it is assumed to be important to improve the precision of the performance testing methods. The relevant data currently are not available for all testing methods applied. However, the demand values can be defined only based on precision data. To determine these precision data extensive round robin tests are needed. The temporal expenditure for testing laboratory is very high. It is recommended to conduct an audit in advance to document comparability of the used testing devices and their working method.

To reduce impacts (statistical errors) that cannot be explained so far, rules must be found for audits and for calibration of the testing equipment, and training programs must be drawn up for the operators and evaluating staff.

The next step is to build an evaluation background for the performance tests from which a basis for requirements can be built. The evaluation background needs to include all of the temporary used asphalt variants of Germany, so the impact of different granulates or binders as well as different climatic influences can be evaluated. This background should contain performance properties of initial type testing and also of the built layers, because the testing methods in these two stages must not lead to the same results.

Only after knowing about the precision and evaluation background requirements for the single performance based properties can be fixed.

Apart from considering material parameters, the demand values should take into account boundary conditions such as traffic loads and climate. The current evaluations reveal that the investigated asphalts were not always designed optimally and that at stage EP, the estimated service life hence may be well below the intended thirty years. Also the results obtained for the remaining two stages must be viewed in a critical light. Using comparative asphalts, however, longer service lives result for lanes that are less loaded. This leads to the assumption that demand values should be established separately for different road categories. For this purpose further evaluations can be made by keeping the material parameter constant and varying the traffic load and climatic influence. It is also necessary to know



the influence of performance properties to service lives, so the allowed deviation of test results from the target values can be fixed. This leads to different ranges in which for example the fatigue function or stiffness-temperature function should vary.

These additional evaluations can contribute to the compilation of a catalog which in terms of the traffic load and climate conditions can help define different requirements regarding types of asphalt mixtures and, hence, different “model asphalts”.

The stiffness modulus and fatigue resistance that are relevant to dimensioning and have been determined for the three stages EP, MW, and BK essentially cannot be explained by the three stages but may exhibit significant differences that influence the results of dimensioning calculations. When anchored in a contract, material properties relevant to dimensioning must also be assessed within check tests. In this context, it seems appropriate to find rules for reduction of the scope of testing (e.g. stiffness tested at one temperature only).

## Inhalt

<b>1</b>	<b>Einführung</b> . . . . .	13	5.2.1	Einfache Varianzanalyse und modifizierter LSD-Test . . . . .	38
<b>2</b>	<b>Ziel des Forschungsvorhabens</b> . . . . .	13	5.2.2	Einfache Varianzanalyse und modifi- zierter LSD-Test zur Auswertung der Ermüdungsversuche . . . . .	40
<b>3</b>	<b>Untersuchungsmethode</b> . . . . .	13	5.2.3	Multiple Varianzanalyse . . . . .	41
3.1	Untersuchungsphasen . . . . .	14	5.2.4	Einfacher Mittelwertvergleich . . . . .	43
3.2	Untersuchungsstrecken . . . . .	14	5.2.5	Multiple lineare Regressionsanalyse . .	43
3.3	Probenahme . . . . .	16	5.2.6	Multiple Varianzanalysen und multiple lineare Regressionsanalysen zur statistischen Analyse der Ergebnisse der Ermüdungsversuche . . . . .	44
3.4	Untersuchungsprogramm . . . . .	18	<b>6</b>	<b>Bindemittleigenschaften</b> . . . . .	44
3.5	Abschätzung der (Rest-) Nutzungs- dauer von Asphaltkonstruktionen . . . . .	18	6.1	Allgemeine Angaben . . . . .	44
3.5.1	Allgemeines . . . . .	18	6.2	Konventionelle Bindemittelunter- suchungen . . . . .	45
3.5.2	Bestimmung der dimensionierungs- relevanten Eingangsgrößen . . . . .	18	6.3	Erkenntnisse aus den Untersuchungen mit dem Dynamischen Scherrheometer (DSR und MSCR) . . . . .	45
<b>4</b>	<b>Prüfverfahren</b> . . . . .	19	6.3.1	Temperatursweep im DSR . . . . .	45
4.1	Untersuchungen am Bindemittel . . . . .	19	6.3.2	MSCR . . . . .	46
4.1.1	Konventionelle Bindemittelunter- suchungen . . . . .	20	6.4	Erkenntnisse aus den Untersuchungen mit dem Bending Beam Rheometer . . .	46
4.1.2	Untersuchungen im Dynamischen Scherrheometer (DSR und MSCR) . . .	21	6.5	Erkenntnisse aus den Untersuchungen mit dem Kraft-Duktilitäts-Verfahren . . .	46
4.1.3	Untersuchungen im Bending Beam Rheometer . . . . .	23	<b>7</b>	<b>Analyse der Asphalteigenschaften</b> . .	46
4.1.4	Kraftduktilität . . . . .	25	7.1	Ergebnisse der konventionellen Asphalt- untersuchungen . . . . .	48
4.2	Untersuchungen am Asphalt . . . . .	26	7.2	Ergebnisse der Untersuchungen zum Steifigkeitsverhalten . . . . .	55
4.2.1	Konventionelle Asphaltuntersuchungen	26	7.3	Ergebnisse der Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten . . . . .	62
4.2.2	Steifigkeit . . . . .	26	7.4	Ergebnisse der Untersuchungen zum Kälteverhalten . . . . .	78
4.2.3	Ermüdungsverhalten . . . . .	27	7.4.1	Abkühlversuche . . . . .	78
4.2.4	Kälteflexibilität . . . . .	29	7.4.2	Zugversuche . . . . .	96
4.2.5	Verformungsverhalten . . . . .	30	7.4.3	Zugfestigkeitsreserve . . . . .	105
4.2.6	Griffigkeit . . . . .	32	7.5	Ergebnisse der Untersuchungen zum Verformungsverhalten . . . . .	106
4.3	Untersuchungen in situ . . . . .	36	7.5.1	Druck-Schwellversuche . . . . .	106
4.3.1	Tragfähigkeitsmessungen . . . . .	36	7.5.2	Systemprüfung . . . . .	117
4.3.2	Griffigkeitsmessungen . . . . .	37			
<b>5</b>	<b>Grundlagen für die Auswertung</b> . . . . .	37			
5.1	Aufbau der Datenbank . . . . .	37			
5.2	Mathematisch-statistische Verfahren zur Auswertung der Untersuchungs- ergebnisse . . . . .	38			



7.6	Ergebnisse der Untersuchungen zum Griffigkeitsverhalten . . . . .	119	11.2.2	Überprüfung der Steifigkeits-einteilungen . . . . .	153
<b>8</b>	<b>Analyse der Untersuchungen in situ</b>	127	11.2.3	Überprüfung der Kategorie-einteilungen hinsichtlich des Ermüdungswiderstandes . . . . .	157
8.1	Ergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen. . . . .	127	11.2.4	Überprüfung des Kälterisswiderstandes . . . . .	158
8.2	Ergebnisse der Griffigkeitsmessungen.	128	11.2.5	Überprüfung der Verformungswiderstands-Kategorieeinteilungen. . . . .	158
<b>9</b>	<b>Lösungsansätze zur Ermittlung vertraglicher Anforderungswerte für Performance-Kennwerte</b> . . . . .	129	11.2.6	Überprüfung der Griffigkeits-Kategorie-einteilungen . . . . .	159
9.1	Multiples lineares Stoffmodell. . . . .	129	11.2.7	Zusammenfassende Bewertung der Überprüfung der Performance-Eigenschaften . . . . .	159
9.2	Zuordnung der Performance-Eigenschaften in Kategorien gemäß DIN EN 13108 . . . . .	137	11.2.8	Fazit . . . . .	160
9.2.1	Mindeststeifigkeitsmodul . . . . .	137	11.3	Modifikation des Sicherheitskonzeptes. . . . .	161
9.2.2	Ermüdungswiderstand . . . . .	139	11.3.1	Stufen des Sicherheitskonzeptes. . . . .	161
9.2.3	Kälterissbeständigkeit . . . . .	141	11.3.2	Diskussion des Kalibrierasphaltes . . . . .	161
9.2.4	Verformungswiderstand . . . . .	141	11.3.3	Betrachtungen zu Sicherheitsbeiwerten zur Berücksichtigung von Unterschieden zwischen den Phasen EP und MW bzw. BK hinsichtlich der theoretischen Nutzungsdauer. . . . .	165
9.2.5	Griffigkeit . . . . .	142	11.3.4	Fazit . . . . .	166
9.2.6	Anwendung der Kategorien auf die untersuchten Asphaltvarianten. . . . .	143	<b>12</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b> . . . . .	167
9.3	Kenngößen zum Schichtenverbund . . . . .	145	12.1	Zusammenfassung. . . . .	167
<b>10</b>	<b>Ergebnisse aus den Abschätzungen der (Rest-) Nutzungsdauer</b> . . . . .	146	12.2	Ausblick und weiterer Forschungsbedarf. . . . .	169
10.1	Allgemeines . . . . .	146	<b>Literatur</b> . . . . .	171	
10.2	Eingangswerte für die Dimensionierung . . . . .	147	<b>Regelwerke</b> . . . . .	172	
10.3	Berechnung des Ermüdungsindex für die Asphalt-schichten und Abschätzung des Nutzungsausfallzeitpunktes . . . . .	149	<b>Bilder</b> . . . . .	174	
<b>11</b>	<b>Vorschlag für die vertragliche Abwicklung rechnerisch dimensionierter Asphaltbefestigungen</b> . . . . .	152	<b>Tabellen</b> . . . . .	179	
11.1	Dimensionierung unter Anwendung von Modellasphalten für konventionelle Bauverträge . . . . .	152	Die Anhänge zum Bericht sind im elektronischen BAST-Archiv ELBA unter: <a href="http://bast.opus.hbz-nrw.de">http://bast.opus.hbz-nrw.de</a> abrufbar		
11.2	Überprüfung der Performance-Eigenschaften. . . . .	153			
11.2.1	Möglichkeiten zur Überprüfung von Anforderungen . . . . .	153			

## 1 Einführung

Mit den Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht (RDO Asphalt 09) steht ein Verfahren zur Verfügung, bei dem die Verkehrs- und Klimabeanspruchungen sowie die Materialparameter der tatsächlich eingesetzten Baustoffe berücksichtigt werden. Offen ist dabei die Frage, an welcher Stelle im Herstellungsprozess einer Asphaltdeckschicht diese Materialparameter bestimmt werden.

Im Rahmen der europäisch harmonisierten Asphaltspezifikation wurden Prüfverfahren eingeführt, die eine Bewertung der Performance (Gebrauchsverhalten) von Asphalt im Labor ermöglichen. Zur Ansprache des Gebrauchsverhaltens stehen Prüfverfahren zur Verfügung, die in den nachfolgend aufgeführten Teilen der DIN EN 12697 „Asphalt - Prüfverfahren für Heißasphalt“ beschrieben werden:

- DIN EN 12697-24 „Beständigkeit gegen Ermüdung“,
- DIN EN 12697-25 „Druck-Schwellversuch“,
- DIN EN 12697-26 „Steifigkeit“,
- DIN EN 12697-46 „Widerstand gegen Kälterisse und Tieftemperaturverhalten bei einachsigen Zugversuchen“ und
- DIN EN 12697-49 „Messung der Griffigkeit nach Polierung“.

Auf nationaler Ebene erfolgt weiter eine Umsetzung ausgewählter Prüfverfahren in das Technische Regelwerk.

Für die o. g. Prüfverfahren können im Labor hergestellte oder aus Bohrkernen gewonnene Probekörper verwendet werden. Des Weiteren kann das Asphaltmischgut für die im Labor hergestellten Probekörper entweder ebenfalls im Labor oder großtechnisch in einer Asphaltmischanlage produziert werden.

Über mögliche Unterschiede und Veränderungen des Gebrauchsverhaltens von im Labor hergestellten Asphalten bis hin zu der in situ eingebauten Asphaltdeckschicht gibt es keine fundierten Kenntnisse. Deshalb kann bisher auch keine Aussage über daraus resultierende Auswirkungen auf die Ergebnisse der rechnerischen Dimensionierung und auch nicht auf die Reproduzierbarkeit der mittels Performance-

ce-Prüfverfahren bestimmten Kennwerte im Rahmen der Qualitätssicherung getroffen werden.

## 2 Ziel des Forschungsvorhabens

Ziel des Forschungsvorhabens ist es, Grundlagen für Vertragsbedingungen, die auf Performance-Prüfungen aufbauen, zu schaffen.

Hierzu werden performance-relevante Kennwerte in den Phasen der Asphaltmischgutkonzeption (Erstprüfung), der Asphaltmischgutproduktion und nach dem Asphalteinbau anhand von insgesamt 21 Baumaßnahmen systematisch erfasst und ausgewertet. Es wird erwartet, dass mit dieser Systematik eventuelle Veränderungen der Kennwerte in den einzelnen Phasen erkannt und bewertet werden können. Darauf basierend sollen Anforderungen an die Performance (Steifigkeit, Widerstand gegen Kälterissbildung, Ermüdungs- und Verformungswiderstand, Griffigkeitsentwicklung) für diese Phasen definiert werden, aus denen später vertragliche Regelungen für performance-basierte Verträge abgeleitet werden können. Neben diesen labortechnischen Untersuchungen sollen an ausgewählten Strecken ergänzend die Griffigkeit und die Tragfähigkeit analysiert und bewertet werden.

Die ermittelten Kennwerte werden als Grundlage für eine Datenbank genutzt, aus welcher der „Nullzustand“ einer Straße abgelesen werden kann. Zudem bietet sich die Möglichkeit für Vergleiche mit weiteren Untersuchungen im Verlauf der Nutzungsdauer.

Die systematisch erfassten performance-relevanten Kennwerte fließen in die rechnerische Dimensionierung ein, wodurch die Berücksichtigung der Aspekte des wirtschaftlich und technisch optimierten Bauens sowie der Nachhaltigkeit ermöglicht wird.

## 3 Untersuchungsmethode

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsprojektes wurden 21 Untersuchungsstrecken von der Asphaltmischgutkonzeption bis zur fertigen Schicht begleitet.

### 3.1 Untersuchungsphasen

Um mögliche Veränderungen der performance-relevanten Kennwerte des Asphaltes bzw. des Bindemittels während des Mischprozesses, Transports und Einbaus berücksichtigen zu können, wurde jede Untersuchungsstrecke in drei Phasen beprobt (Bild 1).

#### Phase 1

repräsentiert die Asphaltmischgutkonzeption. Dafür erfolgte im Rahmen des Forschungsprojektes ein Nachfahren der Erstprüfung mit den Ausgangsstoffen (Gesteinskörnungen und Bindemittel).

Die in dieser Untersuchungsphase hergestellten Proben werden mit EP bezeichnet. Zusätzlich wurde das Bindemittel im Anlieferungszustand, gekennzeichnet mit AL, untersucht. Die Anlieferung der Bindemittelproben erfolgte direkt von den Raffinerien.

Zum Nachfahren der Erstprüfung wurde die Korngrößenverteilung der einzelnen Lieferkörnungen als auch die Zusammensetzung des ggf. vorhandenen Asphaltgranulates bestimmt. Danach wurden die Zugabemengen der einzelnen Lieferkörnungen / des Asphaltgranulates sowie des Bindemittels angepasst, so dass die im Labor gemischten Asphalte denjenigen aus den Erstprüfungen im Hinblick auf die Zusammensetzung möglichst genau entsprachen.

Für jede so hergestellte Mischung wurde nach einer Extraktion die Sieblinie und der Bindemittelgehalt untersucht. In der Streckendokumentation im Anhang II sind die jeweiligen Mittelwerte abgebildet.

#### Phase 2

untersucht die großtechnische Asphaltmischgutproduktion. Hierfür wurde das an der Asphaltmischanlage produzierte Asphaltmischgut während des Einbaus entnommen. Die Proben werden mit MW bezeichnet.

#### In Phase 3

wurde im Anschluss wurde die fertig eingebaute Asphaltmischguteinbauschicht (Mischguteinbau) beprobt. Hierfür wurden Bohrkerne mit unterschiedlichen Durchmessern dort entnommen, wo das Asphaltmischgut für die Untersuchungen in Phase 2 eingebaut wurde. Die Proben werden mit BK bezeichnet.

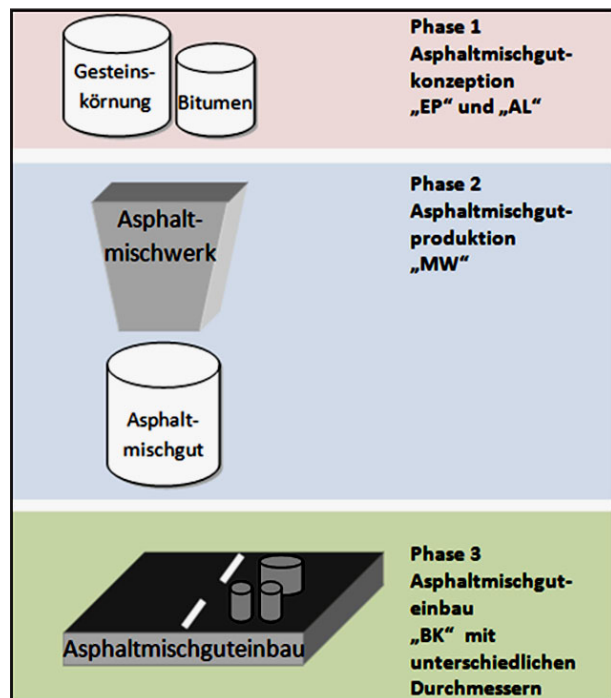


Bild 1: Untersuchungsphasen

### 3.2 Untersuchungsstrecken

Um regionale Unterschiede im Gesteinsvorkommen, den Bindemittleigenschaften und den aktuell am Markt eingesetzten Baustoffen und Baustoffgemischen berücksichtigen zu können, wurden die 21 Untersuchungsstrecken über Deutschland verteilt.

Die Baumaßnahmen an diesen Untersuchungsstrecken berücksichtigen Bundesfernstraßen verschiedener Belastungsklassen (Bauklassen), Aufbauten und Verkehrsbeanspruchungen.

Bei allen Baumaßnahmen musste die Asphaltdeck-, Asphaltbinder- und Asphalttragschicht neu eingebaut werden.

Eine Übersicht über die Untersuchungsstrecken gibt Tabelle 1. Eine Zusammenstellung der wesentlichen Daten hinsichtlich verwendeter Asphaltmischgutarten/-sorten sowie der eingesetzten Bindemittel enthält Tabelle 2.

In Bild 2 ist die Aufteilung der unterschiedlichen Asphaltmischgutarten und -sorten grafisch dargestellt. Die nähere Betrachtung der Zusammenstellung zeigt, dass für die Asphaltdeckschicht in 16 Fällen

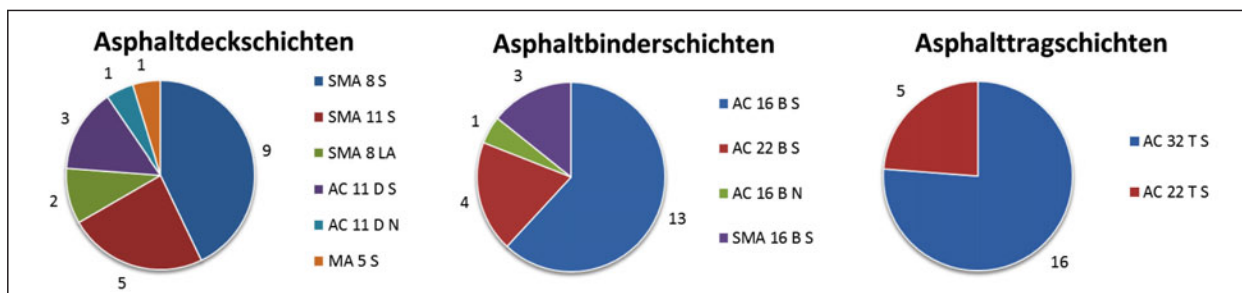


Bild 2: Aufteilung der Asphaltmischgutarten /-sorten auf die Untersuchungsstrecken

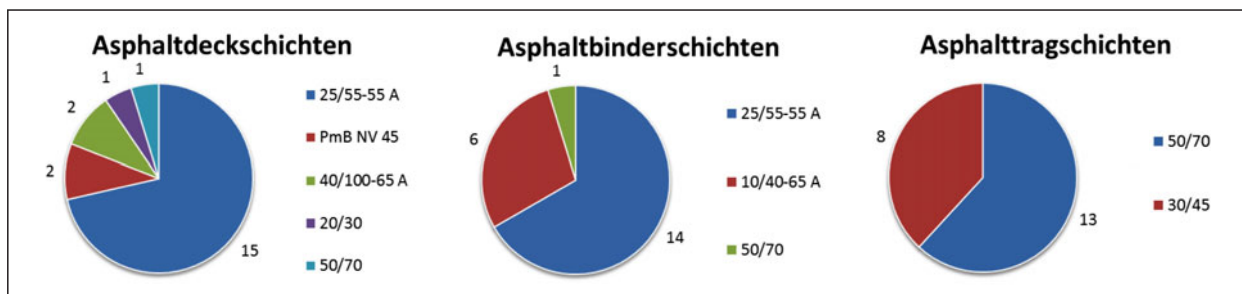


Bild 3: Aufteilung der Bindemittel auf die Asphaltmischgutarten /-sorten der Untersuchungsstrecken

Bezeichnung	Bundesland
BAB A 1 Braunschauen	Saarland
BAB A 3 Kirchroth	Bayern
BAB A 3 Rosenhof	Bayern
BAB A 7 AS Bockenem	Niedersachsen
BAB A 23 AS Iztelhoe Süd	Schleswig-Holstein
BAB A 27 Hagen - Stotel	Niedersachsen
BAB A 28 Hude - Hatten	Niedersachsen
BAB A 30	Nordrhein Westfalen
BAB A 31 AS Papenburg	Niedersachsen
BAB A 62 Türkismühle	Saarland
BAB A 81 Lehrensteinsfeld	Baden-Württemberg
BAB A 94 Malching	Bayern
B 12 Simbach am Inn	Bayern
B 48 Winnweiler	Rheinland-Pfalz
B 309 Sulzbrunn	Bayern
B 388a Ismaning	Bayern
B 472 Hohenpreißenberg	Bayern
K 1071 Unterjettingen	Baden-Württemberg
S 24 Dahlen – Luppa	Sachsen
Großmarkt HH	Hamburg

Tab. 1: Untersuchungsstrecken

Splittmastixasphalt zur Anwendung kam, wobei fünfmal SMA 11 S, zweimal SMA 8 LA und die restlichen neun mit SMA 8 S eingebaut wurden.

Viermal kam ein Asphaltbeton zur Anwendung (dreimal AC 11 D S, einmal AC 11 D N) und einmal ein Gussasphalt MA 5 S.

Diese Aufteilung macht deutlich, dass in den Belastungsklassen, die den Untersuchungen zugrunde liegen, Splittmastixasphalte am häufigsten eingesetzt werden und hierbei ein besonderes Augenmerk auf den lärmindernden Eigenschaften liegt, was sich im Größtkorn (8 mm) und dem Zusatz LA äußert.

Bei den Asphaltbinderschichten kam in 13 Untersuchungsstrecken der Asphaltbinder AC 16 B S zum Einsatz, viermal der Asphaltbinder AC 22 B S, dreimal ein Asphaltbinder SMA 16 B S und einmal der Asphaltbinder AC 16 B N.

Auch hier ist deutlich die Entwicklung hin zu einem Asphaltbinder mit einem Größtkorn von 16 mm erkennbar, da diese Asphaltbinder erfahrungsgemäß weniger zu Entmischungen neigen und bezüglich der Gebrauchseigenschaften genauso verformungsbeständig wie ein AC 22 B S sind.

Bei 16 Untersuchungsstrecken kam Asphalttragschichtmischgut AC 32 T S und bei fünf Untersuchungsstrecken AC 22 T S zur Anwendung.

In Bild 3 sind die resultierenden Bindemittel in den verschiedenen Asphalten veranschaulicht.

Strecke	Schicht					
	Asphaltdeckschicht		Asphaltbinderschicht		Asphalttragschicht	
	Asphalt	Bindemittel *	Asphalt	Bindemittel *	Asphalt	Bindemittel *
1	SMA 11 S	25/55-55 A	AC 16 B S	25/55-55 A	AC 32 T S	50/70
2	AC 11 D N	50/70	AC 16 B N	50/70	AC 32 T S	50/70
3	SMA 8 S	PmB NV 45	AC 16 B S	25/55-55 A	AC 22 T S	50/70
4	SMA 8 S	PmB NV 45	AC 16 B S	25/55-55 A	AC 22 T S	50/70
5	SMA 11 S	25/55-55 A	AC 16 B S	25/55-55 A	AC 32 T S	30/45
6	SMA 8 LA	40/100-65 A	SMA 16 B S	10/40-65 A	AC 22 T S	50/70
7	AC 11 D S	25/55-55 A	SMA 16 B S	10/40-65 A	AC 32 T S	30/45
8	SMA 8 S	25/55-55 A	AC 16 B S	25/55-55 A	AC 32 T S	50/70
9	SMA 8 S	25/55-55 A	AC 16 B S	25/55-55 A	AC 32 T S	30/45
10	AC 11 D S	25/55-55 A	AC 16 B S	25/55-55 A	AC 32 T S	50/70
11	SMA 8 S	25/55-55 A	AC 22 B S	25/55-55 A	AC 32 T S	50/70
12	SMA 8 S	25/55-55 A	AC 16 B S	25/55-55 A	AC 32 T S	30/45
13	SMA 8 S	25/55-55 A	AC 16 B S	25/55-55 A	AC 32 T S	50/70
14	AC 11 D S	25/55-55 A	AC 16 B S	25/55-55 A	AC 32 T S	50/70
15	MA 5 S	20/30	AC 16 B S	10/40-55 A	AC 32 T S	50/70
16	SMA 11 S	25/55-55 A	AC 22 B S	25/55-55 A	AC 32 T S	30/45
17	SMA 11 S	25/55-55 A	AC 16 B S	25/55-55 A	AC 32 T S	50/70
18	SMA 11 S	25/55-55 A	AC 22 B S	25/55-55 A	AC 32 T S	30/45
19	SMA 8 S	25/55-55 A	AC 22 B S	10/40-65 A	AC 32 T S	30/45
20	SMA 8 S	25/55-55 A	AC 16 B S	10/40-65 A	AC 22 T S	50/70
21	SMA 8 LA	40/100-65 A	SMA 16 B S	10/40-65 A	AC 22 T S	30/45

\*) Zugabemittel bzw. bei Verwendung von Asphaltgranulat ist dies die sich ergebende resultierende Bindemittelsorte

**Tab. 2:** In den Untersuchungsstrecken verwendete Asphalte und resultierende Bindemittel

Bei den Asphaltdeckschichten kam 15 Mal ein Polymermodifiziertes Bindemittel der Sorte PmB 25/55-55 A zur Anwendung, bei zwei Untersuchungsstrecken wurde das höher modifizierte Bitumen 40/100-65 A eingesetzt. Je einmal kam ein Straßenbaubitumen 20/30 bzw. 50/70 sowie bei zwei Untersuchungsstrecken ein PmB NV 45 zum Einsatz.

Bei den Asphaltbinderschichten stellt sich in 14 Untersuchungsstrecken ein resultierendes Bindemittel der Sorte 25/55-55 A ein, sechsmal ergibt sich ein PmB 10/40-65 A sowie in nur einem Fall ein Straßenbaubitumen 50/70.

Bei den Asphalttragschichten fanden ausschließlich Straßenbaubitumen Verwendung; in acht Fällen

entspricht das resultierende Bindemittel der Sorte 30/45 und 13 Mal der Sorte 50/70.

Die Zusammenstellung zeigt, dass bei den Asphaltdeckschichten und bei den Asphaltbinderschichten fast ausschließlich Polymermodifizierte Bindemittel eingesetzt wurden.

### 3.3 Probenahme

Die Probenahme der Gesteinskörnungen erfolgte am Asphaltmischwerk am Einbautag (Bild 4). Das Asphaltmischgut wurde entweder am Asphaltmischwerk oder vor Ort an der Baumaßnahme entnommen. Im Falle der Entnahme am Asphaltmisch-





Bild 4: Probenahme der Ausgangsstoffe am Einbautag

Probenart	Schicht	Menge	Einheit
Gesteinskörnungen	ADS, ABS, ATS	1.600	kg
Asphaltmischgut	ADS	400	kg
	ABS	400	kg
	ATS	800	kg

Tab. 3: Probenmengen – Asphaltmischgutkonzeption und Asphaltmischgutproduktion

Probenart	Schicht	Menge	Einheit
Bindemittel	ADS	30	Liter
	ABS	30	Liter
	ATS	40	Liter

Tab. 4: Probenmengen - Bindemittel im Anlieferungszustand für Asphaltmischgutkonzeption



Bild 5: Bohrkernentnahmefläche



Bild 6: Bohrkern einer Untersuchungsstrecke

Prüfung	Anzahl der Bohrkern	BK – ø [mm]
Steifigkeit	4	150
Ermüdung	10	150
Kälteflexibilität	3	300
Verformungsverhalten	6	100
Griffigkeit	4	250
Konventionelle Asphaltuntersuchungen	3	150
<b>Summe der BK je Untersuchungsstrecke</b>	<b>30</b>	

Tab. 5: Bohrkernanzahl und Durchmesser

werk wurde darauf geachtet, dass das restliche Asphaltmischgut der Charge an dem vorgesehenen Probeentnahmestort eingebaut wurde.

Die Probenmengen zum Nachfahren der Erstprüfung sind in Tabelle 3 und Tabelle 4 wiedergegeben. Die Bindemittel wurden entsprechend den Angaben der Erstprüfung direkt vom Hersteller bezogen.

Die 30 Bohrkern wurden zwischen den Rollspuren oder im Seitenstreifen auf einer Fläche von ca. 1,60 x 1,40 m<sup>2</sup> entnommen (Bild 5 und Bild 6). Die Bohrkernentnahme wurde im gleichen Bereich durchgeführt, in welchem die Entnahme des Asphaltmischgutes aller Schichten erfolgte.

Die vorgesehene Performance-Prüfungen erforderten Bohrkern mit unterschiedlichen Durchmessern. Eine Zuordnung ist Tabelle 5 zu entnehmen.

Bei einer Baumaßnahme wurden an zwei Stellen Proben entnommen (im Folgenden bezeichnet als Strecke 3 und 4). Beim Nachfahren der Erstprüfung wurde zum einen das vom Hersteller direkt bezogene (analog zur Vorgehensweise bei den übrigen Strecken) und zum anderen das bei der Asphaltmischgutproduktion tatsächlich eingesetzte Bindemittel verwendet, um in Phase EP den Einfluss der unterschiedlichen Bindemittelchargen zu erfassen. Des Weiteren können die Phasen MW und BK dieser beiden Strecken verglichen werden, um somit mögliche Schwankungen der Kennwerte innerhalb einer Baumaßnahme zu erfassen.

Zum Zeitpunkt der Bohrkernentnahme erfolgte eine visuelle Begutachtung des vorliegenden Oberflächenzustandes nach Fertigstellung der Baumaßnahme. Alle Untersuchungsstrecken wiesen einen ebenen und homogenen Oberflächenzustand ohne offensichtliche Mängelanzeichen auf.

### 3.4 Untersuchungsprogramm

In Tabelle 6 ist das Untersuchungsprogramm im Labor dargestellt. Daraus ist die Zuordnung der durchzuführenden Untersuchungen zu den drei Phasen Asphaltmischgutkonzeption (EP, AL), Asphaltmischgutproduktion (MW) und nach dem Asphaltmischguteinbau (BK) erkennbar.

An drei Untersuchungsstrecken wurden darüber hinaus Tragfähigkeitsmessungen mit dem Heavy Weight Deflectometer (HWD) und Griffigkeitsmessungen mit dem Seitenkraftmessverfahren (SKM) durchgeführt.

### 3.5 Abschätzung der (Rest-) Nutzungsdauer von Asphaltkonstruktionen

#### 3.5.1 Allgemeines

Eine Möglichkeit zur Bewertung der versuchstechnisch bestimmten performance-relevanten Kennwerte bzw. der dimensionierungsrelevanten Eingangsparameter stellt die Abschätzung der ertragbaren Lastwechselanzahl (bzw. Nutzungsdauer) nach dem Verfahren der RDO Asphalt für die einzelnen Phasen dar. Dabei wurden für die 21 Untersuchungsstrecken jeweils folgende Fälle betrachtet:

- Vergleichsrechnungen des Aufbaus der Untersuchungsstrecken mit Kalibrierasphalten,
- Laborproben im Rahmen der Erstprüfung (Phase EP),
- Proben aus Asphaltmischgut an der Asphaltmischanlage (Phase MW) und
- Bohrkern aus eingebauter Schicht (Phase BK).

Vorrangiges Ziel der Untersuchungen war die Berechnung des Nutzungsausfallzeitpunktes nach dem Verfahren der RDO Asphalt [RDO, 2009]. Dieser Zeitpunkt ist durch die Anzahl an Lastwechseln definiert, die eine Asphaltbefestigung ab einem bestimmten Bewertungszeitpunkt für festgelegte Verkehrs- und Temperaturprognosewerte bis zur Rissinitiierung an der Unterseite der untersten Asphalt-schichtlage noch ertragen kann.

Dabei wird der Nutzungsausfallzeitpunkt auf der Grundlage der ermittelten dimensionierungsrelevanten Eingangsgrößen (Kapitel 7) mithilfe des Programmes PaDesTo Enterprise [PaDesTo, 2008] abgeschätzt, welches auf den RDO Asphalt basiert. Hierzu wurden die materialspezifischen Kennwerte der untersuchten Asphalte in einer Materialdatenbank abgespeichert (Bild 7). Ergebnis dieser Berechnungen ist in erster Linie jeweils der Ermüdungsstatus der Asphalt-schichten. Diese Ergebnisse sind in Kapitel 10 zusammengefasst.

#### 3.5.2 Bestimmung der dimensionierungsrelevanten Eingangsgrößen

Neben allgemeinen Angaben zu der jeweiligen Untersuchungsstrecke waren verschiedene Berechnungseingangswerte vor Beginn der Dimensionierungsberechnungen zu erfassen. Im Detail sind das:

- Allgemeine Angaben zur Baumaßnahme
- Angaben zur Verkehrsbelastung und zur Lage
- Aufbaudaten des Straßenoberbaus und Angaben zu Schichtfolgen und Schichtdicken
- Dimensionierungsrelevante Materialkenngrößen
  - Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen aller Asphalt-schichten für eine Belastungsfrequenz von  $f = 10$  Hz
  - Ermüdungsfunktion der untersten Asphalt-schicht bzw. evtl. weiterer Nachweisschichten
  - Angabe der kryogenen Zugspannungen in der untersten Asphalt-schicht

Die Berücksichtigung von Kennwerten zur Spurrinnenempfindlichkeit im Programm PaDesTo erfolgte explizit nicht im vorliegenden FE-Vorhaben.

		Asphaltmischgut-konzeption						Asphaltmischgut-produktion			Asphaltmischgut-einbau		
		AL			EP			MW			BK		
		ADS	ABS	ATS	ADS	ABS	ATS	ADS	ABS	ATS	ADS	ABS	ATS
Untersuchungen an Bindemittelproben	Konventionelle Bindemitteluntersuchung	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Bindemitteluntersuchungen im Dynamischen Scherrheometer	X	X	-	-	-	-	X	X	-	X	X	-
	Bindemitteluntersuchungen im Bending Beam Rheometer	X	X	-	X	X	-	X	X	-	-	-	-
	Bestimmung der Kraftduktilität	X	X	-	X	X	-	X	X	-	-	-	-
Untersuchungen an Asphaltproben	Konventionelle Asphaltuntersuchungen	-	-	-	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Steifigkeit	-	-	-	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Ermüdung	-	-	-	-	X	X	-	X	X	-	X	X
	Kälteflexibilität-Abkühlversuch	-	-	-	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Kälteflexibilität-Einaxialer Zugversuch	-	-	-	X	-	-	X	-	-	X	-	-
	Verformungsverhalten	-	-	-	X	X	-	X	X	-	X	X	-
	Systemprüfung	-	-	-	X		-	-		-	X		-
	Griffigkeit	-	-	-	X	-	-	X	-	-	X	-	-

Tab. 6: Untersuchungsprogramm im Labor

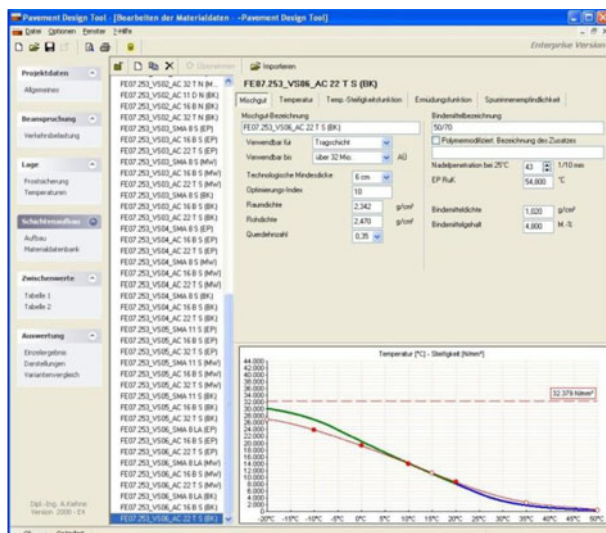


Bild 7: Auszug aus der Materialdatenbank der Software PaDes-To 2008 Enterprise

Die Ergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen wurden für eine umfassende Beschreibung der drei Strecken herangezogen. Bei der Berechnung der Nutzungsdauer dienten sie zur Plausibilitätskontrol-

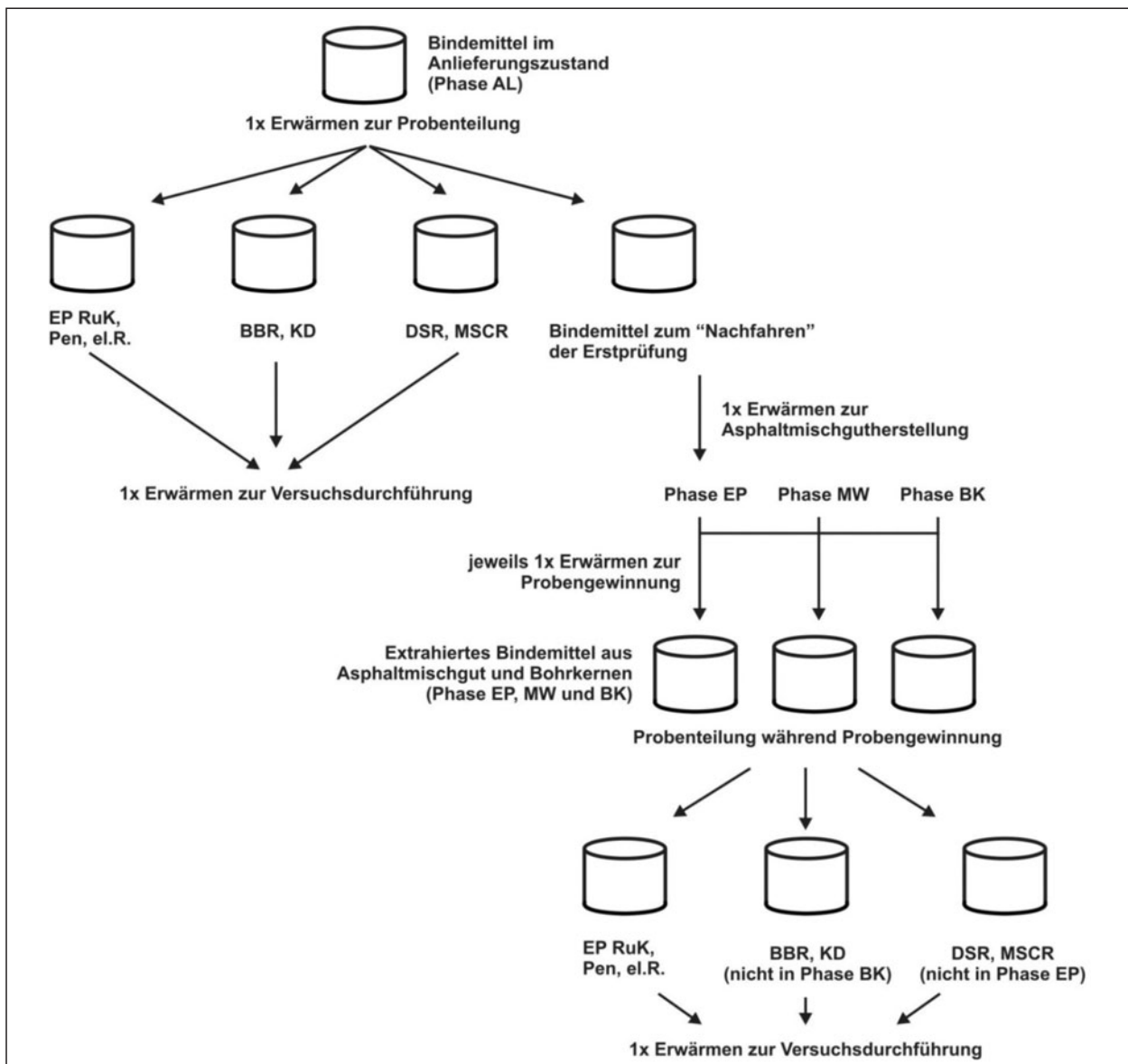
le beim Treffen der Annahmen für die Materialkennwerte der ungebundenen und der hydraulisch gebundenen Schichten dieser drei Strecken. Die Zahlenwerte der Tragfähigkeitsindikatoren bzw. daraus errechnete weitere Kenngrößen wurden bei der Berechnung der Restnutzungsdauer explizit nicht berücksichtigt.

## 4 Prüfverfahren

### 4.1 Untersuchungen am Bindemittel

Zu den Performance-Untersuchungen am Bindemittel zählen die Untersuchungen im Dynamischen Scherrheometer (die Bestimmung des Phasenwinkels und des komplexen Schermoduls sowie der MSCR-Test), im Bending Beam Rheometer (die Bestimmung der Biegebiegesteifigkeit) und die Bestimmung der Kraftduktilität.





**Bild 8:** Thermische Beanspruchung der Bindemittel

Um eine einheitliche Vorbereitung der Bindemittelproben zu gewährleisten, wurde folgende Vorgehensweise festgelegt (Bild 8):

Bei der Probenvorbereitung der Bindemittel im Anlieferungszustand (Phase AL) wurden die Proben im ersten Schritt erwärmt und geteilt, um sie den Forschern für die entsprechenden Untersuchungen zukommen zu lassen. Eine weitere Erwärmung erfolgte unmittelbar vor der Versuchsdurchführung für die Herstellung der notwendigen Proben.

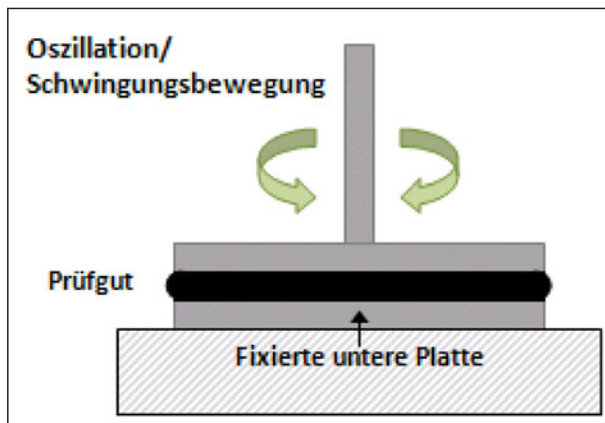
In den Phasen EP, MW und BK erfolgte zudem eine thermische Beanspruchung bei der Asphaltmisch-

gutherstellung und erneut während der Bindemittelrückgewinnung. Ein letztes Mal wurden die Proben bei der Probenvorbereitung erwärmt.

Hierbei ist zu beachten, dass das Bindemittel zum Nachfahren der Erstprüfung in Phase EP bereits einmal vor der Asphaltmischgutherstellung thermisch beansprucht wurde.

#### 4.1.1 Konventionelle Bindemitteluntersuchungen

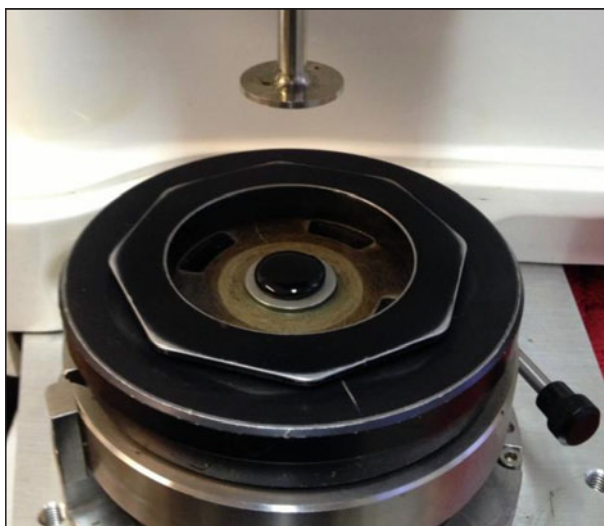
Zusätzlich zu den in den folgenden Abschnitten beschriebenen Performance-Prüfungen wurden konventionelle Bindemitteluntersuchungen durchge-



**Bild 9:** Skizzierter Versuchsaufbau zur Bestimmung des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels



**Bild 10:** Bindemittelprobe in Gussform aus Silikon



**Bild 11:** Im DSR eingebaute Bindemittelprobe

führt. Dabei handelt es sich um die Bestimmung des Erweichungspunktes Ring und Kugel nach DIN EN 1427, die Bestimmung der Nadelpenetration nach DIN EN 1426 und die Bestimmung der Elastischen Rückstellung nach DIN EN 13398.

#### 4.1.2 Untersuchungen im Dynamischen Scherrheometer (DSR und MSCR)

Bei Untersuchungen im Dynamischen Scherrheometer wird zwischen der Bestimmung des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels (DSR-Versuch) sowie der Bestimmung des Verformungsverhaltens von Bindemitteln (MSCR-Prüfung) unterschieden.

##### DSR-Versuch

Nach DIN EN 14770 werden als Kenngrößen für das viskoelastische Verhalten von Bindemitteln der komplexe Schermodul und der Phasenwinkel mit dem Dynamischen Scherrheometer (DSR) bestimmt. Zur Bestimmung der Kennwerte wird die Bindemittelprobe zwischen zwei parallelen Metallplatten eingebaut und einer schwingenden (oszillierenden) Scherbeanspruchung ausgesetzt (Bild 9, Bild 10 und Bild 11).

Die Oszillation der oberen Platte bewirkt eine Deformation des Prüfgutes. Es werden zwei Arten der Messung unterschieden:

- Eine definierte Scherspannung (Drehmoment) wird vorgegeben und die daraus resultierende Deformation gemessen (kraft geregelter Versuch).
- Eine definierte Deformation wird vorgegeben und die notwendige Scherspannung (Drehmoment) gemessen (weg geregelter Versuch).

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurden weggeregelte Versuche durchgeführt. Die Untersuchungen erfolgten gemäß TL Bitumen-StB in Form eines Temperatursweeps bei den Temperaturen 30, 40, 50, 60, 70, 80 und 90 °C bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz. Als definierte Soll-Deformation wurden 0,5 % gewählt.

Aus den Messwerten der dynamischen Scherversuche können je Temperaturstufe der komplexe Schermodul ( $G^*$ ) als Widerstand des Prüfgutes gegen die Beanspruchung

$$G^* = \frac{\tau_{\max}}{d_{\max}} \text{ [Pa]}$$

mit

$\tau_{\max}$ : maximale Scherspannung

$d_{\max}$ : maximale Verformung

sowie der Phasenwinkel ( $\delta$ ) als zeitliche Verzögerung des Materials auf die Beanspruchung

$$\delta = \omega (\Delta t)[^\circ]$$

mit

$\omega$ : Winkelgeschwindigkeit

$\Delta t$ : Zeitintervall

ermittelt und wie in Bild 12 grafisch aufbereitet werden.

### MSCR-Prüfung (Multiple Stress Creep and Recovery Test)

Mit dem Dynamischen Scherrheometer kann anstelle einer dynamischen Prüfung (Dynamischer Scherversuch) auch ein Kriechversuch gemäß der Arbeitsanleitung AL MSCR-Prüfung (DSR) durchgeführt werden. Bei der MSCR-Prüfung wird auf die Bindemittelprobe eine konstante Kriechspannung aufgebracht (Bild 13) und die resultierende Verformung in Abhängigkeit von der Zeit gemessen. Der Versuch wird bei einer konstanten Prüftemperatur durchgeführt.

Die Bindemittelprobe wird für die Dauer von einer Sekunde mit einer konstanten Spannung (Kriechbelastung) beansprucht, gefolgt von einer zwangsfreien Erholungsphase, die neun Sekunden dauert. Bei drei Laststufen (0,100, 1,600 und 3,200 kPa) werden unmittelbar hintereinander je 10 Kriech- und Erholungszyklen angesetzt.

Für jeden Zyklus werden der Absolutwert der Verformung zu Beginn der Kriechphase ( $\varepsilon_0$ ) und der Wert der Verformung am Ende der Kriechphase ( $\varepsilon_c$ ) erfasst. Aus diesen Werten errechnet sich der resultierende Wert der Verformung am Ende der Kriechphase

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_c - \varepsilon_0.$$

mit

$\varepsilon_0$ : Absolutwert der ursprünglich aufgetragenen Verformung zu Beginn der Kriechphase

$\varepsilon_c$ : Absolutwert der Verformung am Ende der Kriechphase (nach 1 s)

Der Wert der Verformung am Ende der Erholungsphase jedes Zyklus wird mit  $\varepsilon_r$  bezeichnet.

Damit beträgt der resultierende Wert der Verformung am Ende der Erholungsphase für jeden Zyklus

$$\varepsilon_{10} = \varepsilon_r - \varepsilon_0$$

mit

$\varepsilon_1$ : Wert der Verformung am Ende der Erholungsphase (nach 10 s)

$\varepsilon_0$ : Absolutwert der ursprünglich aufgetragenen Verformung zu Beginn der Kriechphase.

Aus den Messwerten (Verformungen) können für die Kriechbelastungen 0,100, 1,600 und 3,200 kPa jeweils die durchschnittliche prozentuale Erholung R

$$R_{0,1 \text{ kPa}} = \frac{\sum_{N=1}^{10} \left( \frac{\varepsilon_{10,0,1 \text{ kPa}, N} - \varepsilon_{10,0,1 \text{ kPa}, N} \cdot 100}{\varepsilon_{10,0,1 \text{ kPa}, N}} \right)}{10} \quad \text{bzw.}$$

$$R_{1,6 \text{ kPa}} = \frac{\sum_{N=1}^{10} \left( \frac{\varepsilon_{10,1,6 \text{ kPa}, N} - \varepsilon_{10,1,6 \text{ kPa}, N} \cdot 100}{\varepsilon_{10,1,6 \text{ kPa}, N}} \right)}{10} \quad \text{bzw.}$$

$$R_{3,2 \text{ kPa}} = \frac{\sum_{N=1}^{10} \left( \frac{\varepsilon_{10,3,2 \text{ kPa}, N} - \varepsilon_{10,3,2 \text{ kPa}, N} \cdot 100}{\varepsilon_{10,3,2 \text{ kPa}, N}} \right)}{10}$$

sowie der durchschnittliche nicht rückverformbare Anteil  $J_{nr}$

$$J_{nr,0,1 \text{ kPa}} = \frac{\sum_{N=1}^{10} \left( \frac{\varepsilon_{10,0,1 \text{ kPa}, N}}{0,100} \right)}{10} \quad \text{bzw.}$$

$$J_{nr,1,6 \text{ kPa}} = \frac{\sum_{N=1}^{10} \left( \frac{\varepsilon_{10,1,6 \text{ kPa}, N}}{1,600} \right)}{10} \quad \text{bzw.}$$

$$J_{nr,3,2 \text{ kPa}} = \frac{\sum_{N=1}^{10} \left( \frac{\varepsilon_{10,3,2 \text{ kPa}, N}}{3,200} \right)}{10}$$

mit

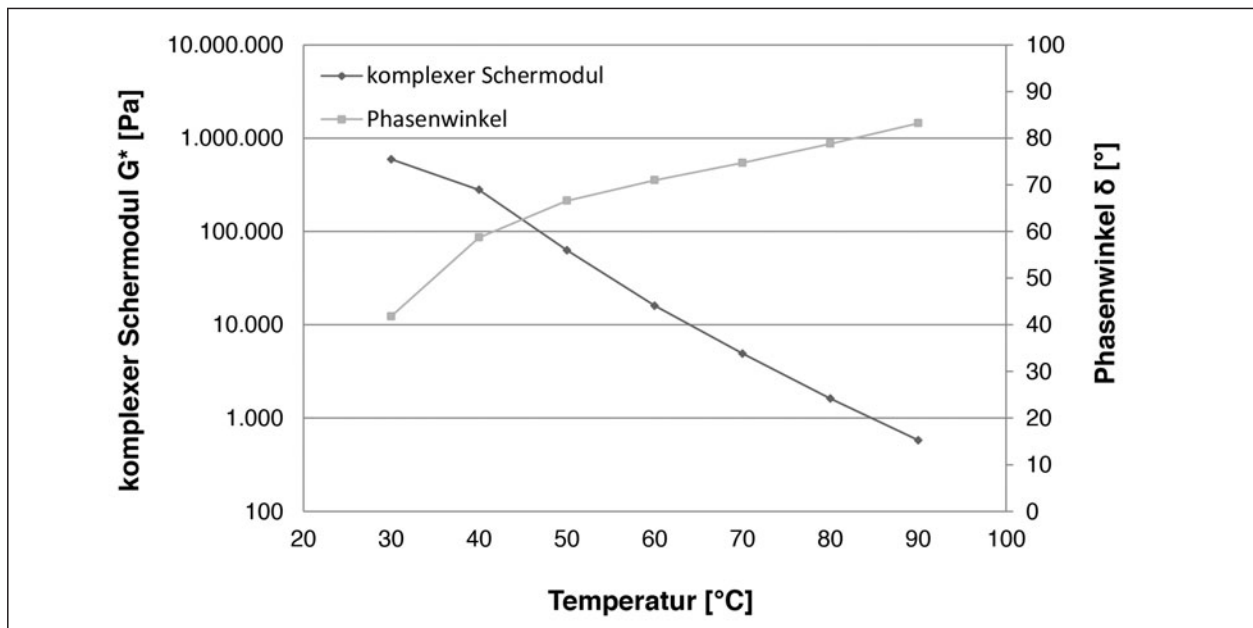


Bild 12: Beispielhafte Darstellung des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels

N: Zyklusnummer; N = 1 bis 10

$\epsilon_{1,0,1kPa,N}$ : Wert der Verformung am Ende der Kriechphase, hier z. B. bei 0,1 kPa

$\epsilon_{10,0,1kPa,N}$ : Wert der Verformung am Ende der Erholungsphase, hier z. B. bei 0,1 kPa

bestimmt werden. In Bild 14 sind die Ergebnisse eines solchen Versuches exemplarisch dargestellt.

#### 4.1.3 Untersuchungen im Bending Beam Rheometer

Die Bestimmung der Biegekrichsteifigkeit im Bending Beam Rheometer erfolgt nach DIN EN 14771.

Ein Bindemittelbalken mit definierten Abmessungen wird mit einer konstanten Last von  $(980 \pm 50)$  mN über einen vorgegebenen Zeitraum belastet und die sich hierbei einstellende Durchbiegung aufgezeichnet (Bild 15).

Für das Verhalten wurden zwei Temperaturen (-16 und -25 °C) ausgewählt, bei denen die Prüfungen und nachfolgenden Auswertungen durchgeführt wurden.

Mit der kontinuierlich gemessenen Durchbiegung  $d$  werden die Biegekrichsteifigkeit und ihr Abfall berechnet.

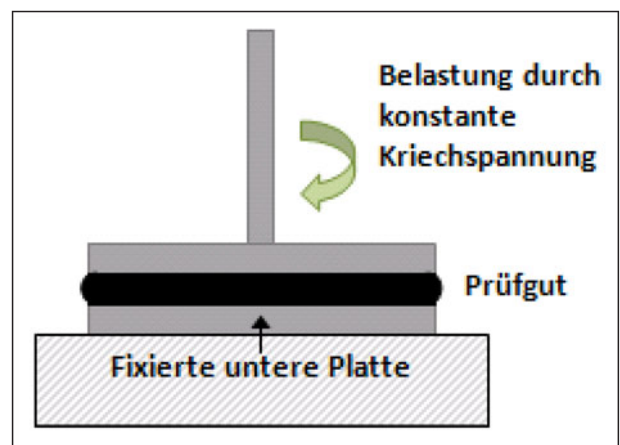


Bild 13: Skizzierter Versuchsaufbau zur Bestimmung des Verformungsverhaltens

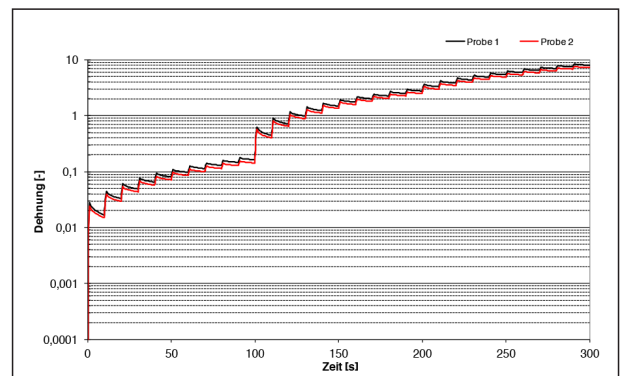


Bild 14: Beispielhafte Darstellung einer Dehnungs-Erholungskurve über drei Laststufen

Die gemessene Biegekrichsteifigkeit  $(S_m(t))$  zur Zeit  $t$  in MPa ist für die Belastungszeiten von 8, 15,

30, 60, 120 und 240 s mit folgender Gleichung zu berechnen:

$$S_m(t) = \frac{P \cdot L^3}{4b \cdot h^3 \cdot d(t)}$$

mit

- P : gemessene Prüflast, in N
- L : Abstand zwischen den Auflagern, in mm
- b : Breite des Probekörpers, in mm
- h : Dicke des Probekörpers, in mm
- d(t) : Durchbiegung des Probekörpers zur Zeit t, in mm

Weiterhin wird die logarithmierte Biege-  
kriechsteifigkeit (log S<sub>c</sub>(t)) für weitere Auswertungen herangezogen:

$$\log S_c(t) = A + B \cdot \log(t) + C \cdot [\log(t)]^2$$

mit

- S<sub>c</sub>(t): Biege-  
kriechsteifigkeit zur Zeit t in MPa
- A, B, C: Regressionskoeffizienten
- t: Belastungsdauer in s

Hinzu kommt die Berechnung des m-Wertes, der den Logarithmus der Steifigkeit über den Logarithmus der Zeit darstellt und nach folgender Formel berechnet wird:

$$m(t) = |B + 2 \cdot C \cdot \log(t)|$$

mit

- B, C: als Regressionskoeffizienten bestimmt über berechnete Steifigkeit
- t: Belastungsdauer in s.

Die für die Prüftemperaturen ermittelten Biege-  
kriechsteifigkeiten und m-Werte nach 60 s werden in ein Diagramm m (Bild 16) eingetragen. Aus den Messwerten ergibt sich sowohl für die Biege-  
kriechsteifigkeit als auch für den m-Wert eine Kurve in Abhängigkeit von der Prüftemperatur.

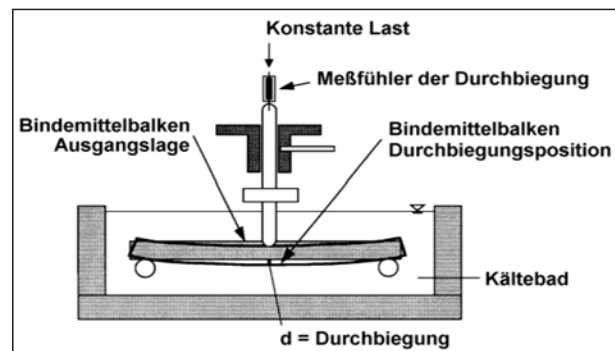


Bild 15 : Skizzierter Versuchsaufbau zur Ermittlung der Biege-  
kriechsteifigkeit im Bending Beam Rheometer

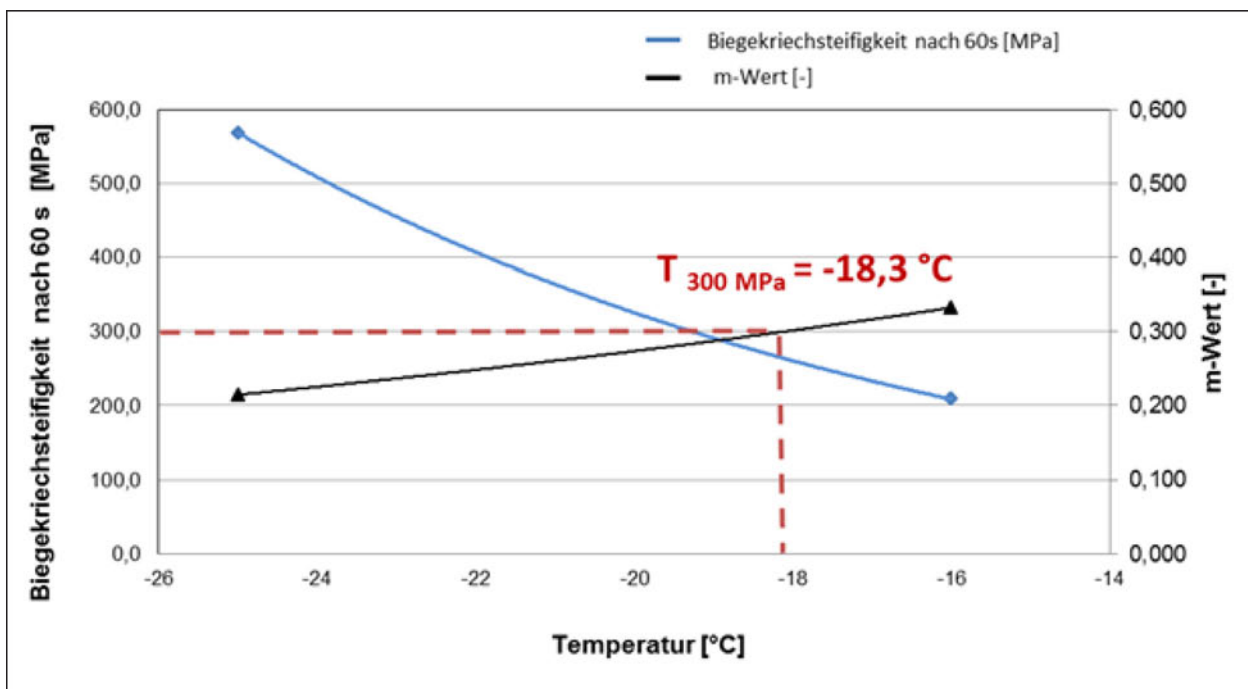


Bild 16: Beispielhafter Verlauf einer Biege-  
kriechsteifigkeits-Temperatur-Kurve und des m-Wertes



Im Anschluss ist die Temperatur ( $T_{300}$ ) zu ermitteln, bei der das Tieftemperaturkriterium (Biegebiegesteifigkeit von mind. 300 MPa) erfüllt ist. Ergänzend wird die Temperatur ( $T_{0,3}$ ) ermittelt, ab welcher der m-Wert größer 0,300 ist.

Das Tieftemperaturverhalten eines Bindemittels wird als ausreichend angesehen, wenn die Biegebiegesteifigkeit unter 300 MPa und der m-Wert über 0,300 liegt. Daher wird die sich ergebende höhere Temperatur als Ergebnis des Versuches angegeben.

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes werden die Mindesttemperaturen ( $T_{300}$ ) nach den Tieftemperaturkriterien nach einer Belastungszeit von 60 Sekunden bestimmt und die Veränderung innerhalb der drei Phasen aufgezeigt.

#### 4.1.4 Kraftduktilität

Zur Bestimmung der Streckeigenschaften von modifiziertem Bindemittel werden die zwischenmolekularen kohäsiven Wechselwirkungen in einem Zugversuch bei konstanter Prüftemperatur nach DIN EN 13587 bzw. DIN EN 13589 untersucht.

Geprüft wurde nach den Verfahren der TL Bitumen-StB. Die Durchführung des Versuches erfolgte bei einer Prüftemperatur von 5 °C. Der Probekörper wird mit einer Zuggeschwindigkeit von 50 mm/min

bis zu einer Dehnungslänge von 400 mm auseinandergezogen (Bild 17).

Während des Versuches werden kontinuierlich die Kräfte aufgezeichnet, die erforderlich sind, die Bindemittelprobe mit konstanter Ausziehgeschwindigkeit zu ziehen.

Als Kenngröße wird die Formänderungsarbeit als Flächenintegral der Zugkraft über den Ausziehweg zwischen 200 und 400 mm Dehnungslänge nach DIN EN 13703 berechnet.

Die Kraft-Dehnungs-Kurve (Bild 18) bietet zusätzlich die Möglichkeiten, eine Auswertung über die maximale Auszugslänge  $s_{max}$  oder die maximale Kraft  $F_{max}$  durchzuführen. Bild 18 zeigt zudem deutlich, wie sich die Kurven der Kraftduktilität bei den unterschiedlichen Bitumen ändern. Während beim Straßenbaubitumen nach dem ersten Peak ein di



Bild 17: Bindemittelproben im temperierten Duktilitätsbad

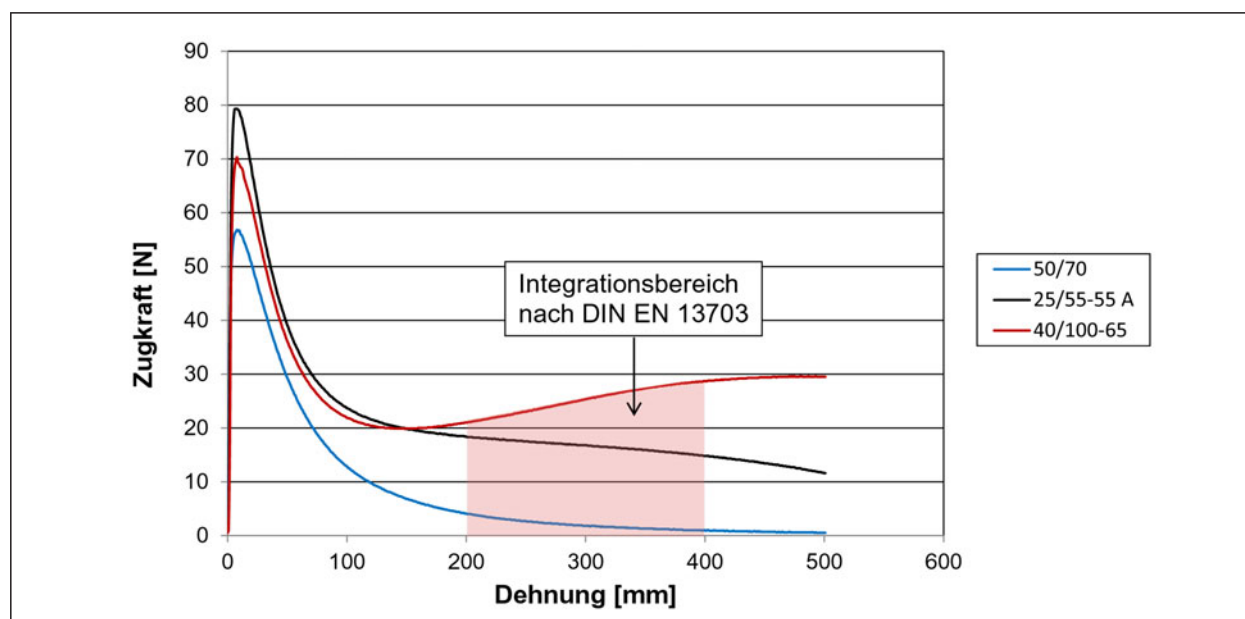


Bild 18: Beispielhafte Darstellung einer Kraft-Dehnungs-Kurve

rekter Rückgang und danach nahezu keine Zugkraft aufnehmbar ist, bildet das Polymermodifizierte Bitumen ein Plateau aus, auf dem die Zugkraft konstant bleibt, beim höher modifizierten Bitumen steigt die Zugkraft nochmals an. Aus der beispielhaften Darstellung ist auch abzulesen, wie stark sich die Formänderungsarbeit bei diesen Bindemitteln unterscheidet.

## 4.2 Untersuchungen am Asphalt

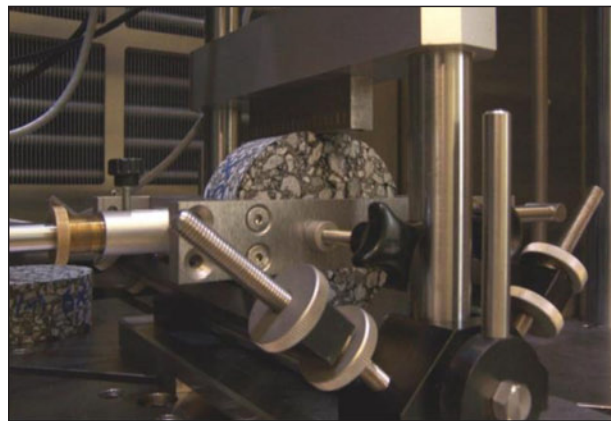
Die Untersuchungen wurden an im Laboratorium hergestellten Asphaltproben aus im Labor und großtechnisch hergestelltem Asphaltmischgut sowie an Proben aus Bohrkernen durchgeführt.

Die Herstellung der walzsektorverdichteten Asphaltplatten erfolgte gemäß den Technischen Prüfvorschriften Asphalt-StB, Teil 33. Zudem wurde die im Rahmen des Forschungsvorhabens FE 07.0238/2010/EGB [ROOS et al., 2012] entwickelte Arbeitsweise zur Herstellung der Asphaltplatten herangezogen.

Zur Vergleichbarkeit der in diesem Forschungsvorhaben ermittelten Untersuchungsergebnisse erfolgten im Vorfeld Kalibrierungen und Geräteaudits der verwendeten Prüfmaschinen. Um mögliche Unterschiede in den Ergebnissen unterschiedlicher Prüfmaschinen auszuschließen, wurden zudem vergleichende Versuche durchgeführt. Aus diesen Untersuchungen konnten keine signifikanten und systematischen Unterschiede herausgefunden werden.

### 4.2.1 Konventionelle Asphaltuntersuchungen

Zur Überprüfung der Eigenschaften des Asphaltmischgutes wurden neben den in den folgenden Abschnitten beschriebenen Performance-Prüfverfahren auch konventionelle Untersuchungen am Asphaltmischgut sowie am Bohrkern durchgeführt. Bestimmt wurden gemäß den jeweiligen Teilen der TP Asphalt-StB zum einen die Rohdichte, Raumdichte und Hohlraumgehalt sowie die Korngrößenverteilung. Des Weiteren wurde das Bindemittel zurückgewonnen, um daran weiterführende Untersuchungen durchführen zu können (Kapitel 4.1).



**Bild 19:** Prüfvorrichtung mit eingebautem Probekörper für den Spaltzug-Schwellversuch

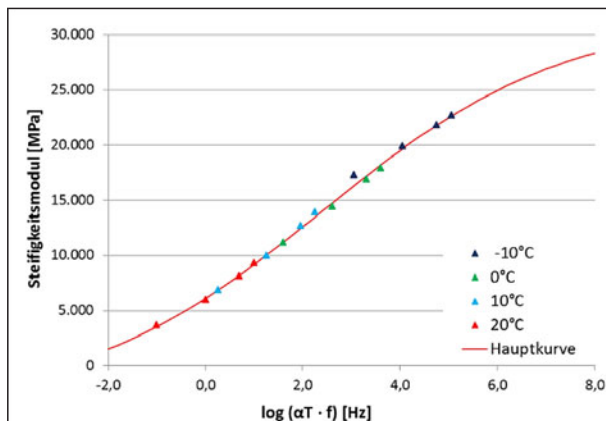
Die Bohrkern der Untersuchungsstrecken wurden zunächst vermessen und fotografiert. Im Anschluss erfolgte die Prüfung des Schichtenverbundes. Ebenfalls am Bohrkern wurde die Raumdichte ermittelt und der Hohlraumgehalt sowie der Verdichtungsgrad berechnet.

### 4.2.2 Steifigkeit

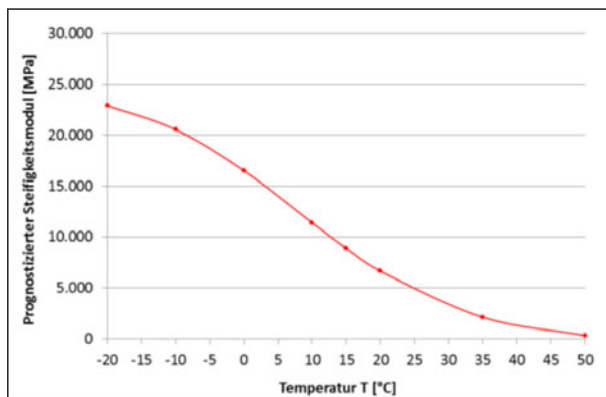
Im Teil 26 der DIN EN 12697 sind Verfahren zur Bestimmung der Steifigkeit für Heißasphalt beschrieben. Im Rahmen des vorliegenden Vorhabens wurde die Steifigkeit mit dem Spaltzug-Schwellversuch nach der AL Sp-Asphalt 09 „Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als Eingangsgröße in die Dimensionierung“ bestimmt.

Der Spaltzug-Schwellversuch wird an zylindrischen Probekörpern durchgeführt, die aus Bohrkernscheiben oder walzsektorverdichteten Platten herausgebohrt werden (Bild 19). Die Probekörperabmessungen richten sich nach dem Größtkorn des Asphaltes.

Bei dem Spaltzug-Schwellversuch wird über zwei diametral gegenüberliegende Lasteintragungsschienen auf die Mantelfläche des zylindrischen Probekörpers eine Druck-Schwellbelastung mit sinusförmigem Verlauf aufgebracht. Dabei bilden sich orthogonal zur Lasteintragungsrichtung Zugspannungen aus, in deren Richtung die Verformung des Probekörpers gemessen wird.



**Bild 20:** Hauptkurve – Steifigkeitsmodul in Abhängigkeit der Temperatur (Faktor  $\alpha T$ ) und der Frequenz ( $f$ )



**Bild 21:** Beispielhafte Darstellung der prognostizierten Steifigkeitsmoduln

Die Bestimmung der Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktion erfolgt anhand von Multistage-Versuchen, wobei die Prüftemperatur und die Belastungsfrequenz variiert werden. Als Prüftemperaturen wurden 20, 10, 0 und -10 °C und als Belastungsfrequenzen 0,1, 1, 5 und 10 Hz gewählt.

Die festgelegte Unterspannung der Druck-Schwellbelastung von 0,035 MPa dient der Lagesicherung des Probekörpers. Die Oberspannung ist in Abhängigkeit von der Prüftemperatur und der Belastungsfrequenz so zu wählen, dass der Wert für die anfängliche elastische horizontale Dehnung in Probekörpermitte zwischen 0,05 und 0,10 % beträgt.

Während des Versuchs darf der Probekörper keine Schädigung erfahren. Der Versuch wird nach einer definierten Anzahl von Lastwechseln, die abhängig von der Belastungsfrequenz ist, beendet.

Als Versuchsergebnis wird aus der aufgebrachten Kraft und der gemessenen Verformung der von

Prüftemperatur und -frequenz abhängige Steifigkeitsmodul als Mittelwert aus drei Einzelergebnissen berechnet. Daraus kann die materialspezifische Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktion, die sogenannte Hauptkurve, ermittelt werden (Bild 20).

Weiter können aus den Ergebnissen die für eine bestimmte Frequenz (z. B. 10 Hz) prognostizierten, temperaturabhängigen Steifigkeitsmoduln abgeleitet werden (Bild 21), die dann in dieser Form in der rechnerischen Dimensionierung berücksichtigt werden. Angaben zur Präzision und Orientierungswerte zum Spaltzug-Schwellversuch liegen bisher nicht vor. Die Toleranz einer Versuchsreihe wird mit einem maximalen Variationskoeffizienten von 10 % zwischen den drei Einzelversuchen angegeben.

Im Jahr 2011 wurde im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) ein „Ringversuch zum Spaltzug-Schwellversuch an Asphaltprobekörpern“ beauftragt, bei dem sowohl für die Steifigkeits- als auch für die Ermüdungseigenschaften die Präzision unter Vergleichsbedingungen betrachtet wurde. Vorab veröffentlichte Erkenntnisse aus diesem Ringversuch deuten auf eine große Streubreite der Steifigkeitsmoduln unter Vergleichsbedingungen hin. Die exakten Streubreiten können an dieser Stelle nicht wiedergegeben werden, da eine abschließende Veröffentlichung zu dem genannten Forschungsvorhaben noch aussteht.

#### 4.2.3 Ermüdungsverhalten

Der Teil 24 der DIN EN 12697 enthält Versuche zur Bestimmung der Ermüdungsbeständigkeit von Heißasphalt. Im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens wurde das Ermüdungsverhalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch gemäß der „Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als Eingangsgröße in die Dimensionierung“ (AL Sp-Asphalt 09) ermittelt.

Der Versuchsaufbau entspricht der Beschreibung in Kapitel 4.2.2.

Zur Ermittlung der Ermüdungsfunktion sind für die Spaltzug-Schwellbelastung drei Oberspannungen



so zu wählen, dass die Werte für die anfängliche elastische horizontale Dehnung in Probekörpermitte zwischen 0,05 und 0,30 ‰ liegen. Gleichzeitig muss bis zum Erreichen des Ermüdungskriteriums eine Lastwechselzahl zwischen 1.000 und 1.000.000 erreicht werden. Als Unterspannung werden unabhängig von der gewählten Oberspannung zur Lagesicherung des Probekörpers 0,035 MPa festgelegt.

Die Ermüdungsversuche werden bei einer Prüftemperatur von 20 °C und bei einer Belastungsfrequenz von 10 Hz durchgeführt.

Der Versuch endet mit dem Versagen des Probekörpers aufgrund eintretender Ermüdung. Als Ermüdungskriterium wird die Makrorissbildung definiert. Diese gilt im Maximum der Energy Ratio ER (Lastwechselzahl  $N$  · Steifigkeitsmodul  $E(N)$ ) als erreicht (Bild 22).

Zur Bestimmung der Ermüdungsfunktion werden für die einzelnen Versuche die anfänglichen elastischen horizontalen Dehnungen in Abhängigkeit von der erreichten Ermüdungslastwechselzahl  $N_{Makro}$  im doppelt-logarithmischen Maßstab aufgetragen (Bild 23). Die Ermüdungsfunktion wird über eine Potenzfunktion beschrieben:

mit

$$N_{Makro} = C_1 \cdot \epsilon_{el,anf}^{C_2}$$

$\epsilon_{el,anf}$ : Elastischer Dehnungsanteil zu Beginn des Ermüdungsversuchs [‰]

$C_1, C_2$ : Parameter der Ermüdungsfunktion

Die Präzision der Ermüdungsfunktion kann zu nächst durch das Bestimmtheitsmaß  $R^2$  beschrieben werden.

Zum weiteren Vergleich des Ermüdungsverhaltens verschiedener Asphaltvarianten untereinander wird im Folgenden zusätzlich die Lastwechselzahl berechnet, welche sich bei elastischen Anfangsdehnungen  $\epsilon_{el,anf}$  von 0,1 ‰ und 0,05 ‰ ergeben.

Als weitere Präzisionsgröße wird die logarithmierte Standardabweichung  $s_{log}$  für die Ermüdungsfunktionen berechnet. Dies erfolgt in logarithmischer Zah-

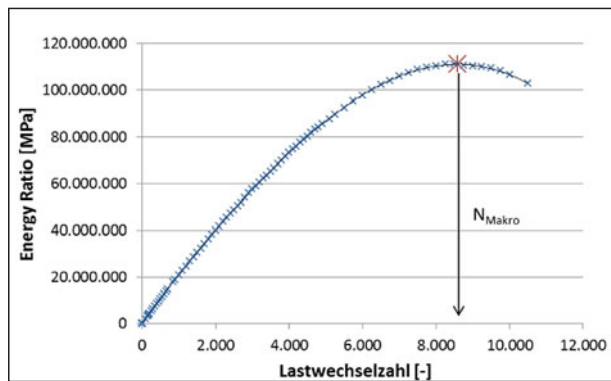


Bild 22: Beispielhafte Darstellung der Ergebnisse eines Ermüdungsversuches

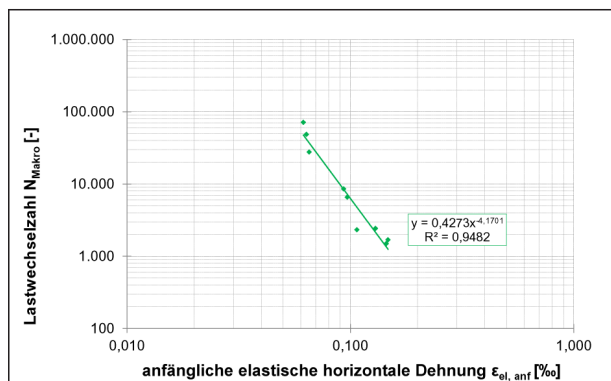


Bild 23: Beispielhafte Darstellung einer dehnungsbasierten Ermüdungsfunktion

lenebene, da diese der potenziellen Ermüdungsfunktion gerecht wird.

Der Erwartungswert  $N_{Makro}(0,1 \text{ ‰})$  bzw.  $N_{Makro}(0,05 \text{ ‰})$  wird aus neun einzelnen Ermüdungsversuchsergebnissen gebildet. Daraus und aus der zu Grunde liegenden zweiparametrischen Ermüdungsfunktion ergibt sich ein Freiheitsgrad von  $FG = 9 - 2 = 7$ .

Die mittlere Abweichung der neun Messwerte  $N_{Makro}(\epsilon_{el,anf})$  von der Ermüdungsfunktion ergibt die Standardabweichung für den Erwartungswert:

$$s_{log} = \frac{\sqrt{\sum (\log(N_{Makro}(\epsilon_{el,anf,i})) - \log(N_{Makro,ber.}(\epsilon_{el,anf,i})))^2}}{FG}$$

mit

$s$ : Standardabweichung [-]

$\epsilon_{el,anf,i}$ : bei dem Einzelversuch  $i$  erfasste Anfangsdehnung [‰]

$N_{\text{Makro}}(\varepsilon_{\text{el,anf},i})$ : bei dem Einzelversuch erfasste ertragbare Lastwechselzahl (mit der assoziierten Anfangsdehnung  $\varepsilon_{\text{el,anf},i}$ )

$N_{\text{Makro,ber}}(\varepsilon_{\text{el,anf},i})$ : mit der Ermüdungsfunktion für die Anfangsdehnung  $\varepsilon_{\text{el,anf},i}$  berechnete ertragbare Lastwechselzahl.

Mithilfe der logarithmierten Standardabweichung kann die Abweichung der neun Messwerte zu der approximierten Ermüdungsfunktion bewertet und bei Vergleichen verschiedener Ergebnisse von Ermüdungsversuchen zur Darstellung herangezogen werden.

Wie exemplarisch für die Asphalttragschichtmischgutvarianten der Phasen EP und BK der Strecke 18 in Bild 24 gezeigt, können in der logarithmierten Form der Ermüdungsfunktion (Mitte) die 5 %- und 95 %-Quantilwerte berechnet und dargestellt werden. Diese entsprechen gut der Streuung der Messwerte um die jeweiligen Ermüdungsfunktionen. Zur Berechnung der Quantilwerte wurden folgende Gleichungen verwendet:

$$\log[N_{\text{Makro},95\%-\text{Quantil}}(\varepsilon_{\text{el,anf},i})] = \log[N_{\text{Makro}}(\varepsilon_{\text{el,anf},i})] + 1,65 \cdot s_{\log}$$

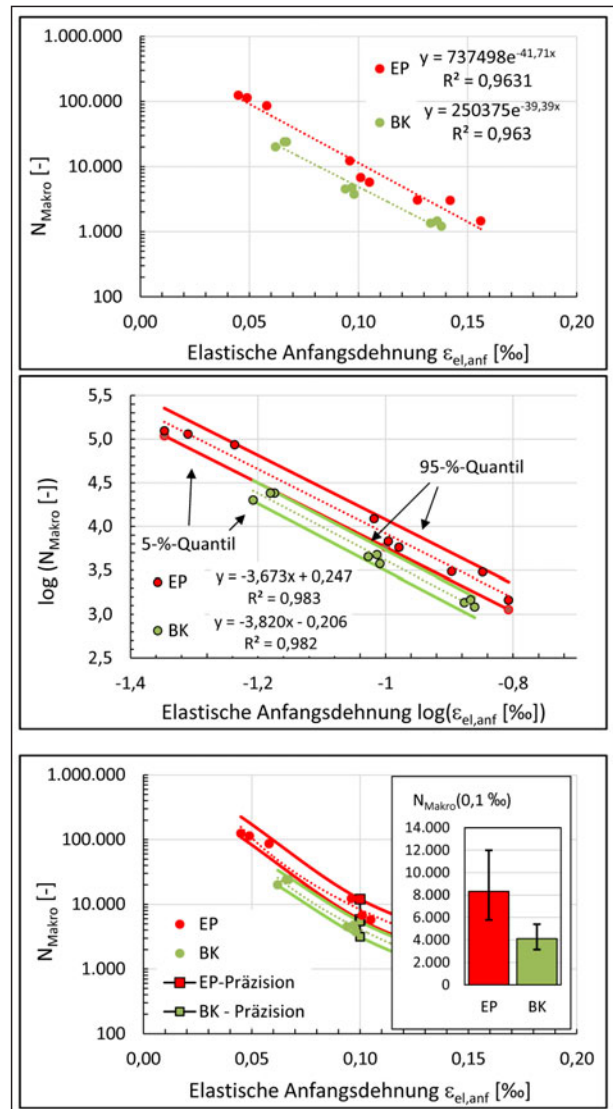
$$\log[N_{\text{Makro},5\%-\text{Quantil}}(\varepsilon_{\text{el,anf},i})] = \log[N_{\text{Makro}}(\varepsilon_{\text{el,anf},i})] - 1,65 \cdot s_{\log}$$

Durch Rück-Potenzieren der berechneten Quantilwerte kann die Streuung der Ermüdungsfunktion auch für die vergleichende Darstellung der verschiedenen Asphaltvarianten verwendet werden.

#### 4.2.4 Kälteflexibilität

Die Ansprache des Kälteverhaltens erfolgt gemäß Teil 46 der DIN EN 12697 (Widerstand gegen Kälterisse und Tieftemperaturverhalten bei einachsigen Zugversuchen) sowie anhand des Arbeitspapiers „Tieftemperaturverhalten von Asphalt, Teil 1: Zug- und Abkühlversuche“.

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurden sowohl Abkühl- als auch Zugversuche durchgeführt. Für beide Versuchstypen werden prismatische Probekörper, die aus Bohrkernscheiben oder walzsek-



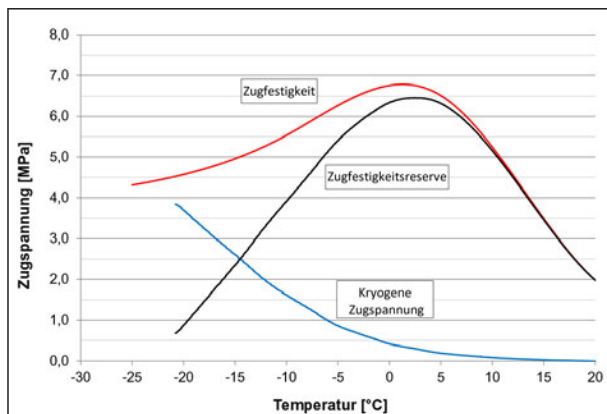
**Bild 24:** Darstellung der Präzision der Ermüdungsfunktionen in Form der 5 %- und 95 %-Quantile für den Erwartungswert der ertragbaren Lastwechselzahl in Abhängigkeit der Dehnung; oben: Darstellung der Ermüdungsfunktion gemäß AL Sp-Asphalt; Mitte: Ermüdungsfunktion in logarithmierter Form mit Darstellung der 5 %- und 95 %-Quantilgrenzen; unten: Darstellung der Präzisionsbereiche bei einer Dehnung von 0,1 ‰.

torverdichteten Platten heraus gesägt werden, verwendet. Die Probekörperabmessungen richten sich nach dem Größtkorn des Asphaltes.

Bei dem Abkühlversuch wird ein Asphaltprobekörper auf konstanter Länge gehalten und beginnend bei einer Temperatur von 20 °C mit einem Temperaturgradienten von -10 K/h abgekühlt. In dem auf konstanter Länge gehaltene n Probekörper bauen sich kryogene Zugspannungen bis zum Bruch des Probekörpers auf. Neben den kontinuierlich erfassten, durch Abkühlung entstehenden kryogenen Zug-



**Bild 25:** Prüfvorrichtung mit eingebaute Probekörpern für Abkühl- bzw. Zugversuche



**Bild 26:** Darstellung der Ergebnisse von Abkühl- und Zugversuchen sowie der berechneten Zugfestigkeitsreserve

spannungen werden die Bruchtemperatur  $T_{Br}$  sowie die Bruchspannung  $\sigma_{Br}$  zum Zeitpunkt des Probekörperversagens (Spannungsabfall) erfasst.

Zugversuche werden bei konstanten Prüftemperaturen von 20, 5, -10 und -25 °C durchgeführt. Beim Zugversuch wird der Probekörper mit einer konstanten Verformungsgeschwindigkeit von 1 mm/min bis zum Bruch gezogen. Für die Auswertung werden die Zugfestigkeit  $\beta_t$  und die Bruchdehnung  $\varepsilon_{Br}$  am Ende des Versuchs, also zum Zeitpunkt des Probekörperversagens herangezogen.

Ausgehend von den vier bei den Prüftemperaturen erfassten Werten für die Zugfestigkeiten kann die Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur mittels einer kubischen Spline-Funktion beschrieben werden.

Weiterhin kann aus Abkühl- und Zugversuchen als weitere Kenngröße die Zugfestigkeitsreserve in Ab-

hängigkeit von der Temperatur rechnerisch bestimmt werden. Die Zugfestigkeitsreserve ist die Differenz zwischen der Zugfestigkeit und der kryogenen Zugspannung. Sie ist ein Maß dafür, welche Spannung der Asphalt durch mechanogene Beanspruchung neben den auftretenden, temperaturbedingten kryogenen Zugspannungen aufnehmen kann.

Eine Darstellung der Ergebnisse aus Abkühl- (blaue Kurve) und Zugversuchen (rote Kurve) ist in Bild 26 wiedergegeben. Die schwarze Kurve stellt hierbei die rechnerisch ermittelte Zugfestigkeitsreserve dar

Im „Arbeitspapier Tieftemperaturverhalten von Asphalt, Teil 1: Zug- und Abkühlversuche“ [AP 725, 2012] sind Orientierungswerte zur Einschätzung der Bruchtemperaturen und der Zugfestigkeit bei einer Temperatur von -10 °C enthalten.

#### 4.2.5 Verformungsverhalten

Im Teil 25 der DIN EN 12697 ist die Ansprache des Verformungsverhaltens von Heißasphalt mit dem Druck-Schwellversuch beschrieben.

Die Technische Prüfvorschrift TP Asphalt-StB, Teil 25 B 1 beschreibt das Verfahren „Einaxialer-Druck-Schwellversuch - Bestimmung des Verformungsverhaltens von Walzasphalten bei Wärme“. An Gussasphalten ist davon abweichend das Verformungsverhalten gemäß der Technischen Prüfvorschrift TP Asphalt-StB, Teil 25 A 1 mit dem Dynamischen Stempelindringversuch zu prüfen.

Der Einaxiale Druck-Schwellversuch gemäß den TP Asphalt-StB, Teil 25 B 1 (kurz: Druck-Schwellversuch) wurde an Bohrkernscheiben oder an aus walzsektorverdichteten Platten herausgebohrten zylindrischen Probekörpern durchgeführt.

Abweichend von den Versuchsbedingungen der Technischen Prüfvorschrift wurde die Höhe der Probekörper (60 mm) für die Asphaltdeckschicht aufgrund der geringen Einbaudicken auf eine Höhe von 40 mm reduziert. Somit wird gewährleistet, dass die entnommenen Bohrkernscheiben, welche eine geringere Schichtdicke aufweisen, mit den Untersuchungsphasen EP und MW weitgehend vergleichbar sind. Der Durchmesser der Probekörper beträgt

100 mm. Die Probekörper werden orthogonal planparallel nachgeschliffen und vor der Versuchsdurchführung an den Oberflächen mit Silikonfett bestrichen sowie mit Graphitflocken bestreut, wodurch die Reibung an den Lasteinleitungsflächen reduziert wird. Durch diese Probekörpervorbereitung kann in Probekörpermitte ein homogener Spannungszustand ausgebildet werden, der weitestgehend unbeeinflusst von den in den Lasteinleitungsflächen wirkenden Einspannungskräften ist (Bild 27). Die Prüftemperatur beträgt 50 °C.

Bei dem Druck-Schwellversuch wird auf eine Grundfläche des zylindrischen Probekörpers eine haversine-impulsförmige Druck-Schwellbelastung mit Lastpausen aufgebracht.

Entsprechend der Technischen Prüfvorschrift sind als Unterspannung 0,025 MPa und als Oberspannung 0,35 MPa vorzusehen. Die Lastimpulse dauern 0,2 Sekunden, gefolgt von jeweils 1,5 Sekunden Lastpause.

Vorversuche an Bohrkernen und an Probekörpern aus walzsektorverdichteten Platten zeigten keine verwertbaren Ergebnisse. Daher wurden die Probekörper abweichend von den Versuchsbedingungen der Technischen Prüfvorschrift mit einer Oberspannung von 0,20 MPa beaufschlagt. Hierdurch ergaben sich eindeutige und auswertbare Dehnungsverläufe für die Probekörper aller Phasen.

Der Versuch wird nach 10.000 Belastungszyklen oder bei Überschreitung einer Dehnung von 40 ‰ beendet.

Die bleibende Verformung des Probekörpers wird nach jedem Belastungszyklus erfasst. Aus der Verformung errechnet sich die Dehnung zu

$$\varepsilon_n = \frac{h_0 - h_n}{h_0} \cdot 1.000 [\text{‰}]$$

mit

$\varepsilon_n$ : Dehnung des Probekörpers nach n Belastungszyklen in ‰

$h_0$ : Höhe des Probekörpers nach der Vorbelastung in mm

$h_n$ : Höhe des Probekörpers nach n Belastungszyklen in mm

und die Dehnungsrate (Zunahme der Dehnung) zu

$$\varepsilon_i^* = \frac{\varepsilon_{(i+100)} - \varepsilon_{(i-100)}}{n_{(i+100)} - n_{(i-100)}} [\text{‰} \cdot 10^{-4}/n]$$

mit

$\varepsilon_i^*$ : Dehnungsrate des Probekörpers im Messpunkt i in ‰ · 10<sup>-4</sup>/n

$\varepsilon_i$ : Dehnung des Probekörpers im Messpunkt i in mm

n: Anzahl der Belastungszyklen im Messpunkt i.

Zur Beurteilung des Verformungsverhaltens ist der Verlauf der Dehnungskurve (Bild 28) von Bedeutung.

Als Versuchsergebnis sind die Lastimpulsanzahl im Wendepunkt  $n_w$ , die Dehnung im Wendepunkt  $\varepsilon_w$  sowie als maßgebendes Kriterium die Dehnungsrate im Wendepunkt  $\varepsilon_w^*$  zu ermitteln.

Wird im Versuchsablauf der Wendepunkt nicht erreicht, so ist die Dehnungsrate am Versuchsende zwischen den Belastungszyklen 9.000 und 10.000 zu berechnen.

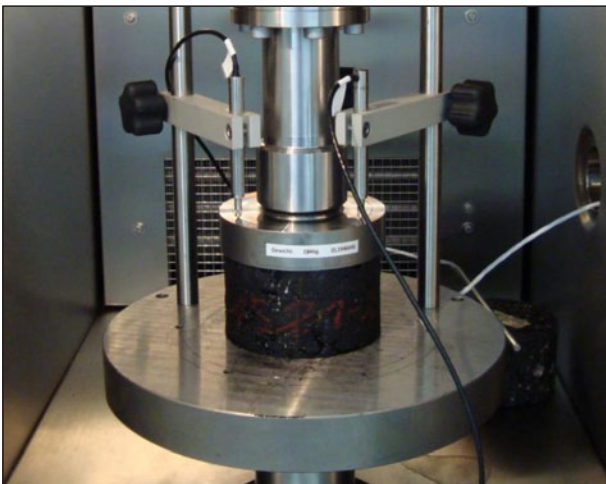
Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden die Druck-Schwellversuche abweichend von der Technischen Prüfvorschrift bei einer Oberspannung von 0,2 N/mm<sup>2</sup> durchgeführt, weil die Standard-überspannung von 0,35 N/mm<sup>2</sup> sowohl an Bohrkernen als auch an aus walzsektorverdichteten Asphaltplatten gebohrten Probekörpern zu vorzeitigem Versagen geführt hat.

Weiterhin wurde das genannte Prüfverfahren mit einaxialer Beanspruchung zusätzlich an zweischichtigen Probekörpern (Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht) als sogenannte Systemprüfung angewandt. Um die Ergebnisse der Druck-Schwellversuche mit den Ergebnissen der Systemprüfung vergleichen zu können, wurden Probekörper mit einer Gesamthöhe, die der Summe der Einzelhöhen aus den Druck-Schwellversuchen der jeweiligen Schicht entsprach, unter ansonsten gleichen Rand-

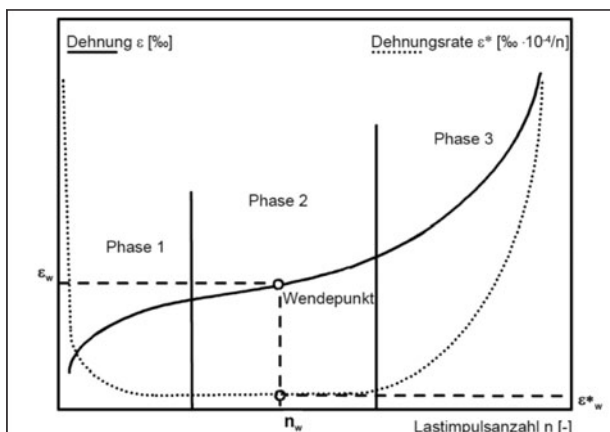


bedingungen untersucht. Die Systemprüfung erfolgte in der Phase BK an Bohrkernen mit 100 mm Durchmesser sowie einer Gesamthöhe von i. d. R. 100 mm (60 mm Asphaltbinderschicht und 40 mm Asphaltdeckschicht) und in der Phase EP an auswalzsektorverdichteten zweischichtigen Platten gebohrten Probekörpern. Die Herstellung der WSV-Platten erfolgte schichtweise, wobei die Asphaltdeckschicht erst nach vollständiger Auskühlung der Asphaltbinderschicht sowie unter Verwendung einer Bitumenemulsion Typ C60BP1-S hergestellt wurde.

Der dynamische Stempeleindringversuch an Gussasphalt (Bild 29) gemäß TP Asphalt-StB, Teil 25 A 1 (kurz: Stempeleindringversuch) wird an in Formzylindern mit einem Durchmesser von 150 mm eingestampften zylindrischen Probekörpern durchgeführt.



**Bild 27:** Prüfvorrichtung mit eingebautem Probekörper für den Einaxialen Druck-Schwellversuch



**Bild 28:** Beispielhafte Ergebnisdarstellung eines Druck-Schwellversuchs (Dehnung und Dehnungsrate)

Die Probekörper werden im Nassverfahren an beiden Grundflächen orthogonal planparallel auf eine Höhe von 60 mm geschliffen. In Phase BK wurden die Stempeleindringversuche davon abweichend an der Bohrkernscheibe durchgeführt.

Beim Stempeleindringversuch wird auf die während der Probekörperherstellung unten liegende Grundfläche eine haversine-impulsförmige Druck-Schwellbelastung mit Lastpausen aufgebracht. Die Lasteinleitung erfolgt über einen Lasteinleitungsstempel mit einer kreisförmigen Grundfläche von 2.500 mm<sup>2</sup>.

Entsprechend der Technischen Prüfvorschrift sind als Unterspannung 0,08 MPa und als Oberspannung 0,35 MPa vorzusehen. Die Lastimpulse dauern 0,2 Sekunden, gefolgt von jeweils 1,5 Sekunden Lastpause.

Der Versuch wird nach 2.500 Belastungszyklen oder vorzeitig bei Überschreitung einer Verformung von 5 mm beendet.

Als Ergebnis wird die dynamische Eindringtiefe  $ET_{dyn}$  als Mittelwert aus zwei Einzelversuchen angegeben. Die Eindringtiefe entspricht der Verformung nach 2.500 Belastungszyklen.

Muss der Versuch durch Überschreitung des Abbruchkriteriums von 5 mm vorzeitig beendet werden, so wird die Verformungskurve rechnerisch nach folgender Regressionsgleichung ermittelt.

$$ET_{dyn}(n) = b \cdot n^a \text{ [mm]}$$

mit

$ET_{dyn}(n)$ : Dynamische Eindringtiefe in Abhängigkeit von der Anzahl an Belastungszyklen in mm

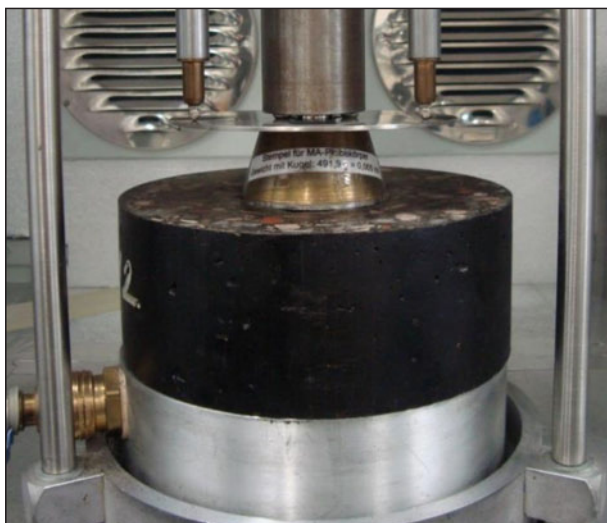
a, b: Regressionsparameter

n: Anzahl an Belastungszyklen.

Aus dieser Gleichung lässt sich der Einzelwert als  $ET_{dyn}(2.500)$  ableiten.

#### 4.2.6 Griffigkeit

Die Ansprache der Griffigkeit mit dem Verfahren nach Wehner/Schulze ist in DIN EN 12697-49 „Messung



**Bild 29:** Dynamischer Stempelleidringversuch an Gussasphalt



**Bild 30:** Prüfgerät für das Verfahren Wehner/Schulze (Polierstation und Griffigkeitsmessstation)



**Bild 31:** Polierrollen

der Griffigkeit nach Polierung“ sowie in dem Entwurf der Technischen Prüfvorschrift „Bestimmung der Griffigkeitsentwicklung von Oberflächen mit dem Prüfverfahren Wehner/Schulze (PWS)“ beschrieben (Bild 30).



**Bild 32:** Messkopf (Griffigkeitsmessung)

Das Verfahren nach Wehner/Schulze besteht aus dem Poliervorgang und der Griffigkeitsmessung.

Die Prüfung wird an Bohrkernen oder an aus walssektorverdichteten Platten herausgebohrten zylindrischen Probekörpern mit einem Durchmesser von 225 mm durchgeführt.

Die Oberfläche der zu prüfenden, im Labor hergestellten Probekörper bzw. der in situ entnommenen Bohrkern (Originalzustand – keine Verkehrsbeanspruchung) wird durch Sandstrahlen weitestgehend vom Asphaltmörtel befreit, sodass die aufgeraute Oberfläche dem Zustand nach dem Einbau und dem Abwitern des Bindemittelfilms entspricht.

Für den Poliervorgang werden die Probekörper im Gerät fixiert und durch drei unter Schlupf laufende konische Gummierollen mit Querprofil poliert (Bild 31). Die Polierwirkung wird durch ein Wasser-Quarzmehl-Gemisch verstärkt.

Die Oberfläche des Bohrkerns/Probekörpers wird mit insgesamt 270.000 Überrollungen poliert, wobei nach 4.500, 7.500, 15.000, 22.500, 30.000, 45.000, 90.000, 135.000, 180.000, 225.000 und am Versuchsende nach 270.000 Überrollungen die Griffigkeit der Asphaltoberfläche bestimmt wird.

Für die Griffigkeitsmessung wird ein Messkopf (Bild 32) im angehobenen Zustand auf eine Umlaufgeschwindigkeit von 100 km/h beschleunigt. Anschließend wird die Oberfläche der Probe kontinuierlich mit einem Wasserfilm (Dicke: 1 mm) benetzt und der Antrieb abgeschaltet.

Der Messkopf mit den drei rotierenden Gleitschuhen wird mit einem Kontaktdruck von 2 bar auf die bewässerte Probenoberfläche abgesenkt. Die drei an einem Kreisring befestigten Gleitschuhe (Messgummis) gleiten auf der 565 mm langen Kreisbahn über die zu prüfende Oberfläche hinweg und werden durch die auftretende Reibung bis zum Stillstand abgebremst.

Die dabei ermittelte Reibkraft wird über den gesamten Geschwindigkeitsbereich bis zum Stillstand aufgezeichnet. Zur Auswertung wird der bei 60 km/h gemessene Reibungskoeffizient  $\mu_m$  herangezogen. Der auf eine Kontrollfläche mit der Griffigkeit  $\mu_{ref}$  bezogene Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  ergibt sich aus der Differenz des gemessenen Reibungskoeffizienten  $\mu_m$  und dem gemittelten Messergebnis der Kontrollplatte  $\mu_{km}$  vor und nach der Griffigkeitsmessung gemäß der Formel:

$$\mu_{PWS} = \mu_m - \mu_{km} + \mu_{ref}$$

Die Griffigkeitsmessung in den jeweiligen Belastungsstufen gibt punktuell die Griffigkeit bei unterschiedlicher Beanspruchungsdauer (steigende Anzahl an Überrollungen) wieder.

Der kontinuierliche Griffigkeitsverlauf wird in Abhängigkeit von der Anzahl der Überrollungen (Beanspruchungsdauer) bis zum Erreichen der Endgriffigkeit nach 270.000 Überrollungen ( $PWS_{270}$ ) gemäß dem Entwurf der Technischen Prüfvorschrift „Bestimmung der Griffigkeitsentwicklung von Oberflächen mit dem Prüfverfahren Wehner/Schulze (PWS), Entwurf Ausgabe 2009“ mit einer Logarithmusfunktion ( $PWS = a \cdot \ln(x) + b$ ) beschrieben, wobei die Anzahl der Überrollungen  $x$  ist und die Koeffizienten  $a$  und  $b$  durch Korrelation bestimmt werden (Bild 33).

Gemäß der Technischen Prüfvorschrift wird – wie zuvor beschrieben – mit insgesamt 270.000 Überrollungen poliert, in den DIN EN 12697-49 ist hingegen der Poliervorgang nach 90.000 W alzübergängen zu beenden und die Griffigkeitsmessung durchzuführen.

Aufgrund von Ergebnissen früherer Forschungsvorhaben [BÖHNISCH, 2010] werden die Hauptauswertungen für die Endgriffigkeit nach 270.000 Über-

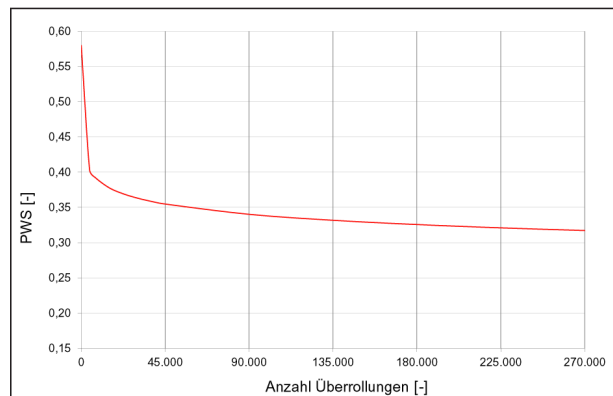


Bild 33: Beispielhafte Darstellung der Griffigkeitsentwicklung (Auswertung gemäß Entwurf TP)

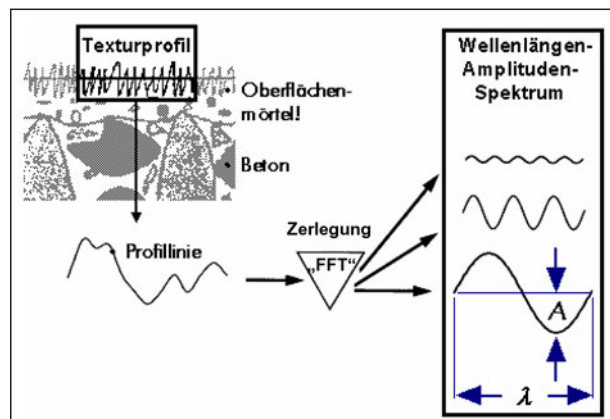


Bild 34: Zerlegung der in den Oberflächenmörtel eingebrachten Textur mittels Fast-Fourier-Transformation [SCHIESSL, 2004]

rollungen durchgeführt, die Ergebnisse nach 90.000 Überrollungen werden ergänzend dargestellt.

Die Textur einer Fahrbahnoberfläche beschreibt ihre geometrische Gestalt im Wellenlängenbereich von wenigen Mikrometern bis maximal 0,5 m [DIN ISO 13473-2] als die Abweichung von der planen Oberfläche. Der Begriff Oberflächentextur ist im Asphaltstraßenbau gleichbedeutend mit der Rauheit [TP Griff-StB, Begriffsbestimmungen].

Die Beschreibung der Oberfläche eines Texturprofils kann mit frequenzanalytischen Methoden erfolgen. Die hier ermittelten horizontalen Abmessungen der Unregelmäßigkeiten werden als Texturwellenlänge und die vertikalen Abweichungen als Amplituden wiedergegeben (Bild 34). Über ein Wellenlängen-Amplitudenspektrum kann die Oberflächentextur – im zweidimensionalen Profil und mittels Fast-Fourier-Transformation (FFT) zerlegt – beschrieben werden [SCHIESSL, 2004].



Das auf diese Weise erhaltene Wellenlängen-Amplitudenspektrum ermöglicht die Definition einzelner Texturbereiche in Abhängigkeit der jeweiligen Wellenlängen und deren Einfluss auf die Griffigkeit bzw. Geräuschemission. Wellenlängen über 500 mm werden als Unebenheit definiert. Innerhalb des Texturspektrums bis 500 mm werden die Bereiche Mikro-, Makro- und Megatextur unterschieden, die jeweils durch die Grenzwellenlängen 0,5 mm, 50 mm und 500 mm begrenzt sind – die Übergänge zwischen ihnen sind fließend (Bild 35).

Zur Bestimmung der Grobtextur wurde bislang der Ausflussmesser nach Moore in Kombination mit dem SR T-Pendel [TP Griff-StB] sowie das Sandfleck-Verfahren [EN 13036-1] eingesetzt. Diese Messverfahren benötigen einerseits Verbrauchsmaterialien (Wasser bzw. Sand), und andererseits ist ihre Durchführung sehr zeitintensiv. Zudem können durch die manuelle Versuchsdurchführung Schwankungen bei den Messergebnissen auftreten.

Im vorliegenden Forschungsprojekt wurde ein Messgerät ELAtextur® von der Fa. iWS Messtechnik eingesetzt (Bild 36). Dieses Prüfgerät arbeitet mit einem Laser-Triangulationssensor, ist weitgehend frei von Bedieneinflüssen und arbeitet mit einem deutlich geringeren Zeitaufwand als die oben genannten Verfahren.

Das verwendete Messgerät ELAtextur® wurde auf einen Messkreis mit einem Durchmesser von 180 mm modifiziert und entspricht somit dem Durchmesser des Messkopfes mit den drei rotierenden Gleitschuhen, der während der Griffigkeitsmessung (PWS) auf die zu prüfende, bewässerte Oberfläche abgesenkt wird (Bild 37).

Der Lasersensor des ELAtextur® tastet die Fahrbahnoberfläche kreisend mit hoher Auflösung (vertikale Auflösung: 0,01 mm; horizontale Auflösung: 0,2 mm; Messfleck Durchmesser: < 1 mm gemäß DIN EN ISO 13473-1 [EN ISO 13473-1]) ab. Die Steuerung erfolgt hierbei über den integrierten Mini-PC.

Die so ermittelte Oberflächenkurve ermöglicht die Berechnung des MPD (Mean Profile Depth; Mittlere Profiltiefe) auf der Basis eines Halbkreissegments

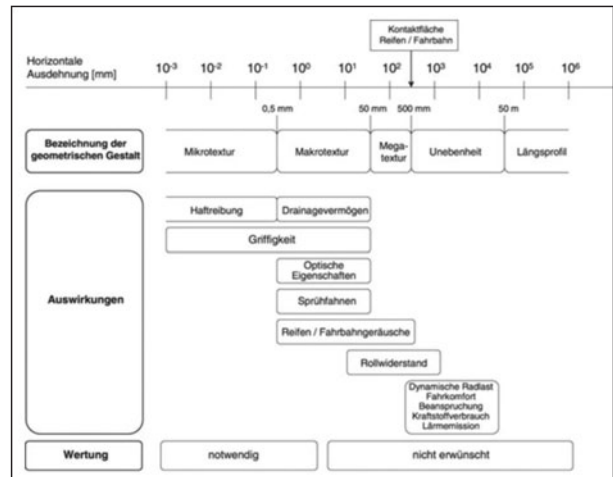


Bild 35: Texturlängenspektrum der Fahrbahnoberfläche und ihre Auswirkungen (Texturlängenspektrum)



Bild 36: Modifiziertes ELAtextur® Messgerät



Bild 37: Detail ELAtextur®, Messvorgang

der Textur gemäß DIN EN ISO 13473-1. Die mittlere Profiltiefe ist der Mittelwert der Profiltiefe über eine bestimmte Strecke (Grundlinie).



Der MPD-Wert kann durch Anwendung einer Transformationsgleichung in die geschätzte Texturtiefe ETD (Estimated Texture Depth, vergleichbar mit MTD/Sandfleck gemäß DIN EN ISO 13473-1) umgerechnet werden.

### 4.3 Untersuchungen in situ

#### 4.3.1 Tragfähigkeitsmessungen

Die Tragfähigkeit einer bestehenden Asphaltbefestigung ist allgemein durch Belastungsversuche festzustellen, bei denen die auftretenden Setzungen oder Deflexionen ermittelt werden. Die Tragfähigkeit wurde mit einem Heavy Weight Deflectometer (HWD) an drei ausgewählten Strecken gemessen. Das hierzu eingesetzte Messgerät des Typs „Phönix PRI 2100“ (Bild 38) ist ein dynamisch wirkendes Messgerät zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Verkehrsflächen.

Durch ein aus definierter Höhe herabfallendes Fallgewicht wird an einem stationären Messpunkt ein Kraftimpuls erzeugt. Die Größe des Kraftimpulses ergibt sich aus der Anzahl der eingesetzten Masse-segmente, also der Fallmasse sowie der stufenlos wählbaren Fallhöhe (Bild 39).

Auf die Fahrbahnoberfläche können je nach Konstruktion Kräfte bis zu einem Maximum von ca. 250 kN aufgebracht werden. Neun Messwertaufnehmer (Geofone) erfassen in definierten Abständen den durch die dynamische Belastung verursachten zeitlichen Verlauf der Deflexionen an der Fahrbahnoberfläche. Aus den maximalen Deflexionen jedes Geofons wird die Verformungskurve (Bild 40) abgeleitet.

Aus den gemessenen Deflexionen lassen sich Zu-standsindikatoren bestimmen, mittels derer eine relative Beurteilung der Tragfähigkeit über den Streckenverlauf möglich ist.

Hierzu gehören

- die maximale Verformung  $w_0$  im Lastzentrum, die den Zustand der gesamten Befestigung, insbesondere der ungebundenen Schichten widerspiegelt,



Bild 38: Heavy Weight Deflectometer

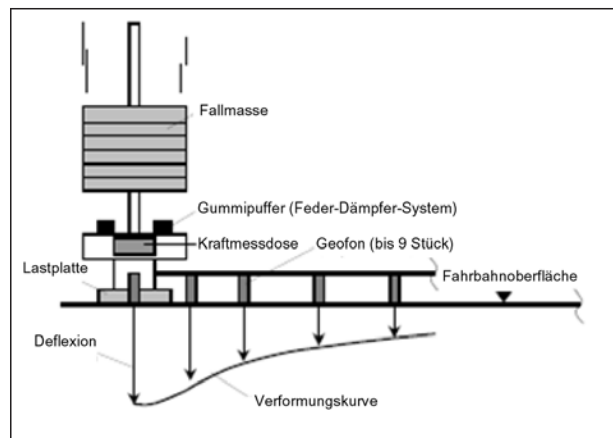


Bild 39: Prinzip des Messverfahrens HWD [AP Tragfähigkeit]

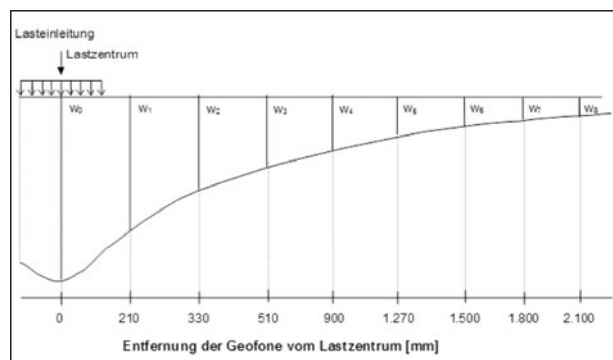


Bild 40: Lasteinleitung und Positionierung der Geofone auf Asphaltkonstruktionen (Verformungskurve) [AP Tragfähigkeit]

- der Untergrund-/Unterbauindikator UI, ermittelt aus der Differenz der maximalen Verformungen in einer Entfernung von 900 und 1.500 mm vom Lastzentrum,
- die Tragfähigkeitszahl  $T_z$ , die nach u. a. Gleichung berechnet wird und als Indikator für die Tragfähigkeit der gesamten Befestigung dient:

$$T_z = \sqrt{\frac{R_0 \cdot 10^{-3}}{w_0}} \quad [-]$$

mit

$T_z$ : Tragfähigkeitszahl

$R_0$ : Krümmungsradius im Lastzentrum in m

$w_0$ : Verformung im Lastzentrum in mm.

Gemäß den Vorgaben des Arbeitspapiers „Grundlagen zur Ermittlung homogener Abschnitte zur Bewertung der strukturellen Substanz von Straßenbefestigungen“ können aus den Untersuchungsergebnissen homogene Abschnitte gleichen Tragfähigkeitsverhaltens gebildet werden.

#### 4.3.2 Griffigkeitsmessungen

Die Griffigkeit der Straßenoberfläche ist maßgebend für das Gebrauchsverhalten einer Straße. Das Griffigkeitsniveau ist insbesondere abhängig von der Rauheit der Oberfläche (Oberflächentextur). Die Griffigkeit kennzeichnet dabei die Wirkung der Oberflächentextur sowie der stofflichen Beschaffenheit der Fahrbahnoberfläche auf den Reibungswiderstand eines Fahrzeugreifens.

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden an drei ausgewählten Strecken Griffigkeitsmessungen mit dem Seitenkraftmessverfahren (SKM) durchgeführt. In den Technischen Prüfvorschriften für Griffigkeitsmessungen im Straßenbau – Teil: Seiten-

kraftmessverfahren (SKM) „TP Griff-StB (SKM)“ sind die Durchführung von SKM-Messungen beschrieben sowie Grundlagen und Randbedingungen/ Voraussetzungen definiert.

Beim Seitenkraftmessverfahren wird das Griffigkeitsniveau über den Kraftschlussbeiwert (Seitenkraftbeiwert  $\mu_y$ ) am schräglaufenden Rad beschrieben. Das Messprinzip ist in Bild 41 dargestellt. Der Messreifen (schräglaufendes Rad) hat in Fahrtrichtung eine Schrägstellung von  $20^\circ \pm 1,0^\circ$  (= Schräglaufwinkel  $\alpha$ ). Als Auflast wirkt auf dieses schräglauflende Rad eine Normalkraft von  $1.960 \text{ N} \pm 10 \text{ N}$ . Der Quotient aus der gemessenen Seitenführungskraft  $F_y$  und der bekannten Radlast (Normalkraft)  $F_z$  ist der Seitenkraftbeiwert  $\mu_y$ .

Das schräglauflende Messrad ist am Messfahrzeug als zusätzliches frei drehendes Rad in der Mitte der rechten Rollspur angeordnet.

Die Griffigkeitsmessungen mit dem Seitenkraftmessverfahren werden auf angrenzender Fahrbahnoberfläche durchgeführt. Unmittelbar vor dem Messreifen ist zur Benetzung der Fahrbahnoberfläche eine Ausflussvorrichtung (Wasserschuh) angebracht. Zum Erreichen einer konstanten Wasserfilmdicke von rechnerisch 0,5 mm ist die Wassermenge geschwindigkeitsabhängig zu dosieren. Als Soll-Messgeschwindigkeit wurde bei den hier untersuchten Strecken 80 km/h gewählt.

## 5 Grundlagen für die Auswertung

### 5.1 Aufbau der Datenbank

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens wurde eine Access Datenbank mit allen relevanten Untersuchungsergebnissen zur Beschreibung und Bewertung der Untersuchungsstrecken erstellt. Die Datenbank besteht aus zehn einzelnen Access Dateien:

- Allgemeine Streckeninformationen
- Mischgutanalyse Asphalt

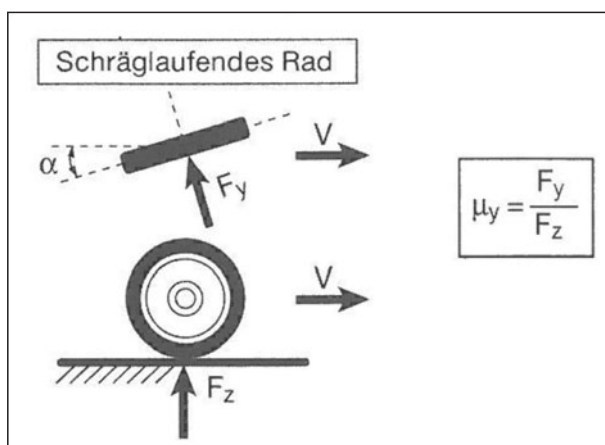


Bild 41: Messprinzip SKM [TP Griff-StB (SKM)]

- Bitumenanalyse
- Bohrkernanalyse
- Verformungsbeständigkeit
- Kälteverhalten
- Steifigkeitsverhalten
- Ermüdungsverhalten
- Griffigkeit
- Tragfähigkeit

In der Datenbank sind die Ergebnisse in systematischer Weise in Tabellen hinterlegt und können über programmierte Formulare, Diagramme und Abfragen abgerufen und auch weiter bearbeitet werden.

In der Access Datei Allgemeine Streckeninformationen sind Angaben zu allgemeinen Streckeninformationen (Bild 42), zu den Probenahmen der Ausgangsstoffe am Asphaltmischwerk, zu den Probenahmen des Asphaltmischguts sowie zu den Probenahmen der Bohrkern (Bild 43) enthalten.

Die Ergebnisse der Mischgutanalyse können der Access Datei Mischgutanalyse entnommen werden (Bild 44).

Für jeden Versuch der Bitumenanalyse, der Bohrkernanalyse, des Verformungsverhaltens, des Kälteverhaltens, des Steifigkeitsverhaltens, des Ermüdungsverhalten sowie der Griffigkeit und Tragfähigkeit werden die Ergebnisse in die Datenbank eingepflegt. In Bild 45 ist beispielhaft das Formular für das Kälteverhalten dargestellt.

## 5.2 Mathematisch-statistische Verfahren zur Auswertung der Untersuchungsergebnisse

Zur Interpretation der Versuchsergebnisse sollen die ermittelten performance-relevanten Kennwerte, die das Verformungsverhalten bei Wärme, das Tieftemperaturverhalten, das Steifigkeits- und Ermüdungsverhalten sowie die Griffigkeit beschreiben, mathematisch-statistisch ausgewertet werden. Die Auswertung erfolgt nach den von [SACHS, 1984] beschriebenen statistischen Methoden.

Allgemeine Streckeninformationen				
Strecke	1			
Ausführungszeitraum	keine Angabe			
DTV KFZ (Jahr)	ca. 2.900 (2010)			
DTV SV (Jahr)	ca. 525 (2010)			
Längsneigung	keine Angabe			
Anzahl Fahrstreifen	2			
Fahrstreifenbreite	3,75 m			
Höhenplan	Gleichlage			
Lageplan	Gerade			
Umgebung	Gebüsch			
Aufbau und Asphaltmischgut- und Bitumensorten sowie Soll-Dicken	Schicht	Mischgut	Resultierendes BM	Dicke
	1_ADS	SMA 11 S	25/55-55 A	4,0 cm
	2_ABS	AC 16 B S	25/55-55 A	6,0 cm
	3_ATS	AC 32 T S	50/70	12,0 cm

Bild 42: Formular Allgemeine Streckeninformationen, Datenbank Streckeninformationen




Probenahme Bohrkern	
Strecke	1
Besonderheiten/ Auffälligkeiten bei der Bohrkernentnahme	keine
Ansicht der Strecke im Probenahmebereich mit Umfeld	
	
Bohrkernloch - Aufbau und Bodenansicht	
	
Bohrkern - Draufsicht und Ansicht	
	

Bild 43: Formular Probenahme Bohrkern, Datenbank Streckeninformationen

### 5.2.1 Einfache Varianzanalyse und modifizierter LSD-Test

Um mögliche signifikante Unterschiede zwischen den untersuchten Phasen (EP, MW, BK) erkennen zu können, werden einfache Varianzanalysen mit nachgeschaltetem modifiziertem LSD-Test (Least

Mischgutanalyse Asphalt					
Strecke	1				
Schicht	1_ADS				
Asphaltmischgutsorte	SMA 11 S				
Bindemittelart/-sorte	25/55-55 A				
Mischgutrezeptur nach EP - Gestein					
Fuller	[M.-%]	12	Dolomit		
GK 0/2	[M.-%]	9	Amphibolit		
GK 2/5	[M.-%]	12	Amphibolit		
GK 5/8	[M.-%]	15	Amphibolit		
GK 8/11	[M.-%]	52	Amphibolit		
Zusatz	[M.-%]	0,3	Zellulosefaser		
Einheit - Angaben EP - 1_EP - 2_MW - 3_BK					
Bindemittelgehalt	[M.-%]	6,3	6,5	6,4	6,3
Aus AG / Zusätzen	[M.-%]	0,1			
Zugabebindemittel	[M.-%]	6,2			
Lösliches Bindemittel	[M.-%]		6,2	6,1	6,0
Unlösliches Bindemittel	[M.-%]		0,3	0,3	0,3
Einheit - Angaben EP - 1_EP - 2_MW - 3_BK					
GK Gemisch > 31,5	[M.-%]				
22,4 - 31,5 mm	[M.-%]				
16 - 22,4 mm	[M.-%]				
11,2 - 16 mm	[M.-%]	2,7	1,1	2,5	5,0
8 - 11,2 mm	[M.-%]	42,1	40,9	41,7	34,4
5,6 - 8 mm	[M.-%]	20,1	20,6	17,3	20,2
2 - 5,6 mm	[M.-%]	13,5	14,5	15,5	16,9
1 - 2 mm	[M.-%]			3,2	3,4
0,25 - 1 mm	[M.-%]			4,4	4,1
0,125 - 0,25 mm	[M.-%]			2,0	1,7
0,125 - 2 mm	[M.-%]	8,8	8,8		
0,063 - 0,125	[M.-%]	2,6	2,7	0,9	1,9
< 0,063 mm	[M.-%]	10,2	11,4	12,5	12,4
Einheit - Angaben EP - 1_EP - 2_MW - 3_BK					
Rohdichte	[g/cm³]	2,564	2,549	2,536	2,524
Raumdicke am MPK	[g/cm³]	2,497	2,486	2,481	2,469
Hohlraumgehalt am MPK	[Vol.-%]	2,6	2,5	2,2	2,2
Hohlraumausfüllungsgrad	[%]	85,5	86,1	87,4	87,1

Bild 44: Formular Mischgutanalyse

Kälteverhalten					
Strecke	1				
Asphaltdeckschicht					
Abkühlversuch	Einheit	EP	MW	BK	
Bruchtemperatur	[°C]	-23,2	-24,2	-21	
Bruchspannung	[MPa]	4,012	4,176	2,902	
Asphaltdeckschicht					
Zugversuch	Temp	Einheit	EP	MW	BK
Bruchdehnung	-25 °C	[%]	0,232	0,316	0,217
Zugfestigkeit	-25 °C	[MPa]	4,011	4,345	3,136
Bruchdehnung	-10 °C	[%]	0,433	0,540	0,280
Zugfestigkeit	-10 °C	[MPa]	5,051	5,476	3,012
Bruchdehnung	+5 °C	[%]	2,199	1,982	1,347
Zugfestigkeit	+5 °C	[MPa]	4,855	5,132	3,382
Bruchdehnung	+20 °C	[%]	4,440	3,180	4,252
Zugfestigkeit	+20 °C	[MPa]	1,525	1,593	0,928
Asphaltdeckschicht					
Zugfestigkeitsreserve	Einheit	EP	MW	BK	
Maximum der ZFR	[MPa]	4,851	5,236	3,313	
Temp. der max. ZFR	[°C]	0,8	-0,9	2,4	
Asphaltbinderschicht					
Abkühlversuch	Einheit	EP	MW	BK	
Bruchtemperatur	[°C]	-23,4	-22	-23,8	
Bruchspannung	[MPa]	3,584	3,357	3,708	
Asphalttragschicht					
Abkühlversuch	Einheit	EP	MW	BK	
Bruchtemperatur	[°C]	-21	-23,8	-28,8	
Bruchspannung	[MPa]	2,422	3,156	3,152	

Bild 45: Datenbank Kälteverhalten

Significant Difference Test) für die ermittelten Kenngrößen durchgeführt.

Mithilfe der einfachen Varianzanalyse wird die Gleichheit der Mittelwerte mehrerer Stichproben-

gruppen überprüft. Die k normalverteilten Gruppen (EP, MW, BK) mit je  $n_i$  Stichprobenelementen und insgesamt n Elementen haben gleiche aber unbekannte Varianzen.

Für die einfache Varianzanalyse wird die Summe der Abweichungsquadrate der Stichprobenwerte um das Gesamtmittel ( $Q_{gesamt}$ ) in zwei Anteile zerlegt:

- die Summe der Abweichungsquadrate aller Einzelwerte  $x_{ij}$  um die Gruppenmittelwerte  $\bar{x}_i$  ( $Q_{innerhalb}$ ) und
- die Summe der Abweichungsquadrate der Gruppenmittelwerte  $\bar{x}_i$  um das Gesamtmittel  $\bar{x}$  ( $Q_{zwischen}$ ).

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

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

mit  $\nu_1 = k - 1$ ,

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

mit  $\nu_2 = n - k$ .

$MQ_{zwischen}$  wird als Stichprob enfehler und  $MQ_{innerhalb}$  als Versuchsfehler bezeichnet. Entstammen alle Gruppen einer Grundgesamtheit, dann sollten die Varianzen  $MQ_{zwischen}$  und  $MQ_{innerhalb}$  etwa gleich groß sein. Ist aber der Quotient aus  $MQ_{zwischen}$  und  $MQ_{innerhalb}$  größer als der maßgebende Wert der F-Verteilung, so befinden sich unter den Gruppen solche mit unterschiedlichen Mittelwerten  $\mu_i$ .

Die Null-Hypothese, alle Mittelwerte seien gleich, wird somit anhand der Prüfgröße

$$\hat{F} = \frac{MQ_{zwischen}}{MQ_{innerhalb}}$$

verworfen, wenn bei vorgegebener Überschreitungswahrscheinlichkeit von  $\alpha = 0,05$   $\hat{F} > F(\nu_1; \nu_2; \alpha)$  ist.

In diesem Fall unterscheiden sich mindestens zwei Mittelwerte  $\mu_i$  voneinander und die Alternativhypo-



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

Der modifizierte LSD-Test trifft darüber hinaus die Aussage, welche Mittelwerte zu homogenen Gruppen zusammengefasst werden können, d. h. der gleichen Grundgesamtheit entstammen. Dazu werden die Mittelwerte der Größe nach absteigend geordnet und es wird überprüft, ob benachbarte Mittelwerte eine größere Differenz aufweisen als die kleinste signifikante Differenz (least significant difference = LSD).

Die kleinste signifikante Differenz berechnet sich:

- bei gleichen Stichprobenumfängen einer Messreihe zu:

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

mit

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

$n_i$ : Stichprobenumfang einer Messreihe,

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

- bei ungleichen Stichprobenumfängen einer Messreihe zu:

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

mit

$n_a, n_b$ : Stichprobenumfang der benachbarten Mittelwerte.

Wenn die Differenz der Mittelwerte größer als der LSD-Wert ist, wird die Nullhypothese „alle Mittelwerte sind gleich“ mit einer Irrtumswahrscheinlichkeit von  $\alpha = 0,05$  entsprechend einer statistischen Sicherheit von  $S = 0,95$  verworfen und es können homogene Gruppen gebildet werden.

## 5.2.2 Einfache Varianzanalyse und modifizierter LSD-Test zur Auswertung der Ermüdungsversuche

Zur statistischen Analyse der Ergebnisse der Ermüdungsversuche wurden die in Kapitel 5.2.1 beschriebenen Verfahren modifiziert, da die verwendeten Prüfparameter (Spannungs- bzw. Dehnungsdifferenz) zwischen den Mischgutvarianten variiert wurden. So stellt das Ergebnis des Ermüdungsversuchs nicht einen aus zwei oder mehr Einzelwerten gebildeten Mittelwert dar, sondern die 2-parametrische Ermüdungsfunktion, welche aus neun Wertepaaren  $(\varepsilon_{el,anf}, N_{\text{Makro}})$  approximiert wird.

Die Auswertung basiert auf dem im [FE 07.214, 2011] erarbeiteten Verfahren zur statistischen Beschreibung der Versuchsergebnisse der Ermüdungsprüfung. Dabei wird aus den Ermüdungsfunktions-Parametern  $C_1$  und  $C_2$  der Erwartungswert der Lastwechselzahl, welcher bei einer Dehnung von 0,1 % zur Makrorissbildung führt, berechnet. Dies erfolgt in logarithmischer Zahlenebene, da diese der potenziellen Ermüdungsfunktion gerecht wird. Im statistischen Sinn entspricht dieser Erwartungswert dem in den verschiedenen statistischen Tests verwendeten Mittelwert.

Der Erwartungswert  $N_{\text{Makro}}(0,1 \%)$  wird aus neun einzelnen Ermüdungsversuchsergebnissen gebildet. Daraus und aus der zu Grunde liegenden 2-parametrischen Ermüdungsfunktion ergibt sich ein Freiheitsgrad von  $FG = 9 - 2 = 7$ .

Die mittlere Abweichung der neun Messwerte  $N_{\text{Makro}}(\varepsilon_{el,anf})$  von der Ermüdungsfunktion ergibt die Standardabweichung für den Erwartungswert:

$$s_{\log} = \sqrt{\frac{\sum (\log(N_{\text{Makro}}(\varepsilon_{el,anf,i})) - \log(N_{\text{Makro,ber.}}(\varepsilon_{el,anf,i})))^2}{FG}}$$

mit

$s$ : Standardabweichung

$\varepsilon_{el,anf,i}$ : bei dem Einzelversuch  $i$  erfasste Anfangsdehnung in %



$N_{\text{Makro}}(\varepsilon_{\text{el,anf},i})$ : bei dem Einzelversuch erfasste ertragbare Lastwechselzahl (mit der assoziierten Anfangsdehnung  $\varepsilon_{\text{el,anf},i}$ )

$N_{\text{Makro,ber}}(\varepsilon_{\text{el,anf},i})$ : mit der Ermüdungsfunktion für die Anfangsdehnung  $\varepsilon_{\text{el,anf},i}$  berechnete ertragbare Lastwechselzahl.

Unter Nutzung der für eine bestimmte Anfangsdehnung (hier  $\varepsilon_{\text{el,anf}} = 0,1 \text{ ‰}$ ) berechneten ertragbaren Lastwechselzahl als Erwartungswert sowie die, den mittleren Abstand der Messwerte von der Ermüdungsfunktion beschreibenden Standardabweichung, können die meisten statistischen Verfahren (Varianzanalyse, Mittelwertvergleich, LSD-Test) vergleichbar angewendet werden.

Mithilfe der logarithmierten Standardabweichung kann die Abweichung der neun Messwerte zu der approximierten Ermüdungsfunktion bewertet und bei Vergleichen verschiedener Ergebnisse von Ermüdungsversuchen zur Darstellung herangezogen werden.

### 5.2.3 Multiple Varianzanalyse

Mithilfe multipler Varianzanalysen können die Einflüsse von zwei und mehr Faktoren auf die Gesamtvariabilität einer Merkmalsgröße und gleichzeitig die Wechselwirkungen zwischen den Faktoren erkannt und quantitativ ermittelt werden.

Im Rahmen dieser Arbeit werden die Einflüsse von Strecke und Phase sowie die Wechselwirkungen zwischen diesen Faktoren auf untersuchte Performance-Kenngrößen bestimmt (Varianzanalyse der zweifachen Klassifikation).

Für die Berechnungen werden die zu prüfenden Daten einer Merkmalsgröße (z. B. Bruchtemperatur, Bruchspannung) zunächst in folgende Gruppen unterteilt:

- Faktor A (Strecke), mit den Stufen  $i = 1$  bis  $i = a$ , wobei  $a$  Stufen in der Grundgesamtheit auftreten.

Die Anzahl der Stufen je Berechnung ist abhängig von

- der Schicht (Asphaltdeck-, Asphaltbinder- oder Asphalttragschicht) und
  - der verwendeten Mischgutsorte (z. B. AC 11 D S, SMA 8 S, AC 22 B S,...) sowie von
  - dem verwendeten Bindemittel (z. B. 50/70, 25/55-55 A,...) in den Strecken
- Faktor B (Phase), mit den Stufen  $j = 1$  bis  $j = b$ , wobei  $b$  Stufen in der Grundgesamtheit auftreten,  $b = 3$  (EP, MW, BK)

Die Anzahl der Stufen für beispielweise die Asphaltdeckschicht SMA 11 S beträgt  $a = 5$  (Strecke 1, 5, 16, 17, 18) und  $b = 3$ . Jede Stufe für die Ergebnisse des jeweiligen Prüfverfahrens umfasst  $n = 2$  Werte (z. B. Bruchtemperatur) bzw.  $n = 3$  Werte (z. B. Steifigkeit). Die Gesamtzahl der Messwerte ergibt sich danach zu

$$N = a \cdot b \cdot n = 5 \cdot 3 \cdot 2 = 30 \text{ bzw. } 5 \cdot 3 \cdot 3 = 45.$$

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

$$x_{ijl} = \mu + \alpha_i + \beta_j + (\alpha\beta)_{ij} + \varepsilon_{ijl}.$$

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

Dabei bedeuten:

$x_{ijl}$ : Beobachtungswert, der in der  $i$ -ten Stufe des Faktors A,  $j$ -ten Stufe des Faktors B und  $l$ -ten Beobachtung liegt,

$\mu$ : Gesamtmittel,

$\alpha_i$  bis  $\beta_j$ : Stufeneffekt der Faktoren A und B; die Abweichung der Stufenmittel vom Gesamtmittel,

$(\alpha\beta)_{ij}$ : Wechselwirkungseffekt zwischen den im Index angegebenen Stufen der betreffenden Faktoren; so bezeichnet  $(\alpha\beta)_{ij}$  den Wechselwirkungseffekt zwischen der  $i$ -ten Stufe des Faktors A und der  $j$ -ten Stufe des Faktors B

$\varepsilon_{ijl}$ : Effekt der zufälligen Einflüsse.

Für die notwendigen Berechnungen der SQ (Summen der quadratischen Abweichungen) wird folgender Weg gewählt. Zunächst wird die Hilfsgröße K bestimmt:

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

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

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

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

sowie die Wechselwirkungseffekte zwischen zwei Faktoren zu:

$$SQ(AB) = \sum_i \sum_j \frac{x_{ij}^2}{n} - K - SQ(A) + SQ(B),$$

$$v = (a - 1) \cdot (b - 1),$$

Die Gesamtabweichungssumme (Total) kann mit der Gleichung

$$SQ(T_o) = \sum_i \sum_j \sum_l x_{ijl}^2 - K,$$

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

bestimmt werden.

Die Rest- oder Fehlerquadratsumme wird wie folgt festgestellt:

$$SQ(R) = SQ(T_o) - SQ(A) - SQ(B) - SQ(AB) \\ v = a \cdot b \cdot (n-1).$$

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

Mithilfe des F-Tests ist dann zu untersuchen, ob die Effekte der Einflussfaktoren und der Wechselwirkungen signifikante Änderungen der Merkmalsgröße bewirken. Gemäß der gestellten Aufgabe sind folgende Null-Hypothesen zu prüfen:

Die Einflussfaktoren und deren Wechselwirkungen bewirken in allen Stufen jeweils keinen Effekt. Wird die Null-Hypothese angenommen, so besteht kein Unterschied zwischen den Mittelwerten der Stufen des zu prüfenden Effekts, was bedeutet, dass die Unterschiede zwischen den Stufen dieses Effekts keinen Einfluss auf die Merkmalsänderungen ausüben.

Die Prüfung der Null-Hypothesen erfolgt jeweils durch Vergleich eines rechnerischen  $\hat{F}$ -Werts, gebildet aus dem Quotienten des jeweiligen Mittleren Quadrats MQ und dem Mittleren Quadrat des Resteinflusses, mit einem theoretischen F-Wert.

Ist die Prüfgröße  $\hat{F}$  größer als der tabellierte F-Wert der Fisher-Verteilung, so wird die entsprechende Null-Hypothese nicht akzeptiert, das heißt, die der geprüften Variationsursache zugeordnete Varianz ist nicht zufällig, sondern signifikant unterschiedlich von der Fehlervarianz.

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

$$\hat{F}(A) = \frac{MQ(A)}{MQ(R)},$$

$$v_1 = (a - 1), v_2 = a \cdot b \cdot (n - 1).$$

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

$$\hat{F}(AB) = \frac{MQ(AB)}{MQ(R)},$$

$$v_1 = (a - 1) \cdot (b - 1), v_2 = a \cdot b \cdot (n - 1).$$

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

Weiterhin werden die Varianzkomponenten der Haupt- und Wechselwirkungen ermittelt, um die Effekte dieser Wirkungen abschätzen zu können.

$$s_A^2 = \frac{1}{b \cdot n} (MQ(A) - MQ(AB))$$

$$s_B^2 = \frac{1}{a \cdot n} (MQ(B) - MQ(AB))$$

$$s_{AB}^2 = \frac{1}{n} (MQ(AB) - MQ(R))$$

$$s_R^2 = MQ(R)$$

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

$$s_A^2 + s_B^2 + s_{AB}^2 + s_R^2,$$

mit der Bedingung:  $s_{(T0)}^2 \hat{=} 100 \%$ .

## 5.2.4 Einfacher Mittelwertvergleich

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Einfache Mittelwertvergleich angewendet, um zu überprüfen, ob sich die Mittelwerte der Performance-Kenngröße Dehnungsrate (Einaxialer Druck-Schwellversuch) bestimmt an zweischichtigen Probekörpern (Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht) in den Phasen EP und BK statistisch voneinander unterscheiden.

Hierfür wird die Null-Hypothese formuliert, dass die Mittelwerte gleich seien, das heißt, die Differenz der Mittelwerte im statistischen Sinne gleich null ist.

$$H_0: \mu_1 = \mu_2$$

Die Testgröße  $\hat{t}$  zur Überprüfung der Null-Hypothese berechnet sich für die Fälle gleicher und ungleicher Stichprobenumfänge sowie gleicher und ungleicher Varianzen gemäß [SACHS, 1984]. Überschreitet die Testgröße  $\hat{t}$  bei vorgegebener Überschreitungswahrscheinlichkeit von  $\alpha = 0,05$  die für die Anzahl der Freiheitsgrade  $\nu$  in [SACHS, 1984] angegebene Signifikanzschranke der t-Verteilung, so wird die Alternativhypothese

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

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

## 5.2.5 Multiple lineare Regressionsanalyse

Um quantitative Zusammenhänge zwischen performance-relevanten Kennwerten in der Phase BK als Zielgröße und Kennwerten (konventionelle Asphalt- und/oder Bindemittleigenschaften bzw. performance-relevante Kennwerte) in der Phase EP als Einflussgrößen darstellen zu können, werden exemplarisch multiple lineare Regressionsanalysen durchgeführt. Das gewählte Berechnungsverfahren ist ausführlich u. a. in [HASE, 1991] beschrieben:

Es wird angenommen, dass zwischen der Zielgröße  $y$  und den Einflussgrößen  $x_i$  eine systematische Abhängigkeit existiert, die durch den linearen multiplen Regressionsansatz

$$y(x) = a_0 + a_1 \cdot x_1 + a_2 \cdot x_2 + \dots + a_k \cdot x_k$$

beschrieben werden kann. Darin bedeuten:

$y(x)$ : Zielgröße (abhängige Größe)

$a_0$ : konstantes Glied

$a_1, a_2, \dots, a_k$ : multiple Regressionskoeffizienten

$x_1, x_2, \dots, x_k$ : Variablen (unabhängige Einflussgrößen)

Das Verfahren zur Durchführung der mehrfachen Regression ergibt sich aus der Frage, ob die Zielgröße  $y$  gleichzeitig von allen  $n$  betrachteten unabhängigen Variablen beeinflusst wird. Dazu wird gefordert, dass die Summe der Quadrate der Abweichungen zwischen den beobachteten Werten  $y_i$  und den entsprechenden Regressionswerten  $\hat{y}_i$  ein Minimum sei. Durch Ableitung nach  $a_0$  und allen  $a_j$  lassen sich die  $k+1$  Normalgleichungen finden. Die Lösung des linearen Gleichungssystems geschieht durch Anwendung des Gauß'schen Algorithmus. Man erhält das konstante Glied  $a_0$  und die multiplen Regressionskoeffizienten  $a_j$  der Einflussgrößen  $x_j$  als Ergebnis.

Zur Beurteilung der Güte des linearen Ansatzes wird das multiple Bestimmtheitsmaß  $B$  ermittelt.

$$B = \left( 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2} \right) \cdot 100 [\%]$$

mit  $0 \leq B \leq 100$

In einem Signifikanztest ist weiter zu prüfen, ob das multiple Bestimmtheitsmaß bei einer Irrtumswahrscheinlichkeit von  $\alpha = 0,05$  statistisch signifikant ist.

Überschreitet die berechnete Größe  $\hat{F}$  den Tabellenwert  $F(v_1, v_2, \alpha = 0,05)$  der Fisher-Verteilung,

$$\hat{F} = \frac{B}{100-B} \cdot \frac{n-k-1}{k},$$

$F(v_1, v_2, \alpha = 0,05)$

mit  $B =$  Bestimmtheitsmaß,

$n =$  Anzahl der Beobachtungen,

$k =$  Anzahl der Einflussgrößen  $x_j$

$v_1, v_2 =$  Freiheitsgrade, mit  $v_1 = k$  und  $v_2 = n-k-1$

$\alpha =$  0,05 (Signifikanzzahl)

so ist für das Bestimmtheitsmaß  $B$  auf dem 95 %-Niveau Signifikanz nachgewiesen. Ist die Anzahl  $n$  der Beobachtungen klein und die Anzahl der Variablen  $k$  relativ groß, muss  $B = r^2$  durch den unverfälschten Schätzwert

$$u^2 = 1 - (1 - r^2) \frac{n-1}{n-k}$$

ersetzt werden.

Der Rechenablauf einer multiplen linearen Regressionsanalyse kann wie folgt beschrieben werden:

Im ersten Rechenlauf werde  $n$  bei der Aufstellung der Regressionsgleichung sämtliche in die Betrachtung eingeführten Einflussgrößen  $x_j$  berücksichtigt sowie das zugehörige multiple Bestimmtheitsmaß ermittelt. Danach erfolgen weitere  $(k-1)$  Rechenläufe, bei denen jeweils immer diejenige Einflussgröße, die den geringsten Beitrag zu einer Änderung des Bestimmtheitsmaßes liefert, eliminiert wird; es wird das entsprechende multiple Bestimmtheitsmaß für die Abhängigkeit der Zielgröße  $y$  von den verbleibenden Einflussgrößen berechnet. So wird fortgeföhren, bis eine Einflussgröße übrig bleibt, die den Haupteinfluss auf die Zielgröße repräsentiert.

Weiter ist in parallelen Signifikanztests zu prüfen, ob ein Bestimmtheitsmaß  $B_1$  mit mehreren Einflussgrößen  $k = u_1$  signifikant größer ist als ein Bestimmtheitsmaß  $B_2$  mit einer geringeren Anzahl  $k = u_2$ . Überschreitet die zu berechnende Größe  $\hat{F}$  mit

$$\hat{F} = \frac{(B_1 - B_2) \cdot (n - u_1 - 1)}{(100 - B_1) \cdot (u_1 - u_2)},$$

$F(v_1, v_2, \alpha)$  und  $v_1 = u_1 - u_2, v_2 = n - u_1 - 1$

den entsprechenden Tabellenwert  $F(v_1, v_2, \alpha)$  der Fisher-Verteilung, so besteht zwischen den Bestimmtheitsmaßen  $B_1$  und  $B_2$  ein signifikanter Unterschied. Das bedeutet, dass die Lösung mit der größeren Anzahl von Einflussgrößen zu einer besser abgesicherten Beschreibung der Zielgröße führt.

## 5.2.6 Multiple Varianzanalysen und multiple lineare Regressionsanalysen zur statistischen Analyse der Ergebnisse der Ermüdungsversuche

Für die Anwendung der multiplen Varianzanalyse und der multiplen linearen Regressionsanalysen der Ermüdungsversuche stellt sich wieder die Schwierigkeit ein, dass als Versuchsergebnis keine direkten Messergebnisse aus Versuchen mit vergleichbaren Belastungsbedingungen vorliegen. Um dennoch die statistischen Analysen für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche durchführen zu können, wurden die notwendigen dreifach-belegten Messwerte aus dem Erwartungswert der Ermüdungsfunktion  $N_{\text{Makro}}(0,1 \text{ ‰})$  und der ermittelten Standardabweichung  $s_{\log}$  generiert. Dadurch liegen je Ermüdungsfunktion drei generierte Einzelwerte vor:

1. Wert:  $\log [N_{\text{Makro}}(0,1 \text{ ‰})] - s_{\log}$
2. Wert:  $\log [N_{\text{Makro}}(0,1 \text{ ‰})]$
3. Wert:  $\log [N_{\text{Makro}}(0,1 \text{ ‰})] + s_{\log}$

## 6 Bindemittleigenschaften

### 6.1 Allgemeine Angaben

Die Einzelergebnisse zu den Bindemittleigenschaften sind in der Streckendokumentation für alle Strecken und die dort eingesetzten Asphalte enthalten. Im Anhang I.1 sind die Ergebnisse für die einzelnen Bindemittel in Asphaltdeck-, Asphaltbinder- und Asphalttragschicht gemeinsam mit den Spann-

weiten zusammengestellt. Die nachfolgende Bewertung der Ergebnisse bezieht sich vorwiegend auf die Bindemittelsorten, die in der betroffenen Schicht mindestens drei Mal eingesetzt worden sind.

Im nachfolgenden Kapitel wird entgegen den Auswertungen bei den Performance-Prüfungen nicht nach den resultierenden Bindemitteln unterschieden, es werden Aussagen auf Basis der Zugabebindemittel getroffen. Dies erfolgte unter dem Gesichtspunkt, dass hierdurch Änderungen in den Eigenschaften, z. B. durch die Zugabe von Asphaltgranulat deutlich gemacht werden können. Diese Unterschiede gehen bei Betrachtung der resultierenden Bindemittel verloren.

## 6.2 Konventionelle Bindemitteluntersuchungen

Die konventionellen Bindemittelleigenschaften (Erweichungspunkt Ring und Kugel, Nadelpenetration und elastische Rückstellung) wurden auftragsgemäß für alle Asphaltdeck-, Asphaltbinder- und Asphalttragschichten in den Phasen Anlieferungszustand (AL), Erstprüfung (EP), Mischwerk (MW) und fertige Schicht (BK) ermittelt. Die Bestimmung der elastischen Rückstellung erfolgte nur für Polymermodifizierte Bitumen. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in Anhang I, Bild A 1 bis Bild A 8 dargestellt.

Bei den Werten für den Erweichungspunkt Ring und Kugel sind lediglich zwei Auffälligkeiten zu beobachten. Bei den RC-Bindemitteln zeigt sich zumindest bei den Asphaltbinderschichten für die rückgewonnenen Bindemittel aus den Phasen MW und BK ein geringerer Wert, als er im Anlieferungszustand festgestellt worden war. Aufgrund des Einsatzes von Ausbauasphalt in den Asphalttragschichten ergibt sich immer ein deutlicher Sprung von der Phase AL zu den übrigen drei Phasen, danach sind jedoch keine wesentlichen Unterschiede zwischen den Phasen zu erkennen.

Auffällig bei den Bindemitteln aus bzw. für die Asphaltdeck- und Asphaltbinderschichten ist, dass die in den Phasen EP, MW und BK festgestellten

Spannweiten geringer als die Spannweiten im Anlieferungszustand sind. Offensichtlich findet eine gewisse Nivellierung der Kennwerte statt.

Für die Nadelpenetration kann bei den Asphalttragschichten wiederum auf die Besonderheit bei der Zugabe von Asphaltgranulat verwiesen werden. Auch bei diesem Kennwert ergeben sich deutliche Unterschiede zwischen der Phase AL und den anderen Phasen. Im Gegensatz zu den Erweichungspunkten nehmen die Spannweiten der Nadelpenetration in den Phasen EP, MW und BK gegenüber der Phase AL zu.

Auch bei den elastischen Rückstellungen zeigen sich vor allem bei den Asphaltbinderschichten für die Phasen MW und BK deutliche Abnahmen, auch wenn der Anforderungswert der ZTV Asphalt-StB von mindestens 40 % fast immer erfüllt wird. Größere Unterschiede in den Spannweiten der ermittelten Werte der einzelnen Phasen sind nicht auszumachen.

Zusammenfassend ist für die konventionellen Bindemittelleigenschaften festzustellen, dass die untersuchten Strecken und Phasen zu den Erfahrungswerten passen; lediglich den Asphaltbinderschichten ist besondere Aufmerksamkeit zu schenken, da hier deutliche Veränderungen der Kennwerte zwischen den Phasen zu erkennen sind.

## 6.3 Erkenntnisse aus den Untersuchungen mit dem Dynamischen Scherrheometer (DSR und MSCR)

Die Untersuchungen mit dem dynamischen Scherrheometer erfolgten auftragsgemäß für alle Asphaltdeck- und Asphaltbinderschichten in den Phasen AL, MW und BK.

### 6.3.1 Temperatursweep im DSR

In der Streckendokumentation sind die über den gesamten Temperaturbereich ermittelten Schermodulle und Phasenwinkel enthalten. Nachfolgend soll nur auf die bei 60 °C gewonnenen Werte eingegangen werden. Tendenziell ergeben sich erwartungsgemäß bei den Phasen MW und BK gegenüber der Phase AL höhere Steifigkeiten. Mit einer Ausnahme



liegen die Spannweiten der Werte auf einem relativ niedrigen Niveau, was auch für die Anwendbarkeit des Verfahrens spricht. Auffällig ist, dass sich bei den jeweiligen Polymermodifizierten Bitumen zugeordneten RC-Bindemitteln keine Unterschiede der Kennwerte in den Phasen MW und BK ergeben. Die verbesserten Eigenschaften im Anlieferungszustand sind nach der Verarbeitung praktisch nicht mehr nachweisbar.

Vor allem bei den Bindemitteln für die Asphaltbinderschichten ergeben sich für die Phasenwinkel keine deutlichen Differenzierungen zwischen den verschiedenen Bindemitteln.

### 6.3.2 MSCR

In der Streckendokumentation sind die für drei verschiedene Spannungen ermittelten Kennwerte enthalten. Nachfolgend soll nur auf die bei einer Spannung von 1,6 MPa festgestellten Werte eingegangen werden.

Auffällig ist, dass hinsichtlich der prozentualen Erholung sich bei den jeweiligen Polymermodifizierten Bitumen zugeordneten RC-Bindemitteln keine Unterschiede der Kennwerte in den Phasen MW und BK ergeben. Die verbesserten Eigenschaften im Anlieferungszustand sind nach der Verarbeitung praktisch nicht mehr nachweisbar. Die festgestellten Spannweiten liegen auf einem relativ hohen Niveau.

Der nicht rückformbare Anteil liegt für alle Polymermodifizierten Bitumen bei Werten unter 1 %, die Straßenbaubitumen weisen vor allem im Anlieferungszustand Werte über 3 % auf.

## 6.4 Erkenntnisse aus den Untersuchungen mit dem Bending Beam Rheometer

Die Untersuchungen mit dem Bending Beam Rheometer erfolgten auftragsgemäß für alle Asphaltdeck- und Asphaltbinderschichten in den Phasen AL, EP und MW.

Auch für die mit dem Bending Beam Rheometer ermittelten Kennwerte ergeben sich unabhängig da-

von, ob die Werte über die Spannung oder den m-Wert ermittelt wurden, keine gravierenden Unterschiede zwischen den aus den unterschiedlichen Schichten rückgewonnenen Bindemitteln in den drei geprüften Phasen. Größere Unterschiede in den Spannweiten der Werte der einzelnen Phasen sind nicht auszumachen.

## 6.5 Erkenntnisse aus den Untersuchungen mit dem Kraft-Duktilitäts-Verfahren

Die Kraftduktilität wurde auftragsgemäß für alle Asphaltdeck- und -binderschichten in den Phasen AL, EP und MW ermittelt.

Beim Vergleich der Phasen ergibt sich für die untersuchten Proben ein sehr unterschiedliches Bild, aus dem keine allgemeinen Schlussfolgerungen gezogen werden können bzw. keine Tendenzen abzulesen sind. Bei den Bindemitteln für die Asphaltbinderschichten liegt die Kraftduktilität der Bindemittel im Anlieferungszustand immer am höchsten und nimmt über die Phase EP zur Phase MW hin ab. Bei den Bindemitteln für die Asphaltdeckschichten weist der Anlieferungszustand mit Ausnahme der NV-Bindemittel die geringste Kraftduktilität auf, die Zunahme in den Phasen EP und MW fällt hierbei unterschiedlich hoch aus, eine Reihung ist nicht möglich.

Die ermittelten Spannweiten liegen unabhängig von der Phase auf einem relativ hohen Niveau.

## 7 Analyse der Asphalteeigenschaften

Die ermittelten performance-relevanten Kennwerte werden im Folgenden mithilfe mathematisch-statistischer Methoden ausgewertet. Die Grundlagen hierzu wurden in Kapitel 5 beschrieben. Die Ergebnisse sind, wie in Tabelle 7 exemplarisch dargestellt, tabellarisch zusammengefasst. In den ersten vier Spalten sind die untersuchte Performance-Kenngröße, die Streckennummer, die Bezeichnung des untersuchten Asphaltens und das verwendete Bindemittel aufgeführt. Beim Einsatz von Asphaltgranulat ist die Sorte des resultierenden Bindemitt-

			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple			multiple				
				Ranking der homogenen Gruppen	EP	MW	BK							Varianzanalyse			Varianzanalyse			
														Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%	
					1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe							HO-Hypo.			HO-Hypo.			
Performance-Kenngröße	1	AC 32 TS	50/70	n. signifi.											Phase	ja	0,28	Phase	ja	0,23
	2	AC 32 TS	50/70	signifi.											Strecke	ja	49,67	Strecke	ja	48,71
	8	AC 32 TS	50/70	signifi.											Phase/			Phase/		
	10	AC 32 TS	50/70	n. signifi.											Strecke	ja	38,83	Strecke	ja	28,89
	11	AC 32 TS	50/70	signifi.											Fehler		11,22	Fehler		22,17
	13	AC 32 TS	50/70	signifi.																
	14	AC 32 TS	50/70	n. signifi.																
	15	AC 32 TS	50/70	n. signifi.																
	17	AC 32 TS	50/70	n. signifi.																
	5	AC 32 TS	30/45	signifi.														Phase	ja	-
	7	AC 32 TS	30/45	signifi.											Strecke			Strecke	ja	43,98
	9	AC 32 TS	30/45	signifi.											Phase/			Phase/		
	12	AC 32 TS	30/45	signifi.											Strecke			Strecke	ja	49,7
	16	AC 32 TS	30/45	signifi.											Fehler			Fehler		6,32
	18	AC 32 TS	30/45	signifi.																
	19	AC 32 TS	30/45	signifi.																

Tab. 7: Exemplarische Darstellung zur statistischen Auswertung

tels angegeben. In der fünften Spalte befinden sich die Ergebnisse der ersten einfachen Varianzanalysen. Die Bezeichnung „signifi.“ deutet darauf hin, dass sich mindestens eine der drei Phasen (EP, MW und BK) signifikant von den anderen unterscheidet. Die Abkürzung „n. signifi.“ bedeutet entsprechend, dass die Ergebnisse der drei Phasen zu einer Grundgesamtheit angehören und eine Gruppe bilden.

Für die weitere Auswertung (Spalten „LSD-Test“) werden die Ergebnisse der Größe nach, beginnend mit dem höchsten Wert, geordnet und die benachbarten Phasen gegeneinander in einfachen Varianzanalysen getestet. Wenn dabei die Unterschiede zwischen den Mittelwerten signifikant sind, dann werden die Phasen in getrennten Gruppen eingegliedert. Falls die Unterschiede der Phasen nicht statistisch signifikant sind, werden sie dementsprechend der gleichen homogenen Gruppe zugeordnet. So bildet zum Beispiel die Phase EP der Strecke 2 eine zweite homogene Gruppe, während bei Strecke 1 die Ergebnisse aller drei Phasen einer Grundgesamtheit entstammen und zusammengefasst werden können. Die Werte nehmen dabei von links nach rechts stets ab.

In einem dritten Schritt werden multiple Varianzanalysen durchgeführt, um die Einflüsse der Faktoren Strecke und Phase sowie deren Wechselwirkung auf die Gesamtvarianz der Untersuchungsergebnisse zu ermitteln. In dieser Spalte sind dann die

			multiple			multiple			
			Varianzanalyse			Varianzanalyse			
			Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%	
			HO-Hypo.			HO-Hypo.			
Performance-Kenngröße	1	AC 32 TS	50/70	Phase	ja	3,27	Phase	ja	16,6
	2	AC 32 TS	50/70	Strecke	ja	20,63	Strecke	ja	45,11
	8	AC 32 TS	50/70	Phase/			Phase/		
	10	AC 32 TS	50/70	Strecke	ja	57,96	Strecke	ja	25,69
	11	AC 32 TS	50/70	Fehler		18,15	Fehler		12,6
	13	AC 32 TS	50/70						
	14	AC 32 TS	50/70						
	15	AC 32 TS	50/70						
	17	AC 32 TS	50/70						
	5	AC 32 TS	30/45				Phase	nein	-
	7	AC 32 TS	30/45				Strecke	ja	3,06
	9	AC 32 TS	30/45				Phase/		
	12	AC 32 TS	30/45				Strecke	ja	77,84
	16	AC 32 TS	30/45				Fehler		19,1
	18	AC 32 TS	30/45						
	19	AC 32 TS	30/45						

Tab. 8: Exemplarische Darstellung der statistischen Analyse unter Ausschluss der Ausreißer

prozentualen Anteile an der Gesamtvarianz angeben, die mit dem entsprechenden Faktor erklärt werden können. Der Fehler am Ende beschreibt den Anteil der Einflüsse, die mit den gewählten Kenngrößen nicht erklärt werden können.

Diese Analyse wird zunächst für jede Asphaltart durchgeführt. Anschließend wird nach Bindemittel unterschieden, sofern eine ausreichende Anzahl an Werten vorliegt. Die Ergebnisse dieser Betrachtungen sind dann in der letzten Spalte der Tabelle aufgeführt. Im vorliegenden Fall wird nach Bitumen 50/70 und 30/45 unterschieden.

In Kapitel 7.1 werden Strecken, welche Abweichungen von der Soll-Zusammensetzung laut Erstprüfung um mehr als 100 % oder 50 % der intern festgelegten oder der nach ZTV Asphalt-StB 07/13 zu-

lässigen Toleranzen aufweisen, als entsprechend 100% bzw. 50%ige Ausreißer bezeichnet. Die Schichten, die als 100%-Ausreißer definierten Strecken, werden in einer weiteren Tabelle markiert und die multiple Varianzanalyse unter Ausschluss dieser Strecken durchgeführt.

In dieser Tabelle werden die Ergebnisse analog der Tabelle 7 dargestellt, jedoch wird hierbei auf die Ergebnisse des LSD-Tests verzichtet (Tabelle 8).

Zur weiteren Interpretation ist zu jeder Performance-Kenngröße eine tabellarische Übersicht der Ergebnisse zusammengestellt, welche sich im Anhang I befindet. In dieser Tabelle werden, wie in Tabelle 9 exemplarisch dargestellt, für die verwendeten Mischgutarten und -sorten jeder Schicht die Mittelwerte sowie Minima und Maxima der verschiedenen Untersuchungsphasen aufgelistet. Als Ausgangswerte dienen hierfür die Mittelwerte der einzelnen Strecken. Aufgrund dieser Darstellung können Aussagen über das mittlere Niveau bzw. die Spannweiten der Ergebnisse für die einzelnen Asphaltarten getroffen werden.

So liegen hier beispielsweise in der Phase EP die Steifigkeiten der AC 32 T S-Asphalte im Mittel bei 4.722 MPa, wobei die Werte bei den untersuchten Strecken zwischen 1.958 und 8.330 MPa streuen. In der zweiten Zeile ist die Anzahl der zugrunde liegenden Untersuchungsstrecken angegeben.

Diese Werte werden zusätzlich für jede Performance-Kenngröße grafisch dargestellt (Bild 46). Auch hier werden die Untersuchungsstrecken gruppiert nach Asphaltart zusammengefasst und die Anzahl der zugrunde liegenden Strecken angegeben. Diese Darstellung verdeutlicht die Unterschiede der Mittelwerte der Asphaltart sowie die Spannweiten, welche sich innerhalb der einzelnen Phasen einstellen. Diese Darstellung macht auch die Niveauunterschiede zwischen den Asphaltarten deutlich.

### 7.1 Ergebnisse der konventionellen Asphaltuntersuchungen

Für die erste Untersuchungsphase sollten zunächst die Asphaltmischgüter nach den Vorgaben der entsprechenden Erstprüfungen möglichst zielgenau im

Phase	Asphalt	[-]	AC 32 T S	AC 22 T S
[-]	Anzahl der Strecken	[-]	16	5
EP	Mittelwert		4.722	7.383
	Minimum	[-]	1.958	4.600
	Maximum		8.330	9.709
MW	Mittelwert		5.556	6.225
	Minimum	[-]	2.936	3.594
	Maximum		10.547	10.312
BK	Mittelwert		4.698	6.519
	Minimum	[-]	2.583	3.433
	Maximum		8.184	7.692

Tab. 9: Exemplarische Darstellung der Steifigkeit der Asphalttragschicht – Mittelwerte, Minima und Maxima

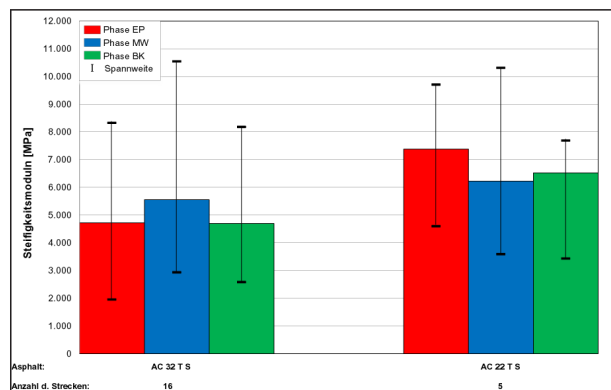


Bild 46: Exemplarische Darstellung der Steifigkeiten gruppiert nach Asphaltart

Labor gemischt werden. Hierzu wurden intern nur sehr geringe Abweichungen von den Soll-Werten laut Erstprüfung zugelassen.

In Tabelle 10 sind die intern festgelegten Toleranzen sowie die nach ZTV Asphalt-StB 07/13 für Kontrollprüfungen zulässigen Toleranzen, die für die Beurteilung der Mischgutzusammensetzungen in den beiden anderen Phasen maßgeblich sind, zusammengestellt.

Vor allem bei den Asphalten mit höheren Anteilen an Ausbauasphalt erwies sich das „Nachfahren“ der Erstprüfungen, aufgrund der Schwankungen der Kenngrößen des Asphaltgranulates, zum Teil als sehr schwierig. Große Abweichungen wurden auch bei einigen Strecken zwischen den Phasen EP, MW und BK beobachtet.

Die Fälle, bei welchen die in Tabelle 10 ausgewiesenen Toleranzen nicht eingehalten, d.h. zu mehr

	Festgelegte Toleranz für Phase EP	Toleranzen nach ZTV Asphalt-StB 07/13 für Phase MW und BK				
		ACT	ACB	ACD	SMA	MA
Bindemittelgehalt [M.-%]	± 0,2	± 0,5	± 0,4			
Füllergehalt [<0,063 mm]	± 1	+7,0 / -3,0	± 3,0			± 4,5
Feine Gesteins-körnungen [0,063/2 mm]	± 3	± 8,0				
Grobe Gesteins-körnungen [>2 mm]	± 3	± 9,0	± 8,0			
Grobkorn [M.-%]	± 4	± 8,0	± 9,0	± 5,0	± 8,0	± 5,0

Tab. 10: Festgelegte Toleranzen zum „Nachfahren“ der Erstprüfungen sowie Toleranzen nach ZTV Asphalt-StB 07/13

als 100 % ausgenutzt sind, sind in den nachfolgenden Ergebnistabellen 11 bis 26 grau hinterlegt.

Wenn die Abweichungen des Bindemittelgehaltes von der Erstprüfung zwar noch innerhalb des Toleranzbereiches liegen, dennoch aber 50 % oder mehr davon ausnutzen, d.h. der Soll-Wert wird mindestens um die Hälfte der Toleranzen über- bzw. unterschritten, so sind diese Bindemittelgehalte schraffiert hervorgehoben. Asphalte, bei welchen es dann bei mindestens einer Kenngröße zu solchen 100%-igen Abweichungen oder zu 50%-igen Abweichungen im Bindemittelgehalt kommt, werden bei der anschließenden Analyse der Performance-Kenngrößen entsprechend als 100%- oder 50%-Ausreißer definiert.

Im Nachfolgenden werden zunächst die Ergebnisse der einzelnen Asphaltdeckschichten beschrieben.

### Asphaltdeckschicht

Die Bindemittelgehalte der untersuchten Asphaltdeckschichten weichen teilweise von den Soll-Werten laut Erstprüfung ab (Tabelle 11). Phase EP weicht dabei jedoch nur maximal um 0,2 M.-% von den Vorgaben ab und liegt somit innerhalb der intern festgelegten Toleranzen. Phase MW weicht im Mittel um 0,2 M.-% ab – im Allgemeinen werden bei allen Strecken die Toleranzen nach Tabelle 10 (ZTV Asphalt-StB) eingehalten. Eine Ausnahme hiervon stellt die Strecke 6 dar. Der Soll-Bindemittelgehalt wird hier um 0,5 M.-% unterschritten.

Strecke	Soll-Wert	Phase EP	Phase MW	Phase BK
1	6,3	6,5	6,4	6,3
2	6,4	6,3	6,2	6,4
3	7,6	7,7	7,4	7,3
4	7,6	7,5	7,6	7,2
5	6,7	6,9	6,3	6,5
6	6,8	6,6	6,3	6,9
7	6,0	6,0	5,7	5,9
8	7,2	7,3	7,2	7,3
9	7,2	7,3	7,3	7,2
10	5,9	6,0	5,7	5,0
11	7,2	7,3	7,5	7,2
12	7,2	7,3	7,6	7,5
13	7,2	7,4	7,1	6,8
14	6,2	6,3	6,5	6,4
15	8,0	8,1	8,0	7,7
16	6,3	6,5	6,5	6,4
17	7,0	7,0	7,3	7,4
18	6,6	6,7	6,9	6,6
19	7,0	7,0	7,0	7,2
20	6,9	6,8	6,9	6,9
21	6,2	6,1	6,5	6,8

Tab. 11: Bindemittelgehalte der Asphaltdeckschichten

In Phase BK stellen sich die Abweichungen i. d. R. ähnlich dar. Im Mittel weichen die 21 untersuchten Strecken nur um 0,2 M.-% ab. Bei Strecke 6 liegen die Abweichungen noch innerhalb des Toleranzbereiches, bei Strecke 10 dagegen wird eine Unterschreitung des Soll-Bindemittelgehaltes um 0,9 M.-%, bei Strecke 21 eine Überschreitung von 0,6 M.-%

Strecke	Soll-Wert	Phase EP	Phase MW	Phase BK
1	10,2	11,4	12,5	12,4
2	8,3	9,2	8,0	8,8
3	10,5	11,9	9,6	10,1
4	10,5	11,2	9,8	11,5
5	10,1	11,4	10,6	11,6
6	6,7	7,7	5,1	8,6
7	7,7	8,3	10,2	11,0
8	9,5	10,6	11,7	12,5
9	10,8	12,2	10,6	10,9
10	5,9	6,9	6,8	7,8
11	8,9	10,3	10,5	9,5
12	9,9	11,3	10,0	10,7
13	10,2	11,3	10,9	11,2
14	7,9	8,7	7,0	9,2
15	26,1	26,4	25,8	22,4
16	11,8	12,1	12,7	13,3
17	9,2	8,7	9,1	9,1
18	11,7	11,9	12,2	10,6
19	9,8	10,8	10,2	10,3
20	13,0	13,4	11,8	11,5
21	7,7	8,7	8,0	8,1

Tab. 12: Füllergehalte der Asphaltdeckschichten

Strecke	Soll-Wert	Phase EP	Phase MW	Phase BK
1	11,4	11,5	10,5	11,1
2	40,5	39,2	37,1	39,3
3	16,7	15,6	18,8	18,1
4	16,7	15,5	18,5	18,2
5	15,8	14,1	13,0	14,8
6	11,2	7,8	6,7	10,9
7	33,6	32,3	25,6	26,8
8	16,7	15,8	15,9	17,0
9	13,6	13,1	14,6	16,1
10	38,5	37,2	37,7	29,1
11	16,8	16,1	16,2	17,5
12	13,2	12,3	13,6	16,7
13	14,7	13,9	16,5	16,7
14	36,1	35,6	42,0	47,9
15	32,1	31,0	27,3	31,0
16	15,3	14,4	12,8	15,3
17	17,0	16,5	18,1	20,3
18	15,7	15,3	14,5	16,7
19	16,3	15,4	16,2	18,0
20	19,5	18,4	17,9	20,1
21	9,1	8,7	9,5	11,9

Tab.13: Anteil der feinen Gesteinskörnungen der Asphaltdeckschichten

Strecke	Soll-Wert	Phase EP	Phase MW	Phase BK
1	78,4	77,1	77,0	76,5
2	51,2	51,7	54,9	51,9
3	72,8	72,8	71,6	71,8
4	72,8	73,3	71,7	70,3
5	74,1	74,5	76,4	73,6
6	82,1	84,5	88,2	80,4
7	58,6	59,4	64,5	62,2
8	73,8	73,6	72,4	70,5
9	75,6	74,7	74,8	73,0
10	55,6	55,9	55,5	63,1
11	74,3	73,6	73,3	73,0
12	76,9	76,4	76,4	72,6
13	75,1	74,8	72,6	72,1
14	56,0	55,7	51,0	42,9
15	41,8	42,6	47,2	46,6
16	72,9	74,0	74,5	71,4
17	73,8	75,0	72,8	70,6
18	72,6	73,0	73,3	72,7
19	73,9	73,8	73,6	71,7
20	67,5	68,2	70,3	68,5
21	83,2	82,6	82,5	80,0

Tab. 14: Anteil der groben Gesteinskörnungen der Asphaltdeckschichten

Strecke	Soll-Wert	Phase EP	Phase MW	Phase BK
1	44,8	42,0	44,2	39,4
2	19,9	18,9	27,6	23,3
3	49,6	52,8	55,3	49,1
4	49,6	52,2	51,3	49,8
5	41,6	39,6	47,2	41,0
6	74,0	72,1	79,3	72,0
7	21,5	21,9	22,2	20,7
8	54,5	52,2	51,3	50,5
9	55,5	52,9	51,7	48,8
10	21,7	19,2	17,2	17,0
11	55,2	52,3	48,6	47,6
12	56,1	52,0	52,8	44,6
13	57,0	54,7	47,9	48,7
14	18,2	16,7	16,4	15,8
15	41,8	42,6	47,2	46,6
16	43,1	45,8	45,0	39,3
17	43,5	44,8	38,4	30,4
18	39,1	39,9	42,0	41,3
19	47,9	47,8	44,7	40,9
20	40,8	40,3	47,1	42,7
21	73,4	73,6	74,8	66,6

Tab. 15: Grobkornanteil der Asphaltdeckschichten



festgestellt (Tabelle 11). In 14 Fällen kommt es zu - dem in der Phase MW und/ oder BK zu einer mehr als 50%-igen Abweichung von der Toleranz.

Betrachtet man die Füllergehalte der Asphaltdeckschichten in Bezug auf die Toleranzen in Tabelle 10 (ZTV Asphalt-StB), stellt sich heraus, dass Phase EP und MW in allen Untersuchungsstrecken die Anforderungen erfüllen. In Phase BK wird die Toleranz von  $\pm 3,0$  M.-% bei Strecke 7 und 15 geringfügig überschritten (Tabelle 12).

Der Anteil der feinen sowie groben Gesteinskörnungen wird in den Phasen EP und MW bei allen Strecken eingehalten. Bei Strecke 10 wird jedoch der Anteil der feinen Gesteinskörnungen in Phase BK unterschritten. Bei Strecke 14 werden in Phase BK, auch unter Anrechnung der zulässigen Toleranzen, die Grenzwerte nach ZTV Asphalt-StB nicht eingehalten und entsprechend der Anteil der feinen als auch der groben Gesteinskörnungen um 11,8 M.-% überschritten bzw. um 13,1 M.-% unterschritten (Tabelle 13 und Tabelle 14).

Der Grobkornanteil wird in Phase MW und BK bei jeweils drei Strecken (2, 13 und 15 sowie 12, 13 und 17) um mehr als die zulässige Toleranz über- bzw. unterschritten. Phase EP hingegen hält die intern festgelegten Grenzwerte nach Tabelle 10 ein (Tabelle 15).

Insgesamt kommt es bei den Asphaltdeckschichten bei zehn Strecken zu einer 100%-igen Abweichung bei mindestens einer der Kenngrößen (Bindemittelgehalt, Füllera nteil, Anteil an feinen bzw. groben Gesteinskörnungen und Grobkornanteil). Bei fünf Strecken kommt es gegebenenfalls zusätzlich zu einer 50%-igen Abweichung beim Bindemittelgehalt (Tabelle 26).

### Asphaltbinderschicht

In Tabelle 16 sind die ermittelten Bindemittelgehalte und die Soll-Werte nach der Erstprüfung für die Asphaltbinder zusammengestellt. Beim Nachfahren der Erstprüfung werden bei Phase EP die intern festgelegten Toleranzen bei allen Strecken eingehalten. In der Phase MW weichen die Bindemittelgehalte bei drei Strecken (2, 6, und 18) um mehr als die nach ZTV Asphalt-StB zugelassene Toleranz

Strecke	Soll-Wert	Phase EP	Phase MW	Phase BK
1	4,5	4,6	4,4	4,6
2	4,9	4,9	4,4	4,7
3	5,0	5,0	4,9	5,0
4	5,0	4,9	5,0	4,8
5	4,6	4,7	4,7	4,7
6	5,6	5,5	5,0	5,9
7	5,2	5,4	5,2	5,3
8	4,8	5,0	5,1	4,9
9	4,5	4,6	4,4	4,3
10	4,5	4,6	4,3	4,5
11	4,4	4,6	4,6	4,3
12	4,5	4,6	4,5	4,5
13	4,5	4,5	4,8	4,9
14	4,8	4,9	5,0	4,9
15	4,7	4,5	4,3	5,1
16	4,0	4,2	4,0	3,8
17	4,5	4,6	4,6	4,5
18	4,2	4,1	4,8	4,5
19	4,2	4,4	4,0	4,3
20	4,5	4,4	4,7	4,7
21	5,4	5,5	5,3	6,0

Tab. 16: Bindemittelgehalte der Asphaltbinderschichten

Strecke	Soll-Wert	Phase EP	Phase MW	Phase BK
1	5,8	6,6	5,3	6,7
2	6,5	7,3	6,8	7,5
3	6,5	7,1	8,4	8,3
4	6,5	6,7	7,7	8,3
5	6,3	7,1	7,5	6,9
6	8,3	8,9	9,7	8,7
7	6,9	8,7	7,3	7,5
8	5,9	7,0	6,6	6,9
9	5,4	5,4	5,9	5,6
10	6,1	7,1	6,3	6,7
11	6,5	7,9	5,5	6,1
12	5,7	6,7	5,7	5,5
13	6,7	7,3	7,9	7,3
14	6,1	7,3	7,4	6,1
15	8,4	8,8	7,6	10,1
16	6,5	7,5	5,4	7,1
17	6,7	7,2	6,6	6,9
18	6,8	8,3	8,1	8,7
19	7,0	8,3	8,1	8,4
20	8,3	8,0	8,7	6,7
21	9,3	10,1	7,4	9,5

Tab. 17: Füllera nteile der Asphaltbinderschichten

Strecke	Soll-Wert	Phase EP	Phase MW	Phase BK
1	20,9	19,8	18,5	17,4
2	24,0	24,6	20,6	25,9
3	22,7	21,5	21,3	19,2
4	22,7	21,1	22,2	20,6
5	21,5	21,6	22,6	22,7
6	20,0	18,3	23,0	21,2
7	20,4	19,4	17,8	18,3
8	22,4	22,2	23,7	20,0
9	25,4	22,6	20,9	20,0
10	21,4	20,5	18,7	18,6
11	25,5	24,8	23,6	21,5
12	21,1	19,9	23,1	22,4
13	20,3	19,0	21,8	19,0
14	22,3	21,3	26,8	22,3
15	21,5	23,2	22,3	24,0
16	19,4	18,7	18,6	19,0
17	22,0	19,0	21,6	21,6
18	20,7	22,6	21,2	23,4
19	19,9	21,8	22,0	19,9
20	20,8	21,4	17,5	19,0
21	18,9	20,1	22,0	20,4

Tab. 18: Anteil der feinen Gesteinskörnungen der Asphaltbinderschichten

Strecke	Soll-Wert	Phase EP	Phase MW	Phase BK
1	73,3	73,7	76,2	75,9
2	69,5	68,2	72,6	66,6
3	70,8	71,4	70,3	72,5
4	70,8	72,1	70,1	71,1
5	72,2	71,3	69,9	70,4
6	71,7	72,9	67,3	70,1
7	72,7	71,9	74,9	74,2
8	71,7	70,8	69,7	73,1
9	72,2	72,0	73,5	74,4
10	72,5	72,4	75,0	74,7
11	68,0	67,3	70,9	72,4
12	73,2	73,4	71,2	72,7
13	73,0	73,7	70,3	73,7
14	71,6	71,4	65,8	71,6
15	70,1	69,5	70,1	65,9
16	74,1	74,0	76,0	73,9
17	71,3	73,8	71,8	71,5
18	72,5	69,1	70,7	67,9
19	73,1	70,3	69,9	71,7
20	71,0	70,6	73,8	74,5
21	71,8	69,8	70,6	70,1

Tab. 19: Anteil der groben Gesteinskörnungen der Asphaltbinderschichten

von 0,4 M.-% von den geforderten Soll-Werten laut Erstprüfung ab. In Phase BK weicht hingegen nur Strecke 21 von den Angaben laut Erstprüfung ab und überschreitet um 0,6 M.-% die Toleranz nach ZTV Asphalt-StB.

Der in der Erstprüfung angegebene Anteil an Füller sowie an feinen und groben Gesteinskörnungen wird bei allen Untersuchungsstrecken in den drei Untersuchungsphasen unter Berücksichtigung der Toleranzen nach Tabelle 10 (ZTV Asphalt-StB) eingehalten (Tabelle 17, Tabelle 18 und Tabelle 19). Der Grobkornanteil liegt in allen drei Phasen, mit Ausnahme der Strecken 1 und 15 in Phase MW, im Rahmen der Toleranzen (Tabelle 20).

Es ist anzumerken, dass sich teilweise große Abweichungen zwischen den Phasen MW und BK einstellen, obwohl diese aus der gleichen Liefercharge des Asphaltmischwerkes entstammen. Strecke 6 weist beispielsweise einen Unterschied im Bindemittelgehalt von 0,9 M.-% zwischen den Phasen MW und BK auf; Strecke 15 weicht zwischen diesen Phasen um 0,8 M.-% ab. Strecke 15 weist weiterhin in Phase MW einen Füllergehalt von 7,6 M.-% auf, in Phase BK jedoch einen Gehalt von 10,1 M.-%.

Insgesamt kommt es bei den Asphaltbinderschichten bei sechs Strecken zu einer 100%-igen Abweichung bei mindestens einer Kenngröße und bei zwei Strecken gegebenenfalls zusätzlich zu einer 50%-igen Abweichung beim Bindemittelgehalt (Tabelle 26).

### Asphalttragschicht

Trotz der Bestrebung, die Erstprüfung so genau wie möglich nachzufahren, sind Abweichungen bei den Asphalttragschichten durch den hohen Bindemittel- bzw. Füllergehalt im Asphaltgranulat unvermeidlich. Bei Phase MW wird der Bindemittelgehalt mit einer Toleranz von 0,5 M.-% laut ZTV Asphalt-StB bei allen Strecken eingehalten. In Phase BK wird lediglich bei Strecke 3 und 15 der Bindemittelgehalt um mehr als 0,5 M.-% über- bzw. unterschritten (Tabelle 21).

Bei allen anderen Strecken werden die Anforderungen an den Anteil an Füller sowie der Anteil der feinen Gesteinskörnungen unter Berücksichtigung der

Strecke	Soll-Wert	Phase EP	Phase MW	Phase BK
1	28,3	31,8	37,6	34,7
2	24,7	21,9	32,1	22,0
3	27,2	29,7	28,0	27,4
4	27,2	29,1	27,9	29,2
5	27,9	26,7	23,8	24,2
6	32,4	33,0	28,3	33,2
7	32,9	31,5	31,8	29,9
8	24,6	20,5	21,0	26,3
9	25,3	22,3	28,4	28,6
10	27,8	26,6	24,9	23,4
11	23,4	19,3	24,1	28,0
12	30,5	27,5	22,8	27,2
13	25,0	26,3	23,6	26,3
14	26,8	28,1	24,5	26,8
15	25,4	27,3	35,4	19,6
16	26,9	23,6	29,3	18,0
17	25,5	24,9	25,1	25,5
18	22,6	21,7	20,6	14,7
19	25,9	24,3	20,8	21,0
20	26,7	26,6	19,7	28,0
21	32,7	30,4	30,6	26,1

Tab. 20: Grobkornanteil der Asphaltbinderschichten

Strecke	Soll-Wert	Phase EP	Phase MW	Phase BK
1	6,4	7,0	7,0	7,5
2	7,8	8,4	6,8	8,3
3	8,3	8,6	8,9	7,3
4	8,3	9,0	7,3	7,7
5	7,8	8,3	9,0	8,1
6	8,3	8,3	7,6	8,8
7	6,9	9,1*	9,5	8,7
8	6,8	7,1	6,8	7,4
9	8,0	8,4	7,4	7,8
10	6,0	7,2	7,5	7,1
11	8,0	8,2	9,4	9,3
12	6,0	6,5	7,6	8,4
13	7,2	8,1	9,0	10,0
14	6,2	6,5	7,8	8,8
15	7,7	8,5	8,0	8,0
16	7,5	8,3	9,2	8,8
17	6,7	7,1	6,2	7,0
18	6,6	7,0	8,7	11,0
19	7,6	8,3	7,1	8,0
20	7,8	7,6	7,4	5,9
21	7,5	8,6	8,8	8,8

\* zu hoher Feinanteil im Asphaltgranulat

Tab. 22: Füllergehalt der Asphalttragschichten

Strecke	Soll-Wert	Phase EP	Phase MW	Phase BK
1	3,9	4,0	3,7	3,8
2	4,3	4,1	4,1	4,7
3	4,4	4,3	4,4	3,7
4	4,4	4,4	4,2	4,2
5	4,0	3,9	4,2	3,6
6	4,4	4,3	3,9	4,8
7	4,1	4,2	4,1	4,2
8	4,0	3,9	4,4	4,2
9	4,0	3,9	4,0	4,2
10	4,0	4,0	4,2	4,2
11	4,0	3,9	4,3	4,1
12	4,0	3,9	4,4	4,5
13	4,2	4,2	4,5	4,6
14	4,2	4,0	4,2	4,4
15	3,8	4,4	4,0	4,4
16	3,8	4,0	3,5	3,9
17	3,8	3,8	3,8	3,7
18	3,8	3,8	4,0	4,1
19	3,9	4,0	3,9	3,6
20	4,0	3,9	4,0	3,7
21	4,0	4,0	3,9	4,1

Tab. 21: Bindemittelgehalte der Asphalttragschichten

Strecke	Soll-Wert	Phase EP	Phase MW	Phase BK
1	23,6	22,0	23,2	22,9
2	22,7	21,8	20,6	25,0
3	24,3	22,0	26,3	22,1
4	24,3	24,0	25,5	25,6
5	24,6	22,7	26,4	22,8
6	24,3	25,2	21,3	27,4
7	22,4	19,5	21,9	16,3
8	23,3	20,6	27,0	24,5
9	24,0	21,7	26,9	28,7
10	24,8	23,9	24,9	24,8
11	23,8	20,5	23,0	24,2
12	27,2	24,6	25,3	26,4
13	23,8	22,8	28,8	30,4
14	26,6	23,1	28,0	28,2
15	27,0	26,3	25,5	25,5
16	27,8	29,6	24,1	29,3
17	31,4	29,8	29,8	36,0
18	24,8	21,8	22,2	23,1
19	27,5	27,5	30,8	26,4
20	32,6	33,1	27,2	27,4
21	29,1	29,4	28,0	28,7

Tab. 23: Anteil der feinen Gesteinskörnungen der Asphalttragschichten

Strecke	Soll-Wert	Phase EP	Phase MW	Phase BK
1	70,0	71,1	69,9	69,6
2	69,5	70,4	72,6	66,7
3	67,4	69,3	64,8	70,6
4	67,4	67,1	67,2	66,7
5	67,6	69,4	64,6	69,1
6	67,4	66,4	71,1	63,8
7	70,5	71,7	68,6	75,0
8	69,9	72,3	66,2	68,1
9	68,0	69,9	65,7	63,5
10	69,2	68,9	67,6	68,1
11	68,2	71,3	67,6	65,2
12	66,8	68,9	67,1	65,2
13	69,0	69,1	62,2	59,6
14	67,2	70,4	64,2	63,0
15	65,3	65,9	66,5	66,4
16	64,7	62,3	66,7	61,9
17	61,9	63,4	64,0	57,2
18	68,6	71,2	69,1	65,9
19	64,9	64,4	62,1	65,6
20	59,6	59,3	65,4	66,7
21	63,4	62,0	63,2	62,5

Tab. 24: Anteil der groben Gesteinskörnungen der Asphalttragschichten

Strecke	Soll-Wert	Phase EP	Phase MW	Phase BK
1	21,1	26,3	10,3	16,8
2	15,4	15,4	12,0	5,8
3	11,9	14,0	11,1	16,2
4	11,9	11,5	14,3	13,4
5	12,7	12,0	17,1	11,0
6	11,9	11,2	22,1	11,7
7	12,6	12,7	22,5	19,7
8	12,7	15,5	8,5	11,2
9	12,9	14,1	8,6	7,3
10	14,9	16,7	12,0	14,5
11	13,4	14,1	15,4	16,0
12	14,1	18,3	14,3	11,9
13	13,1	13,9	2,8	2,6
14	16,5	21,3	8,9	9,7
15	13,9	13,7	16,2	11,9
16	13,8	16,4	16,1	4,1
17	14,5	17,0	14,5	9,1
18	14,4	17,7	19,4	12,7
19	10,8	13,9	8,9	6,7
20	0,8	0,4	3,9	5,5
21	11,9	11,0	13,4	11,1

Tab. 25: Grobkornanteil der Asphalttragschichten

in Tabelle 10 wiedergegebenen Toleranzen erfüllt (Tabelle 22 und Tabelle 23). Beim Gehalt an groben Gesteinskörnungen unterschreitet allein die Strecke 13 in Phase BK die Anforderungen um 9,4 M.-% (Tabelle 24).

Der Grobkornanteil wird in Phase MW in vier Fällen (Strecke 1, 6, 7 und 13) und in Phase BK in drei Fällen (Strecke 2, 13 und 16) auch unter Anrechnung der Toleranzen nach Tabelle 10 über- bzw. unterschritten (Tabelle 25).

Bei den Asphalttragschichten kommt es insgesamt bei acht Strecken zu einer 100%-igen Abweichung bei mindestens einer Kenngröße laut Tabelle 10 und bei sieben Strecken gegebenenfalls zusätzlich zu einer 50%-igen Abweichung beim Bindemittelgehalt (Tabelle 26).

Asphalt-deckschicht	Asphaltbinderschicht	Asphalttragschicht
<b>Strecke</b>		
1	1	1
2	2	2
3	3	3
4	4	4
5	5	5
6	6	6
7	7	7
8	8	8
9	9	9
10	10	10
11	11	11
12	12	12
13	13	13
14	14	14
15	15	15
16	16	16
17	17	17
18	18	18
19	19	19
20	20	20
21	21	21

Legende: ■ 100%-ige Abweichung  
 ■ 50%-ige Abweichung im Bindemittelgehalt

Tab. 26: Zusammenstellung der auf fälligen Strecken und Schichten

Strecke	Schichtenverbund (TP Asphalt-StB, Teil 80)			
	ADS/ABS		ABS/ATS	
	F <sub>max</sub> [kN]	S [mm]	F <sub>max</sub> [kN]	S [mm]
1	28,9	1,5	40,9	1,7
2	37,5	2,6	31,0	1,5
3	26,2	3,4	22,3	1,1
4	26,3	2,9	19,5	1,0
5	32,1	3,0	41,8	1,6
6	19,7	2,7	kein Verbund	
7	28,2	1,5	31,6	1,5
8	31,7	2,4	31,9	1,7
9	27,1	2,4	22,6	1,4
10	16,9	1,4	18,6	1,3
11	27,9	3,3	nicht erfasst	
12	31,0	2,3	36,6	1,3
13	38,1	2,0	47,7	1,8
14	41,5	2,9	29,7	1,6
15	49,0	3,8	50,3	2,0
16	45,4	4,0	30,2	2,2
17	43,2	4,1	20,5	1,3
18	41,8	3,5	48,8	1,9
19	28,4	2,9	27,9	2,1
20	25,8	5,0	45,5	2,6
21	nicht erfasst		nicht erfasst	

Tab. 27: Ergebnisse der Prüfungen des Schichtenverbundes

### Fazit

Die Erstprüfungen konnten im Allgemeinen mit sehr geringen Abweichungen von der Soll-Zusammensetzung nachgemischt werden. Schwierigkeiten ergaben sich bei der Verwendung von Asphaltgranulat und vor allem dann, wenn höhere Zugabemengen, wie z.B. bei Asphalttragschichten, vorgesehen waren, da das Asphaltgranulat in seiner Zusammensetzung den Angaben in der Erstprüfung nicht immer entsprach.

Die Ergebnisse der Kontrollprüfungen der Phasen MW und BK zeigen, dass die Toleranzen nach den aktuell gültigen ZTV Asphalt-StB 07/13 weitgehend eingehalten sind. In Tabelle 26 sind die einzelnen Schichten hervorgehoben, bei welchen 100%-ige Abweichungen bei mindestens einer der Kenngrößen

(grau) und 50%-ige Abweichungen beim Bindemittelgehalt (schraffiert) in mindestens einer der drei Phasen zustande kamen.

Auffällig sind die Abweichungen zwischen den Ergebnissen der Phasen BK und MW. Dies gilt insbesondere für die Werte der Bindemittel- und Füllergehalte der Asphaltdeckschicht und der Asphaltbinderschicht.

Die Betrachtung der Ausreißer bezieht sich formal auf die in den ZTV Asphalt-StB angegebenen Toleranzen; bei einer weitergehenden Betrachtung könnte man auch einzelne Kennwerte differenziert betrachten (z. B. Bindemittelgehalt).

### Schichtenverbund

Die Ergebnisse der Prüfungen des Schichtenverbundes sind in Tabelle 27 zusammengestellt. Für die Strecke 6 wurde an der Schichtgrenze zwischen Asphaltbinder und Asphalttragschicht fehlender Schichtenverbund festgestellt. An allen anderen erfassten Schichtgrenzen wurden die Anforderungswerte gemäß ZTV Asphalt-StB ( $F_{\max} \geq 15$  kN zwischen Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht bzw.  $F_{\max} \geq 12$  kN zwischen allen anderen Schichten) eingehalten.

## 7.2 Ergebnisse der Untersuchungen zum Steifigkeitsverhalten

Die wesentlichen Ergebnisse der Steifigkeitsversuche sind im Anhang I, Bild A 22 ff zusammengestellt. Exemplarisch für die vier verschiedenen Temperaturen und jeweils vier Frequenzen sind die Varianten mit der größten Steifigkeit (-10 °C, 10 Hz) und der geringsten Steifigkeit (20 °C, 0,1 Hz) sowie eine mittlere Variante (10 °C, 10 Hz) im Anhang dargestellt. Die nachfolgenden Auswertungen erfolgen jeweils zu den mittleren Varianten. Die Ergebnisse der statistischen Auswertungen werden exemplarisch für die jeweils häufigste Asphaltvariante wiedergegeben.

### Asphaltdeckschicht

Bild 47 zeigt die ermittelten Steifigkeiten der Asphaltdeckschichtvarianten der einzelnen Strecken



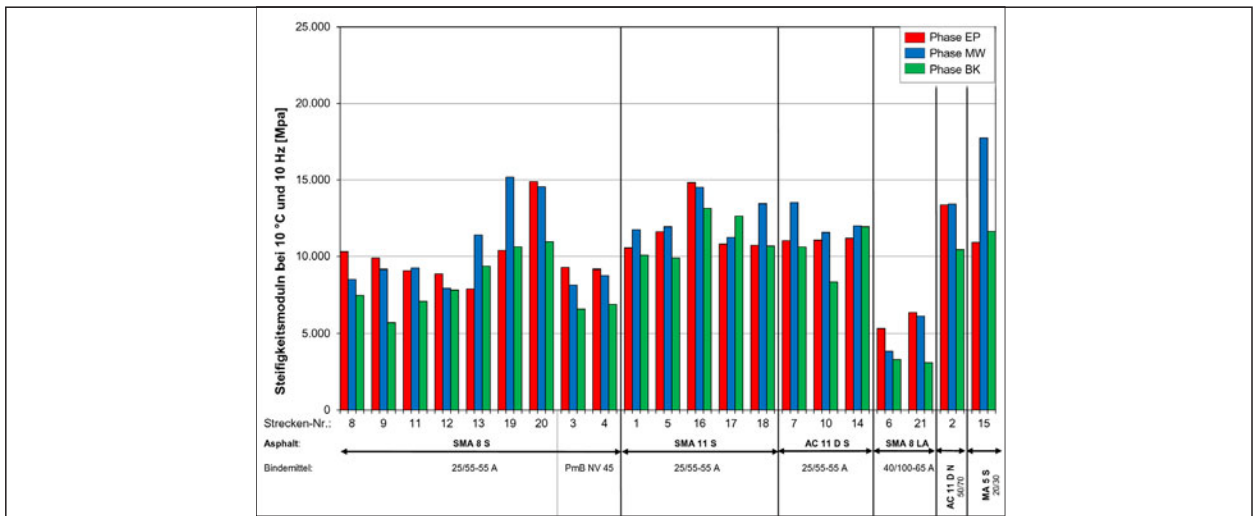
und Phasen bei 10 °C und 10 Hz. In Bild 48 sind die nach Asphaltarten gruppierten Mittelwerte mit den jeweiligen Spannweiten aufgetragen.

Für die untersuchten Asphaltdeckschichtvarianten können Aussagen getroffen werden:

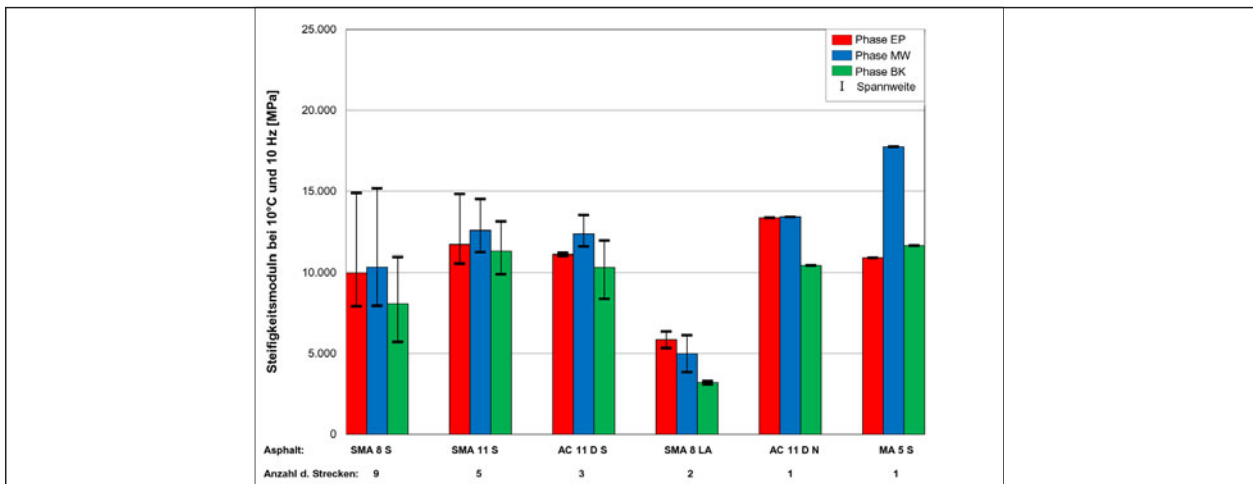
- Die mittleren Steifigkeitsmoduln der Mischgutvarianten SMA 11 S sind tendenziell höher als die der Varianten SMA 8 S.
- Die an den Asphaltbetonvarianten AC 11 D S gemessenen Steifigkeitsmoduln liegen weitgehend in dem Bereich der an den SMA 11 S gemessenen Werte.
- Die Asphaltvarianten SMA 8 LA weisen im Mittel signifikant geringere Steifigkeitsmoduln auf als die dichten Asphaltvarianten.
- Der Steifigkeitsmodul der Gussasphaltvariante MA 5 S ist nicht signifikant höher als der der dichten Walzasphaltvarianten.

Die statistische Auswertung für den SMA 8 S (Tabelle 28) zeigt, dass die Strecke einen signifikanten Einfluss auf das Ergebnis hat, der Anteil der Phase jedoch mit 20,3 bzw. 17,5 % relativ gering ist. Den maßgebenden Einfluss hat immer die Strecke, d.h. die Zusammensetzung des Asphaltes. Die Wechselwirkung zwischen Phase und Strecke hat einen höheren Einfluss als die Phase alleine. Der Fehler mit einem Anteil unter 3 % ist als sehr klein einzustufen.

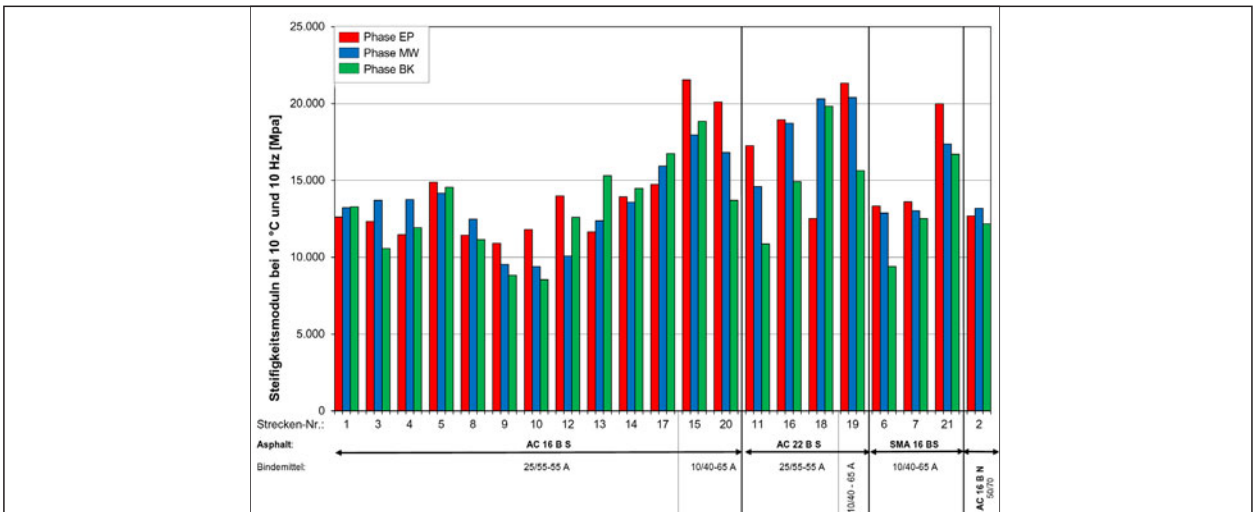
Aufgrund der Ausreißerbetrachtung (Kapitel 7.1) wurden zwei Strecken gestrichen (Tabelle 29). Der Ausschluss führt zu einer Erhöhung des Einflusses der Phase und der Strecke, der Fehler reduziert sich noch weiter.



**Bild 47:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Steifigkeitsversuche an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalt, Steifigkeitsmodul bei 10 °C und 10 Hz



**Bild 48:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Steifigkeitsmodul bei 10 °C und 10 Hz an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalt



**Bild 49:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Steifigkeitsversuche an Asphaltbinderschichten gruppiert nach Asphalt, Steifigkeitsmodul bei 10 °C und 10 Hz

SMA 8 S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple			multiple			
				EP			MW			BK			Varianzanalyse			Varianzanalyse			
				Ranking der homogenen Gruppen									Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%	
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe			HO-Hypo.			HO-Hypo.			
Steifigkeit bei 10 °C; 10 Hz	8	SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Phase	ja	20,29	Phase	ja	17,45
	9	SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Strecke	ja	50,94	Strecke	ja	50,74
	11	SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Phase/			Phase/	ja	28,92
	12	SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Strecke	ja	25,88	Strecke		
	13	SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Fehler		2,89	Fehler		2,88
	19	SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■						
	20	SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■						
	3	SMA 8 S	PmB NV 45	signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■						
4	SMA 8 S	PmB NV 45	signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■							

Tab. 28: Ergebnisse der statistischen Auswertung der Steifigkeitsversuche für SMA 8 S bei 10 °C und 10 Hz

SMA 8 S*)			multiple			multiple			
			Varianzanalyse			Varianzanalyse			
			Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%	
			HO-Hypo.			HO-Hypo.			
Steifigkeit bei 10 °C; 10 Hz	8	SMA 8 S	25/55-55 A	Phase	ja	25,32	Phase	ja	23,4
	9	SMA 8 S	25/55-55 A	Strecke	ja	55,39	Strecke	ja	54,57
	11	SMA 8 S	25/55-55 A	Phase/			Phase/	ja	19,88
	12	SMA 8 S	25/55-55 A	Strecke	ja	17,09	Strecke		
	13	SMA 8 S	25/55-55 A	Fehler		2,21	Fehler		2,15
	19	SMA 8 S	25/55-55 A						
	20	SMA 8 S	25/55-55 A						
	3	SMA 8 S	PmB NV 45						
4	SMA 8 S	PmB NV 45							

Tab. 29: Ergebnisse der statistischen Auswertung der Steifigkeitsversuche für SMA 8 S bei 10 °C und 10 Hz nach Ausschluss der Ausreißer

**Asphaltbinderschicht**

Bild 49 zeigt die ermittelten Steifigkeiten der Asphaltbinderschichtvarianten der einzelnen Strecken und Phasen. In Bild 50 sind die nach Asphaltarten gruppierten Mittelwerte mit den jeweiligen Spannweiten aufgetragen.

Für die Asphaltbinderschichtvarianten können anhand von Bild 50 folgende übergeordnete Aussagen getroffen werden:

- Die an den Asphaltbinderschichtvarianten AC 22 B S gemessenen Steifigkeitsmoduln sind im Mittel höher als die an den AC 16 B S gemessenen Werte.
- Die Varianten mit Splittmastixbinder weisen vergleichbar hohe Steifigkeitsmoduln auf wie die Asphaltbinderschichtvarianten mit Asphaltbeton-Konzept.

Die statistische Auswertung für den AC 16 B S (Tabelle 30) zeigt, dass die Phase bei sieben Strecken einen signifikanten Einfluss auf das Ergebnis hat, der Anteil bei der Mehrzahl der Strecken (11 von 13) vernachlässigbar bzw. nicht vorhanden ist. Bei

sechs Strecken sind die Ergebnisse der Phasen einer statistischen Grundgesamtheit zuzuordnen. Den maßgebenden Einfluss hat in diesen Fällen die Strecke mit 68,8 bzw. 54,2 %, d.h. die Zusammensetzung des Asphalttes. Der Fehler mit einem Anteil zwischen 9 und 16 % ist als akzeptabel einzustufen.

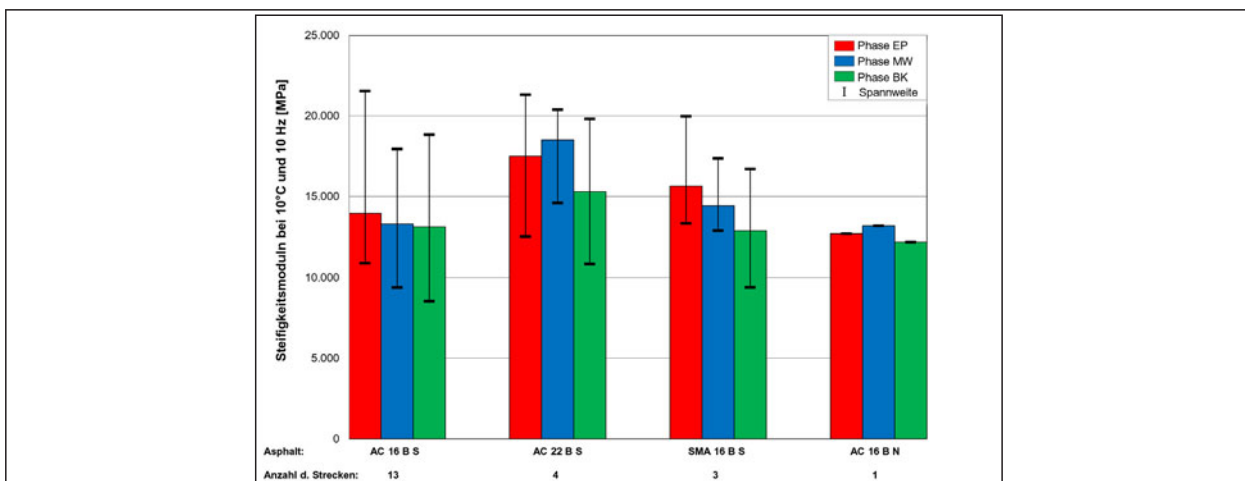
Aufgrund der Ausreißerbetrachtung wurden zwei Strecken gestrichen (Tabelle 31). Der Ausschluss führt zu einem Anteil der Strecke von 56,1 bzw. 54,6 %, der Fehler liegt mit 13 bzw. 16 % auf vergleichbarem Niveau zu den Werten mit Ausreißern.

**Asphalttragschicht**

Bild 51 zeigt die ermittelten Steifigkeiten der Asphalttragschichtvarianten der einzelnen Strecken und Phasen. In Bild 52 sind die nach Asphaltarten gruppierten Mittelwerte mit den jeweiligen Spannweiten aufgetragen.

Für die Asphalttragschichtvarianten ist tendenziell festzustellen, dass die an den Asphaltmischgutsorten AC 32 T S gemessenen Steifigkeitsmoduln im Mittel höher als jene an den AC 22 T S gemessenen Werten liegen.

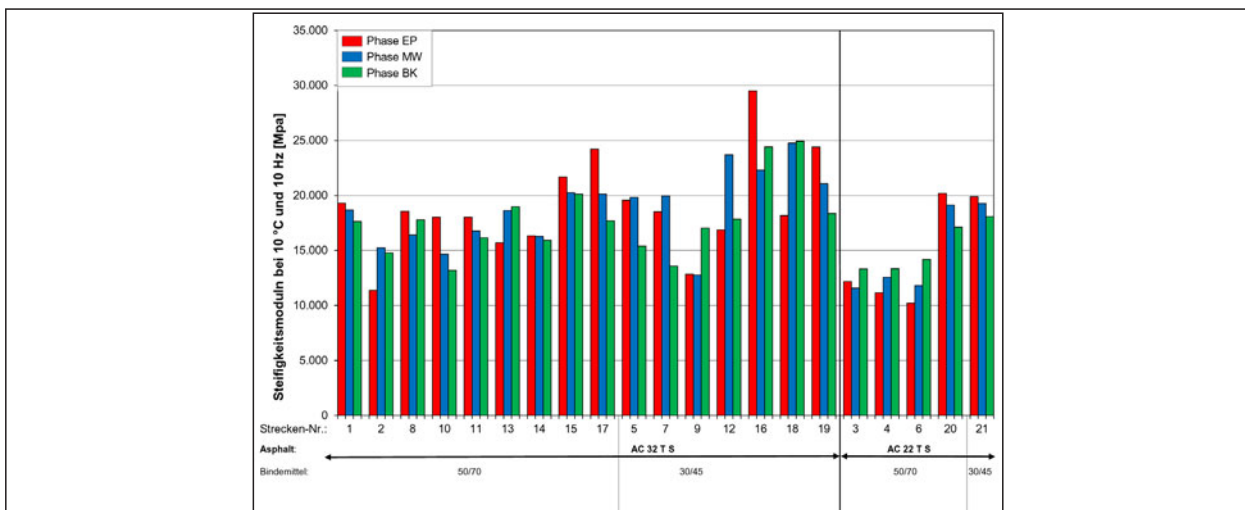
Die statistische Auswertung für den AC 32 T S (Tabelle 32) zeigt, dass die Phasen bei elf Strecken zwar einen signifikanten Einfluss auf das Ergebnis haben, die Werte der drei Phasen bei sieben Strecken jedoch einer statistischen Grundgesamtheit zuzuordnen sind, der Anteil am Ergebnis nur bei maximal 0,3 % liegt. Den maßgebenden Einfluss hat mit 48,7 bis 49,7 % die Strecke, d.h. die Zusammensetzung des Asphalttes. Der Fehler liegt mit einem Anteil zwischen 6 und 22 % auf einem höheren Niveau als bei den anderen Asphalttschichten.



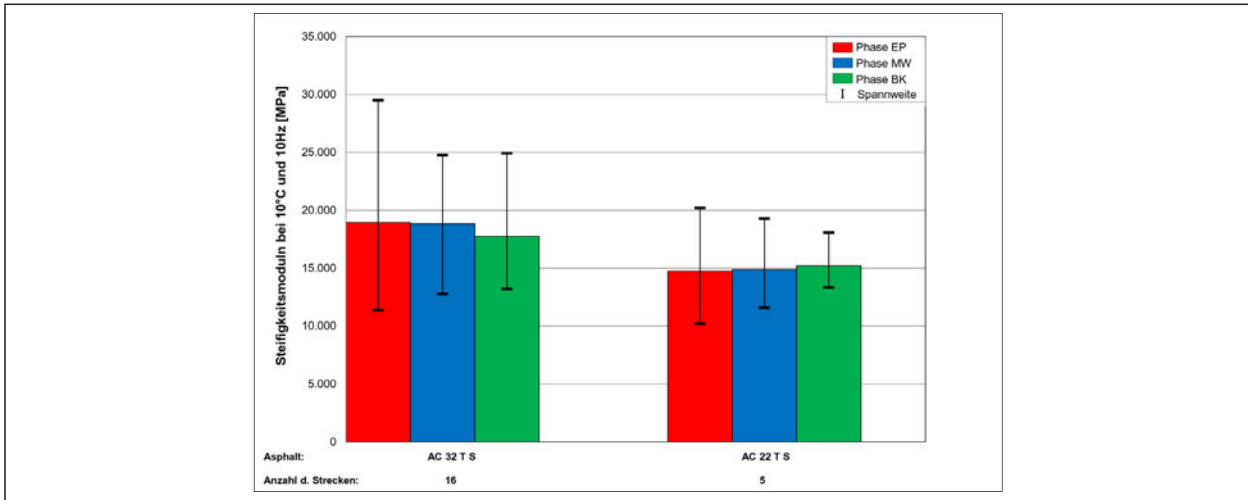
**Bild 50:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Steifigkeitsmoduln bei 10 °C und 10 Hz an Asphaltbinderschichten gruppiert nach Asphalten

AC 16 B S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test						multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse				
				Ranking der homogenen Gruppen						Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%		
				1. Gruppe		2. Gruppe		3. Gruppe								H0-Hypo.	
Steifigkeit bei 10 °C, 10 Hz	1	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■					Phase	ja	0,09	Phase	nein	-
	3	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	■			■				Strecke	ja	68,75	Strecke	ja	54,2
	4	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.				■	■			Phase/ Strecke	ja	22,07	Phase/ Strecke	ja	29,57
	5	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■					Fehler			Fehler		16,23
	8	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■										
	9	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■										
	10	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	■			■	■								
	12	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■											
	13	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	■						■						
	14	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■										
	17	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■										
15	AC 16 B S	10/40-65 A	signifi.				■	■							Phase	ja	43,25
20	AC 16 B S	10/40-65 A	signifi.	■			■	■							Strecke	ja	24,38
														Phase/Str.	ja	20,56	
														Fehler		11,81	

**Tab. 30:** Ergebnisse der statistischen Auswertung der Steifigkeitsversuche für AC 16 B S bei 10 °C und 10 Hz



**Bild 51:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Steifigkeitsversuche an Asphalttragschichten gruppiert nach Asphalten, Steifigkeitsmodul bei 10 °C und 10 Hz



**Bild 52:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Steifigkeitsmoduln bei 10 °C und 10 Hz an Asphalttragschichten gruppiert nach Asphalten

AC 16 B S <sup>1)</sup>			multiple			multiple		
			Varianzanalyse			Varianzanalyse		
	Faktor	Verwerf. H0-Hypo.	%	Faktor	Verwerf. H0-Hypo.	%		
							1 AC 16 B S 25/55-55 A	Phase
3 AC 16 B S 25/55-55 A	Strecke	ja	56,05	Strecke	ja	54,59		
4 AC 16 B S 25/55-55 A	Phase/			Phase/				
5 AC 16 B S 25/55-55 A	Strecke	ja	31,03	Strecke	ja	29,71		
8 AC 16 B S 25/55-55 A	Fehler		12,93	Fehler		15,7		
9 AC 16 B S 25/55-55 A								
10 AC 16 B S 25/55-55 A								
12 AC 16 B S 25/55-55 A								
13 AC 16 B S 25/55-55 A								
14 AC 16 B S 25/55-55 A								
17 AC 16 B S 25/55-55 A								
15 AC 16 B S 10/40-65 A								
20 AC 16 B S 10/40-65 A								

**Tab. 31:** Ergebnisse der statistischen Auswertung der Steifigkeitsversuche für AC 16 B S bei 10 °C und 10 Hz nach Ausschluss der Ausreißer

AC 32 T S <sup>1)</sup>			multiple			multiple		
			Varianzanalyse			Varianzanalyse		
	Faktor	Verwerf. H0-Hypo.	%	Faktor	Verwerf. H0-Hypo.	%		
							1 AC 32 T S 50/70	Phase
2 AC 32 T S 50/70	Strecke	ja	37,86	Strecke	ja			
8 AC 32 T S 50/70	Phase/			Phase/				
10 AC 32 T S 50/70	Strecke	ja	48,15	Strecke	ja			
11 AC 32 T S 50/70	Fehler		13,99	Fehler				
13 AC 32 T S 50/70								
14 AC 32 T S 50/70								
15 AC 32 T S 50/70								
17 AC 32 T S 50/70								
5 AC 32 T S 30/45							Phase	ja
7 AC 32 T S 30/45							Strecke	ja
9 AC 32 T S 30/45							Phase/	
12 AC 32 T S 30/45							Strecke	ja
16 AC 32 T S 30/45							Fehler	
18 AC 32 T S 30/45								
19 AC 32 T S 30/45								

**Tab. 33:** Ergebnisse der statistischen Auswertung der Steifigkeitsversuche für AC 32 T S bei 10 °C und 10 Hz nach Ausschluss der Ausreißer

AC 32 T S			einfache Varianzanalyse	LSD-Test						multiple			multiple		
				Ranking der homogenen Gruppen			Varianzanalyse			Varianzanalyse					
							Faktor			Faktor					
							Verwerf. H0-Hypo.			Verwerf. H0-Hypo.					
Steifigkeit bei 10 °C, 10 Hz	1 AC 32 T S 50/70	n. signifi.	■	■	■				Phase	ja	0,28	Phase	ja	0,23	
	2 AC 32 T S 50/70	signifi.	■	■	■	■			Strecke	ja	49,67	Strecke	ja	48,71	
	8 AC 32 T S 50/70	signifi.	■	■	■				Phase/			Phase/			
	10 AC 32 T S 50/70	n. signifi.	■	■	■				Strecke	ja	38,83	Strecke	ja	28,89	
	11 AC 32 T S 50/70	signifi.	■	■	■				Fehler		11,22	Fehler		22,17	
	13 AC 32 T S 50/70	signifi.	■	■	■	■									
	14 AC 32 T S 50/70	n. signifi.	■	■	■										
	15 AC 32 T S 50/70	n. signifi.	■	■	■										
	17 AC 32 T S 50/70	n. signifi.	■	■	■										
	5 AC 32 T S 30/45	signifi.	■	■	■	■							Phase	ja	-
	7 AC 32 T S 30/45	signifi.	■	■	■	■							Strecke	ja	43,98
	9 AC 32 T S 30/45	signifi.	■	■	■	■							Phase/		
	12 AC 32 T S 30/45	signifi.	■	■	■	■							Strecke	ja	49,7
	16 AC 32 T S 30/45	signifi.	■	■	■	■							Fehler		6,32
	18 AC 32 T S 30/45	signifi.	■	■	■	■									
	19 AC 32 T S 30/45	signifi.	■	■	■	■									

**Tab. 32:** Ergebnisse der statistischen Auswertung der Steifigkeitsversuche für AC 32 T S bei 10 °C und 10 Hz



Aufgrund der Ausreißerbetrachtung wurden sechs Strecken gestrichen (Tabelle 33). Der Ausschluss führt zu einer Reduzierung des Einflusses der Strecke auf 36,6 bis bzw. 54,6 %, der Fehler liegt mit einem Anteil zwischen 7 und 27 % auf einem etwas höheren Niveau als bei den Werten mit Ausreißern.

### Zusammenfassung

Insgesamt kann bei allen Asphaltvarianten ein großer Wertebereich festgestellt werden, den die Steifigkeitsmoduln annehmen können. So können zum Beispiel innerhalb der Asphaltmischgutsorte AC 32 T S mittlere Steifigkeitsmoduln für 10 °C und 10 Hz zwischen 11.000 MPa und 29.000 MPa vertreten sein.

Der Vergleich über die Asphaltarten und -sorten gibt einen guten Überblick über das Steifigkeitsniveau der in die Untersuchungen einbezogenen Asphalte bei einer Temperatur. Unabhängig davon sind jedoch für eine genauere Betrachtung die prognostizierten Steifigkeiten über einen weiten Temperaturbereich heranzuziehen. Bild 53 gibt ein Beispiel für die prognostizierte Steifigkeit eines AC 16 B S bei einer Frequenz von 10 Hz. Daraus ist abzulesen, dass vor allem im tiefen Temperaturbereich die für die Phase EP gemessenen Steifigkeitsmoduln deutlich über den Steifigkeiten der anderen Phasen liegen. Im höheren Temperaturbereich gleichen sich die Steifigkeiten an. Die an Proben aus großtechnisch hergestellten Asphalten (Phasen MW und BK) ermittelten Steifigkeitsmoduln sind über einen weiten Bereich vergleichbar. Für eine andere Strecke kann sich jedoch ein völlig anderes Bild ergeben.

Der in Kapitel 7.1 beschriebene Ausschluss einzelner Strecken aufgrund der festgestellten Abweichungen in der Zusammensetzung führt insgesamt zu keinen Änderungen in den vorangegangenen Aussagen.

Im Unterschied zu [WISTUBA et al., 2013] wurden im Rahmen des vorliegenden Vorhabens nicht gezielt einzelne Parameter derselben Asphaltart variiert, sondern mehrere Asphaltmischgüter gleicher Asphaltarten zusammengefasst, welche auch mit unterschiedlichen Gesteinskörnungen und Bindemitteln hergestellt wurden. Die Unterschiede in der Korngrößenverteilung, im Verdichtungsgrad und Bindemittelgehalt ergeben sich zum Teil aus den

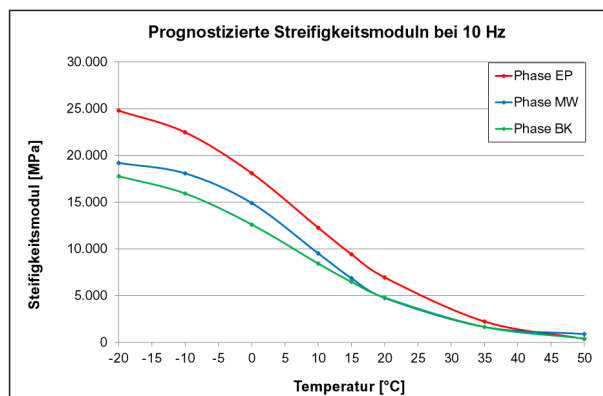


Bild 53: Prognostizierte Steifigkeitsmoduln bei 10 Hz für einen AC 16 B S

unterschiedlichen Erstprüfungen und zum Teil zufällig durch Produktionsschwankungen. Entsprechend sind auch die hier festgestellten Streuungen der Steifigkeitsmoduln größer als in dem Vorhaben, über das Wistuba berichtet. In den Arbeiten ist vergleichbar, dass die Asphaltbinderschichten tendenziell größere Steifigkeiten als die Splittmastixasphalte aufweisen. Insgesamt ergeben sich im vorliegenden Vorhaben größere Spannweiten der Steifigkeitsmoduln.

Die Untersuchung des Zusammenhangs zwischen den gemessenen Steifigkeitsmoduln und steifigkeitsbeeinflussenden Asphalt- und Bindemittel Eigenschaften (ermittelt über BBR, DSR, konventionelle Bindemittel Eigenschaften, Hohlraumgehalt, Hohlraumfüllungsgrad und Bindemittelgehalt) ergab die Tendenzen:

- Die Asphalteeigenschaften Bindemittelgehalt und Hohlraumgehalt können nur bei wenigen Asphaltdeckschichtvarianten für die Erklärung der Steifigkeitsunterschiede in den Phasen herangezogen werden. Die aus den BBR-Versuchen abgeleiteten Kennwerte spiegeln am ehesten die Unterschiede der Steifigkeiten wider.
- Für die Asphaltbinderschichtvarianten stellen sich ebenfalls die BBR-Ergebnisse als die Bindemittel Eigenschaften heraus, auf die Unterschiede im Steifigkeitsmodul zurückgeführt werden könnten. Insbesondere für die Asphaltarten AC 16 B S und AC 22 B S, welche mit vergleichsweise zahlreichen Strecken vertreten sind, kann eine Übereinstimmung bei etwa 50 % der Strecken erkannt werden. Der Hohlraumgehalt kann als alleinige Asphalteeigenschaft als Begründung

für die Steifigkeitsunterschiede etwa bei der Hälfte der SMA 16 B S und AC 16 B S herangezogen werden.

- Die Steifigkeitsunterschiede zwischen den Phasen der Asphalttragschichtvarianten können nur vereinzelt durch Unterschiede der konventionellen Asphalt- und Bindemiteleigenschaften erklärt werden.

Die Unterschiede im Steifigkeitsmodul sind somit nur ansatzweise durch die Asphalt- und Bindemiteleigenschaften erklärbar. Dies macht deutlich, dass die Überprüfung der Asphaltzusammensetzung, der Dichtemerkmale sowie der Eigenschaften am rückgewonnenen Bindemittel alleine nicht ausreichen, um auf Veränderungen der Steifigkeitsmoduln zu schließen.

### 7.3 Ergebnisse der Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten

Die dimensionierungsrelevanten Ermüdungseigenschaften wurden, wie in Kapitel 4.2.3 beschrieben, anhand von Spaltzug-Schwellversuchen gemäß AL Sp-Asphalt ermittelt. Aus jeweils neun einzelnen Versuchen wurde eine Ermüdungsfunktion gebildet, welche das Ermüdungsverhalten der Asphaltvariante widerspiegelt.

#### Asphaltbinder

Die Parameter der an den Proben der Asphaltbindervarianten ermittelten Ermüdungsfunktionen sind in Tabelle 34 zusammengestellt. Bild 54 bis Bild 56 zeigen die Ermüdungsfunktionen der 21 untersuchten Asphaltbinderproben in der Phase EP im Vergleich zum RDO-Kalibrierasphalt. Insgesamt liegen die an den Asphaltbinderproben ermittelten Ermüdungsfunktionen näher an der Ermüdungsfunktion des RDO Kalibrierasphaltes. Insbesondere schneidet die Ermüdungsfunktion einer Asphaltbindervariante (Strecke 8) im höheren Dehnungsbereich die Ermüdungsfunktion des RDO-Kalibrierasphaltes.

Die vertikalen gestrichelten Linien zeigen die beiden Dehnungen an, für welche im Folgenden weitere Auswertungen durchgeführt werden. Die elastische Anfangsdehnung von 0,1 ‰ liegt für alle untersuchten Asphaltbinderschichten im Bereich der durch Er-

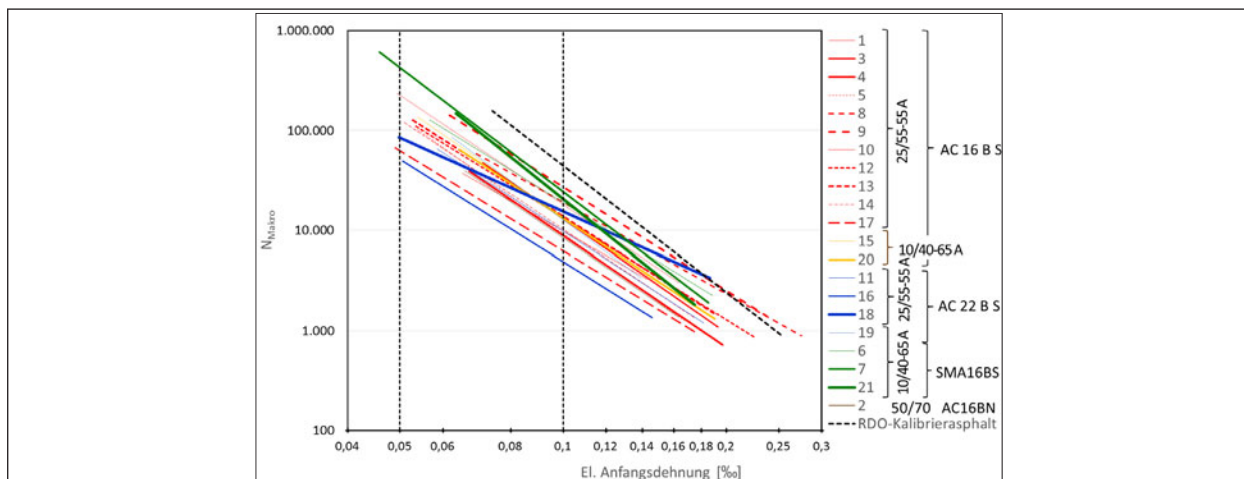
müdungsversuche belegten Dehnungen. Die Dehnung von 0,05 ‰ liegt im unteren, nicht bei allen Proben durch Prüfungen abgedeckten Dehnungsbereich, wird jedoch im weiteren zusätzlich betrachtet, um insbesondere den für die Anwendung der RDO Asphalt signifikanten Bereich der kleineren Dehnungen mit bei der Auswertung zu berücksichtigen.

Die Ermüdungskurven-Parameter ( $C_1$  und  $C_2$ ), die zur vergleichenden Bewertung herangezogenen ertragbaren Lastwechselzahlen  $N_{\text{Makro}}(0,1 \text{ ‰})$  und  $N_{\text{Makro}}(0,05 \text{ ‰})$  sowie die sich für die Ermüdungsfunktion ergebenden Präzisionsdaten  $s_{\log}$  und  $R^2$  sind in Tabelle 34 für die Asphaltbinderschichten der Phasen EP, MW und BK zusammengestellt.

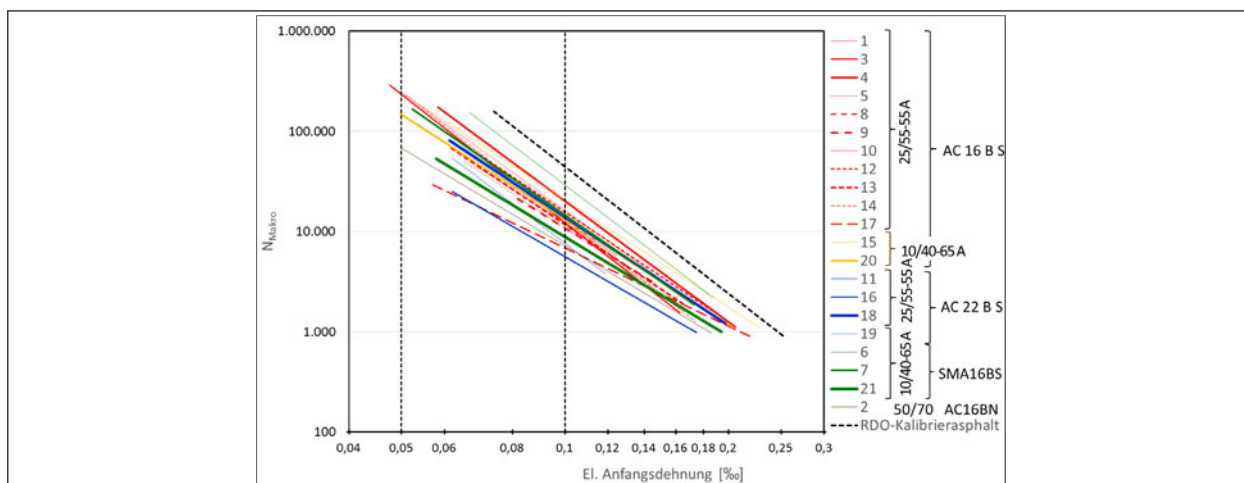
Für den Vergleich der untersuchten Asphaltbinderschichten hinsichtlich ihres Ermüdungswiderstandes sind in Bild 57 die mittels Ermüdungsfunktionen für eine Dehnung von 0,1 ‰ berechneten ertragbaren Lastwechselzahlen zusammengestellt. Die Fehlerindikatoren zeigen dabei die berechneten Standardabweichungen, welche ausgehend von der berechneten Lastwechselzahl nach oben und unten abgetragen wurden.

Sowohl zwischen den 21 Asphaltbinderproben als auch jeweils zwischen den untersuchten Phasen treten erhebliche Spreizungen auf. In Bild 58 sind die für eine Dehnung von 0,05 ‰ berechneten ertragbaren Lastwechselzahlen für die 21 Untersuchungsstrecken in den drei Phasen dargestellt.

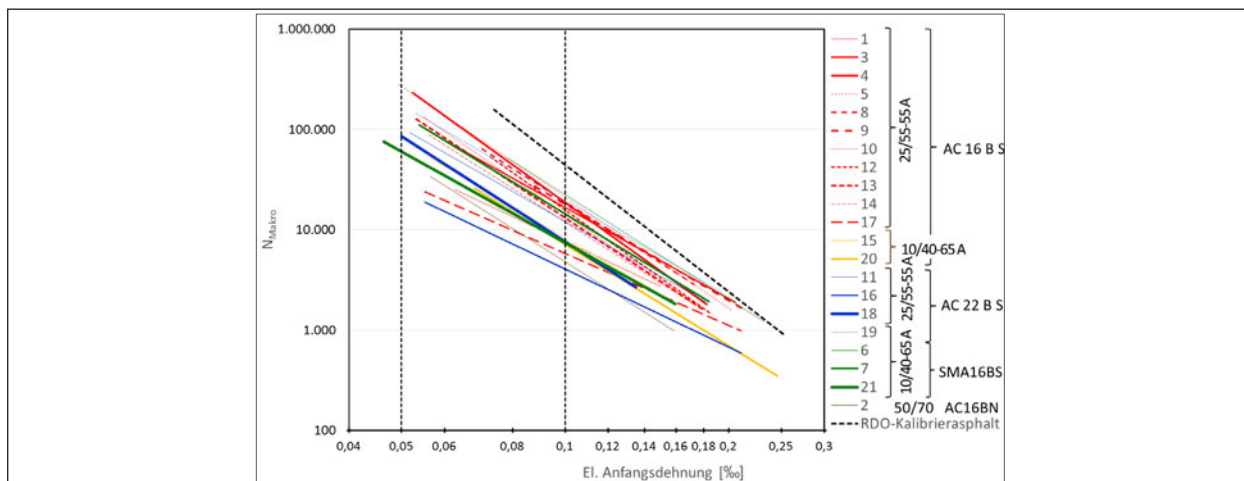
In Bild 59 sind für die verschiedenen Asphaltbindersorten die Mittelwerte sowie die Spannweiten der bei den beiden betrachteten Dehnungsstufen ertragbaren Lastwechselzahlen dargestellt. Insgesamt weisen die untersuchten Asphaltbindervarianten der Sorte AC 16 B S im Mittel einen höheren Ermüdungswiderstand auf als die Sorte AC 22 B S, wobei sich eine Überlappung der Wertebereiche ergibt. Die Variante SMA 16 B S weist in der Phase EP den höchsten Ermüdungswiderstand auf, wobei die mittleren Werte der Phasen MW und BK dieser Variante wieder innerhalb der Wertebereiche der Variante AC 16 B S liegen. Die in einer Untersuchungsstrecke angewendete Asphaltbindersorte AC 16 B N erträgt weniger Lastwechsel als die anderen Asphaltbindersorten.



**Bild 54:** Zusammenstellung der an den Asphaltbinderschichtproben der Phase EP ermittelten Ermüdungsfunktionen im Vergleich zu jener des RDO-Kalibrierasphaltes



**Bild 55:** Zusammenstellung der an den Asphaltbinderschichtproben der Phase MW ermittelten Ermüdungsfunktionen im Vergleich zu jener des RDO-Kalibrierasphaltes



**Bild 56:** Zusammenstellung der an den Asphaltbinderschichtproben der Phase BK ermittelten Ermüdungsfunktionen im Vergleich zu jener des RDO-Kalibrierasphaltes

Phase	Mischgut- sorte	Bindemittel- sorte	Strecke	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	N(0,1 ‰)	N(0,05 ‰)	s <sub>log</sub>		
EP	AC 16 B S	25/55-55 A	1	7,8677	-3,1002	0,86	9.911	84.989	0,166		
			3	2,1588	-3,7826	0,98	13.086	180.095	0,095		
			4	1,7407	-3,7085	0,96	8.896	116.301	0,129		
			5	1,1977	-3,8895	0,99	9.288	137.651	0,076		
			8	17,6462	-3,0347	0,98	19.114	156.639	0,104		
			9	10,1109	-3,4260	0,95	26.962	289.784	0,173		
			10	4,0911	-3,6455	0,95	18.087	226.357	0,183		
			12	5,5890	-3,3767	0,99	13.305	138.195	0,099		
			13	4,6623	-3,4707	0,98	13.782	152.793	0,097		
			14	2,3713	-3,6384	0,98	10.313	128.426	0,105		
			17	2,9497	-3,3253	0,99	6.239	62.538	0,060		
			15	2,5515	-3,7244	0,98	13.527	178.799	0,103		
			20	3,4380	-3,5868	0,99	13.277	159.520	0,074		
			AC 22 B S	25/55-55 A	11	2,8884	-3,5329	0,97	9.852	114.034	0,120
					16	1,9773	-3,3940	0,98	4.899	51.503	0,082
					18	2,4017	-3,5617	0,98	8.755	103.382	0,097
				10/40-65 A	19	1,2122	-4,0217	0,95	12.742	206.963	0,137
	SMA 16 B S	10/40-65 A	6	8,2101	-3,3640	0,97	18.981	195.417	0,136		
			7	1,8158	-4,1257	0,99	24.252	423.340	0,096		
			21	0,9385	-4,3399	0,96	20.528	415.728	0,157		
AC 16 B N	50/70	2	1,6566	-3,7029	0,97	8.358	108.843	0,105			
MW	AC 16 B S	25/55-55 A	1	4,5235	-3,4357	0,85	12.336	133.489	0,141		
			3	0,6910	-4,2493	0,96	12.269	233.349	0,181		
			4	1,9891	-4,0034	0,98	20.048	321.523	0,122		
			5	2,6469	-3,6114	0,97	10.819	132.226	0,114		
			8	4,1413	-3,4984	0,85	13.049	147.473	0,170		
			9	5,0884	-3,3282	0,97	10.835	108.821	0,061		
			10	2,0138	-3,9120	0,98	16.446	247.570	0,105		
			12	3,6837	-3,6303	0,98	15.723	194.697	0,112		
			13	2,6558	-3,6448	0,96	11.721	146.611	0,129		
			14	0,7504	-4,2450	0,98	13.192	250.138	0,138		
			17	17,5295	-2,5908	0,98	6.832	41.159	0,096		
			15	5,7565	-3,5581	0,98	20.811	245.133	0,122		
			20	4,4721	-3,4715	0,95	13.242	146.884	0,172		
			AC 22 B S	25/55-55 A	11	0,6186	-4,0924	0,90	7.652	130.525	0,135
					16	4,2419	-3,1244	0,97	5.649	49.265	0,101
					18	3,5790	-3,5907	0,95	13.947	168.032	0,157
				10/40-65 A	19	2,8002	-3,7006	0,95	14.052	182.691	0,119
	SMA 16 B S	10/40-65 A	6	2,2541	-4,1110	0,99	29.108	502.982	0,079		
			7	2,5742	-3,7567	0,99	14.702	198.729	0,054		
			21	4,5580	-3,2867	0,97	8.820	86.074	0,121		
	AC 16 B N	50/70	2	4,2170	-3,2341	0,95	7.230	68.026	0,155		

**Tab. 34:** Ergebnisse der Ermüdungsversuche: An den Asphaltbindern der Phase EP, MW und BK ermittelte Ermüdungsfunktionsparameter C<sub>1</sub> und C<sub>2</sub>. Bestimmtheitsmaße der Ermüdungsfunktion R<sup>2</sup>, für eine Dehnung von 0,1 ‰ und 0,05 ‰ berechnete ertragbare Lastwechselzahlen N<sub>Makro</sub>(0,1 ‰) und N<sub>Makro</sub>(0,05 ‰) und logarithmierte Standardabweichungen s<sub>log</sub>

Phase	Mischgut- sorte	Bindemit- telsorte	Strecke	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	R <sup>2</sup>	N(0,1 ‰)	N(0,05 ‰)	S <sub>log</sub>	
BK	AC 16 B S	25/55-55 A	1	21,8782	-2,5443	0,82	7.662	44.693	0,170	
			3	15,9670	-3,0192	0,97	16.691	135.318	0,111	
			4	2,4070	-3,8892	0,98	18.650	276.343	0,107	
			5	4,4553	-3,6762	0,98	21.140	270.246	0,133	
			8	6,5466	-3,4628	0,96	19.005	209.548	0,096	
			9	11,6547	-3,1874	0,95	17.945	163.477	0,102	
			10	2,6114	-3,7329	0,98	14.117	187.692	0,100	
			12	2,2332	-3,8487	0,99	15.761	227.070	0,076	
			13	3,3421	-3,5950	0,98	13.154	158.950	0,113	
			14	4,1596	-3,4566	0,98	11.904	130.685	0,085	
			17	8,7729	-2,8498	0,96	6.207	44.749	0,116	
		10/40-65 A	15	5,2172	-3,2034	0,99	8.333	76.760	0,075	
			20	3,1532	-3,3587	0,95	7.202	73.876	0,164	
			11	9,7400	-3,0944	0,98	12.104	103.378	0,090	
		AC 22 B S	25/55-55 A	16	10,5505	-2,5836	0,92	4.045	24.244	0,136
				18	2,5307	-3,4784	0,93	7.615	84.875	0,161
				19	13,0940	-3,1729	0,97	19.495	175.815	0,111
	SMA 16 B S	10/40-65 A	6	7,9441	-3,4504	0,97	22.408	244.950	0,110	
			7	7,2231	-3,2982	0,98	14.351	141.170	0,115	
			21	7,2748	-3,0106	0,97	7.455	60.082	0,097	
AC 16 B N	50/70	2	1,7865	-3,4283	0,97	4.790	51.568	0,106		

Tab. 34: Fortsetzung<sub>g</sub>

Bei insgesamt 13 Untersuchungsstrecken kam die Asphaltbindersorte AC 16 B S zur Anwendung. In Tabelle 35 sind die Ergebnisse der LSD-Tests und der multiplen Varianzanalyse für die bei einer Lastwechselzahl von 0,1 ‰ und in Tabelle 36 die Analyse für die bei einer Dehnung von 0,05 ‰ ertragbare Lastwechselzahl zusammengestellt.

Die Phase EP weist bei einer Dehnung von 0,1 ‰ bei fünf Strecken die geringsten und ebenfalls bei fünf Strecken die höchsten ertragbaren Lastwechselzahlen auf. Bei der Dehnung von 0,05 ‰ stehen drei Strecken, in denen die Phase EP den höchsten Ermüdungswiderstand erreicht, sechs Strecken gegenüber, in denen diese Phase den geringsten Ermüdungswiderstand hat. Demzufolge wird auch der Phase kein Varianzanteil zugeordnet. Lediglich bei den beiden AC 16 B S-Proben mit dem Bindemittel 10/40-65 A liegen vergleichbare Phasenreihungen vor, sodass hier ein Phaseneinfluss von 57 % berechnet wird. Dies ist jedoch auf die zufällig ähnliche Phasenreihung der geringen Anzahl an Strecken geschuldet. Aufgrund der geringen Anzahl an

Einzelproben dieser Variante, werden keine gesonderten Betrachtungen durchgeführt.

Der Strecke werden Varianzanteile zwischen 21 % und 46 % zugeordnet, sodass hohe Lastwechselzahlen der Phase EP mit gewisser Wahrscheinlichkeit auch in den Phasen MW und BK erreicht werden.

Die Wechselwirkungen zwischen Phase und Strecke nehmen Varianzanteile in ähnlicher Größenordnung ein. Auch hier kann die Tendenz erkannt werden, dass bei hohen ertragbaren Lastwechselzahlen der Phase EP in der Phase BK geringere Werte als bei der Phase EP auftreten. Dies ist jedoch weniger stark ausgeprägt als bei den Asphalttrag-schichtvarianten.

Der Fehleranteil ist mit 47 % bei N<sub>Makro</sub> (0,1 ‰) höher als jener, der bei N<sub>Makro</sub> (0,05 ‰) ausgewiesen wird (24 %).



AC 16 B S				einfache Varianz- analyse	LSD-Test						multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse					
					Ranking der homogenen Gruppen						Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%			
					1. Gruppe		2. Gruppe		3. Gruppe								HO-Hypo.	HO-Hypo.	HO-Hypo.
					EP	MW	BK												
N <sub>Macro</sub> (0,1 ‰)	1	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.								Phase	nein	-	Phase	nein	-		
	3	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.								Strecke	ja	21,05	Strecke	ja	30,12		
	4	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.								Phase/			Phase/				
	5	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.								Strecke	ja	32,35	Strecke	ja	23,3		
	8	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.								Fehler		46,6	Fehler		46,58		
	9	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.															
	10	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.															
	12	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.															
	13	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.															
	14	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.															
17	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.																
15	AC 16 B S	10/40-65 A	signifi.												Phase	ja	57,13		
20	AC 16 B S	10/40-65 A	signifi.												Strecke	nein	5,17		
															Phase/Str.	nein	-		
															Fehler		37,7		

Tab. 35: Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰) für AC 16 B S

AC 16 B S				einfache Varianz- analyse	LSD-Test						multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse					
					Ranking der homogenen Gruppen						Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%			
					1. Gruppe		2. Gruppe		3. Gruppe								HO-Hypo.	HO-Hypo.	HO-Hypo.
					EP	MW	BK												
N <sub>Macro</sub> (0,05 ‰)	1	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.								Phase	ja	-	Phase	nein	-		
	3	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.								Strecke	ja	38,56	Strecke	ja	46,32		
	4	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.								Phase/			Phase/				
	5	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.								Strecke	ja	37,38	Strecke	ja	31,3		
	8	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.								Fehler		24,05	Fehler		22,38		
	9	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.															
	10	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.															
	12	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.															
	13	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.															
	14	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.															
17	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.																
15	AC 16 B S	10/40-65 A	signifi.												Phase	ja	70,16		
20	AC 16 B S	10/40-65 A	signifi.												Strecke	nein	4,06		
															Phase/Str.	nein	1,49		
															Fehler		24,28		

Tab. 36: Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,05 ‰) für AC 16 B S

AC 16 B S *)				multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse		
				Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%
N <sub>Macro</sub> (0,01 ‰)	1	AC 16 B S	25/55-55 A	Phase	nein	-	Phase	nein	0,05
	3	AC 16 B S	25/55-55 A	Strecke	ja	26,37	Strecke	ja	31,15
	4	AC 16 B S	25/55-55 A	Phase/			Phase/		
	5	AC 16 B S	25/55-55 A	Strecke	ja	28,15	Strecke	ja	24,13
	8	AC 16 B S	25/55-55 A	Fehler		45,48	Fehler		44,67
	9	AC 16 B S	25/55-55 A						
	10	AC 16 B S	25/55-55 A						
	12	AC 16 B S	25/55-55 A						
	13	AC 16 B S	25/55-55 A						
	14	AC 16 B S	25/55-55 A						
17	AC 16 B S	25/55-55 A							
15	AC 16 B S	10/40-65 A							
20	AC 16 B S	10/40-65 A							

\*) Durchgestrichene Strecken wurden gemäß Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert

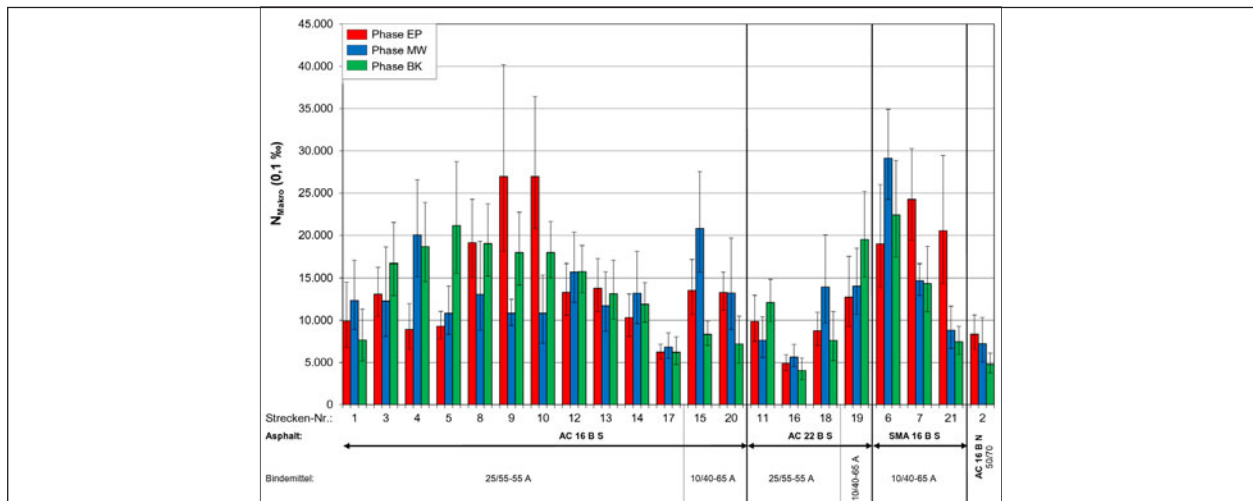
AC 16 B S *)				multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse		
				Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%
N <sub>Macro</sub> (0,05 ‰)	1	AC 16 B S	25/55-55 A	Phase	nein	-	Phase	nein	-
	3	AC 16 B S	25/55-55 A	Strecke	ja	42,4	Strecke	ja	46,38
	4	AC 16 B S	25/55-55 A	Phase/			Phase/		
	5	AC 16 B S	25/55-55 A	Strecke	ja	32,8	Strecke	ja	30,25
	8	AC 16 B S	25/55-55 A	Fehler		24,8	Fehler		23,37
	9	AC 16 B S	25/55-55 A						
	10	AC 16 B S	25/55-55 A						
	12	AC 16 B S	25/55-55 A						
	13	AC 16 B S	25/55-55 A						
	14	AC 16 B S	25/55-55 A						
17	AC 16 B S	25/55-55 A							
15	AC 16 B S	10/40-65 A							
20	AC 16 B S	10/40-65 A							

\*) Durchgestrichene Strecken wurden gemäß Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert

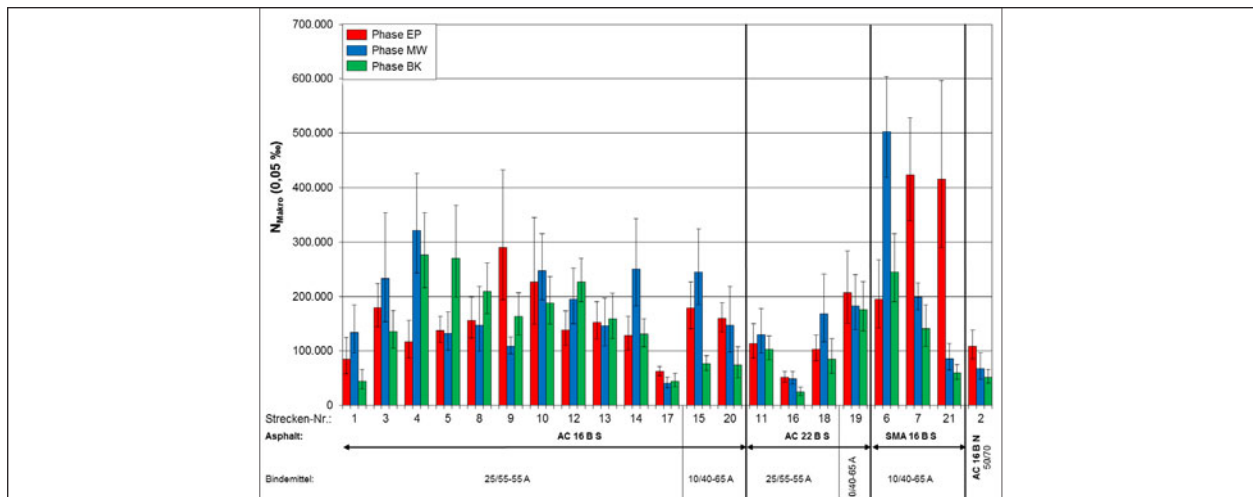
Tab. 37: Ergebnisse der statistischen Analyse des Ermüdungswiderstandes am AC 16 B S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1

Bei zwei der 13 Strecken werden für beide betrachteten Dehnungsstufen im LSD-Test die identische Reihung und Gruppenzuordnung festgestellt. Bei fünf

Strecken werden die Phasen jeweils den gleichen Gruppen zugeordnet. Bei den verbleibenden sechs Strecken kann eine identische Reihung der Phasen



**Bild 57:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Ermüdungsversuche an Asphaltbinderschichten gruppiert nach Asphaltarten – Ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 %



**Bild 58:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Ermüdungsversuche an Asphaltbinderschichten gruppiert nach Asphaltarten – Ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,05 %

erkannt werden, wobei diese zum Teil unterschiedlich in homogene Gruppen eingeteilt werden.

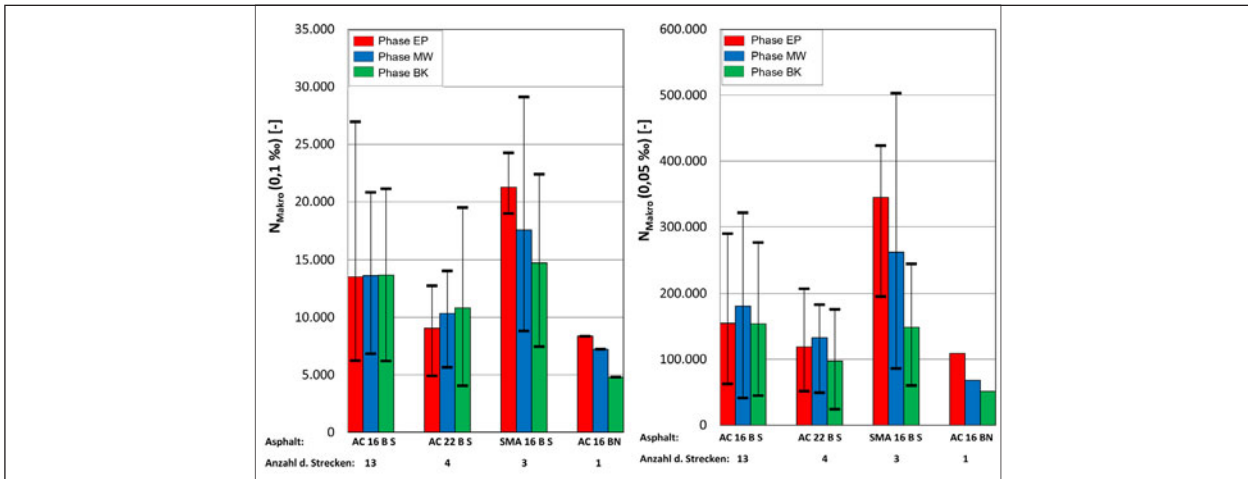
Der Ausschluss von Strecken, welche hinsichtlich der konventionellen Asphalteeigenschaften Auffälligkeiten aufwiesen, führte zu keiner Veränderung der Ergebnisse der statistischen Testverfahren (Tabelle 37).

Die Proben der Strecken 3 und 4 entstammen der gleichen Baumaßnahme. Wie in Bild 57 und Bild 58 zu erkennen, wird diese vergleichbare Eigenschaft anhand der Ergebnisse der Ermüdungsversuche nicht deutlich. So liegen die in den Phasen MW und BK bei einer Dehnung von 0,1 % ermittelten Lastwechselzahlen bei Strecke 4 deutlich höher als bei Strecke 3, wobei sich die Streubereiche der Werte

überlagern. Bei der Dehnung von 0,05 % treten jedoch signifikante Unterschiede zwischen diesen beiden Strecken auf.

Für die in vier Strecken vertretenen Asphaltbinder AC 22 B S sind die Ergebnisse der statistischen Auswertung in Tabelle 38 und Tabelle 39 zusammengestellt. Der Strecke werden Varianzanteile von über 50 % zugeordnet, während wiederum die Phase keinen systematischen Einfluss auf den Ermüdungswiderstand aufweist. Die Fehleranteile sind in allen Fällen höher als die Varianzanteile der Wechselwirkung zwischen Strecke und Phase.

Das Entfernen des Auffälligkeiten in den konventionellen Eigenschaften aufweisenden Asphaltbinders



**Bild 59:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Untersuchungsergebnisse der Ermüdungsversuche an Asphaltbinderschichten gruppiert nach Asphalten - Ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰ bzw. 0,05 ‰

AC 22 B S				einfache Varianz- analyse	LSD-Test						multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse				
					Ranking der homogenen Gruppen						Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%		
					1. Gruppe		2. Gruppe		3. Gruppe								H0-Hypo.	
N <sub>Matko</sub> (0,1 ‰)	11	AC 22 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■						Phase	nein	-	Strecke	ja	49,37
	16	AC 22 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■						Strecke	ja	60,02	Phase/Str.	nein	17,83
	18	AC 22 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■						Phase/ Strecke	nein	12,58	Fehler		32,8
	19	AC 22 B S	10/40-65 A	signifi.	■	■	■						Fehler		27,4			

**Tab. 38:** Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰) für AC 22 B S

AC 22 B S				einfache Varianz- analyse	LSD-Test						multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse				
					Ranking der homogenen Gruppen						Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%		
					1. Gruppe		2. Gruppe		3. Gruppe								H0-Hypo.	
N <sub>Matko</sub> (0,05 ‰)	11	AC 22 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■						Phase	ja	11,57	Strecke	ja	69,63
	16	AC 22 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■						Strecke	ja	75,69	Phase/Str.	nein	3,47
	18	AC 22 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■						Phase/ Strecke	nein	3,51	Fehler		15,33
	19	AC 22 B S	10/40-65 A	signifi.	■	■	■						Fehler		14,5			

**Tab. 39:** Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,05 ‰) für AC 22 B S

der Strecke 18 führt zu keinen Veränderungen der statistischen Untersuchungen (Tabelle 40).

Die Ergebnisse der drei Splittmastixbinder fallen insbesondere in Bild 58 auf, da jeweils eine einzelne Phase bei einer Dehnung von 0,05 ‰ sehr hohe Lastwechselzahlen ertragen kann. Bei der Strecke 6 ist dies die Phase MW, bei den Strecken 7 und 21 jeweils die Phase EP. Die anderen Phasen weisen signifikant geringere Lastwechselzahlen auf.

Die Ergebnisse der statistischen Auswertungen für die Splittmastixbinder sind in Tabelle 41 und Tabelle 42 aufgeführt. Hier lassen sich mit den anderen Asphaltbindervarianten vergleichbare Aussagen hinsichtlich der Phasenreihung sowie der Varianzanalyse treffen.

In Strecke 2 kam ein Asphaltbinder der Sorte AC 16 B N zur Anwendung. Insgesamt weist diese Probe einen vergleichsweise geringen Ermüdungswiderstand auf.

AC 22 B S <sup>*)</sup>				multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse		
				Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%
				HO-Hypo.			HO-Hypo.		
NMakro (0,1 ‰)	11	AC 22 B S	25/55-55 A	Phase	nein	-	Phase	nein	-
	16	AC 22 B S	25/55-55 A	Strecke	ja	74,43	Strecke	ja	62,76
	18	AC 22 B S	25/55-55 A	Phase/ Strecke			Phase/Str.	nein	15,24
	19	AC 22 B S	10/40-65 A	Fehler		6,37	Fehler		22
						19,21			
*) Durchgestrichene Strecken wurden gemäß Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert									

AC 22 B S <sup>*)</sup>				multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse		
				Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%
				HO-Hypo.			HO-Hypo.		
NMakro (0,05 ‰)	11	AC 22 B S	25/55-55 A	Phase	ja	2,99	Phase	ja	5,57
	16	AC 22 B S	25/55-55 A	Strecke	ja	84,51	Strecke	ja	79,8
	18	AC 22 B S	25/55-55 A	Phase/ Strecke			Phase/Str.	nein	5,02
	19	AC 22 B S	10/40-65 A	Fehler		2,81	Fehler		9,6
						9,68			
*) Durchgestrichene Strecken wurden gemäß Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert									

Tab. 40: Ergebnisse der statistischen Analyse des Ermüdungs-widerstandes am AC 22 B S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1

SMA 16 B S				einfache Varianz- analyse	LSD-Test			multiple Varianzanalyse					
					Ranking der homogenen Gruppen			HO-Hypo.					
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe			
NMakro (0,1 ‰)	6	SMA 16 B S	10/40-65 A	signifi.							Phase	ja	3,45
	7	SMA 16 B S	10/40-65 A	signifi.							Strecke	ja	32,78
	21	SMA 16 B S	10/40-65 A	signifi.							Phase/ Strecke	ja	37,76
											Fehler		26

Tab. 41: Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche (ertragbare Last-wechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰) für SMA 16 B S

SMA 16 B S				einfache Varianz- analyse	LSD-Test			multiple Varianzanalyse					
					Ranking der homogenen Gruppen			HO-Hypo.					
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe			
NMakro (0,05 ‰)	6	SMA 16 B S	10/40-65 A	signifi.							Phase	ja	9,86
	7	SMA 16 B S	10/40-65 A	signifi.							Strecke	ja	1,88
	21	SMA 16 B S	10/40-65 A	signifi.							Phase/ Strecke	ja	77,29
											Fehler		10,98

Tab. 42: Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche (ertragbare Last-wechselzahl bei einer Dehnung von 0,05 ‰) für SMA 16 B S

### Asphalttragschicht

Die für die Phasen EP, MW und BK ermittelten Ermüdungsfunktionen für die Asphalttragschichten sowie die Ermüdungsfunktion des RDO-Kalibrierasphaltes sind in Bild 60 bis Bild 62 Fehler! V erweisquelle konnte nicht gefunden werden. dargestellt.

Im Vergleich zu der Ermüdungsfunktion des RDO-Kalibrierasphaltes liegen die an allen Asphalttragschichten der Phase EP ermittelten Ermüdungsfunktionen deutlich unterhalb und weisen somit einen erheblich ungünstigeren Ermüdungswiderstand auf.

Analog der Vorgehensweise bei den Asphaltbinder-schichten zeigen die vertikalen gestrichelten Linien die beiden Dehnungen an, für welche im Folgenden weitere Auswertungen durchgeführt werden. Die elastische Anfangsdehnung von 0,1 ‰ liegt für alle untersuchten Asphalttragschichten im Bereich der durch Ermüdungsversuche belegten Dehnungen. Die Dehnung von 0,05 ‰ liegt im unteren, nicht bei allen Proben durch Prüfungen abgedeckten Dehnungsbereich, wird jedoch im weiteren zusätzlich betrachtet, um insbesondere den für die Anwendung der RDO Asphalt signifikanten Bereich der kleineren Dehnungen mit bei der Auswertung zu berücksichtigen.

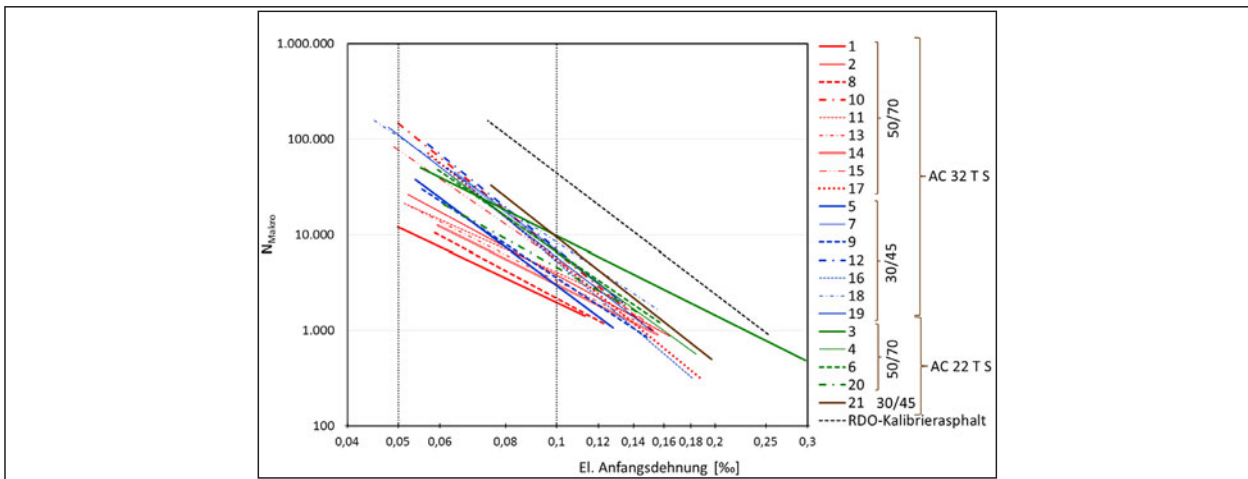
Die Ermüdungskurven-Parameter (C1 und C2), die zur vergleichenden Bewertung herangezogenen ertragbaren Lastwechselzahlen NMakro (0,1 ‰) und NMakro (0,05 ‰) sowie die sich für die Ermüdungsfunktion ergebenden Präzisionsdaten slog und R<sup>2</sup> sind in Tabelle 43 für die Asphalttragschichten der Phasen EP, MW und BK zusammengestellt.

Die in den Phasen EP, MW und BK bei einer elastischen Anfangsdehnung von 0,1 ‰ ermittelten Lastwechselzahlen sind in Bild 63 vergleichend dargestellt. Als Indikation für die Präzision der einzelnen Ermüdungsfunktionen sind von der berechneten Lastwechselzahl ausgehend die Standardabweichungen nach oben und unten als Fehlerindikatoren eingezeichnet.

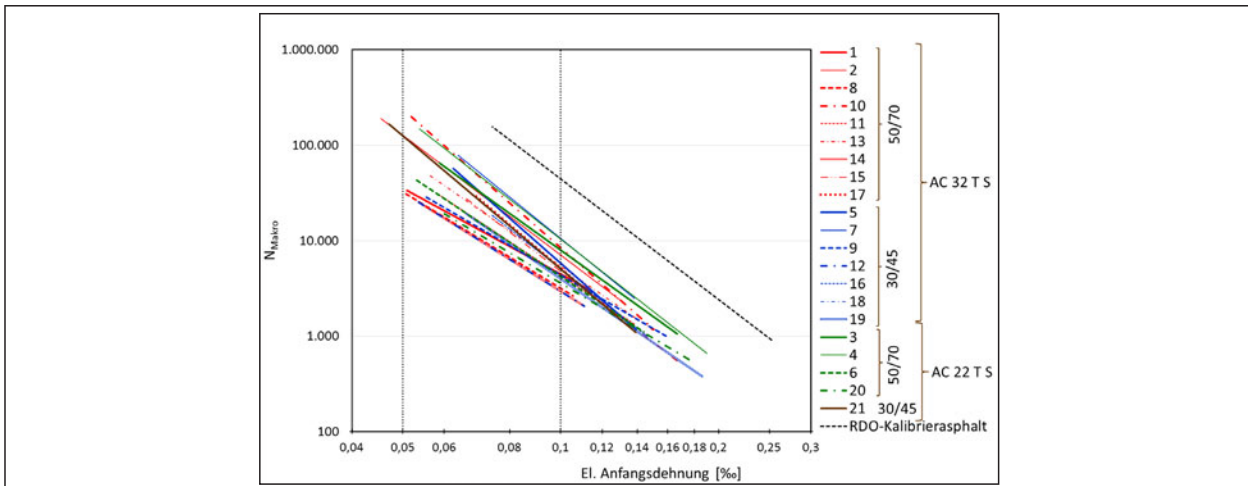
Die für die elastische Anfangsdehnung von 0,05 ‰ berechneten ertragbaren Lastwechsel sind in Bild 64 zusammengestellt.

Zunächst ist auf fällig, dass zwischen den Phasen einer Strecke erhebliche Unterschiede auftreten können. Eine Systematik kann jedoch nicht festgestellt werden. Ebenfalls fällt auf, dass bei zahlreichen Strecken – insbesondere für die betrachtete Anfangsdehnung von 0,05 ‰ – erhebliche Standardabweichungen der ertragbaren Lastwechselzahl ermittelt wurden.

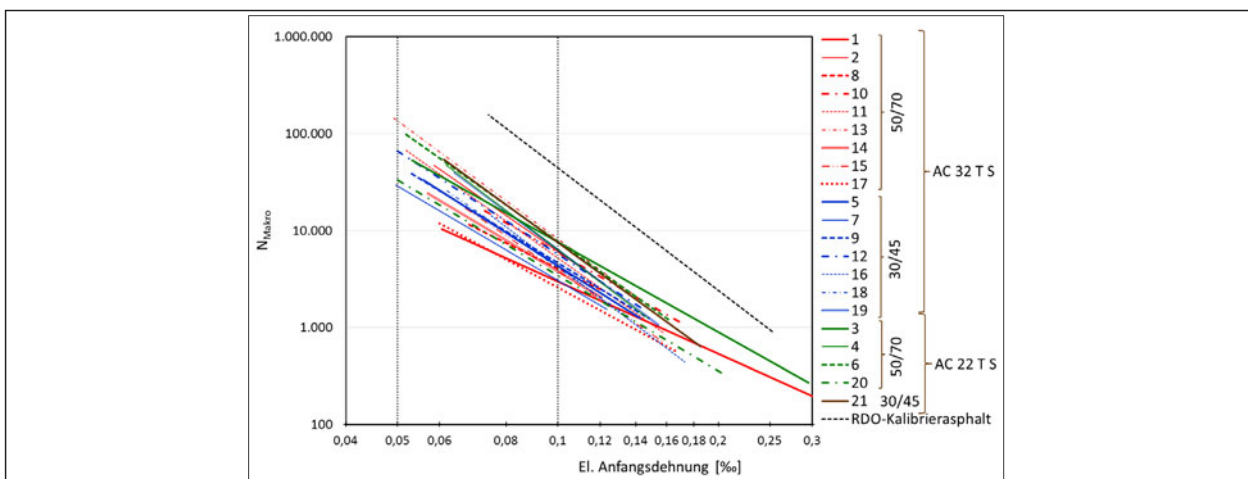
Bild 65 zeigt die bei Dehnungen von 0,1 ‰ sowie 0,05 ‰ ermittelten ertragbaren Lastwechselzahlen als Mittelwerte aller der jeweiligen Asphaltmischgutsorte zugehörigen Asphaltproben für die drei



**Bild 60:** Zusammenstellung der an den Asphalttragschichtproben der Phase EP ermittelten Ermüdungsfunktionen im Vergleich zu jener des RDO-Kalibrierasphaltes



**Bild 61:** Zusammenstellung der an den Asphalttragschichtproben der Phase MW ermittelten Ermüdungsfunktionen im Vergleich zu jener des RDO-Kalibrierasphaltes



**Bild 62:** Zusammenstellung der an den Asphalttragschichtproben der Phase BK ermittelten Ermüdungsfunktionen im Vergleich zu jener des RDO-Kalibrierasphaltes

untersuchten Phasen. Weiterhin sind die Spannweiten der innerhalb dieser Asphaltmischgutsorten auftretenden Lastwechselzahlen eingezeichnet.

Die Asphalttragschichtvarianten mit einem Größtkorndurchmesser von 22 mm können bei beiden Dehnungen tendenziell höhere Lastwechselzahlen



Phase	Mischgut- sorte	Bindemittel- sorte	Strecke	C1	C2	R <sup>2</sup>	N <sub>Makro</sub> (0,1 ‰)	N <sub>Makro</sub> (0,05 ‰)	s <sub>log</sub>		
EP	AC 32 T S	50/70	1	4,7873	-2,6116	0,93	1.958	11.965	0,083		
			2	4,2334	-2,9538	0,98	3.806	29.487	0,076		
			8	2,4515	-2,9461	0,94	2.166	16.689	0,088		
			10	0,2230	-4,4706	0,98	6.591	146.124	0,122		
			11	13,5891	-2,4752	0,87	4.059	22.571	0,141		
			13	5,5594	-2,7770	0,91	3.327	22.801	0,143		
			14	5,5392	-2,7363	0,87	3.018	20.109	0,164		
			15	0,8276	-3,8187	0,96	5.451	76.915	0,148		
			17	0,1555	-4,5492	0,98	5.506	128.900	0,117		
		30/45	5	0,2294	-4,1098	0,95	2.954	50.999	0,139		
			7	0,3352	-4,2404	0,97	5.831	110.214	0,127		
			9	0,8538	-3,6167	0,92	3.532	43.328	0,147		
			12	0,2353	-4,4764	0,97	7.046	156.843	0,101		
			16	0,1001	-4,7209	0,91	5.265	138.850	0,236		
			18	1,7679	-3,6732	0,98	8.330	106.259	0,096		
			19	0,3903	-4,2356	0,97	6.713	126.457	0,085		
		AC 22 T S	50/70	3	17,2365	-2,7507	0,91	9.709	65.343	0,217	
				4	0,6610	-3,9915	0,97	6.482	103.111	0,130	
	6			1,0986	-3,7832	0,99	6.669	91.816	0,068		
	20			4,0080	-3,0598	0,94	4.600	38.353	0,102		
	30/45		21	0,4259	-4,3463	0,97	9.453	192.285	0,119		
MW	AC 32 T S	50/70	1	4,6954	-2,9791	0,88	4.474	35.279	0,166		
			2	0,4701	-4,1763	0,97	7.055	127.560	0,112		
			8	1,4196	-3,3499	0,91	3.177	32.393	0,131		
			10	0,1276	-4,8196	0,97	8.424	237.894	0,159		
			11	0,9725	-3,6480	0,99	4.324	54.209	0,048		
			13	0,8502	-3,8041	0,98	5.416	75.658	0,086		
			14	1,0188	-3,4597	0,97	2.936	32.304	0,075		
			15	0,2756	-4,2354	0,96	4.738	89.247	0,134		
			17	0,1035	-4,6980	0,96	5.164	134.030	0,105		
		30/45	5	0,0812	-4,8516	0,97	5.772	166.657	0,123		
			7	0,3739	-4,4504	0,93	10.547	230.586	0,161		
			9	2,8652	-3,1819	0,95	4.356	39.528	0,134		
			12	0,7435	-3,9638	0,96	6.841	106.751	0,089		
			16	0,2678	-4,2784	0,92	5.085	98.670	0,129		
			18	0,3375	-4,2907	0,97	6.592	129.018	0,143		
			19	0,6568	-3,7834	0,96	3.989	54.920	0,139		
			AC 22 T S	50/70	3	0,8986	-3,9464	0,97	7.943	122.455	0,126
					4	0,5303	-4,2888	0,98	10.312	201.558	0,114
	6	0,8858			-3,6789	0,97	4.229	54.156	0,118		
	20	1,9393			-3,2679	1,00	3.594	34.618	0,026		
	30/45	21		0,1170	-4,6347	0,95	5.046	125.347	0,174		

**Tab. 43:** Ergebnisse der Ermüdungsversuche: An den Asphalttragschichten der Phase EP, MW und BK ermittelte Ermüdungsfunktionsparameter  $C_1$  und  $C_2$ , Bestimmtheitsmaße der Ermüdungsfunktion  $R^2$ , für eine Dehnung von 0,1 ‰ und 0,05 ‰ berechnete ertragbare Lastwechselzahlen  $N_{\text{Makro}}(0,1 \text{ ‰})$  und  $N_{\text{Makro}}(0,05 \text{ ‰})$  und logarithmierte Standardabweichungen  $s_{\text{log}}$

BK	AC 32 T S	50/70	1	10,0339	-2,4733	0,98	2.984	16.568	0,073
			2	0,9292	-3,8150	0,99	6.069	85.413	0,054
			8	8,2009	-2,6962	0,95	4.074	26.406	0,064
			10	4,3662	-3,1336	0,99	5.939	52.123	0,053
			11	0,6624	-3,8973	0,99	5.229	77.918	0,058
			13	0,7552	-4,0349	0,97	8.184	134.157	0,136
			14	1,9463	-3,2916	0,94	3.809	37.295	0,107
			15	0,7358	-3,7158	0,98	3.824	50.249	0,068
		17	2,7317	-2,9757	0,97	2.583	20.321	0,077	
		30/45	5	1,3378	-3,5103	0,96	4.332	49.361	0,118
			7	1,7774	-3,2379	0,94	3.074	29.000	0,121
			9	2,0389	-3,3559	0,97	4.627	47.373	0,109
			12	1,6394	-3,5419	0,99	5.709	66.490	0,057
			16	0,3015	-4,1560	0,93	4.319	76.991	0,166
			18	0,6221	-3,8205	0,98	4.115	58.137	0,071
			19	0,4881	-4,1107	0,98	6.298	108.803	0,091
	AC 22 T S	50/70	3	6,2327	-3,0871	0,93	7.617	64.724	0,184
			4	0,4273	-4,1701	0,95	6.322	113.818	0,147
			6	1,0099	-3,8817	1,00	7.692	113.379	0,055
			20	1,8583	-3,2666	0,97	3.433	33.043	0,109
		30/45	21	0,7319	-4,0124	0,96	7.531	121.547	0,139

Tab. 43: Fortsetzung

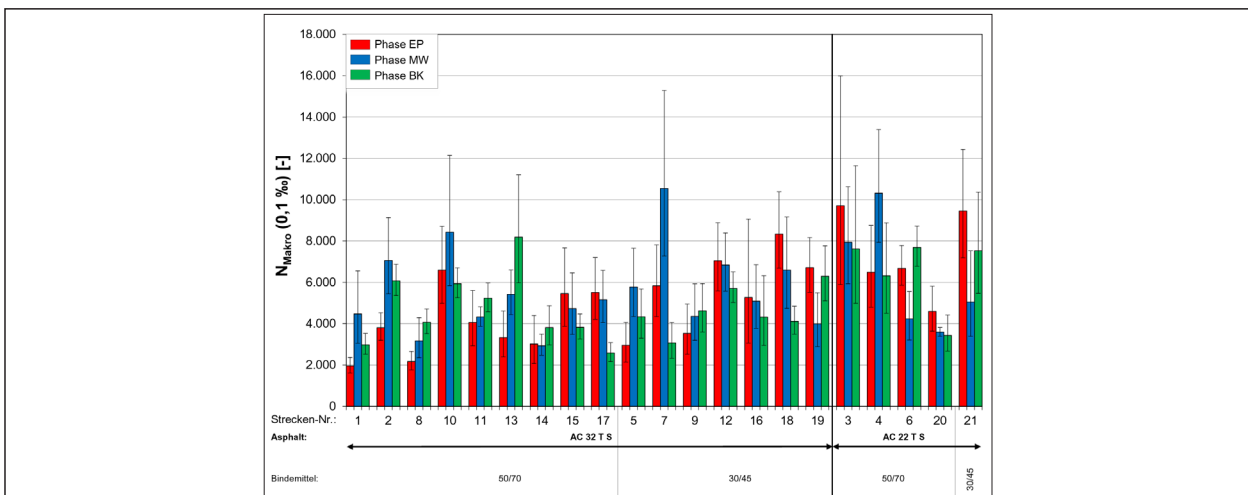


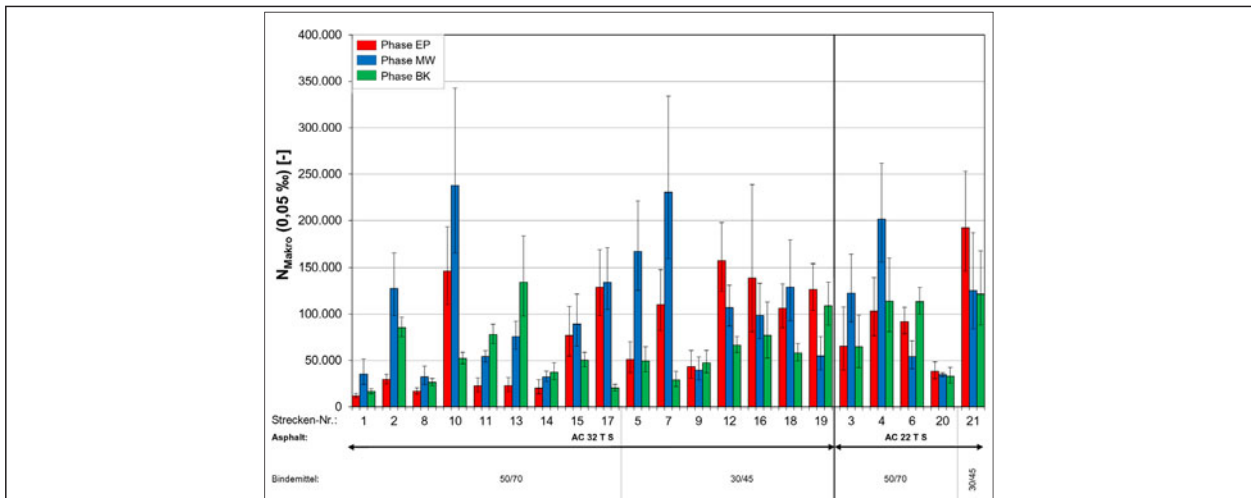
Bild 63: Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Ermüdungsversuche an Asphalttragschichten gruppiert nach Asphaltarten und Bindemitteln – Ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰

im Vergleich zu den Asphalttragschichtvarianten AC 32 T S ertragen. Daher überschneiden sich die Wertebereiche zum Teil.

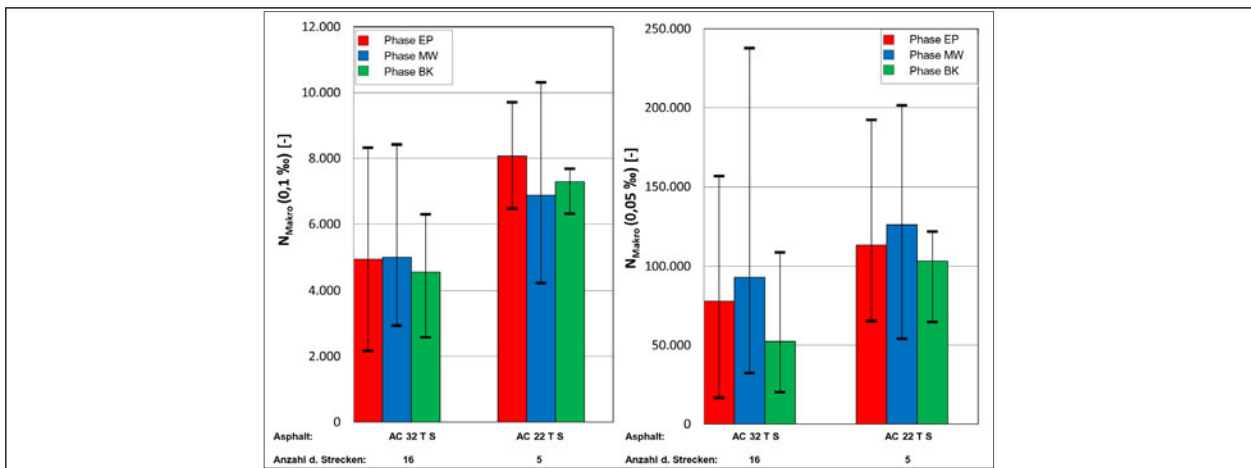
Die Asphaltmischgutsorte AC 32 T S kam bei insgesamt 16 Untersuchungsstrecken zur Anwendung. Der Wertebereich der bei einer Dehnung von 0,1 ‰ ertragbaren Lastwechselzahlen variiert für die Phase EP zwischen 2.000 und 8.000 Lastwechseln, wobei im Mittel eine Lastwechselzahl von ca. 4.600 erreicht

wird (Bild 65). Somit unterliegen die Asphalttragschichten einer großen Spannweite der ertragbaren Lastwechselzahl. Während für die Phase BK ähnlich hohe Lastwechselzahlen gemessen wurden, liegt die mittlere Lastwechselzahl für die Phase MW mit ca. 5.500 höher als jene der anderen Phasen.

Die bei einer Dehnung von 0,05 ‰ ertragbaren Lastwechselzahlen weisen relativ zu den Mittelwerten eine noch höhere Spannweite auf. Auch für



**Bild 64:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Ermüdungsversuche an Asphalttragschichten gruppiert nach Asphaltarten – Ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,05 ‰



**Bild 65:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Untersuchungsergebnisse der Ermüdungsversuche an Asphalttragschichten gruppiert nach Asphaltarten – Ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰ bzw. 0,05 ‰

diese Dehnungsstufe wird eine höhere mittlere Lastwechselzahl in der Phase MW im Vergleich zu den jeweils ähnlichen Phasen EP und BK beobachtet.

Die Ergebnisse der statistischen Analysen sind in Tabelle 44 für die Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰ und in Tabelle 45 für die bei einer Dehnung von 0,05 ‰ ertragbaren Lastwechselzahl zusammengestellt.

Zunächst sind die aus dem LSD-Test abgeleiteten Reihenungen der ertragbaren Lastwechselzahlen (von hoher zu niedriger ertragbarer Lastwechselzahl) sowie die Identifikation von statistisch signifikanten Unterschieden zwischen den drei untersuchten Phasen dargestellt. Des Weiteren sind die

Ergebnisse der multiplen Varianzanalysen zusammengestellt.

Für die Strecke 1 ergibt der LSD-Test, dass sich die in den drei Phasen EP, MW und BK für eine Dehnung von 0,1 ‰ ermittelten ertragbaren Lastwechselzahlen  $N_{\text{Makro}}(0,1 \text{ ‰})$  jeweils signifikant unterscheiden. Dabei weist die Phase MW die höchste und die Phase EP die geringste ertragbare Lastwechselzahl auf. Dieser Zusammenhang wird auch deutlich, wenn die Ergebnisse in Bild 63 betrachtet werden. Hier überschneiden sich die als Fehlerindikatoren eingetragenen Bereiche für die drei Phasen der Strecke 1 kaum.

Für Strecke 2 wird die gleiche Reihung des Ermüdungswiderstandes für die untersuchten Phasen

AC 32 T S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse			
				Ranking der homogenen Gruppen									Faktor	Verwerf. H0-Hypo.	%	Faktor	Verwerf. H0-Hypo.	%	
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe									
				EP	MW	BK													
N <sub>makro</sub> (0,1 ‰)	1	AC 32 T S	50/70	signifi.										Phase	ja	2,27	Phase	ja	4,57
	2	AC 32 T S	50/70	signifi.										Strecke	ja	18,44	Strecke	ja	27,83
	8	AC 32 T S	50/70	signifi.										Phase/			Phase/		
	10	AC 32 T S	50/70	signifi.										Strecke	ja	35,23	Strecke	ja	31,12
	11	AC 32 T S	50/70	signifi.										Fehler		44,06	Fehler		36,48
	13	AC 32 T S	50/70	signifi.															
	14	AC 32 T S	50/70	signifi.															
	15	AC 32 T S	50/70	signifi.															
	17	AC 32 T S	50/70	signifi.															
	5	AC 32 T S	30/45	signifi.											Phase		ja		1,39
	7	AC 32 T S	30/45	signifi.											Strecke		ja		-
	9	AC 32 T S	30/45	signifi.											Phase/				
	12	AC 32 T S	30/45	signifi.											Strecke		ja		40,89
	16	AC 32 T S	30/45	signifi.											Fehler				57,72
	18	AC 32 T S	30/45	signifi.															
	19	AC 32 T S	30/45	signifi.															

Tab. 44: Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰)

AC 32 T S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse			
				Ranking der homogenen Gruppen									Faktor	Verwerf. H0-Hypo.	%	Faktor	Verwerf. H0-Hypo.	%	
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe									
				EP	MW	BK													
N <sub>makro</sub> (0,05 ‰)	1	AC 32 T S	50/70	signifi.										Phase	ja	8,5	Phase	ja	12,16
	2	AC 32 T S	50/70	signifi.										Strecke	ja	29,53	Strecke	ja	32,18
	8	AC 32 T S	50/70	signifi.										Phase/			Phase/		
	10	AC 32 T S	50/70	signifi.										Strecke	ja	50,38	Strecke	ja	47,16
	11	AC 32 T S	50/70	signifi.										Fehler		11,59	Fehler		8,51
	13	AC 32 T S	50/70	signifi.															
	14	AC 32 T S	50/70	signifi.															
	15	AC 32 T S	50/70	signifi.															
	17	AC 32 T S	50/70	signifi.															
	5	AC 32 T S	30/45	signifi.											Phase		ja		15
	7	AC 32 T S	30/45	signifi.											Strecke		ja		1,26
	9	AC 32 T S	30/45	signifi.											Phase/				
	12	AC 32 T S	30/45	signifi.											Strecke		ja		60,84
	16	AC 32 T S	30/45	signifi.											Fehler				22,89
	18	AC 32 T S	30/45	signifi.															
	19	AC 32 T S	30/45	signifi.															

Tab. 45: Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,05 ‰)

durch den LSD-Test identifiziert wie bei Strecke 1. Hier werden jedoch die Ergebnisse der Phasen MW und BK derselben Gruppe zugeordnet, da sich die Wertebereiche weitgehend überschneiden.

Eine Einteilung in dieselbe Gruppe durch den LSD-Test kann demzufolge auf vergleichbare mittlere Lastwechselzahlen der untersuchten Phasen zurückgeführt werden (vgl. Strecke 14), ebenso jedoch auch auf hohe Prüfstreuungen (vgl. Strecke 10).

Anhand der LSD-Analysen für die bei einer Dehnung von 0,1 ‰ ertragbare Lastwechselzahl  $N_{\text{Makro}}$

(0,1 ‰) ist weiterhin zu erkennen, dass der Unterschied zwischen den verschiedenen Phasen nicht systematisch ist. Für sechs der 16 Untersuchungsstrecken mit AC 32 T S weist die Phase EP die höchsten ertragbaren Lastwechselzahlen auf, wobei dieser Unterschied in der Reihung bei drei Strecken statistisch signifikant zu mindestens einer der anderen Phasen ist. Die gegenteilige Tendenz, dass die Phase EP im Vergleich zu den anderen beiden Phasen die geringste Ermüdungsresistenz aufweist, kann ebenfalls bei sechs Strecken beobachtet werden, wobei bei vier der Strecken signifikante Unterschiede vorliegen.

AC 32 T S *)			multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse		
			Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%
			HO-Hypo.			HO-Hypo.		
N <sub>Makro</sub> (0,1‰)	1	AC 32 T S 50/70	Phase	nein	-	Phase	nein	-
	2	AC 32 T S 50/70	Strecke	ja	30,49	Strecke	ja	38,11
	8	AC 32 T S 50/70	Phase/			Phase/		
	10	AC 32 T S 50/70	Strecke	ja	28,83	Strecke	ja	28,52
	11	AC 32 T S 50/70	Fehler		40,69	Fehler		33,37
	13	AC 32 T S 50/70						
	14	AC 32 T S 50/70						
	15	AC 32 T S 50/70						
	17	AC 32 T S 50/70						
	5	AC 32 T S 30/45				Phase	nein	-
	7	AC 32 T S 30/45				Strecke	ja	9,97
	9	AC 32 T S 30/45				Phase/		
	12	AC 32 T S 30/45				Strecke/	ja	39,78
	16	AC 32 T S 30/45				Fehler		50,25
	18	AC 32 T S 30/45						
	19	AC 32 T S 30/45						

\*) Durchgestrichene Strecken wurden gemäß Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert

AC 32 T S *)			multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse		
			Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%
			HO-Hypo.			HO-Hypo.		
N <sub>Makro</sub> (0,05‰)	1	AC 32 T S 50/70	Phase	ja	4,11	Phase	ja	2,15
	2	AC 32 T S 50/70	Strecke	ja	34,25	Strecke	ja	35,21
	8	AC 32 T S 50/70	Phase/			Phase/		
	10	AC 32 T S 50/70	Strecke	ja	50,75	Strecke	ja	55,06
	11	AC 32 T S 50/70	Fehler		10,9	Fehler		7,58
	13	AC 32 T S 50/70						
	14	AC 32 T S 50/70						
	15	AC 32 T S 50/70						
	17	AC 32 T S 50/70						
	5	AC 32 T S 30/45				Phase	ja	-
	7	AC 32 T S 30/45				Strecke	ja	15,34
	9	AC 32 T S 30/45				Phase/		
	12	AC 32 T S 30/45				Strecke	ja	63,07
	16	AC 32 T S 30/45				Fehler		21,59
	18	AC 32 T S 30/45						
	19	AC 32 T S 30/45						

\*) Durchgestrichene Strecken wurden gemäß Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert

**Tab. 46:** Ergebnisse der statistischen Analyse des Ermüdungswiderstandes am AC 32 T S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1

Der nicht einheitliche Einfluss der Phase auf das Ergebnis der Ermüdungsversuche wird auch in der multiplen Varianzanalyse deutlich. Der Phase wird nur ein sehr geringer Varianzanteil von weniger als 5 % zugeordnet.

Die für die Dehnung von 0,05 ‰ ertragbare Lastwechselzahl durchgeführte statistische Auswertung führt zu ähnlichen uneinheitlichen Ergebnissen hinsichtlich des Phaseneinflusses, dem kein Varianzanteil zugeordnet werden kann.

Dem Faktor Strecke werden Varianzanteile zwischen 18,4 % für N<sub>Makro</sub> (0,1 ‰) und 29,5 % für N<sub>Makro</sub> (0,05 ‰) zugeordnet. Demzufolge besteht eine gewisse Wahrscheinlichkeit, dass hohe ertragbare Lastwechselzahlen in einer Phase (z. B. EP) ebenso in den anderen Phasen erreicht werden.

Hinsichtlich der Asphalttragschichtvarianten AC 32 T S mit unterschiedlichen Bindemitteln fällt auf, dass der Streckeneinfluss bei den Mischgutva-

rianten mit einem resultierenden Bindemittel 50/70 mit 27 % bzw. 32 % etwas größer wird als bei der Gesamtbetrachtung aller AC 32 T S. Dahingegen kann für die AC 32 T S-Varianten mit einem resultierenden Bindemittel 30/45 kein bzw. nur mit einem Varianzanteil von 1,3 % nur ein sehr geringer Einfluss der Strecke identifiziert werden.

Der Fehleranteil, welcher nicht durch die Phase oder Streckenzuordnung der jeweiligen Ergebnisse erklärt werden kann ist mit Werten zwischen 36 % und 57 % für N<sub>Makro</sub> (0,1 ‰) als hoch einzuschätzen. Für die bei der geringeren Dehnungsstufe von 0,05 ‰ ermittelten Lastwechselzahlen ist der Fehleranteil mit Werten zwischen 9 % und 23 % geringer.

Durch den Ausschluss der hinsichtlich der konventionellen Asphalteeigenschaften auffälligen Strecken (vgl. Kapitel 7.1) werden den Strecken für die beiden betrachteten Lastwechselzahlen jedoch signifikante Varianzanteile von ca. 30 % (res. Bindemittel 50/70) und ca. 10 % (res. Bindemittel 30/45) zugeordnet (Tabelle 46). Die Phase bleibt jedoch weiterhin ohne Varianzanteil und auch der Fehleranteil kann nicht reduziert werden. Für die Lastwechselzahl bei 0,05 ‰ nimmt dieser sogar zu.

Zusammenfassend kann für die Asphalttragschichtsorte AC 32 T S festgestellt werden, dass die Phase die bei einer bestimmten Dehnung ertragbare Lastwechselzahl nicht systematisch beeinflusst. Jedoch besteht bei einer hohen in der Phase EP erreichten Lastwechselzahl eine gewisse Wahrscheinlichkeit, dass diese hohe Lastwechselzahl auch in den Phasen MW und BK erwartet werden kann. Der hohe Fehleranteil der statistischen Analyse kann auf die bekanntermaßen große Versuchsstreuung der Ermüdungsversuche zurückgeführt werden.

Für die AC 32 T S-Varianten kann festgestellt werden, dass der kombinierte Varianzanteil der Phase/Strecke Varianzanteile von ca. 35 % für N<sub>Makro</sub> (0,1 ‰) bzw. von etwa 50 % für N<sub>Makro</sub> (0,05 ‰) erreicht. Diese hohen Varianzanteile weisen somit einen streckenabhängigen Phaseneinfluss aus. Das bedeutet, dass der Unterschied zwischen den Phasen von der Streckencharakteristik im Sinne des Ermüdungswiderstandes abhängt. Wie sich dieses



AC 22 T S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple			multiple		
				Ranking der homogenen Gruppen									Varianzanalyse			Varianzanalyse		
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe			Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%
N <sub>Makro</sub> (0,1 ‰)				■ EP	■ MW	■ BK												
	3 AC 22 T S	50/70	signifi.	■	■	■							Phase	nein	-	Phase	nein	-
	4 AC 22 T S	50/70	signifi.	■	■	■							Strecke	ja	34,86	Strecke	ja	42,33
	6 AC 22 T S	50/70	signifi.	■	■	■							Phase/			Phase/		
	20 AC 22 T S	50/70	signifi.	■	■	■							Strecke	nein	14,93	Fehler	nein	14,93
	21 AC 22 T S	30/45	signifi.	■	■	■							Fehler		50,53	Fehler		42,74

Tab. 47: Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche an AC 22 T S (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰)

AC 22 T S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple			multiple		
				Ranking der homogenen Gruppen									Varianzanalyse			Varianzanalyse		
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe			Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%
N <sub>Makro</sub> (0,05 ‰)				■ EP	■ MW	■ BK												
	3 AC 22 T S	50/70	signifi.	■	■	■							Phase	nein	-	Phase	nein	-
	4 AC 22 T S	50/70	signifi.	■	■	■							Strecke	ja	60,75	Strecke	ja	58,58
	6 AC 22 T S	50/70	signifi.	■	■	■							Phase/			Strecke	ja	22,31
	20 AC 22 T S	50/70	signifi.	■	■	■							Strecke	ja	19,11	Fehler		19,11
	21 AC 22 T S	30/45	signifi.	■	■	■							Fehler		20,14	Fehler		

Tab. 48: Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche an AC 22 T S (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,05 ‰)

Zusammenspiel auswirkt kann an Bild 63 erläutert werden. Weist eine Strecke in der Phase EP eine zu den anderen Strecken vergleichsweise geringe Lastwechselzahl auf, so ist die Wahrscheinlichkeit hoch, dass in der Phase BK eine höhere Lastwechselzahl erreicht wird als in der Phase EP. Umgekehrt führt eine im Vergleich zu den anderen Strecken hohe Lastwechselzahl der Phase EP dazu, dass die Lastwechselzahl der Phase BK geringer ist als jene der Phase EP. Gemäß Bild 63 weisen acht Strecken in der Phase EP eine Lastwechselzahl  $N_{Makro} (0,1 ‰)$  von unter 4.600 auf. Für jede dieser Strecken wird in der Phase BK eine höhere Lastwechselzahl erreicht als in der Phase EP.

Die Ergebnisse der für die fünf Proben der Asphalttragschichtsorte AC 22 T S durchgeführten LSD- und multiplen Varianztests sind in der Tabelle 47 und Tabelle 48 zusammengestellt. Auch für diese Asphaltmischgutsorte kann kein systematischer Einfluss der Phase festgestellt werden. Der Strecke werden Varianzanteile zwischen 35 % und 61 % zugeordnet. Insgesamt ist der Fehleranteil mit Werten über 19 % vergleichsweise hoch.

Wie Tabelle 49 entnommen werden kann, wird die Aussage der statistischen Tests durch den Aus-

AC 22 T S <sup>1)</sup>			multiple			multiple		
			Varianzanalyse			Varianzanalyse		
			Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%
N <sub>Makro</sub> (0,1 ‰)								
	3 AC 22 T S	50/70	Phase	nein	-	Phase	nein	-
	4 AC 22 T S	50/70	Strecke	ja	42,18	Strecke	ja	63,83
	6 AC 22 T S	50/70	Phase/			Phase/		
	20 AC 22 T S	50/70	Strecke	nein	21,81	Strecke	nein	12,4
	21 AC 22 T S	30/45	Fehler		36,01	Fehler		23,77
<sup>1)</sup> Durchgestrichene Strecken wurden gemäß Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert								
AC 22 T S <sup>1)</sup>			multiple			multiple		
			Varianzanalyse			Varianzanalyse		
			Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%
N <sub>Makro</sub> (0,05 ‰)								
	3 AC 22 T S	50/70	Phase	nein	-	Phase	nein	-
	4 AC 22 T S	50/70	Strecke	ja	81,38	Strecke	ja	87,56
	6 AC 22 T S	50/70	Phase/			Phase/		
	20 AC 22 T S	50/70	Strecke	ja	7,48	Strecke	nein	5,7
	21 AC 22 T S	30/45	Fehler		11,14	Fehler		6,74
<sup>1)</sup> Durchgestrichene Strecken wurden gemäß Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert								

Tab. 49: Ergebnisse der statistischen Analyse des Ermüdungswiderstandes am AC 22 T S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1

schluss der hinsichtlich der konventionellen Asphalteeigenschaften auffälligen Strecken nicht beeinflusst.

Für die beiden aus einer gemeinsamen Strecke entnommenen Proben mit der Kennzeichnung 3 und 4 werden Unterschiede der ertragbaren Lastwechselzahlen in allen drei Phasen identifiziert. Dies wird bereits bei Betrachtung der in Tabelle 43 aufgeführten Parameter der Ermüdungsfunktionen deutlich,

die insbesondere für die Phasen EP und BK erhebliche Unterschiede untereinander aufweisen.

Für die bei einer Dehnung von 0,1 ‰ ertragbaren Lastwechselzahlen  $N_{\text{Makro}}$  (0,1 ‰) liegen die Unterschiede zwischen den Ergebnissen an der Strecke 3 und 4 für die Phasen EP und BK innerhalb der Streuungen. Jedoch werden für die bei einer Dehnung von 0,05 ‰ ertragbare Lastwechselzahl  $N_{\text{Makro}}$  (0,05 ‰) über die Streubreite der Ergebnisse hinausgehende Unterschiede zwischen dem Ermüdungsverhalten dieser Strecken identifiziert.

Bei der Betrachtung aller Asphalttragschichtvarianten werden hohe Lastwechselzahlen von mehr als 4.600 in der Phase EP von 13 Strecken erreicht. Bis auf Strecke 6 ist bei jeder dieser Strecken die Lastwechselzahl in der Phase BK, wenn auch nicht signifikant, geringer als in der Phase EP. Dies bedeutet, dass das an Bohrkernpr oben ermittelte Ermüdungsverhalten Unterschiede, welche in der Phase EP auftreten, zum Teil ausgleicht. Dieser Ausgleich führt jedoch nicht dazu, dass das Ermüdungsverhalten am Bohrkern vollkommen unabhängig von jenem der Erstprüfung ist, wie die signifikanten Varianzanteile der Strecke zeigen.

Zur Bewertung des Ermüdungsverhaltens wurden zwei Werte herangezogen: die jeweils bei einer Dehnung von 0,1 ‰ und 0,05 ‰ ertragbaren Lastwechselzahlen  $N_{\text{Makro}}$  (0,1 ‰) und  $N_{\text{Makro}}$  (0,05 ‰). Zwischen diesen beiden Lastwechselzahlen ergeben sich für einige Strecken abweichende Reihungen der in den jeweiligen Phasen ermittelten Ermüdungswiderstände.

In den LSD-Tests werden bei acht Strecken für die bei beiden untersuchten Dehnungsstufen ermittelten Lastwechselzahlen dieselben Reihungen und Signifikanzen ermittelt (z. B. Strecke 1). Bei weiteren sieben Strecken werden die gleichen Reihungen der Phasen hinsichtlich der ertragbaren Lastwechselzahlen in beiden Dehnungsstufen ermittelt, wobei sich die Gruppenzuordnung einzelner Phasen verschiebt (z. B. Strecke 2). Bei fünf Strecken ändert sich die Reihung der Strecken hinsichtlich der ertragbaren Lastwechselzahl, wobei sich diese Änderungen jeweils innerhalb der Gruppenzuordnung abspielen. Zum Beispiel weist Strecke 8 für

die Dehnung von 0,01 ‰ der Phase BK die signifikant höchste Lastwechselzahl auf. Bei der Dehnung von 0,05 ‰ ist die mittlere Lastwechselzahl der Phase MW höher als jene der Phase BK, wobei kein signifikanter Unterschied vorliegt und beide in eine Gruppe eingeteilt werden.

Lediglich bei der Strecke 21 kommt es zu einer signifikant abweichenden Reihung des Ermüdungswiderstandes für die Phase BK.

Weiterhin ist zu erkennen, dass bei zahlreichen Strecken die Unterschiede zwischen den Phasen bei  $N_{\text{Makro}}$  (0,05 ‰) größer werden und die Ergebnisse somit weiter spreizen als bei  $N_{\text{Makro}}$  (0,1 ‰).

### Zusammenfassung

Anhand der an den Asphalttrag- und Asphaltbinder-schichten ermittelten Ergebnisse der Spaltzug-Schwellversuche zur Erfassung des Ermüdungswiderstandes können folgende Schlüsse gezogen werden:

- Die Phase (EP, MW oder BK) hat keinen systematischen Einfluss auf das ermittelte Ermüdungsverhalten.
- Bei der Mehrzahl der untersuchten Asphaltproben kommt es dennoch zu signifikanten Abweichungen der ertragbaren Lastwechselzahl zwischen den betrachteten Phasen.
- Im Vergleich der Untersuchungsstrecken untereinander führt ein hoher Ermüdungswiderstand in der Phase EP auch in den Phasen MW und BK tendenziell zu hohem Ermüdungswiderstand.
- Bei den Asphalttragschichtsorten konnte beobachtet werden, dass Strecken mit geringen ertragbaren Lastwechselzahlen in der Phase EP, in der Phase BK höhere Lastwechselzahlen erreichen. Andererseits liegen die Lastwechselzahlen der Phase BK unterhalb jener der Phase EP, wenn letztere bereits vergleichsweise hoch sind. Dadurch puffert die Phase BK unterschiedliches Ermüdungsverhalten der Phase EP etwas ab.

- Die Asphaltmischgutsorte hat keinen signifikanten Einfluss auf das zu erwartende Ermüdungsverhalten. Demzufolge ist eine mischgutabhängige Betrachtung des Widerstandes gegen Ermüdung nicht erforderlich.
- Asphaltbinderschichtmischgut weist bei gleicher Dehnung erheblich höhere Lastwechselzahlen auf als Asphalttragschichtmischgut.
- Der überaus hohe Ermüdungswiderstand des in den RDO Asphalt verankerten Kalibrierasphaltes wird von keiner der im Rahmen dieses Projektes untersuchten 126 Asphaltproben erreicht.

Die beiden betrachteten Ermüdungskriterien kommen hinsichtlich der Einschätzung des Phaseneinflusses zu vergleichbaren Ergebnissen.

## 7.4 Ergebnisse der Untersuchungen zum Kälteverhalten

### 7.4.1 Abkühlversuche

#### Asphaltdeckschicht

In Bild 66 sind die Bruchtemperaturen der einzelnen Strecken und Phasen als Ergebnis der Abkühlversuche an Asphaltdeckschichten grafisch dargestellt. In Bild 67 sind die Mittelwerte und Spannweiten dieser Bruchtemperaturen gruppiert nach der Asphaltorte abgebildet. Die zugehörigen Zahlenwerte sind in Anhang I, Tabelle A 26 zusammengetragen. Diese Gegenüberstellung zeigt auf, dass im Mittel zwischen den einzelnen Phasen tendenziell nur geringe Unterschiede zu verzeichnen sind, jedoch treten teilweise große Spannweiten innerhalb der einzelnen Phasen auf.

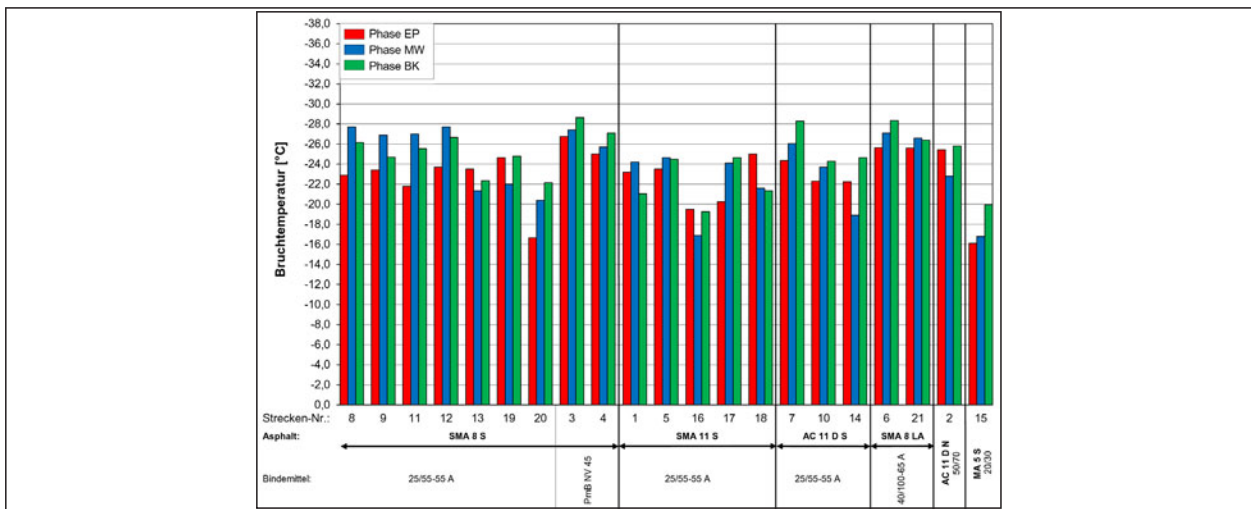
Bei analoger Betrachtung der Bruchspannungen (Bild 68 bzw. Bild 69) ist erkennbar, dass in Phase BK im Mittel die geringsten Spannungen aufgebaut werden. Eine Ausnahme stellt hierbei der untersuchte Gussasphalt der Strecke 15 dar.

Ein SMA 8 S kam insgesamt bei neun Untersuchungstrecken zum Einsatz (Tabelle 2). Hierbei

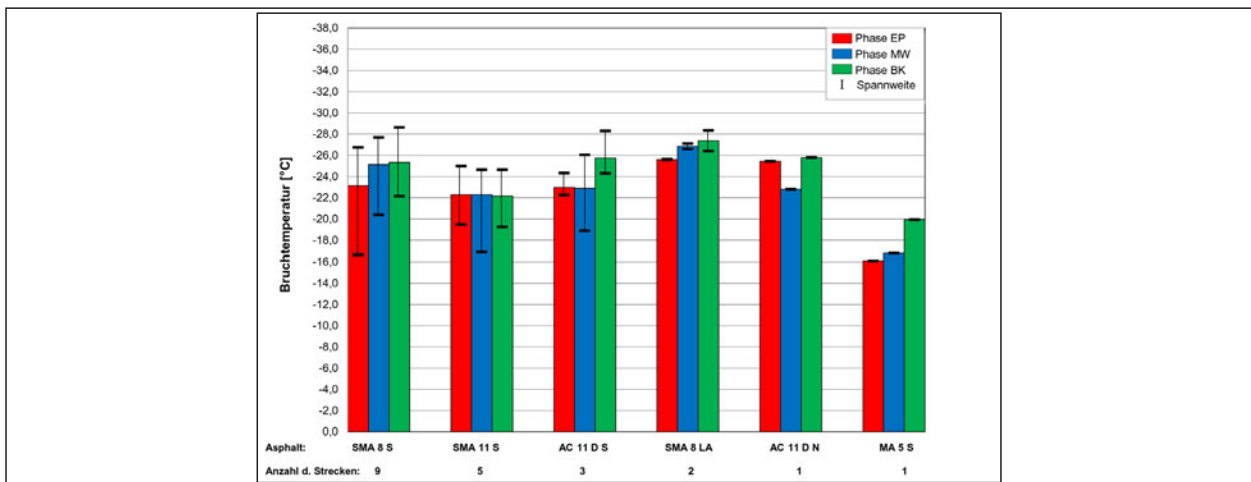
weisen die Phasen MW und BK im Mittel ähnlich hohe Bruchtemperaturen (ca.  $-25\text{ °C}$ ) mit annäherungsweise gleichen Spannweiten (zwischen ca.  $20,0$  und  $28,0\text{ °C}$ ) auf. Im Vergleich dazu liegt der Mittelwert der Bruchtemperaturen in Phase EP um ca.  $2\text{ K}$  höher und gleichzeitig ist die Spannweite größer (zwischen ca.  $-17,0$  und  $27,0\text{ °C}$ ). Die Mittelwerte der Bruchtemperaturen weisen geringe Abweichungen zwischen den Untersuchungsphasen auf, demgegenüber sind die Spannweiten groß ( $10,1\text{ K}$  in Phase EP,  $7,3\text{ K}$  in Phase MW und  $6,5\text{ K}$  in Phase BK) (Bild 67).

Entsprechend der Tendenz in Bild 67 sind die Bruchtemperaturen der einzelnen Strecken in Phase EP im Allgemeinen höher als in Phase MW und BK (Bild 66). Ausnahmen hiervon stellen Strecke 13 und 19 dar. Die Unterschiede bei Strecke 19 können durch die Verhärtung des Bindemittels während der Mischgutproduktion begründet werden, was sich u.a. durch den geringen Kennwert der Nadelpenetration zeigt. Bei Strecke 13 wurde sowohl in Phase MW als auch in Phase BK eine Unterschreitung des Grobkornanteils festgestellt. Bei Strecke 20 liegen die Kennwerte in allen Phasen tendenziell auf einem höheren Niveau. Anzumerken ist, dass der SMA 8 S hier als einziger mit  $30\%$  Asphaltgranulat hergestellt worden ist.

Die statistischen Auswertungen mittels einfacher Varianzanalysen und LSD-Test bestätigen, dass die Phasen MW und BK bei der Bruchtemperatur sowie die Phasen EP und MW bei der Bruchspannung zu der gleichen Grundgesamtheit gehören: Entsprechend bei sieben der neun Strecken sind die Werte der gleichen Gruppe zuzuordnen (Tabelle 50). Bei der Bruchtemperatur kann sogar in fünf der Fälle die Phase EP auch dazu gezählt werden, da kein signifikanter Unterschied zwischen den drei Phasen zu erkennen ist. In drei der übrigen vier Fälle sind die Bruchtemperaturen signifikant höher als in den Phasen MW und BK und nur Strecke 19, die schon bei der Betrachtung des Balkendiagrammes mit den einzelnen Strecken aufgefallen ist, hat in Phase MW signifikant höhere Bruchtemperaturen als in den anderen beiden Phasen. Die zuvor beschriebenen unterschiedlichen Tendenzen bei Strecke 13 sind dagegen im statistischen Sinne nicht signifikant. Bei der Bruchspannung können bei drei Strecken die



**Bild 66:** Grafische Darstellung der Bruchtemperaturen der Abkühlversuche an Asphaltdeckschichten sortiert nach Asphalten



**Bild 67:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Bruchtemperaturen der Abkühlversuche an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten

drei Phasen einer homogenen Gruppe zugeordnet werden (Strecke 3, 4 und 8). Bei den anderen sechs Strecken kann die Phase BK stets als einzelne homogene Gruppe mit signifikant niedrigsten Versuchsergebnissen klassifiziert werden. In zwei dieser Fälle (Strecke 12 und 19) sind auch die beiden anderen Phasen voneinander signifikant unterschiedlich, wobei sich die Reihung ändert. Bei einer Betrachtung der Absolutwerte der einzelnen Strecken ist zu erkennen, dass bei Strecke 19 die Differenz zwischen den Bruchspannungen in Phase EP und MW nur ca. 0,25 MPa beträgt und somit innerhalb der Prüftoleranz nach TP Asphalt-StB liegt. D.h. die beiden Phasen können hier bei Betrachtung der Absolutwerte als gleichwertig eingestuft werden. Im Allgemeinen gehören die Phasen EP und MW, wie schon erläutert, einer homogenen Gruppe an.

Bei den neun untersuchten SMA 8 S-Strecken kamen zwei verschiedene Bindemittel zum Einsatz. Bei Betrachtung der Bruchtemperaturen zeichnet sich deutlich der Einfluss der Strecke mit etwa 52% ab. Der Fehler (nicht erklärbare Einflüsse) ist hierbei mit einem Wert von ca. 9% als gering einzustufen. Auf die Bruchspannung dieser Asphaltart hat die Phase mit ca. 45% den größten signifikanten Einfluss (Tabelle 50). Bei der Betrachtung der Varianten mit 25/55-55 A, zeigen sich die gleichmaßgeblichen Einflüsse.

Die Strecken 12 und 13 wurden in Kapitel 7.1 wegen eines zu niedrigen Grobkornanteils als 100%ige Ausreißer identifiziert. Nach Ausschluss der beiden Strecken wurden erneut multiple Varianzanalysen durchgeführt. Der zuvor ermittelte

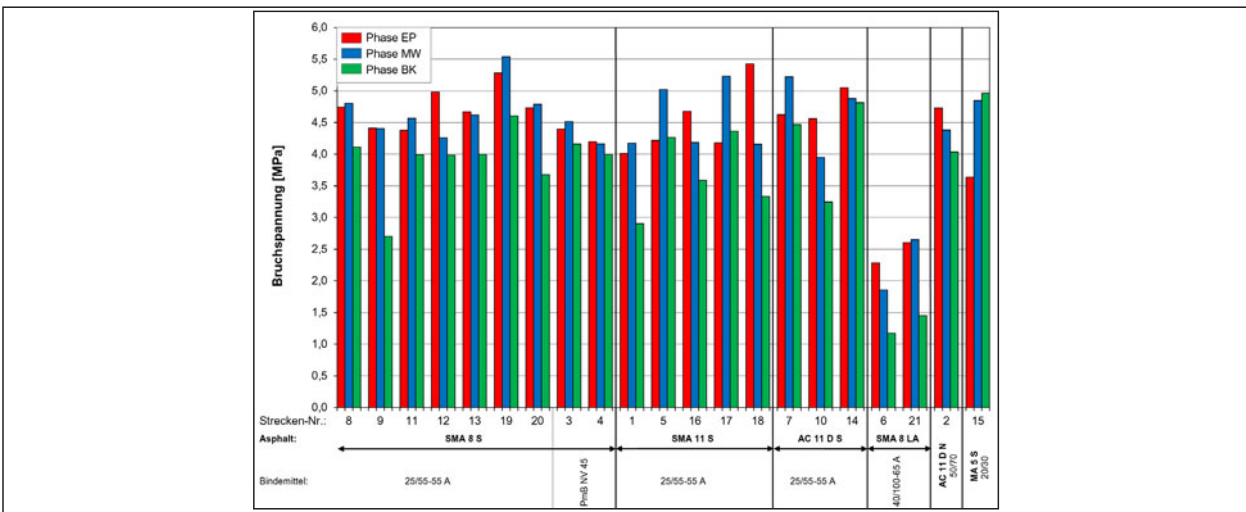


Bild 68: Grafische Darstellung der Bruchspannungen der Abkühlversuche an Asphaltdeckschichten sortiert nach Asphalten

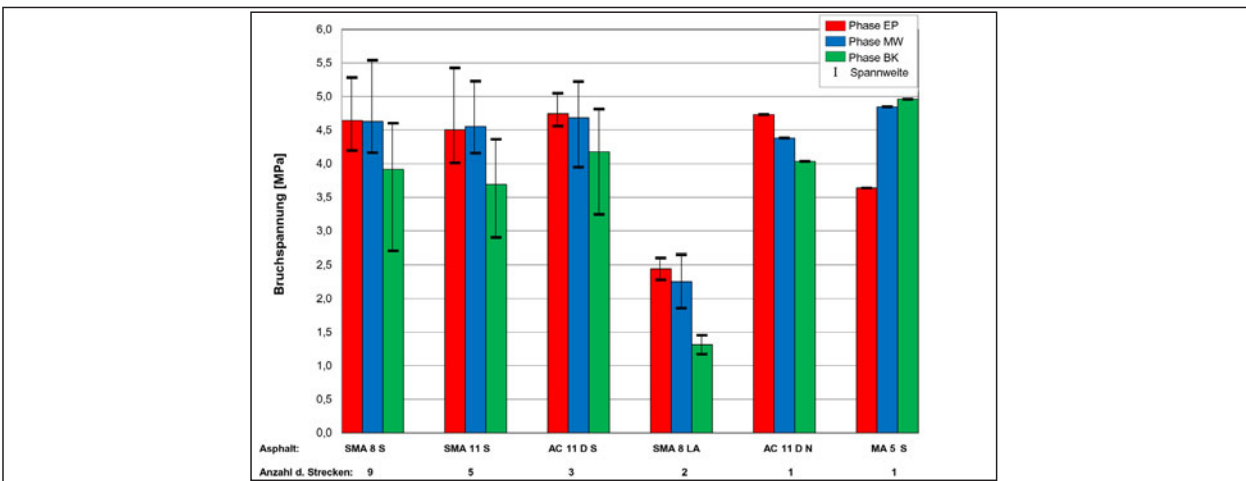


Bild 69: Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Bruchspannungen der Abkühlversuche an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten

Einfluss der einzelnen Faktoren auf die Kenngrößen der Abkühlversuche wurde dadurch nicht verändert. Auch hierbei zeigen sich der Einfluss der Strecke auf die Bruchtemperatur mit 54 % und der Einfluss der Phase mit 42 % auf die Bruchspannung. Bei Betrachtung der SMA 8 S-Varianten mit 25/55-55 A, spiegeln sich diese Einflüsse wider. Das Ergebnis ist in Tabelle 51 dargestellt. Desweiteren werden die bezüglich des Bindemittelgehaltes als 50%-ige Ausreißer identifizierten Strecken 3, 4 und 11 betrachtet. Auffälligkeiten bei den Ergebnissen der Abkühlversuche können dabei nicht festgestellt werden, sowohl die Reihung der Phasen, als auch das Niveau der Bruchtemperaturen und spannungen lassen sich zu denen der übrigen Strecken gut einordnen.

Besonderes Augenmerk fällt hier auf die Strecken 3 und 4, welche sich entsprechend den Ausführungen in Kapitel 3.3 nur in der Bindemittelcharge in Phase EP unterscheiden. Die Streuungen der Bruchtemperaturen und –spannungen zwischen den einzelnen Phasen, aber auch zwischen den beiden Strecken sind sehr gering und liegen innerhalb der Versuchspräzision, wobei die Bruchtemperatur und –spannung der Strecke 4 in allen drei Phasen tendenziell höher bzw. niedriger als die der entsprechenden Phasen der Strecke 3 liegen.

In fünf Strecken wurde ein SMA 11 S eingesetzt. Die Mittelwerte der Bruchtemperaturen liegen auf dem gleichen Niveau bei ca. 22,0 °C. Die Spannweiten der Phasen EP und BK liegen ebenfalls auf einem



SMA 8 S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse		
				Ranking der homogenen Gruppen			Faktor			Faktor								
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe			Verwerf.	%	Verwerf.	%		
				HO-Hypo.			HO-Hypo.			HO-Hypo.			HO-Hypo.					
Bruchtemp.	8 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■							Phase	ja	13,53	Phase	ja	14,9
	9 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■							Strecke	ja	51,7	Strecke	ja	42,34
	11 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■			■			■			Phase/			Phase/		
	12 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■			■	■					Strecke	ja	25,98	Strecke	ja	32,83
	13 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■							Fehler		8,79	Fehler		9,93
	19 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■			■	■										
	20 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■			■	■										
	3 SMA 8 S	PmB NV 45	n. signifi.	■	■	■												
4 SMA 8 S	PmB NV 45	n. signifi.	■	■	■													
Bruchsp.	8 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■							Phase	ja	45,31	Phase	ja	51,72
	9 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■		■						Strecke	ja	25,64	Strecke	ja	26,38
	11 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■								Phase/	ja	20,39	Phase/		
	12 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■			■			■			Strecke			Strecke	ja	15,37
	13 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■		■						Fehler		8,66	Fehler		6,52
	19 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■			■	■		■								
	20 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■		■	■										
	3 SMA 8 S	PmB NV 45	n. signifi.	■	■	■												
4 SMA 8 S	PmB NV 45	n. signifi.	■	■	■													

Tab. 50: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an SMA 8 S

ähnlichen Niveau und bei Phase MW liegt das Maximum um ca. 2 K höher. Strecke 16 weist ein tendenziell höheres Niveau der Bruchtemperaturen auf. Bei den zugehörigen Bruchspannungen ist allerdings keine Auffälligkeit zu verzeichnen.

Bei den Bruchspannungen ist eindeutig zu erkennen, dass die Phase BK die geringsten mittleren Spannungen aufbaut und die Phasen EP und MW vergleichbare Ergebnisse liefern. Die Spannweiten liegen in Phase BK ebenso auf einem niedrigeren Niveau als bei den beiden anderen Phasen, wobei diese an sich in der gleichen Größenordnung von ca. 1,5 MPa, wie die von Phase EP liegen. Bei Phase MW ist diese etwas geringer und beträgt ca. 1,0 MPa.

Strecke 18 weist in Phase EP eine tiefere Bruchspannung auf als die Phasen MW und BK. Diese Phase ist in ihrer Zusammensetzung und den Bindeemittelleigenschaften jedoch nicht auffällig.

Die statistische Analyse der Bruchtemperaturen der SMA 11 S-Varianten spiegelt die Erkenntnisse aus den Diagrammen wider (Tabelle 52). Bei vier der fünf Strecken können alle Phasen in einer homogenen Gruppe zusammengefasst werden. Eine Ausnahme bildet hierbei die Strecke 17, bei der die

SMA 8 S <sup>1)</sup>			multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse		
			Faktor			Faktor		
			HO-Hypo.			HO-Hypo.		
			Verwerf.	%	Verwerf.	%		
Bruchtemp.	8 SMA 8 S	25/55-55 A	Phase	ja	16,79	Phase	ja	20,35
	9 SMA 8 S	25/55-55 A	Strecke	ja	54	Strecke	ja	43,72
	11 SMA 8 S	25/55-55 A	Phase/			Phase/	ja	28,59
	12 SMA 8 S	25/55-55 A	Strecke	ja	22,51	Strecke		
	13 SMA 8 S	25/55-55 A	Fehler		6,7	Fehler		7,34
	19 SMA 8 S	25/55-55 A						
	20 SMA 8 S	25/55-55 A						
	3 SMA 8 S	PmB NV 45						
4 SMA 8 S	PmB NV 45							
Bruchsp.	8 SMA 8 S	25/55-55 A	Phase	ja	41,5	Phase	ja	49,41
	9 SMA 8 S	25/55-55 A	Strecke	ja	31,45	Strecke	ja	33,59
	11 SMA 8 S	25/55-55 A	Phase/	ja	17,89	Phase/	ja	10,33
	12 SMA 8 S	25/55-55 A	Strecke			Strecke		
	13 SMA 8 S	25/55-55 A	Fehler		9,16	Fehler		6,68
	19 SMA 8 S	25/55-55 A						
	20 SMA 8 S	25/55-55 A						
	3 SMA 8 S	PmB NV 45						
4 SMA 8 S	PmB NV 45							

Tab. 51: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an SMA 8 S unter Ausschluss der 100%igen Ausreißer gemäß Kapitel 7.1

Phase EP eine separate Gruppe bildet. Anzumerken ist, dass aufgrund der Streuung der Einzelwerte innerhalb der einzelnen Phasen der Strecken, zum Teil Phasen zusammengefasst werden, deren Mittelwerte im Diagramm auf den ersten Blick signifikant unterschiedlich erscheinen. In diesen Fällen ist die Versuchsstreuung größer, als die Streuung, die aus den einzelnen Phasen resultiert, so dass die Ergebnisse alle einer homogenen Gruppe zugeordnet werden.

SMA 11 S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			
				EP			MW			BK			Faktor	Verwerf. H0-Hypo.	%	
				Ranking der homogenen Gruppen												
			1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe							
Bruchtemp.	1 SMA 11 S	25/55-55 A	n. signifi.	█	█	█								Phase	nein	-
	5 SMA 11 S	25/55-55 A	n. signifi.	█	█	█								Strecke	ja	43,19
	16 SMA 11 S	25/55-55 A	n. signifi.	█	█	█								Phase/ Strecke	ja	37,73
	17 SMA 11 S	25/55-55 A	signifi.	█			█	█						Fehler		19,07
	18 SMA 11 S	25/55-55 A	n. signifi.	█	█	█										
Bruchsp.	1 SMA 11 S	25/55-55 A	signifi.	█	█		█							Phase	ja	32,59
	5 SMA 11 S	25/55-55 A	signifi.	█			█	█						Strecke	ja	4,32
	16 SMA 11 S	25/55-55 A	n. signifi.	█	█	█								Phase/ Strecke	ja	52,53
	17 SMA 11 S	25/55-55 A	n. signifi.	█	█	█								Fehler		10,56
	18 SMA 11 S	25/55-55 A	signifi.	█			█			█						

Tab. 52: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an SMA 11 S

SMA 11 S*)			multiple Varianzanalyse		
			Faktor	Verwerf. H0-Hypo.	%
Bruchtemp.	1 SMA 11 S	25/55-55 A	Phase	nein	-
	5 SMA 11 S	25/55-55 A	Strecke	ja	60,95
	16 SMA 11 S	25/55-55 A	Phase/ Strecke	ja	19,96
	17 SMA 11 S	25/55-55 A	Fehler		19,09
	18 SMA 11 S	25/55-55 A			
Bruchsp.	1 SMA 11 S	25/55-55 A	Phase	ja	44,22
	5 SMA 11 S	25/55-55 A	Strecke	ja	4,88
	16 SMA 11 S	25/55-55 A	Phase/ Strecke	ja	44,94
	17 SMA 11 S	25/55-55 A	Fehler		5,96
	18 SMA 11 S	25/55-55 A			

Tab. 53: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an SMA 11 S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1

Bei der Betrachtung der Bruchspannungen ergaben sich bei nur zwei Strecken homogene Gruppen aller drei Phasen. In den übrigen drei Fällen (Strecke 1, 5 und 18) stellt die Phase BK als einzelne die homogene Gruppe dar oder gehört mit Phase EP zu der homogenen Gruppe mit den geringsten Bruchspannungen.

Eine deutliche Reihung der Phasen, unabhängig davon, ob sie derselben homogenen Gruppe angehören oder nicht, ist weder bei den Bruchtemperaturen noch bei den Bruchspannungen zu verzeichnen. Dies zeigt sich auch in den Ergebnissen der multiplen Varianzanalyse der Bruchtemperaturen - demnach hat die Phase keinen Einfluss auf die Versuchsergebnisse. Die Strecke mit einem Varianzanteil

von etwa 43 % beeinflusst diese maßgeblich, gefolgt von den Wechselwirkungen von Phase und Strecke mit ca. 38 %. Bei den Bruchspannungen hat jedoch die Phase mit etwa 33 % einen signifikanten Einfluss. Die Wechselwirkung von Phase und Strecke besitzen den größten Varianzanteil (Tabelle 52).

Strecke 17 wurde aufgrund eines stark unterschrittenen Grobkornanteils als Ausreißer definiert. Die multiple Varianzanalyse wurde nach ihrem Ausschluss erneut durchgeführt. Der Einfluss der Strecke auf die Bruchtemperatur verstärkt sich damit auf 61 %, zugunsten des Einflusses der Wechselwirkung von Phase und Strecke, der auf ca. 20 % sinkt. Der Einfluss der Phase auf die Bruchspannung wird auf 44 % erhöht, der Einfluss der Wechselwirkungen zwischen Phase und Strecke sinkt dabei jedoch auf 45 % (Tabelle 53). Die Strecken 5 und 18 sind nach Kapitel 7.1 als 50%ige Ausreißer gesondert zu betrachten. Aufgrund der geringen Anzahl der übrig gebliebenen Strecken, können in den Ergebnissen keine Auffälligkeiten dokumentiert werden.

Bei allen fünf Strecken wurde bei den SMA 11 S ein Bindemittel der Sorte 25/55-55 A verwendet, so dass der Einfluss dieser Kenngröße nicht untersucht werden konnte.

Bei drei Untersuchungsstrecken kam ein AC 11 D S zum Einsatz. Hierbei weisen die Phasen EP und MW im Mittel die gleiche Bruchtemperatur von

-23,0 °C auf, wobei die Spannweite der Phase EP mit 2,1 K gering ist als die Spannweite in Phase MW, welche 7,2 K beträgt. Phase BK erreicht bei diesem Asphalt die tiefsten mittleren Bruchtemperaturen von 25,8 °C mit einer Spannweite zwischen den Einzelstrecken von 4,0 K (vgl. Anhang I, Tabelle A 26). Auch bei den Bruchspannungen lassen sich eindeutige Tendenzen verzeichnen, da auch hier Phase BK mit 4,2 MPa die geringsten Spannungen aufweist und Phase EP und MW tendenziell auf gleichem Niveau bei einer Spannung von ca. 4,7 MPa liegen. Die Spannweiten nehmen hier von Phase BK zu Phase EP hin ab.

Die einfache Varianzanalyse mit nachgeschaltetem LSD-Test ergab sowohl bei der Bruchtemperatur als auch bei der Bruchspannung in jeweils zwei Fällen, dass zwischen den Phasen keine signifikanten Unterschiede vorhanden sind (Tabelle 54). Bei den Bruchtemperaturen bildet bei Strecke 7 die Phase BK eine eigene Gruppe. Bei den Bruchspannungen bilden sowohl Phase MW als auch Phase BK bei Strecke 10 jeweils eine eigene homogene Gruppe. Die Phase BK ist dabei stets die Phase mit den niedrigsten mittleren Bruchtemperaturen und Bruchspannungen. Einen maßgeblichen Einfluss auf die Kältekennwerte nehmen die einzelnen Strecken, jedoch hat auch die Wechselwirkung von Phase und Strecke einen großen Einfluss auf die Ergebnisse.

Alle drei Strecken wurden nach Kapitel 7.1 als 100%ige Ausreißer definiert. Hierbei treten die Abweichungen bei allen Strecken in Phase BK auf, jedoch sind hierbei stets verschiedene Kenngrößen maßgebend. Es lassen sich keine Zusammenhänge zwischen den Ergebnissen der Abkühlversuche und den Streuungen in der Zusammensetzung feststellen.

Bei zwei Strecken wurde ein lärmoptimierter Splittmastixasphalt SMA 8 LA eingesetzt. Der SMA 8 LA weist in den drei Phasen im Mittel tendenziell gleiche Bruchtemperaturen von ca. 26,0 °C auf, wobei Phase EP dabei die geringste Bruchtemperatur aufweist (Bild 67). Auch die Spannweiten sind bei diesem Asphalt sehr gering und erreichen in Phase BK ihren Höchstwert von 2,0 K und liegen damit innerhalb der Versuchstoleranz nach TP Asphalt-StB. Gleichzeitig werden bei diesen Asphalten die geringsten mittleren Bruchspannungen (bis zu ca.

2,5 MPa) mit sehr geringen Spannweiten erreicht. Auch hierbei erreicht Phase BK die geringsten Bruchspannungen mit einem Wert von 1,314 MPa. Die Phasen EP und MW liegen tendenziell auf einem ähnlichen Niveau bei  $2,349 \pm 0,1$  MPa.

Bei der statistischen Auswertung der einzelnen Strecken ergaben sich bei Strecke 6 keine signifikanten Unterschiede der Bruchtemperaturen zwischen den Phasen (Tabelle 55), obwohl in Phase MW eine Unterschreitung des Bindemittelgehaltes um 0,5 M.-% vorliegt. Bei Strecke 21 wurde dagegen, aufgrund der sehr geringen Spannweite der Einzelwerte, Phase EP als einzelne homogene Gruppe von Phase MW und BK getrennt. Unter Berücksichtigung der geringen absoluten Unterschiede der Mittelwerte von weniger als 2 K, können auch bei Strecke 21 die drei Phasen praktisch zusammengefasst werden. Der um 0,6 M.-% überschrittene Bindemittelgehalt in Phase BK führt zu keinen Auffälligkeiten in den Ergebnissen der Abkühlversuche.

Auch bei den Bruchspannungen wurden signifikante Unterschiede zwischen den Strecken festgestellt. Hierbei wird die Phase BK immer allein als die homogene Gruppe mit der niedrigsten Bruchspannung erkannt. Bei Strecke 6 bilden die beiden anderen Phasen ebenfalls eigene homogene Gruppen und bei Strecke 21 dagegen besteht kein signifikanter Unterschied dazwischen. Die so ermittelten Zusammenhänge sind auch im Balkendiagramm der einzelnen Strecken in Bild 68 visuell zu erkennen. Sowohl bei der Bruchtemperatur als auch bei der Bruchspannung hat die Phase mit Werten von 39 und 72 % jeweils den größten signifikanten Einfluss (Tabelle 55).

Der Asphalt AC 11 D N kam nur bei einer Strecke zur Anwendung. Hierbei stellten sich in Phase EP und BK ähnliche Bruchtemperaturen um die 25,5 °C ein. Phase MW hingegen erreichte nur eine Bruchtemperatur von -22,8 °C. Hierfür konnte keine Erklärung durch Auffälligkeiten bei den Bindemittelseigenschaften, dem Hohlraumgehalt oder der Zusammensetzung festgestellt werden. Jedoch wurde Phase MW aufgrund eines überschrittenen Grobkornanteils in Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert. Da keine anderen Strecken mit AC 11 D N vorliegen,

AC 11 D S				einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse		
					Ranking der homogenen Gruppen			Faktor	Verwerf. H0-Hypo.	%						
				1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe	EP				MW	BK				
Bruchtemp.	7	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■		■						Phase	ja	20,73
	10	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■							Strecke	ja	45,29
	14	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■							Phase/ Strecke	ja	28,37
														Fehler		5,61
Bruchsp.	7	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■							Phase	ja	-
	10	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■			■			■			Strecke	ja	50,59
	14	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■							Phase/ Strecke	ja	40,28
														Fehler		9,13

Tab. 54: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 11 D S

SMA 8 LA				einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse		
					Ranking der homogenen Gruppen			Faktor	Verwerf. H0-Hypo.	%						
				1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe	EP				MW	BK				
Bruchtemp.	6	SMA 8 LA	40/100-65 A	n. signifi.	■	■	■							Phase	ja	38,53
	21	SMA 8 LA	40/100-65 A	signifi.	■			■	■					Strecke	nein	12,59
														Phase/ Strecke	nein	18,95
														Fehler		29,93
Bruchsp.	6	SMA 8 LA	40/100-65 A	signifi.	■			■			■			Phase	ja	71,54
	21	SMA 8 LA	40/100-65 A	signifi.	■	■		■						Strecke	ja	19,66
														Phase/ Strecke	ja	7,73
														Fehler		1,08

Tab. 55: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an SMA 8 LA

kann dieser Zusammenhang jedoch nicht überprüft werden.

Bei den Bruchspannungen weist Phase BK mit 4,0 MPa die geringste Spannung auf. Auch die einfache Varianzanalyse spiegelt dies wider. Bei Betrachtung der Bruchtemperaturen bilden die Phasen EP und BK eine homogene Gruppe. Bei den Bruchspannungen hingegen werden die einzelnen Phasen jeweils unterschiedlichen Gruppen zugeordnet (Tabelle 56).

Ebenfalls bei einer Strecke (Strecke 15) wurde ein Gussasphalt MA 5 S eingebaut. Er weist in den Phasen EP und MW ähnliche Bruchtemperaturen

von ca. -16,5 °C auf, die jedoch höher liegen als in Phase BK, bei der eine Temperatur von -20 °C erreicht wird. Allerdings weisen Phase MW und BK ähnliche Bruchspannungen auf, welche mit einem Wert von ca. 4,9 MPa wesentlich höher sind als in Phase EP. Die einfache Varianzanalyse ergab jedoch, dass diese drei Untersuchungsphasen als homogene Gruppe zusammengefasst werden können und demnach kein signifikanter Unterschied zwischen diesen Phasen vorhanden ist (Tabelle 57). Dies liegt in der Streuung der Einzelwerte begründet.

Gemäß Kapitel 7.1 wurde Strecke 15 wegen eines überschrittenen Grobkornanteils in Phase MW und

AC 11 D N				einfache Varianz- analyse	LSD-Test														
					Ranking der homogenen Gruppen			1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe					
					EP	MW	BK												
Bruchtemp.	2	AC 11 D N	50/70	signifi.															
Bruchsp.	2	AC 11 D N	50/70	signifi.															

Tab. 56: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 11 D N

MA 5 S				einfache Varianz- analyse	LSD-Test														
					Ranking der homogenen Gruppen			1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe					
					EP	MW	BK												
Bruchtemp.	15	MA 5 S	20/30	n.signifi.															
Bruchsp.	15	MA 5 S	20/30	n.signifi.															

Tab. 57: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche MA 5 S

eines unterschrittenen Fülleranteils in Phase BK als Ausreißer definiert. Diese Auffälligkeiten spiegeln sich jedoch nicht in den Ergebnissen der Abkühlversuche wider.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass bei 13 der 21 Strecken kein signifikanter Unterschied zwischen den Phasen bei Betrachtung der Bruchtemperaturen festzustellen ist. Wenn bei einzelnen Asphaltarten bzw. Strecken signifikante Unterschiede festgestellt wurden, so ist in der Regel die Phase EP, die mit den höchsten Bruchtemperaturen. Die Phase BK bildet alleine oder mit Phase MW homogene Gruppen mit den niedrigsten Bruchtemperaturen.

Die Phase MW weicht bei den Abkühlversuchen in den meisten Fällen um ± 3,0 K von Phase BK ab.

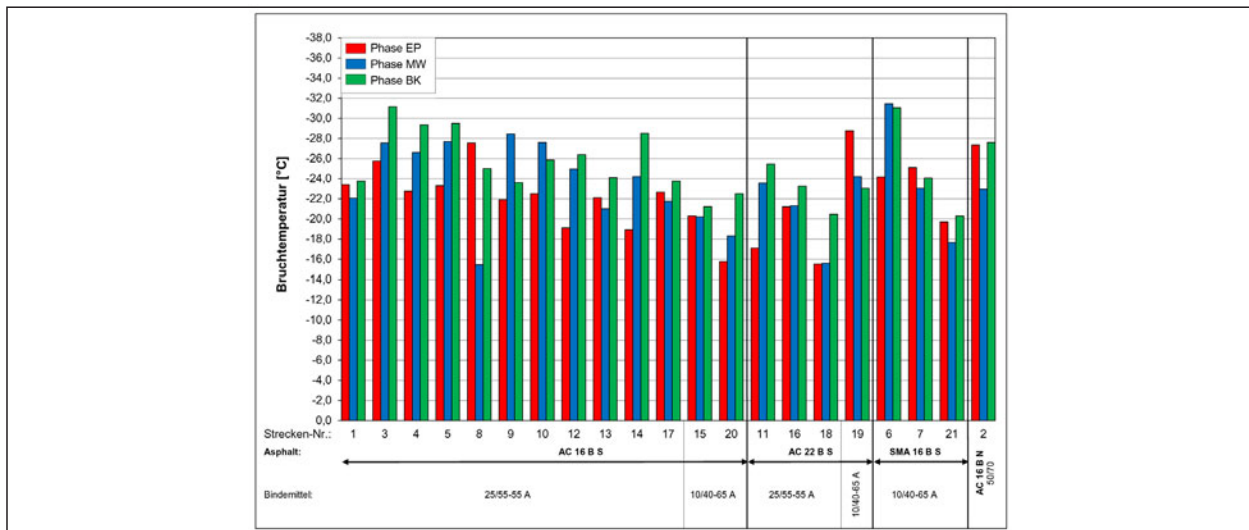
Bei den Bruchspannungen sind bei acht Asphaltarten keine signifikanten Unterschiede zwischen allen Phasen zu verzeichnen. Bei zwölf Strecken stellt die Phase BK die homogene Gruppe mit der geringsten Bruchspannung dar und in nur einem Fall bildet sie zusammen mit Phase EP diese homogene Gruppe. Die höchsten Bruchspannungen werden in der Regel in beiden Phasen EP und MW

und zum Teil nur in Phase EP erreicht, wenn der Unterschied signifikant ist. Bei den untersuchten Walzasphalten baut Phase BK meist niedrigere Bruchspannungen als Phase EP und MW auf, In wenigen Fällen liegen die Bruchspannungen in Phase BK auf ähnlichem Niveau mit den anderen Phasen. Bei Betrachtung aller untersuchten Asphaltarten liegt Phase BK im Mittel 0,8 MPa unterhalb von Phase MW. Die größte Differenz zwischen Phase MW und BK stellten sich mit einem Wert von 1,7 MPa ein.

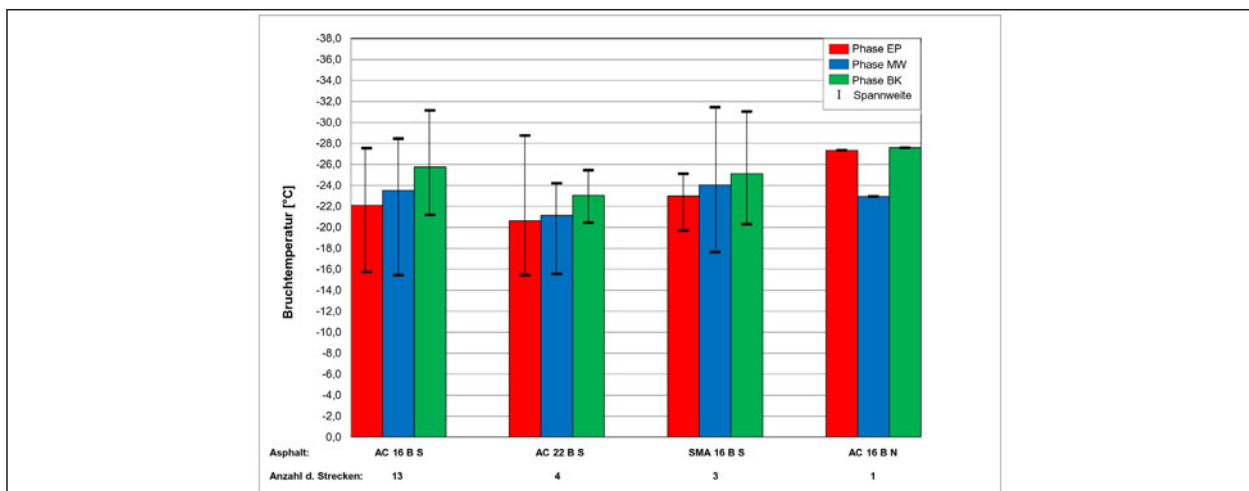
Zudem fällt auf, dass sich große Abweichungen bei den Bruchspannungen nicht bei den zugehörigen Bruchtemperaturen widerspiegeln, der Einfluss der Probekörperherstellung ist dagegen (aus walzsektorverdichteten Platten oder aus Bohrkernen) sehr deutlich zu erkennen.

Durch die weiterführende Betrachtung von Ausreißern bezüglich der Zusammensetzung und entsprechendem Ausschluss aus der statistischen Analyse, kann die statistische Sicherheit der Aussagen nicht verbessert werden. Die Auffälligkeiten in den Ergebnissen der Abkühlversuche lassen sich mit den konventionellen Asphaltkenngrößen beim untersuchten Datenkollektiv nicht erklären.





**Bild 70:** Grafische Darstellung der Bruchtemperaturen der Abkühlversuche an Asphaltbinderschichten sortiert nach Asphalten



**Bild 71:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Bruchtemperaturen der Abkühlversuche an Asphaltbinderschichten gruppiert nach Asphalten

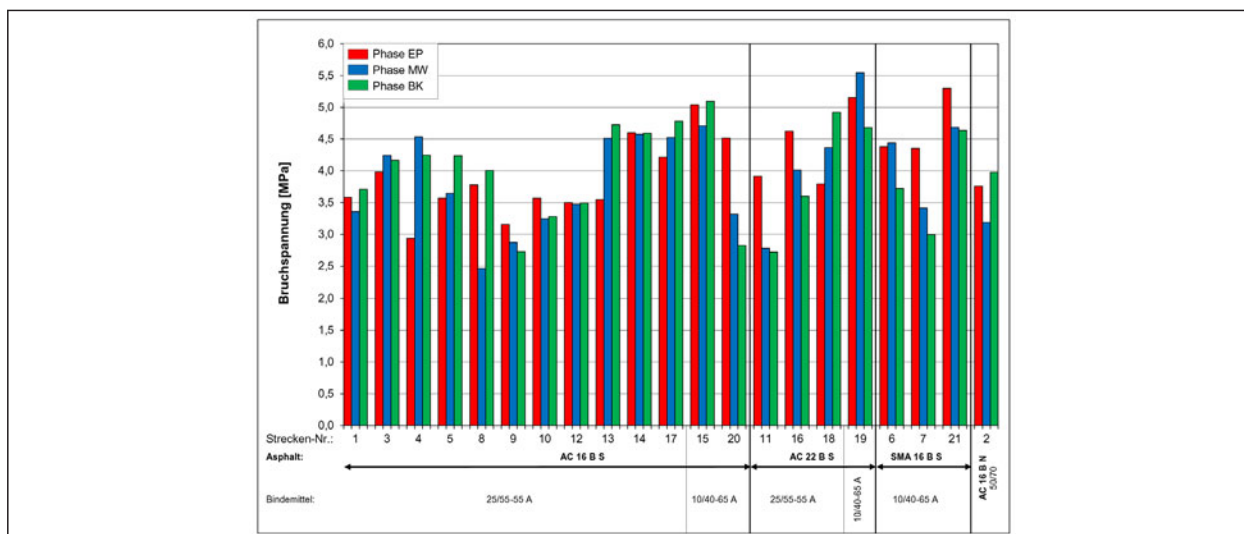
### Asphaltbinderschicht

In Bild 70 sind die Bruchtemperaturen, welche sich aus den Abkühlversuchen an den Asphaltbinderschichten ergeben, dargestellt. In Bild 71 sind die Mittelwerte und Spannweiten dieser Bruchtemperaturen gruppiert nach Asphaltarten in den drei Untersuchungsphasen dargestellt. Mit Ausnahme der AC 16 B N deuten sich im Mittel trotz der geringen Niveauunterschiede ähnliche Tendenzen zwischen den Phasen an: Hierbei weist Phase EP die höchsten und Phase BK die niedrigsten Bruchtemperaturen auf. Ähnlich sieht es bei Betrachtung der Bruchspannungen aus.

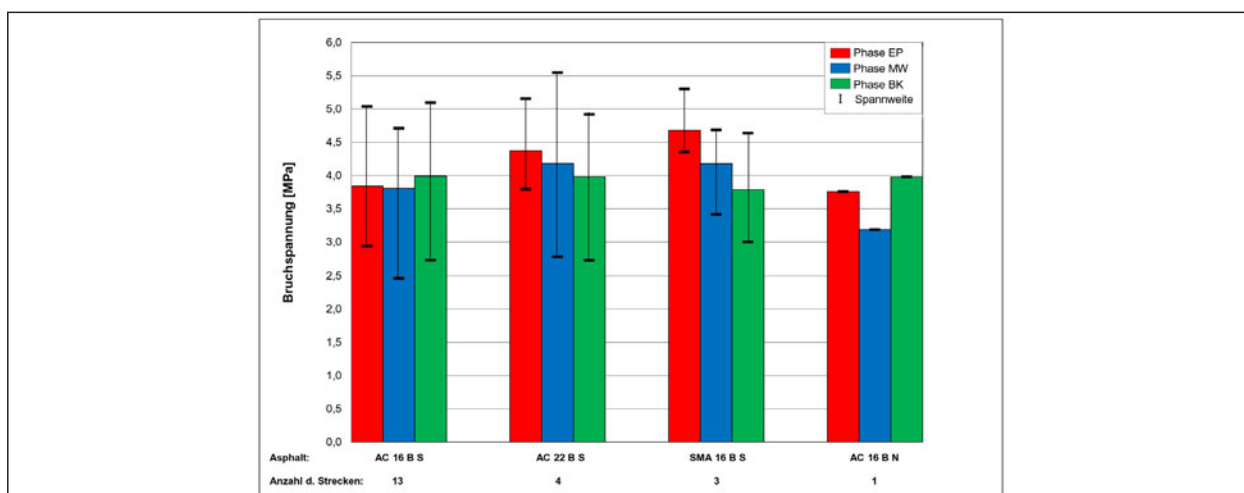
In 13 Strecken kam ein AC 16 B S zur Anwendung. Bei dieser Asphaltart stellen sich sehr große

Spannweiten innerhalb der Untersuchungsphasen ein. Phase EP weist einen Mittelwert von 22,1 °C auf, die Spannweite beträgt 11,8 K. Phase MW weist eine etwas tiefere Bruchtemperatur von 23,5 °C auf, die Spannweite beträgt 13,0 K. Die im Mittel niedrigste Bruchtemperatur von 25,7 °C stellt sich in der Phase BK ein, bei einer Spannweite bis zu 10,0 K. Die Bruchspannung liegt bei allen drei Phasen auf einem ähnlichen Niveau von ca. 3,9 MPa. Hier sind ebenfalls große Spannweiten innerhalb der Gruppen von bis zu 2,4 MPa zu verzeichnen.

Bei sechs Strecken konnte bei der statistischen Auswertung der Bruchtemperatur kein signifikanter Unterschied zwischen den Phasen erkannt werden (Tabelle 58). Bei den übrigen Strecken bildet in der Regel Phase EP die homogene Gruppe mit der



**Bild 72:** Grafische Darstellung der Bruchspannungen der Abkühlversuche an Asphaltbinderschichten sortiert nach Asphalten



**Bild 73:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Bruchspannungen der Abkühlversuche an Asphaltbinderschichten gruppiert nach Asphalten

höchsten Bruchtemperatur und Phase BK, allein oder in Kombination mit Phase MW, die homogene Gruppe mit der niedrigsten Bruchtemperatur. Ausnahmen hiervon machen Strecke 9 und 10, die in Phase MW geringere Bruchtemperaturen im Vergleich zur Phase BK aufweisen. Auffälligkeiten in der Zusammensetzung oder bei den Bindemiteleienschaften dieser Strecken, die die unterschiedlichen Tendenzen erklären können, konnten jedoch nicht festgestellt werden.

Eine weitere Ausnahme stellt Strecke 8 dar, die in Phase MW eine auffällig hohe Bruchtemperatur erreicht. Bei der Mischgutanalysen und den Bindemitteluntersuchungen konnten keine Abweichungen festgestellt werden, die das hohe Niveau der Ergebnisse erklären. Die Untersuchung der Zusammen-

setzung zeigte einen um 0,3 M.-% erhöhten Bindemittelgehalt, gegenüber dem Soll-Wert laut Erstprüfung, auf. Auch andere Strecken weisen in verschiedenen Phasen zum Teil einen erhöhten Bindemittelgehalt auf, aber einen allgemeinen Zusammenhang zwischen dieser Kenngröße und einer Erhöhung der Bruchtemperaturen ist nicht zu erkennen. Da bei keiner anderen Strecke solche Extreme beobachtet wurden und die beiden anderen Phasen zu den übrigen Ergebnissen passen, wird dieses Ergebnis als Ausreißer identifiziert und nicht in der weiteren Betrachtung berücksichtigt.

Bei den Bruchspannungen ergibt die einfache Varianzanalyse, dass acht Strecken in allen drei Phasen eine homogene Gruppe bilden. Bei Strecke 4 und 13 bildet Phase EP alleine die homogene Grup-

AC 16 B S				einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse			
					Ranking der homogenen Gruppen			Faktor			Verwerf.			%						
					1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe	H0-Hypo.	H0-Hypo.	H0-Hypo.	H0-Hypo.	H0-Hypo.	H0-Hypo.	H0-Hypo.	H0-Hypo.	H0-Hypo.				
Bruchtemperatur	1	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Phase	ja	17,43	Phase	ja	18,34
	3	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■								Strecke	ja	27,29	Strecke	ja	8,02
	4	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Phase/ Strecke	ja	46,96	Phase/ Strecke	ja	65,27
	5	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■								Fehler		8,33	Fehler		8,37
	8	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■													
	9	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■													
	10	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■													
	12	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■													
	13	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■													
	14	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■													
17	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■														
15	AC 16 B S	10/40-65 A	n. signifi.	■	■	■												Phase	ja	23,26
20	AC 16 B S	10/40-65 A	signifi.	■	■	■												Strecke	nein	0,6
																	Phase/Str.	nein	43,39	
																	Fehler		32,75	
Bruchspannung	1	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Phase	ja	-	Phase	ja	2,29
	3	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Strecke	ja	50,11	Strecke	ja	50,21
	4	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■								Phase/ Strecke	ja	38,51	Phase/ Strecke	ja	36,05
	5	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■								Fehler		11,38	Fehler		11,45
	8	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■													
	9	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■													
	10	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■													
	12	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■													
	13	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■													
	14	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■													
17	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■														
15	AC 16 B S	10/40-65 A	n. signifi.	■	■	■												Phase	ja	1,27
20	AC 16 B S	10/40-65 A	signifi.	■	■	■												Strecke	ja	64,96
																	Phase/Str.	ja	24,99	
																	Fehler		8,78	

Tab. 58: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 16 B S

pe mit den niedrigsten Spannungen und zwischen den beiden anderen Phasen ist kein signifikanter Unterschied zu erkennen. In der Zusammensetzung wurde in keiner der drei Phasen eine Auffälligkeit festgestellt.

Bei Strecke 5 wird bei Betrachtung der Bruchspannungen Phase MW zur Gruppe der Phase EP zugeordnet. Bei Strecke 20 dagegen ist Phase EP die homogene Gruppe mit den höchsten Spannungen und Phase MW und BK gehören erneut zusammen.

Auffällig sind die Unterschiede in den Ergebnissen der Phase EP der Strecken 3 und 4. Die Bruchtemperatur von Strecke 4 liegt um 3,0 K höher und die Bruchspannung um ca. 1,0 MPa niedriger als die der Strecke 3. Der einzige Unterschied der beiden Mischgüter liegt in der Produktionscharge des verwendeten Bindemittels.

Bei der multiplen Varianzanalyse stellt sich ein maßgeblicher Einfluss der Wechselwirkung aus Phase und Strecke auf die Bruchtemperatur ein. Die Unterteilung nach Bindemittel wirkt sich praktisch nicht aus. Auch unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1 (Strecke 1 und 15) ändern sich die ermittelten Einflüsse nicht. Ähnlich sehen die Ergebnisse der multiplen Varianzanalyse für die Bruchspannungen aus, allerdings ist dort der maßgebliche Faktor stets die Strecke (Tabelle 59).

Bei vier Untersuchungsstrecken wurde ein AC 22 B S eingesetzt. Die Bruchtemperaturen der drei Phasen liegen hierbei auf einem ähnlichen Niveau um die -22,0 °C. In der Phase EP liegt die Spannweite bei 13,3 K, in Phase MW bei 8,7 K und in Phase BK bei 5,0 K. Auch bei den Bruchspannungen weisen die drei Phasen ein ähnliches Niveau um die 4,0 MPa auf. Hier tritt in Phase MW die größte Spannweite mit 2,8 MPa auf.

Es konnten bei den Bruchtemperaturen der vier untersuchten Strecken unterschiedliche Zusammenhänge zwischen den Phasen gefunden werden. Die einfache Varianzanalyse und der nachgeschaltete LSD-Test ergeben, dass bei zwei Strecken (16 und 19) alle drei Phasen einer homogenen Gruppe angehören. Bei Strecke 11 und 18 ist die Reihung der Phasen zwar die gleiche, so dass von EP über MW nach BK hin die Bruchtemperatur niedriger wird, die Zuordnung von Phase MW ist jedoch dabei unterschiedlich: Bei Strecke 11 gehört sie zur Phase BK und bei Strecke 18 zu Phase EP.

Den maßgebenden Einfluss auf die Bruchtemperatur hat die Wechselwirkung aus Phase und Strecke und als zweites die Strecke an sich. Bei der Bruchspannung wurde nur bei einer Strecke (Strecke 16) ein signifikanter Unterschied zwischen allen Phasen festgestellt. Diese Strecke wurde jedoch nicht als Ausreißer identifiziert (Kapitel 7.1). Die Strecke hat hierbei den größten Einfluss auf die Bruchspannung (Tabelle 60).

Bei den Strecken wurden zwei verschiedene Bindemittel verwendet. Bei Strecke 19 handelt es sich um ein PmB 10/4065 A. Bei dieser Strecke werden in Phase EP tiefere Temperaturen und zusätzlich in Phase MW höhere Bruchspannungen als bei den drei Strecken mit einem Bindemittel der Sorte 25/55-55 A erreicht. Die Bruchtemperaturen in Phase MW und BK der Strecke 19 liegen jedoch auf ähnlichem Niveau, wie bei den anderen drei Strecken. Auffälligkeiten in der Zusammensetzung oder bei den Bindemittleigenschaften konnten nicht festgestellt werden.

Bei näherer Betrachtung der drei Asphalte mit PmB 25/55-55 A ergibt sich aus der multiplen Varianzanalyse ein signifikanter Einfluss der Strecke und der Phase auf die Bruchtemperatur sowie der Strecke und den Wechselwirkungen von Phase und Strecke auf die Bruchspannung, wobei die Anteile der unerklärlichen Varianzen steigen.

Nach Ausschluss der Ausreißer (Strecke 18) gemäß Kapitel 7.1 wächst der Einfluss der Wechselwirkung aus Phase und Strecke auf die Bruchtemperatur auf ca. 77 %. Der Einfluss der Strecke auf

AC 16 B S <sup>*)</sup>			multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse		
			Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%
			HO-Hypo.			HO-Hypo.		
Bruchtemperatur	1	AC 16 B S 25/55-55 A	Phase	ja	20,62	Phase	ja	20,00
	3	AC 16 B S 25/55-55 A	Strecke	ja	23,44	Strecke	ja	7,17
	4	AC 16 B S 25/55-55 A	Phase/			Phase/		
	5	AC 16 B S 25/55-55 A	Strecke	ja	48,8	Strecke	ja	64,89
	8	AC 16 B S 25/55-55 A	Fehler		7,15	Fehler		7,93
	9	AC 16 B S 25/55-55 A						
	10	AC 16 B S 25/55-55 A						
	12	AC 16 B S 25/55-55 A						
	13	AC 16 B S 25/55-55 A						
	14	AC 16 B S 25/55-55 A						
Bruchspannung	1	AC 16 B S 25/55-55 A	Phase	nein	-	Phase	ja	1,87
	3	AC 16 B S 25/55-55 A	Strecke	ja	38,05	Strecke	ja	50,21
	4	AC 16 B S 25/55-55 A	Phase/			Phase/		
	5	AC 16 B S 25/55-55 A	Strecke	ja	50,48	Strecke	ja	37,12
	8	AC 16 B S 25/55-55 A	Fehler		11,47	Fehler		10,8
	9	AC 16 B S 25/55-55 A						
	10	AC 16 B S 25/55-55 A						
	12	AC 16 B S 25/55-55 A						
	13	AC 16 B S 25/55-55 A						
	14	AC 16 B S 25/55-55 A						
15	AC 16 B S 10/40-65 A							
20	AC 16 B S 10/40-65 A							

<sup>\*)</sup> Durchgestrichene Strecken wurden gemäß Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert

Tab. 59: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 16 B S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1

AC 22 B S			einfache Varianzanalyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse			
				Ranking der homogenen Gruppen									Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%	
			1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe			HO-Hypo.			HO-Hypo.				
Bruchtemp.	11	AC 22 B S 25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Phase	ja	-	Phase	ja	29,38
	16	AC 22 B S 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Strecke	ja	39,6	Strecke	ja	35,67
	18	AC 22 B S 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Phase/			Phase/Str.	nein	15,08
	19	AC 22 B S 10/40-65 A	n. signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Strecke	ja	44,44	Fehler		19,86
Bruchsp.	11	AC 22 B S 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Phase	nein	-	Phase	nein	-
	16	AC 22 B S 25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Strecke	ja	57,1	Strecke	ja	33,55
	18	AC 22 B S 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Phase/			Phase/Str.	ja	48,77
	19	AC 22 B S 10/40-65 A	n. signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Strecke	ja	30,4	Fehler		17,68
													Fehler		12,5				

Tab. 60: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 22 B S

die Bruchspannung steigt bei dieser Betrachtung ebenso auf 72 % an. Aufgrund des hohen Anteils der nicht erkläraren Einflüsse ist eine weitere Unterteilung nach der Bindemittelsorte nicht zielführend (Tabelle 61).

AC 22 B S <sup>1)</sup>				multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse		
				Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%
				H0-Hypo.			H0-Hypo.		
Bruchtemp.	11	AC 22 B S	25/55-55 A	Phase	nein	-	Phase	ja	28,50
	16	AC 22 B S	25/55-55 A	Strecke	ja	-	Strecke	nein	-
	18	AC 22 B S	25/55-55 A	Phase/			Phase/Str	nein	36,74
	19	AC 22 B S	10/40-65 A	Strecke	ja	76,96	Fehler		34,76
				Fehler		23,04			
Bruchsp.	11	AC 22 B S	25/55-55 A	Phase	ja	11,6	Phase	ja	36,43
	16	AC 22 B S	25/55-55 A	Strecke	ja	72,4	Strecke	ja	48,55
	18	AC 22 B S	25/55-55 A	Phase/			Phase/Str	nein	-
	19	AC 22 B S	10/40-65 A	Strecke	nein	7,21	Fehler		15,02
				Fehler		8,78			

<sup>1)</sup> Durchgestrichene Strecken wurden gemäß Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert

Tab. 61: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 22 B S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1

Bei drei Strecken wurde ein SMA 16 B S eingebaut. Die Mittelwerte der Bruchtemperaturen liegen für die drei Phasen auf ähnlichem Niveau. Die Phase EP weist mit einer Bruchtemperatur von 23,0 °C den höchsten Wert auf. Die Spannweiten betragen in der Phase EP 5,4 K, in Phase MW 13,8 K und in Phase BK 10,8 K. Bei den Bruchspannungen ist deutlich eine absteigende Tendenz von Phase EP zu Phase BK zu verzeichnen. Die größte Spannweite stellt sich hierbei in Phase BK mit einem Wert von 1,6 MPa ein. Phase EP weist geringere Abweichungen von 0,9 MPa auf.

Durch die einfache Varianzanalyse und den LSD-Test konnte bei den Bruchtemperaturen Phase EP der Strecke 6 als eine eigene homogene Gruppe erkannt werden. Die beiden anderen Phasen dieser Strecke gehören zu einer homogenen Gruppe. In ihrer Zusammensetzung weist Strecke 6 allerdings

SMA 16 B S				einfache Varianzanalyse	LSD-Test						multiple Varianzanalyse								
					EP	MW	BK	Ranking der homogenen Gruppen						Faktor	Verwerf.	%			
								1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe			H0-Hypo.		
Bruchtemp.	6	SMA 16 B S	10/40-65 A	signifi.	■			■	■								Phase	ja	-
	7	SMA 16 B S	10/40-65 A	n. signifi.	■	■	■										Strecke	ja	69,94
	21	SMA 16 B S	10/40-65 A	n. signifi.	■	■	■										Phase/		
																	Strecke	ja	25,39
																	Fehler		4,67
Bruchsp.	6	SMA 16 B S	10/40-65 A	signifi.	■	■		■									Phase	ja	26,11
	7	SMA 16 B S	10/40-65 A	signifi.	■			■			■						Strecke	ja	58,46
	21	SMA 16 B S	10/40-65 A	n. signifi.	■	■	■										Phase/		
																	Strecke	ja	11,56
																	Fehler		3,87

Tab. 62: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an SMA 16 B S

AC 16 B N				einfache Varianzanalyse	LSD-Test										
					EP	MW	BK	Ranking der homogenen Gruppen							
					1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe				
Bruchtemp.	2	AC 11 B N	50/70	signifi.	■			■	■						
Bruchsp.	2	AC 11 B N	50/70	signifi.	■	■		■							

Tab. 63: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 16 B N



in Phase MW eine Unterschreitung des Bindemittelgehaltes um 0,6 M.-% und in Phase BK eine Überschreitung um 0,3 M.-% auf. Die Bindemittelgehalte der beiden Phasen (MW und BK) unterscheiden sich somit um 0,9 M.%, haben aber dennoch die gleichen Bruchtemperaturen erreicht, was darauf hindeutet, dass der Bindemittelgehalt in dem Fall keinen Einfluss auf die Ergebnisse hat. Bei der Bruchspannung sieht es ähnlich aus – hier sind die Phasen EP und MW die mit den gleichen Ergebnissen, unterscheiden sich aber um 0,5 M.-% beim Bindemittelgehalt.

Alle Phasen der Strecke 7 und 21 gehören jeweils zu einer homogenen Gruppe. Auch bei Strecke 21 stellt sich in Phase BK ein um 0,6 M.-% erhöhter Bindemittelgehalt ein, welcher sich aber bei den Ergebnissen der Abkühlversuche nicht wiederfinden lässt.

Bei den Bruchspannungen stellen sich die Zusammenhänge unterschiedlich dar, wobei Phase BK immer die mit der niedrigsten Bruchspannung ist, auch wenn die Ergebnisse, wie bei Strecke 21, sich nicht signifikant unterscheiden. Den maßgeblichen Einfluss auf diese beiden Kenngrößen hat die Strecke mit einem Varianzanteil von 70 bzw. 59 % (Tabelle 62).

Ein Ausschluss der beiden als Ausreißer identifizierten Strecken 6 und 21 ist nicht zielführend, da sie zum einen bei den Ergebnissen nicht auffällig sind und zum anderen bleibt dann für die Analyse nur Strecke 7 übrig.

Bei Strecke 2 wurde ein AC 16 B N eingebaut. Die Phasen EP und BK liegen auf gleichem Niveau von etwa  $-27,5\text{ °C}$  und erreichen damit tiefere Bruchtemperaturen als Phase MW, welche eine Temperatur von  $-23,0\text{ °C}$  erreicht. Diese Reihung spiegelt sich auch bei den Bruchspannungen wider. Phase EP und BK liegen auch hier mit einem Wert von  $(3,9 \pm 0,1)\text{ MPa}$  auf einem höheren Niveau als Phase MW. Sowohl bei Bruchtemperatur als auch -spannung wurden die Phasen EP und BK als homogene Gruppe identifiziert und sind signifikant unterschiedlich zu Phase MW (Tabelle 63). Bei dieser Strecke wird der Bindemittelgehalt in Phase MW um 0,5 M.-% unterschritten. Ob dies der Grund für die höheren Bruchtemperaturen bzw. niedrigen

Bruchspannungen in dieser Phase ist, kann nicht eindeutig bestimmt werden, da keine weiteren Asphalte dieser Sorte untersucht wurden.

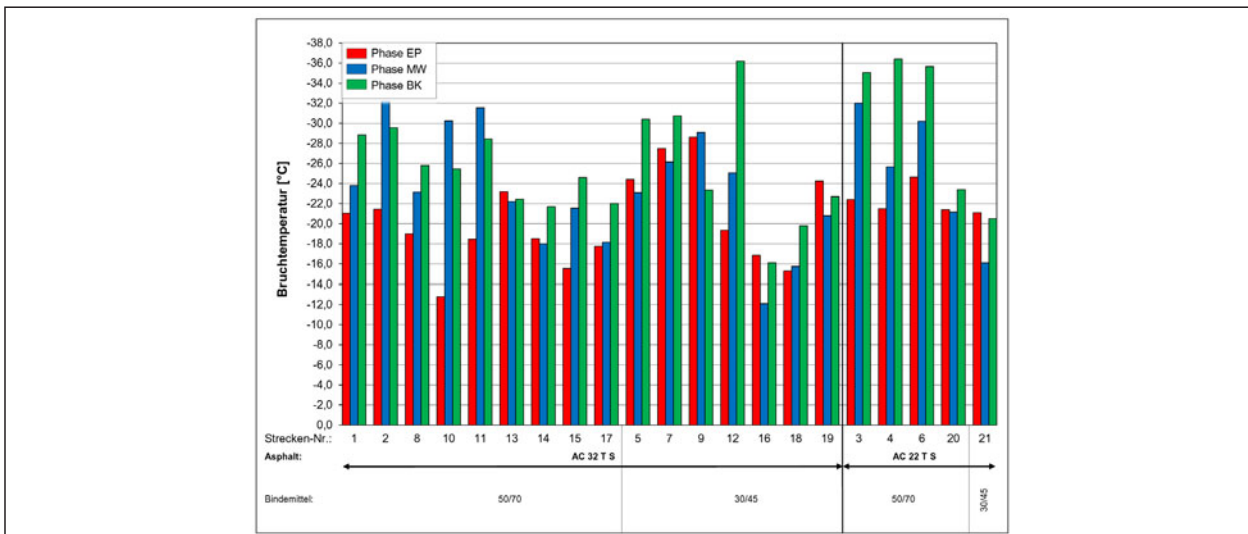
Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass in der Regel in Phase EP der Asphaltbindervarianten die höchsten und in Phase BK die niedrigsten Bruchtemperaturen erreicht werden. Phase MW wird entweder zu der einen oder der anderen Phase gezählt. In ca. 50 % der Fälle bestehen jedoch zwischen den Phasen, aufgrund der einzelnen Versuchsstreuungen, im statistischen Sinne keine signifikanten Unterschiede. Bei den Bruchspannungen ist dies sogar bei mehr als 50 % der Fall. Bei den übrigen Strecken wurden die niedrigsten Spannungen nicht nur in Phase BK, sondern auch zum Teil in Phase MW und EP festgestellt.

Die in Kapitel 7.1 als Ausreißer identifizierten Strecken weisen bei den Ergebnissen der Abkühlversuche keine Auffälligkeiten auf. Die vorhandenen Unterschiede in diesen Ergebnissen lassen sich auch nicht durch Auffälligkeiten in der Zusammensetzung der einzelnen Strecken erklären.

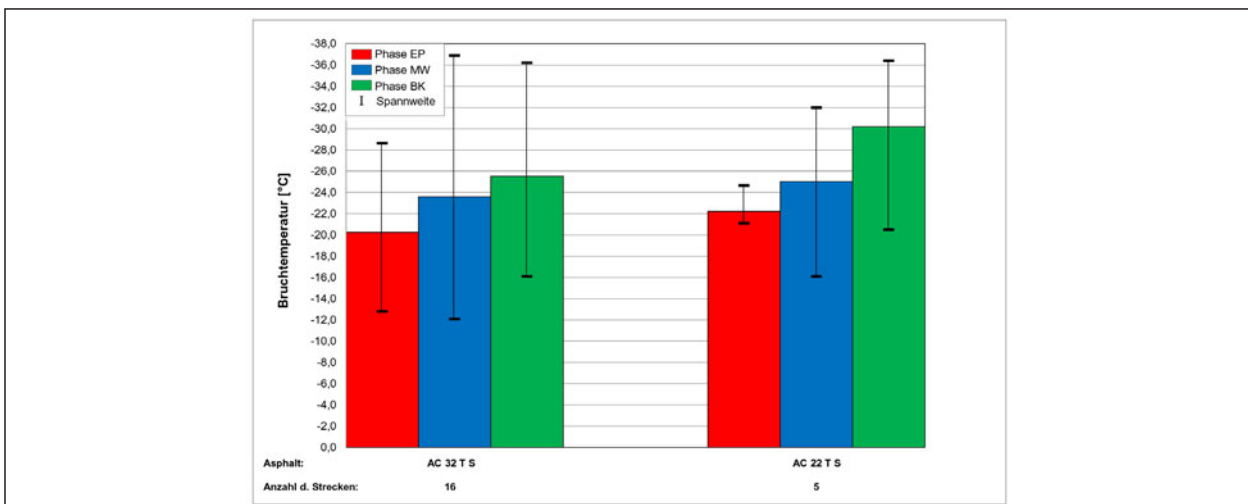
### Asphalttragschicht

Bei Betrachtung der Bruchtemperaturen der Asphalttragschichten (AC 32 T S und AC 22 T S) ist eine deutliche Tendenz in der Reihung der Mittelwerte der Phasen zu erkennen (Bild 75), wobei die Spannweiten sehr groß sind. Phase EP weist bei beiden Asphaltarten im Mittel die höchsten und Phase BK die niedrigsten Bruchtemperaturen auf. Die zugehörigen Zahlenwerte sind in Anhang I, Tabelle A 30 aufgelistet. Bei der Betrachtung der Werte in Bild 74 fällt auf, dass die Tendenzen der Phasen innerhalb der einzelnen Strecken unterschiedlich sein können, was auch zu den großen Spannweiten in Bild 65 führt. Die Bruchspannungen liegen bei beiden Asphaltarten im Mittel auf einem ähnlichen Niveau und weisen im Allgemeinen große Spannweiten auf. Die Balkendiagramme der einzelnen Strecken sind in Bild 74 und Bild 76 dargestellt.

Bei 16 Untersuchungsstrecken wurde ein AC 32 T S eingesetzt. Die Bruchtemperaturen liegen z. B. bei der Phase MW zwischen  $12,1\text{ °C}$  und  $36,9\text{ °C}$ . Tendenziell ist zu erkennen, dass Phase EP bei einem



**Bild 74:** Grafische Darstellung der Bruchtemperaturen der Abkühlversuche an Asphalttragschichten sortiert nach Asphalt

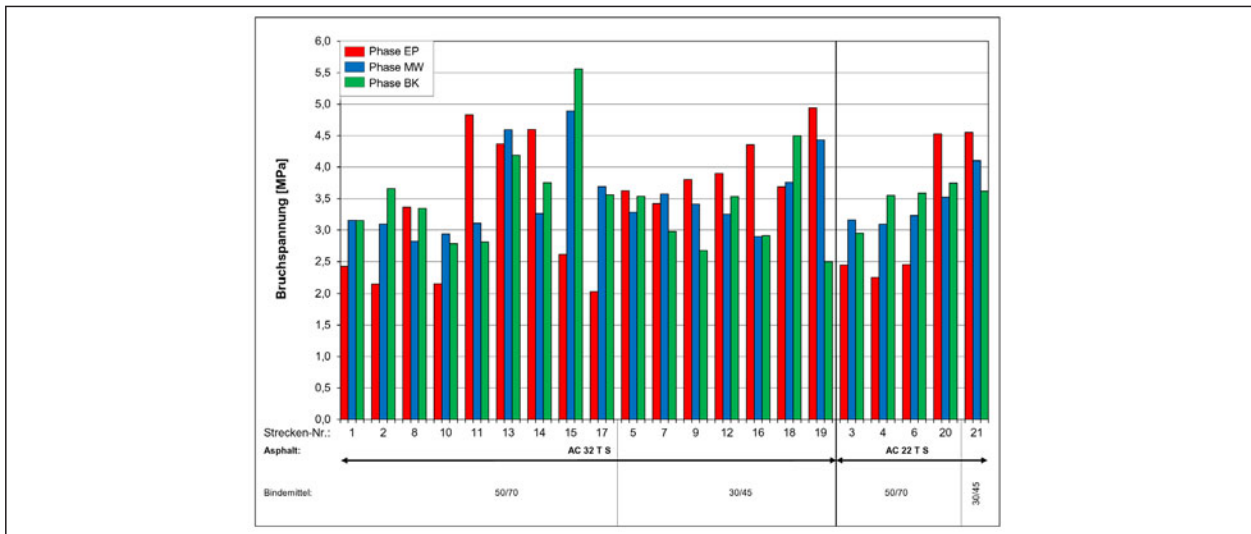


**Bild 75:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Bruchtemperaturen der Abkühlversuche an Asphalttragschichten gruppiert nach Asphalt

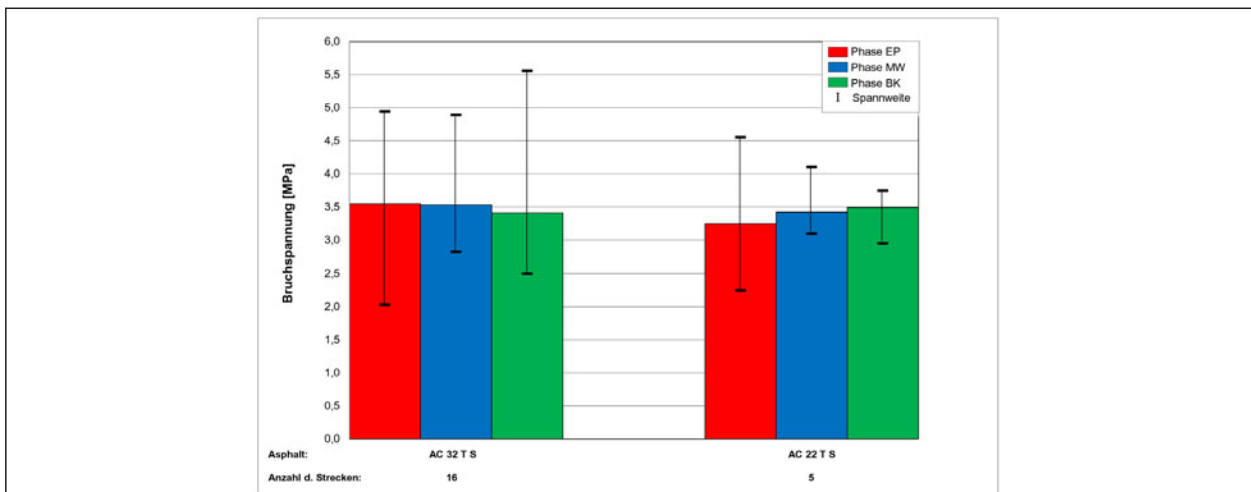
Mittelwert von  $-20,3$  °C Höhe re und Phase BK mit einem Mittelwert von  $25,5$  °C die tiefsten Bruchtemperaturen erreicht. Auch bei den Bruchspannungen stellen sich derart große Spannweiten ein. Diese reichen von  $2,0$  MPa (Phase EP) bis hin zu  $5,6$  MPa (Phase BK).

In sechs der Fälle konnten keine signifikanten Unterschiede zwischen den Ergebnissen der Bruchtemperaturen der einzelnen Phasen festgestellt werden. Ansonsten ist die Phase EP stets die oder gehört zur Gruppe mit den signifikant höchsten Bruchtemperaturen. Phase BK ist die mit den signifikant niedrigsten Bruchtemperaturen oder gehört mit Phase MW dieser Gruppe an. Eine Ausnahme bil-

det Strecke 9, bei der Phase BK zur Gruppe mit den höchsten Bruchtemperaturen gehört. Phase MW wird viermal der Phase EP und viermal der Phase BK zugeordnet. Bei den Strecken 2 und 12 sind alle drei Phasen voneinander signifikant unterschiedlich. In Phase MW der Strecke 2 wird dazu noch die niedrigste Bruchtemperatur erreicht. Die Analyse der Zusammensetzungen dieser Untersuchungsphasen ergab einen leicht erhöhten Bindemittelgehalt bei Phase BK und einen geringen Bindemittelgehalt bei Phase EP und MW. Bei Strecke 12 hingegen weisen sowohl Phase MW als auch BK einen leicht erhöhten Bindemittelgehalt auf. Jedoch wird nur in Phase BK eine äußerst geringe Bruchtemperatur erreicht. Daraus lässt sich, wie bereits auch



**Bild 76:** Grafische Darstellung der Bruchspannungen der Abkühlversuche an Asphalttragschichten sortiert nach Asphalt



**Bild 77:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Bruchspannungen der Abkühlversuche an Asphalttragschichten sortiert nach Asphalt

bei den Asphaltbinderschichten, folgern, dass der Bindemittelgehalt keinen Einfluss auf die Bruchtemperatur nimmt.

Bei vier Strecken sind die Bruchspannungen in Phase EP signifikant kleiner als die in den beiden anderen Phasen. Bei Strecke 9 und 19 ist dies der Fall mit Phase BK und bei Strecke 11 gehören die Phasen MW und BK zu einer homogenen Gruppe (Tabelle 64). Bei den übrigen 9 Strecken bilden die drei Phasen eine homogene Gruppe.

Den größten Einfluss auf sowohl die Bruchtemperatur als auch –spannung haben die Wechselwirkungen aus Phase und Strecke.

Bei allen AC 32 T S-Varianten wurde Asphaltgranulat eingesetzt. Bei neun Strecken ergibt sich als resultierende Bindemittelsorte ein Straßenbaubitumen 50/70, bei sieben Strecken ein 30/45.

Bei separater Betrachtung der Varianten, welche eine Bindemittelsorte 30/45 beinhalten, zeigt sich ein maßgeblicher Einfluss der Strecke in Bezug auf die Bruchtemperatur und der Wechselwirkungen auf die Bruchspannung. Im Falle eines resultierenden Bindemittels der Sorte 50/70 zeigen sich die Einflüsse der Phase und der Wechselwirkungen auf die Bruchtemperatur sowie der Einfluss der Wechselwirkungen auf die Bruchspannung (Tabelle 64).

AC 32 T S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse			
				Ranking der homogenen Gruppen			Faktor			Faktor									
				EP	MW	BK	Verwerf.	%	Verwerf.	%	Verwerf.	%							
				1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe	H0-Hypo.	H0-Hypo.	H0-Hypo.										
Bruchtemperatur	1 AC 32 T S	50/70	n. signifi.	■	■	■							Phase	ja	17,21	Phase	ja	37,9	
	2 AC 32 T S	50/70	signifi.				■				■		Strecke	ja	31,62	Strecke	ja	16,87	
	8 AC 32 T S	50/70	signifi.	■						■	■		Phase/ Strecke	ja	44,7	Phase/ Strecke	ja	38,5	
	10 AC 32 T S	50/70	signifi.	■						■	■		Fehler		6,47	Fehler		6,73	
	13 AC 32 T S	50/70	n. signifi.	■	■	■													
	14 AC 32 T S	50/70	n. signifi.	■	■	■													
	15 AC 32 T S	50/70	signifi.	■	■	■					■	■							
	17 AC 32 T S	50/70	signifi.	■	■	■													
	5 AC 32 T S	30/45	signifi.	■	■	■										Phase	ja	5,5	
	7 AC 32 T S	30/45	n. signifi.	■	■	■										Strecke	ja	55,5	
	9 AC 32 T S	30/45	signifi.	■	■	■					■	■				Phase/ Strecke	ja	33,56	
	12 AC 32 T S	30/45	n. signifi.	■	■	■						■				Fehler		5,44	
	16 AC 32 T S	30/45	n. signifi.	■	■	■													
	18 AC 32 T S	30/45	signifi.	■	■	■													
	19 AC 32 T S	30/45	n. signifi.	■	■	■													
	Bruchspannung	1 AC 32 T S	50/70	n. signifi.	■	■	■							Phase	nein	-	Phase	ja	-
		2 AC 32 T S	50/70	signifi.	■	■	■					■		Strecke	ja	6,82	Strecke	ja	19,69
		8 AC 32 T S	50/70	n. signifi.	■	■	■							Phase/ Strecke	ja	79,13	Phase/ Strecke	ja	70,45
		10 AC 32 T S	50/70	signifi.	■	■	■					■	■	Fehler		14,05	Fehler		9,86
13 AC 32 T S		50/70	n. signifi.	■	■	■													
14 AC 32 T S		50/70	n. signifi.	■	■	■													
15 AC 32 T S		50/70	signifi.	■	■	■					■								
17 AC 32 T S		50/70	n. signifi.	■	■	■						■							
5 AC 32 T S		30/45	n. signifi.	■	■	■										Phase	ja	16,54	
7 AC 32 T S		30/45	n. signifi.	■	■	■										Strecke	ja	-	
9 AC 32 T S		30/45	signifi.	■	■	■					■					Phase/ Strecke	ja	60,91	
12 AC 32 T S		30/45	n. signifi.	■	■	■										Fehler		22,55	
16 AC 32 T S		30/45	n. signifi.	■	■	■													
18 AC 32 T S		30/45	n. signifi.	■	■	■													
19 AC 32 T S		30/45	signifi.	■	■	■					■								

Tab. 64: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 32 T S

Desweiteren wurden die Strecken 1, 2, 7, 13, 15 und 16 in Kapitel 7.1 als Ausreißer identifiziert. Davon sind Strecke 1, 7 und 13 in Phase MW auffällig, die Ergebnisse der Abkühlversuche dieser Phasen reihen sich jedoch gut in die anderen Ergebnisse ein. Strecke 15 und 16 sind in ihrer Zusammensetzung der Phase BK auf fällig, jedoch spiegeln sich diese Auffälligkeiten nicht in den Ergebnissen der Abkühlversuche wider.

Bei einer multiplen Varianzanalyse ohne Betrachtung der Ausreißer (Strecke 1, 2, 7, 13, 15 und 16) werden die oben genannten Einflüsse der Wechselwirkungen von Phase T und Strecke verstärkt (Tabelle 65).

In fünf Fällen wurde ein AC 22 T S eingesetzt. Auch bei dieser Asphaltorte weist Phase EP mit einem Mittelwert von -22,2 °C die höchste Bruchtempera-

tur auf, gefolgt von Phase MW und Phase BK mit einem Wert von -25,0 °C und -30,2 °C. In Phase EP stellen sich nur sehr geringe Spannweiten von 3,6 K ein, die Phasen MW und BK zeigen Spannweiten von 15,9 K.

Bei den Bruchspannungen zeigt sich die gleiche Reihung, wobei Phase MW und BK auf gleichem Niveau liegen. Phase EP weist hier die größte Spannweite von 2,3 MPa auf.

Bei drei der fünf Strecken besteht ein signifikanter Unterschied der Bruchtemperaturen zwischen den Phasen, wobei Phase EP stets die mit der höchsten und Phase BK allein (Strecke 4 und 6) oder zusammen mit MW (Strecke 3) die mit der niedrigsten Bruchtemperatur ist. In zwei Fällen bilden die drei

Phasen eine homogene Gruppe. Auf die Bruchtemperatur hat die Strecke bzw auf die Bruchspannung die Wechselwirkung aus Phase und Strecke den größten Einfluss (Tabelle 66).

Die Strecken 3, 4 und 6 weisen in Phase BK deutlich niedrigere Bruchtemperaturen im Vergleich mit den anderen Phasen und Strecken auf. Auch die Phase MW der Strecken 3 und 6 erreichen deutlich niedrigere Bruchtemperaturen. Auffälligkeiten in der Zusammensetzung konnten jedoch nur in Phase BK der Strecke 3 mit einem unterschrittenen Bindemittelgehalt und in Phase MW der Strecke 6 mit einem überhöhten Grobkornanteil festgestellt werden. Strecke 4 hingegen weist keine Auffälligkeiten in der Zusammensetzung auf. Die Auffälligkeiten in den Ergebnissen der Abkühlversuche lassen sich daher mit diesen Kenngrößen nicht erklären.

AC 32 T S <sup>*)</sup>			multiple			multiple				
			Varianzanalyse			Varianzanalyse				
			Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%		
			H0-Hypo.			H0-Hypo.				
Bruchtemperatur	1	AC 32 T S	50/70	Phase	ja	20,06	Phase	ja	41,74	
	2	AC 32 T S	50/70	Strecke	ja	18,89	Strecke	ja	8,26	
	8	AC 32 T S	50/70	Phase/			Phase/			
	10	AC 32 T S	50/70	Strecke	ja	56,32	Strecke	ja	45,41	
	11	AC 32 T S	50/70	Fehler		4,73	Fehler		4,59	
	13	AC 32 T S	50/70							
	14	AC 32 T S	50/70							
	15	AC 32 T S	50/70							
	17	AC 32 T S	50/70							
	5	AC 32 T S	30/45				Phase	ja	3,05	
	7	AC 32 T S	30/45				Strecke	ja	33,71	
	9	AC 32 T S	30/45				Phase/			
	12	AC 32 T S	30/45				Strecke	ja	58,62	
	16	AC 32 T S	30/45				Fehler		4,62	
	18	AC 32 T S	30/45							
	19	AC 32 T S	30/45							
	Bruchspannung	1	AC 32 T S	50/70	Phase	ja	-	Phase	nein	-
		2	AC 32 T S	50/70	Strecke	ja	-	Strecke	ja	-
		8	AC 32 T S	50/70	Phase/			Phase/		
10		AC 32 T S	50/70	Strecke	ja	85,22	Strecke	ja	87,8	
11		AC 32 T S	50/70	Fehler		14,78	Fehler		12,2	
13		AC 32 T S	50/70							
14		AC 32 T S	50/70							
15		AC 32 T S	50/70							
17		AC 32 T S	50/70							
5		AC 32 T S	30/45				Phase	ja	2,68	
7		AC 32 T S	30/45				Strecke	ja	-	
9		AC 32 T S	30/45				Phase/			
12		AC 32 T S	30/45				Strecke	ja	81,46	
16		AC 32 T S	30/45				Fehler		15,86	
18		AC 32 T S	30/45							
19		AC 32 T S	30/45							
Durchgestrichene Strecken wurden gemäß Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert										

Tab. 65: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 32 T S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1

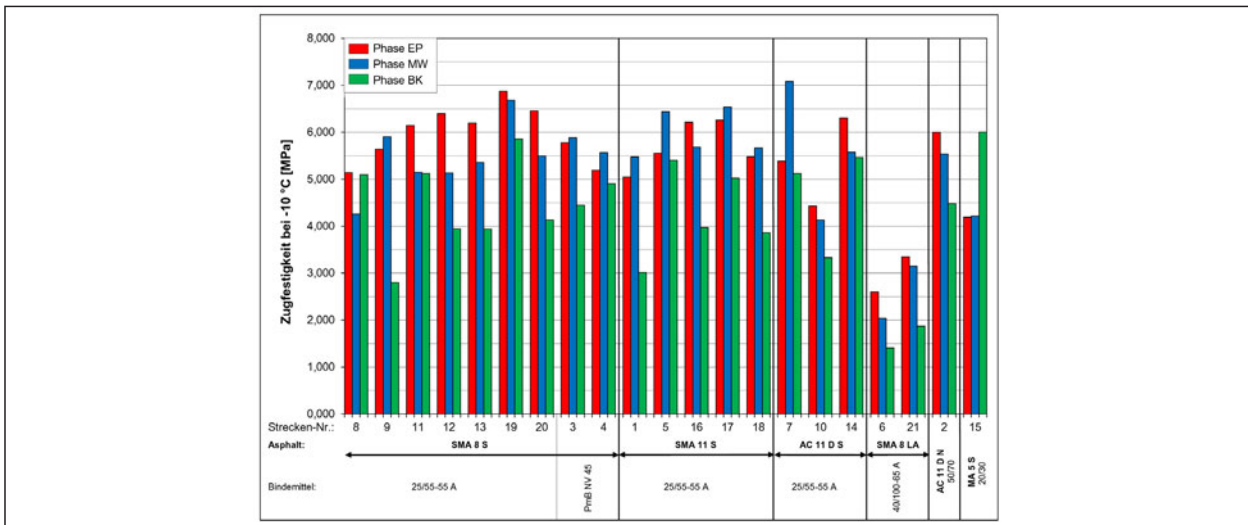
Bei Betrachtung der Strecken, welche ein resultierendes Bindemittel der Sorte 50/70 beinhalten, zeigt sich verstärkt der Einfluss der Phase auf die Bruchtemperatur. Auch bei erneuter Betrachtung der Strecken ohne die nach Kapitel 7.1 definierten Ausreißer (Strecke 3 und 6), zeigen sich diese Einflüsse (Tabelle 67). Besonderes Augenmerk liegt zudem auf den Strecken 3 und 4, welche der gleichen Liefercharge entstammen. Jedoch stellt sich in Phase MW eine Differenz der Bruchtemperaturen von 6,3 K ein. Sowohl in der Zusammensetzung als auch bei den Bindemittleigenschaften lassen sich keine Auffälligkeiten feststellen.

Die Spannweiten der Bruchtemperaturen zwischen den Phasen zeichnen sich nicht in den Ergebnissen der Bruchspannungen ab.

AC 22 T S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple			multiple			
				Ranking der homogenen Gruppen									Varianzanalyse			Varianzanalyse			
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe			Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%	
				EP			MW			BK			H0-Hypo.			H0-Hypo.			
Bruchtemp.	3	AC 22 T S	50/70	signifi.	■			■	■					Phase	ja	26,39	Phase	ja	49,39
	4	AC 22 T S	50/70	signifi.	■			■						Strecke	ja	41,37	Strecke	ja	25,27
	6	AC 22 T S	50/70	signifi.	■			■						Phase/			Phase/		
	20	AC 22 T S	50/70	n. signifi.	■	■	■							Strecke	ja	26,67	Strecke	ja	20,54
	21	AC 22 T S	30/45	n. signifi.	■	■	■							Fehler		5,57	Fehler		4,8
Bruchsp.	3	AC 22 T S	50/70	n. signifi.	■	■	■							Phase	nein	-	Phase	ja	0,05
	4	AC 22 T S	50/70	signifi.	■	■		■						Strecke	ja	38,41	Strecke	ja	30,55
	6	AC 22 T S	50/70	signifi.	■	■		■						Phase/			Phase/		
	20	AC 22 T S	50/70	n. signifi.	■	■	■							Strecke	ja	49,87	Strecke	ja	56,62
	21	AC 22 T S	30/45	n. signifi.	■	■	■							Fehler		11,73	Fehler		12,78

Tab. 66: Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 22 T S





**Bild 78:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Zugversuche an Asphaltdeckschichten sortiert nach Asphalt – Zugfestigkeit bei -10 °C

AC 22 T S <sup>1)</sup>		multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse		
		Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%
Bruchtemp.	3 AC 22 T S 50/70	Phase	ja	12,42	Phase	ja	20,44
	4 AC 22 T S 50/70	Strecke	ja	42,42	Strecke	ja	32,65
	6 AC 22 T S 50/70	Phase/			Phase/		
	20 AC 22 T S 50/70	Strecke	ja	36,7	Strecke	ja	41,26
	21 AC 22 T S 30/45	Fehler		8,47	Fehler		5,65
Bruchsp.	3 AC 22 T S 50/70	Phase	nein	-	Phase	nein	-
	4 AC 22 T S 50/70	Strecke	ja	31,57	Strecke	ja	27,19
	6 AC 22 T S 50/70	Phase/			Phase/		
	20 AC 22 T S 50/70	Strecke	ja	58,94	Strecke	ja	67,76
	21 AC 22 T S 30/45	Fehler		9,49	Fehler		5,05

<sup>1)</sup> Durchgestrichene Strecken wurden gemäß Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert

**Tab. 67:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 22 T S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1

Bei den Asphalttragschichten treten die größten Spannweiten im Vergleich zu den Asphaltdeck- und Asphaltbinderschichten auf. Im Allgemeinen besteht zwischen den Phasen MW und BK kein signifikanter Unterschied sowohl in den Bruchtemperaturen als auch in den Bruchspannungen. In vielen Fällen können auch die Ergebnisse der Phase EP dazu geordnet werden, welche sonst die höchsten Bruchtemperaturen und die höchsten Bruchspannungen hatten.

Phase EP erreicht höhere Bruchtemperaturen als Phase MW und BK, in manchen Fällen liegen die Werte jedoch auf einem ähnlichen Niveau. Die Phasen MW und BK unterscheiden sich bei den erzielten Bruchspannungen maximal um ± 0,7 MPa. Phase EP lässt sich nicht in die Ergebnisse einreihen, da hier sehr unterschiedliche Tendenzen vorliegen.

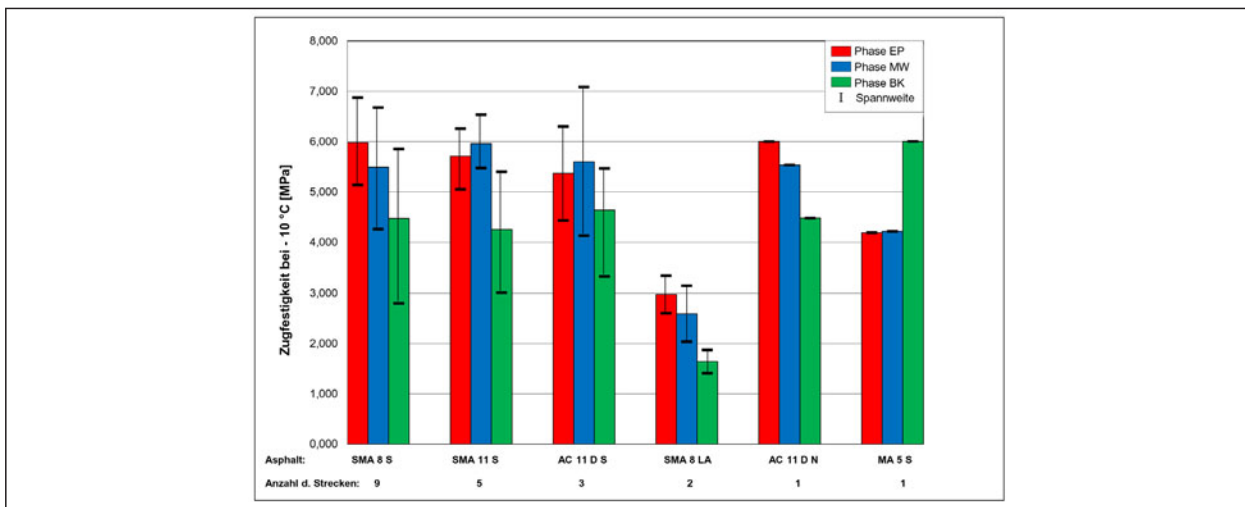
Die nach Kapitel 7.1 als Ausreißer identifizierten Phasen und Strecken sind bei den Ergebnissen der Abkühlversuche nicht auffällig und die vorhandenen Auffälligkeiten in den Ergebnissen können nicht mit der Zusammensetzung oder den Bindemittleigenschaften erklärt werden.

### 7.4.2 Zugversuche

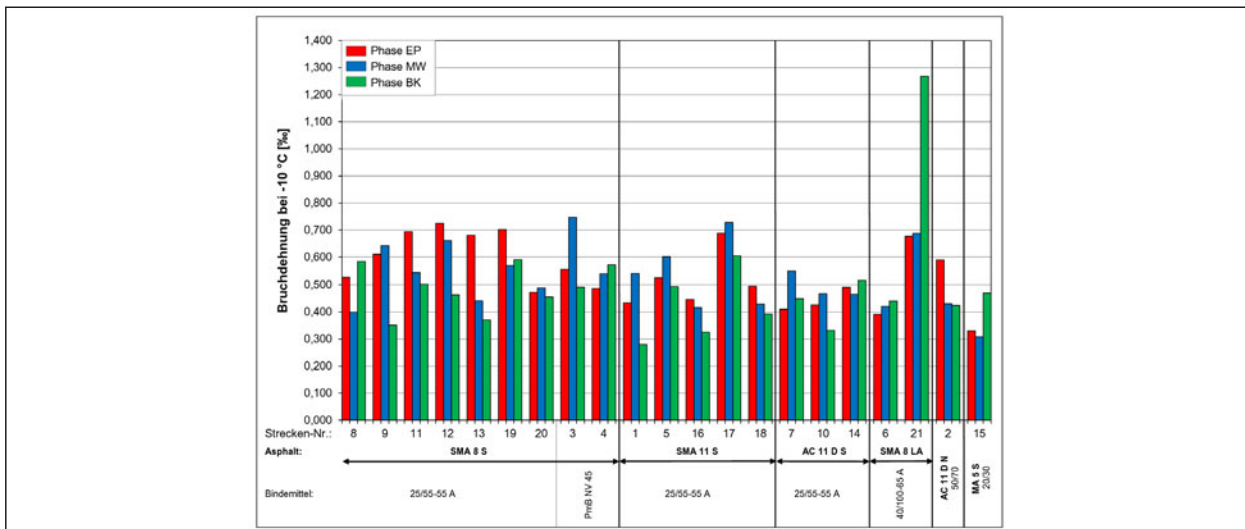
In Bild 78 sind die Zugfestigkeiten bei -10 °C der einzelnen Strecken und Phasen sortiert nach Asphaltart und Bindemittel abgebildet. In Bild 79 sind die mittleren Zugfestigkeiten gruppiert nach Asphaltarten dargestellt. Weitere Diagramme zu den Prüftemperaturen -25, +5 und +20 °C sowie die Ergebnisse der einzelnen Strecken sind im Anhang I, Bild A 37 ff aufgenommen.

Zugversuche weisen bei allen Prüftemperaturen an den im Labor hergestellten Probekörpern der Walzasphalte (Phase EP und MW) höhere Zugfestigkeiten auf als Probekörper aus der fertigen Schicht (Phase BK). Dies ist beim Gussasphalt der Strecke 15 nicht der Fall. Hier werden bei einer Prüftemperatur von -25 und -10 °C in der Phase BK höhere Zugfestigkeiten erreicht als in den anderen Phasen (Bild 79).

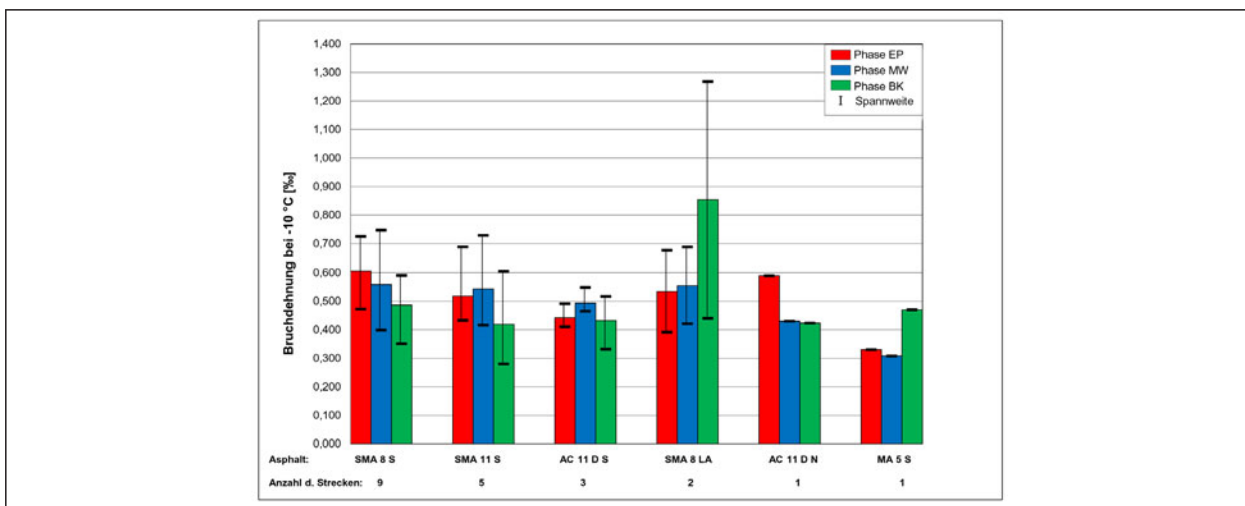
Diese Tendenzen sind bei den zugehörigen Bruchdehnungen jedoch nicht zu verzeichnen. Hierbei stellen sich je nach Asphalt und Prüftemperatur unterschiedliche Reihungen ein (Bild 81).



**Bild 79:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Zugfestigkeiten der Zugversuche an Asphaltdeckschichtengruppiert nach Asphalten bei einer Prüftemperatur von -10 °C



**Bild 80:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Zugversuche an Asphaltdeckschichten sortiert nach Asphalten – Bruchdehnung bei -10 °C



**Bild 81:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Bruchdehnungen der Zugversuche an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten bei einer Prüftemperatur von -10 °C

SMA 8 S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse				
				EP			MW			BK			Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%		
				Ranking der homogenen Gruppen															H0-Hypo.	H0-Hypo.
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe										
Zugfest. -25°C	8 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Phase	ja	26,4	Phase	ja	49,07		
	9 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Strecke	ja	17,59	Strecke	ja	25,79		
	11 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Phase/	ja	37,71	Phase/				
	12 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Strecke			Strecke	nein	9,11		
	13 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Fehler		18,31	Fehler		16,03		
	19 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.																	
	20 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.																	
	3 SMA 8 S	PmB NV 45	n. signifi.																	
4 SMA 8 S	PmB NV 45	signifi.																		
Zugfest. -10°C	8 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Phase	ja	49,27	Phase	ja	49,77		
	9 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Strecke	ja	8,94	Strecke	ja	12,05		
	11 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Phase/	ja	35,74	Phase/				
	12 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Strecke			Strecke	ja	32,19		
	13 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Fehler		6,06	Fehler		5,99		
	19 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.																	
	20 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.																	
	3 SMA 8 S	PmB NV 45	signifi.																	
4 SMA 8 S	PmB NV 45	signifi.																		
Zugfest. 5°C	8 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Phase	ja	38,97	Phase	ja	35,44		
	9 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Strecke	ja	0,22	Strecke	ja	-		
	11 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Phase/	ja	44,79	Phase/				
	12 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Strecke			Strecke	ja	46,2		
	13 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Fehler		16,01	Fehler		18,36		
	19 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.																	
	20 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.																	
	3 SMA 8 S	PmB NV 45	signifi.																	
4 SMA 8 S	PmB NV 45	signifi.																		
Zugfest. 20°C	8 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Phase	ja	60,24	Phase	ja	49,82		
	9 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Strecke	ja	8,3	Strecke	ja	11,31		
	11 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Phase/	ja	29,75	Phase/				
	12 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Strecke			Strecke	ja	36,85		
	13 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Fehler		1,71	Fehler		2,02		
	19 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.																	
	20 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.																	
	3 SMA 8 S	PmB NV 45	signifi.																	
4 SMA 8 S	PmB NV 45	signifi.																		

Tab. 68: Ergebnisse der statistischen Analyse der Zugfestigkeiten bei verschiedenen Temperaturen an SMA 8 S

Betrachtet man den SMA 8 S, welcher bei neun Strecken zum Einsatz kam, fällt auf, dass dieser im Mittel bei den Prüftemperaturen -25 und -10 °C in der Phase EP die höchste und in Phase BK die niedrigste Zugfestigkeit erreicht (Bild 79 und Anhang I, Bild A 37). Diese Reihung spiegelt sich bei einer Prüftemperatur von -10 °C auch in den zugehörigen Bruchdehnungen wider. Allerdings wird bei 25 °C in der Phase MW die höchste Bruchdehnung erreicht.

Bei den Prüftemperaturen 5 und 20 °C weist Phase MW die höchsten und Phase BK die geringsten

Zugfestigkeiten auf. Bei den Bruchdehnungen stellt sich eine Reihung von Phase EP aufsteigend zu Phase BK hinein.

Bei den Zugfestigkeiten treten bei einer Prüftemperatur von -10 °C die größten Spannweiten von ca. 3,0 MPa in Phase BK auf. Die geringsten Spannweiten der Zugfestigkeiten werden bei einer Prüftemperatur von 20 °C erreicht. Bei dieser Temperatur sind die größten Spannweiten der Bruchdehnungen von bis zu 8,5 % in Phase BK zu verzeichnen.

SMA 8 S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test						multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse		
				Ranking der homogenen Gruppen			Faktor			Faktor					
				1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe	Verwerf.	%	Verwerf.	%	Verwerf.	%			
Bruchdehn. -25°C	8 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■				Phase	ja	-	Phase	ja	7,59
	9 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■	■				Strecke	nein	-	Strecke	ja	-
	11 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■				Phase/	ja	64,39	Phase/		
	12 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■			Strecke			Strecke	ja	61,57
	13 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■				Fehler		35,61	Fehler		30,84
	19 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■		■						
	20 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■			■						
	3 SMA 8 S	PmB NV 45	n. signifi.	■	■	■									
4 SMA 8 S	PmB NV 45	n. signifi.	■	■	■										
Bruchdehn. -10°C	8 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■				Phase	ja	15,87	Phase	ja	28,64
	9 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■			Strecke	ja	-	Strecke	ja	4,57
	11 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■				Phase/	ja	45,16	Phase/		
	12 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■				Strecke			Strecke	ja	28,8
	13 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■		■	Fehler		38,97	Fehler		37,98
	19 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■									
	20 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■									
	3 SMA 8 S	PmB NV 45	n. signifi.	■	■	■									
4 SMA 8 S	PmB NV 45	n. signifi.	■	■	■										
Bruchdehn. 5°C	8 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■	■			Phase	nein	-	Phase	nein	-
	9 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■			Strecke	ja	14,09	Strecke	ja	25,45
	11 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■			Phase/	nein	23,49	Phase/		
	12 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■	■			Strecke			Strecke	nein	-
	13 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■	■			Fehler		62,42	Fehler		74,55
	19 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■	■								
	20 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■	■								
	3 SMA 8 S	PmB NV 45	signifi.	■	■	■	■		■						
4 SMA 8 S	PmB NV 45	signifi.	■	■	■	■		■							
Bruchdehn. 20°C	8 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■	■			Phase	ja	34,81	Phase	ja	17,72
	9 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■		■	Strecke	ja	15,68	Strecke	ja	50,81
	11 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■		■	Phase/	ja	46,48	Phase/		
	12 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■	■			Strecke			Strecke	ja	26,21
	13 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■		■	Fehler		3,04	Fehler		5,26
	19 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■		■						
	20 SMA 8 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■		■						
	3 SMA 8 S	PmB NV 45	signifi.	■	■	■	■		■						
4 SMA 8 S	PmB NV 45	signifi.	■	■	■	■		■							

Tab. 69: Ergebnisse der statistischen Analyse der Bruchdehnungen bei verschiedenen Temperaturen an SMA 8 S

Bei den Zugfestigkeiten der SMA 8 S zeigte die einfache Varianzanalyse mit nachgeschaltetem LSD-Test, dass bei tiefen Temperaturen im statistischen Sinne keine Unterschiede zwischen den Phasen EP, MW und in der Regel auch BK vorhanden sind. Mit steigender Prüftemperatur wurden vermehrt signifikante Unterschiede zwischen den Phasen festgestellt, so dass die Phasen bei einer Prüftemperatur von 20 °C sogar drei einzelnen Gruppen zugeordnet werden. In acht der neun Fälle bilden Phase EP und MW eine homogene Gruppe bei einer Prüftemperatur von 25 °C, nur in sechs Fällen da-

von gehört Phase BK auch zur gleichen homogenen Gruppe. Bei 10 °C sind es nur noch fünf Strecken, bei einer Prüftemperatur von 5 °C bilden Phase EP und MW in sechs Strecken eine Gruppe und bei 20 °C nur noch zwei Strecken (Tabelle 68).

Ähnliche Tendenzen zeigen sich auch bei den zugehörigen Bruchdehnungen: Bei tiefen Prüftemperaturen (-25 und -10 °C) wird nur in zwei Fällen ein signifikanter Unterschied festgestellt. Bei den restlichen sieben Strecken bilden die drei Phasen eine homogene Gruppe. Bei einer Prüftemperatur von

SMA 11 S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple			
				EP			MW			BK			Varianzanalyse			
				Ranking der homogenen Gruppen									Faktor	Verwerf.	%	
			1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe			H0-Hypo.				
Zugfest. -25°C	1 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Phase	nein	-
	5 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Strecke	ja	27,68
	16 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■				■	■					Phase/		
	17 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Strecke	nein	0,63
	18 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Fehler		71,69
Zugfest. -10°C	1 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■			■						Phase	ja	60,92
	5 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Strecke	ja	20,74
	16 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■			■						Phase/		
	17 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■			■						Strecke	ja	12,09
	18 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■			■						Fehler		6,25
Zugfest. 5°C	1 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■			■						Phase	ja	51,51
	5 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■				■				■		Strecke	ja	41,14
	16 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■			■						Phase/		
	17 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■	■								Strecke	nein	2,42
	18 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■				■				■		Fehler		4,93
Zugfest. 20°C	1 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■			■						Phase	ja	46,36
	5 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■				■				■		Strecke	ja	45,1
	16 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■				■				■		Phase/		
	17 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■				■	■					Strecke	ja	6,4
	18 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■				■	■					Fehler		2,14

Tab. 70: Ergebnisse der statistischen Analyse der Zugfestigkeiten bei verschiedenen Temperaturen an SMA 11 S

5 °C werden bereits bei vier Strecken signifikante Unterschiede zwischen den Phasen verzeichnet. Phase BK wird bei einer Prüftemperatur von 20 °C in fünf Fällen als die homogene Gruppe mit den höchsten Zugfestigkeiten getrennt. Hierbei wurden auch vermehrt zwischen den Phasen EP und MW signifikante Unterschiede festgestellt.

Bei den Prüftemperaturen -25 und 5 °C zeigt sich vermehrt der Einfluss der Wechselwirkungen aus Strecke und Phase und dann der der Phase auf die Zugfestigkeiten (Tabelle 68). Bei der Betrachtung der Strecken mit PmB 25/55-55-A werden diese Einflüsse verstärkt. Bei den Prüftemperaturen von -10 und 20 °C hat die Phase den größten Einfluss auf diese Kenngröße. Der Anteil an unerklärlichen Einflüssen sinkt mit zunehmender Prüftemperatur von ca. 18 auf 2 %. Einen maßgeblichen Einfluss auf die Bruchdehnungen haben bei allen Prüftemperaturen die Wechselwirkungen aus Phase und

Strecke, wobei der Fehler bei den Prüftemperaturen von 25, -10 und 5 °C sehr groß ausfällt.

Die Strecken 12 und 13 wurden in Kapitel 7.1 wegen eines zu niedrigen Grobkornanteils als 100%ige Ausreißer identifiziert. Bei Strecke 12 wird diese Kenngröße in Phase BK überschritten, bei Strecke 13 in Phase MW und BK. Da sich die Ergebnisse der Zugversuche dieser Strecken in die Reihung der anderen Strecken und Phasen gut einpassen, lässt sich an dieser Stelle kein Zusammenhang feststellen.

Die multiple Varianzanalyse unter Ausschluss der Ausreißer (Strecke 12 und 13) zeigt die gleichen maßgebenden Einflüsse auf (Anhang I, Tabelle A 40).

Der SMA 11 S wurde bei fünf Strecken als Asphaltdeckschichtmaterial eingesetzt. Hier zeigt sich im Mittel bei allen Prüftemperaturen die gleiche Rei-



SMA 11 S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			
				Ranking der homogenen Gruppen			Faktor			Verwerf.			%			
				1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe	H0-Hypo.									
Bruchdehn. -25°C	1 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Phase	nein	3,67
	5 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Strecke	ja	15,86
	16 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■			■	■						Phase/		
	17 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Strecke	nein	32,07
	18 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Fehler		48,4
Bruchdehn. -10°C	1 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Phase	ja	16,97
	5 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Strecke	ja	55,43
	16 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Phase/		
	17 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Strecke	nein	-
	18 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Fehler		27,6
Bruchdehn. 5°C	1 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Phase	ja	2,97
	5 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Strecke	ja	76,02
	16 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■								Phase/		
	17 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■			■	■						Strecke	ja	15,17
	18 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■			■			■				Fehler		5,84
Bruchdehn. 20°C	1 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■		■							Phase	ja	26,56
	5 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■		■	■						Strecke	ja	55,49
	16 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■	■								Phase/		
	17 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■		■	■						Strecke	ja	14,35
	18 SMA 11 S	PmB 25/55-55 A	signifi.	■	■		■							Fehler		3,61

Tab. 71: Ergebnisse der statistischen Analyse der Bruchdehnungen bei verschiedenen Temperaturen an SMA 11 S

hung der Zugfestigkeiten. Diese verhält sich absteigend von Phase MW über Phase EP zu Phase BK. Bei den Prüftemperaturen -25 und 10 °C stellt sich die gleiche Reihung bei den zugehörigen Bruchdehnungen ein. Bei 5 °C werden in Phase EP und bei 20 °C in Phase BK die höchsten Bruchdehnungen erreicht.

Die einfache Varianzanalyse mit nachgeschaltetem LSD-Test zeigt bei den Zugfestigkeiten dieser Asphaltart, dass bei einer tiefen Prüftemperatur von -25 °C zwischen den drei Phasen, mit Ausnahme der Strecke 16, keine signifikanten Unterschiede feststellbar sind. Bei einer Prüftemperatur von -10 °C bildet Phase BK, mit Ausnahme von Strecke 5 die homogene Gruppe mit den geringsten Zugfestigkeiten. Die Phasen EP und MW bilden bei einer Prüftemperatur von 5 °C nur noch bei drei Strecken die homogene Gruppe mit den höchsten Zugfestigkeiten. Bei einer Prüftemperatur von 20 °C stellt

sich die gleiche Reihung, von Phase MW über Phase EP bis hin zu Phase BK mit absteigenden Zugfestigkeiten ein. Hierbei bildet Phase MW mit einer Ausnahme eine eigenen homogene Gruppe und Phase EP, in zwei Fällen gemeinsam mit Phase BK, eine weitere homogene Gruppe (Tabelle 70).

Bei den zugehörigen Bruchdehnungen zeigt sich die gleiche Tendenz von den tiefen Prüftemperaturen, bei denen kaum signifikante Unterschiede zwischen allen drei Phasen festzustellen sind, bis hin zu den hohen Prüftemperaturen, bei denen vermehrt separate homogene Gruppen gebildet werden (Tabelle 71).

Bei den Prüftemperaturen -10, 5 und 20 °C geht aus der multiplen Varianzanalyse ein starker Einfluss der Phase, gefolgt durch den der Strecke, auf die Zugfestigkeiten hervor. Bei diesen Temperaturen hat die Strecke den maßgeblichen Einfluss auf die

AC 11 D S				einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse		
					EP			MW			BK			Faktor	Verwerf. H0-Hypo.	%
					Ranking der homogenen Gruppen											
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe						
Zugfest. -25 °C														Phase	ja	-
	7	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Strecke	ja	20,11
	10	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Phase/		
	14	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Strecke	ja	64,54
													Fehler		15,36	
Zugfest. -10 °C														Phase	ja	6,23
	7	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Strecke	ja	63,11
	10	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Phase/		
	14	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Strecke	ja	26,79
													Fehler		3,87	
Zugfest. 5 °C														Phase	ja	32,34
	7	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Strecke	ja	52,7
	10	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Phase/		
	14	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Strecke	ja	11,81
													Fehler		3,14	
Zugfest. 20 °C														Phase	ja	62,94
	7	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Strecke	ja	27,28
	10	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Phase/		
	14	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Strecke	nein	3,21
													Fehler		6,57	

Tab. 72: Ergebnisse der statistischen Analyse der Zugfestigkeiten bei verschiedenen Temperaturen an AC 11 D S

Bruchdehnungen. Der Fehler im Modell wird kleiner mit höher werdenden Prüftemperaturen. Bei -25 °C ist der Anteil der unerklärbaren Varianz bei den Zugfestigkeiten und den Bruchdehnungen sehr hoch und beträgt jeweils ca. 72 % und ca. 48 %. Bei den SMA 11 S-Varianten wurde Strecke 17 aufgrund eines unterschrittenen Grobkornanteils in Phase BK als Ausreißer identifiziert. Die erreichten Zugfestigkeiten dieser Phase reihen sich gut in die Ergebnisse der anderen Strecken und Phasen ein. Lediglich die Zugfestigkeit bei einer Prüftemperatur von -25 °C ist leicht erhöht. Demnach ist kein Zusammenhang zwischen dieser Kenngröße und den Ergebnissen der Zugversuche festzustellen.

Bei der multiplen Varianzanalyse unter Ausschluss der Ausreißer (Strecke 17) werden die gleichmaßgeblichen Einflüsse identifiziert (Anhang I, Tabelle A 42).

Der AC 11 D S kam bei drei Strecken zum Einsatz. In den Phasen EP und MW stellen sich die höchsten Zugfestigkeiten ein. Die Bruchdehnungen liegen, bis auf die Ergebnisse bei 20 °C, auf gleichem Niveau. Phase EP weist, mit Ausnahme von der Prüftemperatur 20 °C, die geringsten Spannweiten auf. Die größten Spannweiten stellen sich meist in Phase BK ein.

Bei dieser Asphaltart wurden bei allen vier Prüftemperaturen signifikante Unterschiede zwischen den Phasen bei jeweils zwei Strecken festgestellt. Bei den positiven Prüftemperaturen von 5 und 20 °C weist Phase MW die höchsten Zugfestigkeiten auf. Phase BK weist in der Regel die geringste Zugfestigkeit auf oder gehört zur Gruppe mit der geringsten Zugfestigkeit (Tabelle 72).

Bei den Bruchdehnungen bilden bei den Prüftemperaturen -25, -10 und 5 °C alle drei Phasen eine

AC 11 D S				einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse		
					EP	MW	BK	Ranking der homogenen Gruppen								
				1. Gruppe				2. Gruppe			3. Gruppe		H0-Hypo.			
Bruchdehn. -25°C														Phase	nein	-
	7	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Strecke	ja	2,89
	10	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Phase/		
	14	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Strecke	ja	67,42
													Fehler		26,69	
Bruchdehn. -10°C														Phase	nein	-
	7	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Strecke	nein	8,3
	10	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Phase/		
	14	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Strecke	nein	5,93
													Fehler		85,77	
Bruchdehn. 5°C														Phase	nein	-
	7	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Strecke	ja	12,71
	10	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Phase/		
	14	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Strecke	ja	66,38
													Fehler		20,92	
Bruchdehn. 20°C														Phase	ja	-
	7	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	n. signifi.										Strecke	ja	-
	10	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Phase/		
	14	AC 11 D S	PmB 25/55-55 A	signifi.										Strecke	ja	90,66
													Fehler		9,34	

Tab. 73: Ergebnisse der statistischen Analyse der Bruchdehnungen bei verschiedenen Temperaturen an AC 11 D S

homogene Gruppe mit unterschiedlichen Reihungen. Eine Ausnahme stellt hiervon Strecke 10 bei der Prüftemperatur von -25 °C dar. Diese bildet in Phase BK eine separate homogene Gruppe mit den geringsten Bruchdehnungen.

Bei einer Prüftemperatur von 20 °C weist Phase MW die geringsten Bruchdehnungen auf. Hierbei wurden nur bei einer Strecke keine signifikanten Unterschiede zwischen den drei Phasen festgestellt.

Ein Einfluss der Strecke auf die Zugfestigkeiten wurde mithilfe der multiplen Varianzanalyse bei den Prüftemperaturen -10 und 5 °C festgestellt. Die Wechselwirkungen aus Phase und Strecke stellen einen maßgeblichen Einfluss auf die Zugfestigkeiten bei den Prüftemperaturen -25 °C sowie auf die Bruchdehnungen bei -25, 5 und 20 °C ein (Tabelle 72 und Tabelle 73).

In zwei Fällen wurde ein SMA 8 LA eingesetzt. Dieser erreicht bei allen Prüftemperaturen sehr geringe Zugfestigkeiten, welche im Vergleich zu den anderen Asphaltarten auf einem deutlich niedrigeren Niveau liegen. Hier werden zudem auch die geringsten Spannweiten erreicht. Die Bruchdehnungen weisen bei allen vier Prüftemperaturen ein deutlich höheres Niveau in Phase BK, wobei sich hier die größten Spannweiten einstellen (Anhang I, Tabelle A 36 bis Tabelle A 38 sowie Bild 80 und Bild 81).

Bei den Prüftemperaturen -25 und -10 °C stellt sich, auch wenn zum Teil die Unterschiede zwischen manchen Phasen nicht signifikant sind, die gleiche Reihung ein (Tabelle 74). Hierbei weist Phase EP die höchsten Zugfestigkeiten auf, gefolgt von Phase MW und Phase BK. Bei den Prüftemperaturen 5 und 20 °C weist Phase BK die geringsten Zugfestigkeiten auf, die Reihung der höchsten Zugfestigkeiten wechselt zwischen den Phasen EP und MW.

SMA 8 LA				einfache	LSD-Test									multiple						
				Varianz-	analyse	■	■	■										Varianzanalyse		
						EP	MW	BK	Ranking der homogenen Gruppen									Faktor	Verwerf.	%
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe			H0-Hypo.							
Zugfest. -25°C															Phase	ja	33,85			
	6	SMA 8 LA	40/100-65 A	signifi.	■			■	■						Strecke	ja	54,91			
	21	SMA 8 LA	40/100-65 A	signifi.	■	■		■							Phase/ Strecke	nein	4,62			
															Fehler		6,62			
Zugfest. -10°C															Phase	ja	54,75			
	6	SMA 8 LA	40/100-65 A	signifi.	■			■				■			Strecke	ja	34,72			
	21	SMA 8 LA	40/100-65 A	signifi.	■	■		■							Phase/ Strecke	nein	2,53			
															Fehler		8			
Zugfest. 5°C															Phase	ja	46,69			
	6	SMA 8 LA	40/100-65 A	signifi.	■			■				■			Strecke	ja	18,48			
	21	SMA 8 LA	40/100-65 A	signifi.	■	■		■	■						Phase/ Strecke	ja	30,82			
															Fehler		4,01			
Zugfest. 20°C															Phase	ja	35,88			
	6	SMA 8 LA	40/100-65 A	signifi.	■			■				■			Strecke	ja	8,11			
	21	SMA 8 LA	40/100-65 A	signifi.	■	■		■	■						Phase/ Strecke	ja	55,15			
															Fehler		0,86			

Tab. 74: Ergebnisse der statistischen Analyse der Zugfestigkeiten bei verschiedenen Temperaturen an SMA 8 LA

Im statistischen Sinne sind bei den Prüftemperaturen -25 und -10 °C bei den Bruchdehnungen keine Unterschiede zwischen den drei Phasen vorhanden (Tabelle 75). Bei den Prüftemperaturen von 5 und 20 °C sind nur zwischen den Phasen EP und MW der Strecke 21 keine signifikanten Unterschiede feststellbar. Die multiple Varianzanalyse zeigt, dass die Zugfestigkeit bei den Prüftemperaturen von 25 und -10 °C vor allem durch die Phase und die Strecke und diejenigen bei den Prüftemperaturen von 5 und 20 °C durch die Wechselwirkungen dazwischen und die Phase beeinflusst werden. Bei den bei tiefen Temperaturen bestimmten Bruchdehnungen ist der Anteil an unerklärbaren Einflüssen an der Varianz mit 45 und 54 % sehr hoch. Bei den Prüftemperaturen von 5 und 20 °C sind es die Wechselwirkungen zwischen Phase und Strecke sowie die Strecke, die die Ergebnisse maßgeblich beeinflussen.

In einem Fall kam ein AC 11 D N zum Einsatz. Bei dieser Asphaltorte werden in den Phasen EP und

MW im Mittel die höchsten Zugfestigkeiten erreicht. Bei den Bruchdehnungen stellen sich hingegen bei den vier Prüftemperaturen unterschiedliche Reihungen ein.

Bei den Zugfestigkeiten wurden bei der Prüftemperatur -25 °C keine Unterschiede im statistischen Sinne zwischen den drei Phasen festgestellt (Tabelle 76). Auch bei den Bruchdehnungen bei Prüftemperaturen von -25 und -10 °C sind keine signifikanten Unterschiede vorhanden. Ansonsten sind stets signifikante Unterschiede in mindestens einer Phase festgestellt worden.

Beim untersuchten Gussasphalt stellensich stets unterschiedliche Reihungen sowohl bei den Zugfestigkeiten als auch bei den Bruchdehnungen ein. Bei den Zugfestigkeiten bei zwei Prüftemperaturen (-25 und 5 °C) konnten keine signifikanten Unterschiede zwischen den Phasen festgestellt werden (Tabelle 77). Bei den Bruchdehnun-

SMA 8 LA				einfache			LSD-Test									multiple			
				Varianz-analyse			EP	MW	BK	Ranking der homogenen Gruppen									Varianzanalyse
							1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe			Faktor	Verwerf.	%	
																H0-Hypo.			
Bruchdehn. -25°C																	Phase	nein	7,75
	6 SMA 8 LA	40/100-65 A	n.signifi.														Strecke	nein	3,02
	21 SMA 8 LA	40/100-65 A	signifi.														Phase/ Strecke	nein	44,02
																	Fehler		45,2
Bruchdehn. -10°C																	Phase	nein	3,06
	6 SMA 8 LA	40/100-65 A	n.signifi.														Strecke	nein	42,77
	21 SMA 8 LA	40/100-65 A	n.signifi.														Phase/ Strecke	nein	-
																	Fehler		54,17
Bruchdehn. 5°C																	Phase	ja	10,13
	6 SMA 8 LA	40/100-65 A	n.signifi.														Strecke	ja	29,14
	21 SMA 8 LA	40/100-65 A	signifi.														Phase/ Strecke	ja	58,27
																	Fehler		2,46
Bruchdehn. 20°C																	Phase	ja	16,04
	6 SMA 8 LA	40/100-65 A	n.signifi.														Strecke	ja	47,51
	21 SMA 8 LA	40/100-65 A	signifi.														Phase/ Strecke	ja	33,34
																	Fehler		3,11

Tab. 75: Ergebnisse der statistischen Analyse der Bruchdehnungen bei verschiedenen Temperaturen an SMA 8 LA

gen konnten im statistischen Sinne bei drei Prüftemperaturen (-25, -10 und 20 °C) keine Unterschiede zwischen den drei Phasen festgestellt werden.

Abschließend ist festzuhalten, dass bei den tiefen Prüftemperaturen (-25 und -10 °C) tendenziell keine Unterschiede zwischen den drei Phasen sowohl bei den Zugfestigkeiten als auch bei den Bruchdehnungen vorhanden sind. Bei den Prüftemperaturen von 5 und 20 °C stellen sich vermehrt signifikante Unterschiede zwischen den Phasen ein, die Phasen EP und MW erzielen hierbei die höchsten Zugfestigkeiten.

Bei einer Prüftemperatur von -10 °C erreichen die Phasen EP und MW meist höhere Spannungen als Phase BK. Bei den Zugversuchen, welche bei 25°C durchgeführt wurden, unterscheiden sich die Phasen EP und MW maximal um  $\pm 0,7$  MPa und liegen somit noch innerhalb der Prüftoleranz. Phase BK

erreicht dabei tendenziell geringere oder gleiche Spannungen.

Auch bei einer Prüftemperatur von +5 und +20 °C treten in Phase MW höhere Spannungen als in Phase BK auf. Phase EP erzielt dabei ähnliche oder geringere Spannungen als Phase MW.

### 7.4.3 Zugfestigkeitsreserve

Die rechnerische Ermittlung der Zugfestigkeitsreserve zeigte in ihren Werten keine eindeutigen Tendenzen auf. Auf eine Interpretation der Ergebnisse wurde daher verzichtet. Eine grafische Darstellung befindet sich im Anhang I, Bild A 49 ff.



## 7.5 Ergebnisse der Untersuchungen zum Verformungsverhalten

### 7.5.1 Druck-Schwellversuche

Im folgenden Kapitel werden die Ergebnisse der Druck-Schwellversuche dargestellt und analysiert. Dabei ist anzumerken, dass bei der Versuchsdurchführung und der Probekörperherstellung wie in Kapitel 4.2.5 beschrieben von den in der Technischen Prüfvorschrift TP Asphalt-StB, Teil 25 B1 angegebenen Prüfbedingungen abgewichen wurde. Somit ist ein Vergleich der aktuell ermittelten Ergebnisse mit früheren Ergebnissen bzw. eine Einordnung in den Bewertungshintergrund zumindest nicht sinnvoll.

### Asphaltdeckschicht

In Bild 82 sind die Untersuchungsergebnisse der Druck-Schwellversuche an Asphaltdeckschichten der einzelnen Strecken und Phasen grafisch dargestellt. In Bild 83 sind die Untersuchungsergebnisse nach den unterschiedlichen Asphaltarten zusammengefasst mit den entsprechenden Mittelwerten sowie deren Spannweiten dargestellt. In Anhang I, Tabelle A 46 sind die zugehörigen Zahlenwerte zusammengetragen.

Die Gegenüberstellung der Mittelwerte der Untersuchungsphasen verdeutlicht den maßgeblichen Einfluss der Probekörperherstellung auf die Ergebnisse des Druck-Schwellversuches. Deutlich zu erkennen ist, dass Probekörper aus der fertigen Schicht (Phase BK) tendenziell höhere Dehnungsraten aufweisen, als im Labor hergestellte, aus walzsektorverdichteten Platten herausgebohrte Probekörper (Phase EP und MW). Die Bohrkernkerne weisen im Verlauf ihrer Dehnungskurven in insgesamt 12 von 20 Fällen einen Wendepunkt auf, die Dehnungskurven der Phase MW nur in einem und die der Phase EP in keinem einzigen Fall. Die Unterschiede in der Probekörperherstellung bzw. ihrer Verdichtungsart und die damit einhergehenden unterschiedlichen Raumdichteniveaus und Kornorientierungen werden als maßgebender Einfluss auf die nachfolgend charakterisierten Versuchsergebnisse für Asphaltdeckschichten angesehen.

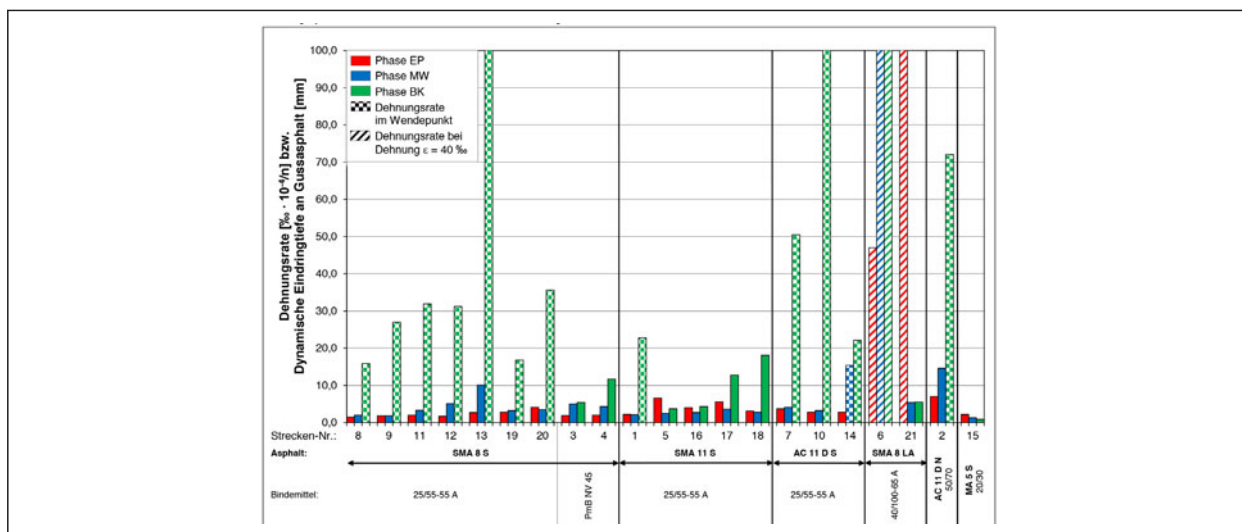
AC 11 D N					einfache Varianz- analyse	LSD-Test		
						Ranking der homogenen Gruppen		
						1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe
Zugfest. -25°C	2	AC 11 D N	50/70	n.signifi.	■	■	■	
Zugfest. -10°C	2	AC 11 D N	50/70	signifi.	■	■	■	
Zugfest. 5°C	2	AC 11 D N	50/70	signifi.	■	■	■	
Zugfest. 20°C	2	AC 11 D N	50/70	signifi.	■	■	■	
Bruchdehn. -25°C	2	AC 11 D N	50/70	n.signifi.	■	■	■	
Bruchdehn. -10°C	2	AC 11 D N	50/70	n.signifi.	■	■	■	
Bruchdehn. 5°C	2	AC 11 D N	50/70	signifi.	■	■	■	
Bruchdehn. 20°C	2	AC 11 D N	50/70	signifi.	■	■	■	

Tab. 76: Ergebnisse der statistischen Analyse der Zugfestigkeiten und Bruchdehnungen bei verschiedenen Temperaturen an AC 11 D N

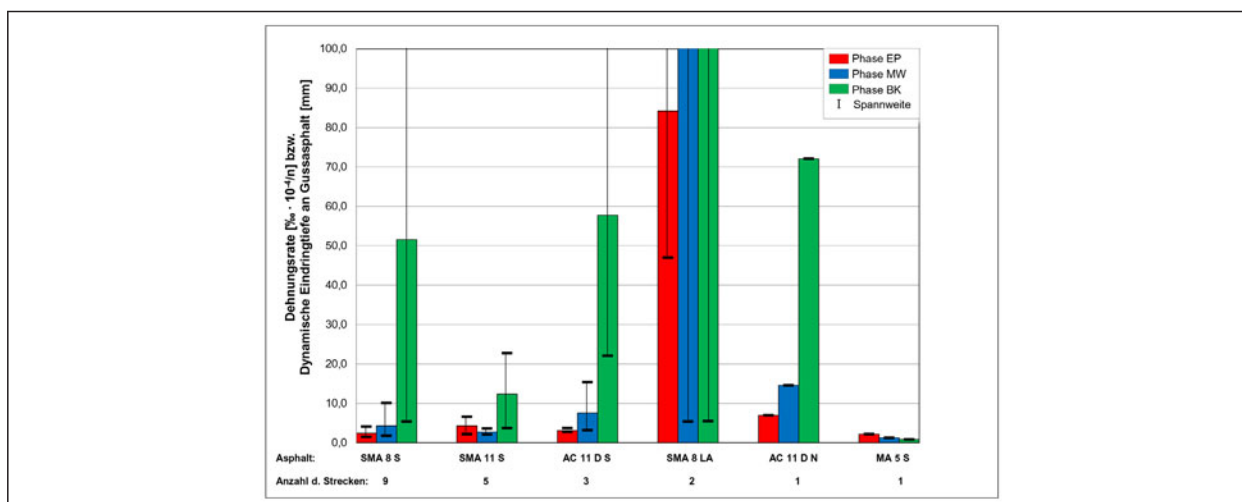
MA 5 S					einfache Varianz- analyse	LSD-Test		
						Ranking der homogenen Gruppen		
						1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe
Zugfest. -25°C	15	MA 5 S	20/30	n.signifi.	■	■	■	
Zugfest. -10°C	15	MA 5 S	20/30	signifi.	■	■	■	
Zugfest. 5°C	15	MA 5 S	20/30	n.signifi.	■	■	■	
Zugfest. 20°C	15	MA 5 S	20/30	signifi.	■	■	■	
Bruchdehn. -25°C	15	MA 5 S	20/30	n.signifi.	■	■	■	
Bruchdehn. -10°C	15	MA 5 S	20/30	n.signifi.	■	■	■	
Bruchdehn. 5°C	15	MA 5 S	20/30	signifi.	■	■	■	
Bruchdehn. 20°C	15	MA 5 S	20/30	n.signifi.	■	■	■	

Tab. 77: Ergebnisse der statistischen Analyse der Zugfestigkeiten und Bruchdehnungen bei verschiedenen Temperaturen an MA 5 S

Die Dehnungsraten der neun Splittmastixasphalte SMA 8 S befinden sich in den Phasen EP und MW bei allen Strecken auf einem ähnlichen Niveau, was durch die vergleichsweise geringen Spannweiten zwischen 1,5 und 4,1 ‰·10<sup>-4</sup>/n bzw. 1,8 und 10,1 ‰·10<sup>-4</sup>/n bei Mittelwerten von 2,4 bzw. 4,3 ‰·10<sup>-4</sup>/n deutlich wird (Bild 83). Mit Ausnahme der Strecken 3 und 4, die mit einem PmB NV 45 hergestellt wurden, weisen alle Dehnungskurven der SMA 8 S in der Phase BK einen Wendepunkt mit einhergehenden hohen Dehnungsraten auf (Bild 82), was zu insgesamt großen Spannweiten und einem hohen Niveau des Mittelwertes führt. Insbesondere bei Strecke 13 wurde in dieser Phase eine auffallend hohe Dehnungsrate festgestellt. Mit den durchgeführten einfachen Varianzanalysen und LSD-Tests konnten diese Beobachtungen auch statistisch erfasst werden (Tabelle 78). Für die SMA 8 S mit PmB 25/55-55 A wurde die Phase BK als homogene Gruppe getrennt von den Phasen EP und MW als weitere homogene Gruppe erkannt. Bei der statistischen Analy-



**Bild 82:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Druck-Schwellversuche bzw. der Dynamischen Stempelleitungsversuche an Asphaltdeckschichten



**Bild 83:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Druck-Schwellversuche bzw. der Dynamischen Stempelleitungsversuche an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten

se der SMA 8 S mit PmB NV 45 wurde die gleiche Reihung der Untersuchungsergebnisse festgestellt, allerdings unterscheiden sich die homogenen Gruppen und stellen kein einheitliches Bild dar.

Eine Überschreitung der zulässigen Abweichung des Bindemittelgehaltes um mehr als 50 % der Angaben der ZTV Asphalt-StB führt nicht zwangsläufig zu auffälligen Ergebnissen bei den Druck-Schwellversuchen (Strecken 11 und 12 in Phase MW sowie Strecken 3 und 4 in Phase BK). Im vorliegenden Fall führt eine Überschreitung der zulässigen Abweichung des Grobkorngehaltes gemäß den ZTV Asphalt-StB zu einer auffällig hohen Dehnungsrate in Phase MW (Strecke 13). In Phase BK kann die

Überschreitung der zulässigen Abweichung des Grobkorngehaltes in Kombination mit einer Überschreitung der zulässigen Abweichung des Bindemittelgehaltes um mehr als 50% zu auffälligen Dehnungsraten führen (Strecken 12 und 13). Dies ist allerdings kein hinreichendes Kriterium, da zum einen in Phase BK der Strecke 12 die gleichen Beanstandungen festzustellen sind, die Ergebnisse aber zu den übrigen Strecken passen und zum anderen andere Strecken ohne Auffälligkeiten in der Asphaltmischgutzusammensetzung ebenfalls höhere Dehnungsraten in Phase BK aufweisen (Strecken 9, 11 und 20). Besonderes Augenmerk fällt hier auf die Strecken 3 und 4, welche sich entsprechend den Ausführungen in Kapitel 3.3 nur in der Bindemittel-

SMA 8 S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse											
				EP	MW	BK	Ranking der homogenen Gruppen									Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%						
Dehnungsrate	SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.	1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe			HO-Hypo.	ja	15,49	Phase	ja	18,88									
				8 SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.																Phase	ja	15,49	Phase	ja	18,88
				9 SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.																Strecke	ja	2,19	Strecke	ja	2,28
11 SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.										Phase/			Phase/												
12 SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.										Strecke	ja	71,39	Strecke	ja	67,92										
13 SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.										Fehler		10,93	Fehler		10,93										
19 SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.																									
20 SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.																									
3 SMA 8 S	PmB NV 45	signifi.																									
4 SMA 8 S	PmB NV 45	signifi.																									

Tab. 78: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 8 S

SMA 8 S *)			multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse		
Dehnungsrate	SMA 8 S	PmB NV 45	Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%
			HO-Hypo.			HO-Hypo.		
	3 SMA 8 S	PmB NV 45	Phase	ja	69,55			
	4 SMA 8 S	PmB NV 45	Strecke	ja	-			
	8 SMA 8 S	25/55-55 A	Phase/			Phase	ja	85,39
	9 SMA 8 S	25/55-55 A	Strecke	ja	28,63	Strecke	ja	1,41
	11 SMA 8 S	25/55-55 A	Fehler		1,82	Phase/		
	12 SMA 8 S	25/55-55 A				Strecke	ja	11,41
	13 SMA 8 S	25/55-55 A				Fehler		1,78
	19 SMA 8 S	25/55-55 A						
	20 SMA 8 S	25/55-55 A						

Tab. 79: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 8 S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1

charge in Phase EP unterscheiden. Dennoch weist Strecke 4 in Phase BK eine fast doppelt so hohe

Dehnungsrate als Strecke 3 auf. In den Phasen EP und MW ist diese Tendenz nicht zu verzeichnen. Eine mögliche Erklärung wäre ein um 6 °C höherer Erweichungspunkt RuK bei Strecke 4. Allerdings ist dies auch in der unauffälligen Phase EP der Fall.

Die anschließende multiple Varianzanalyse bestätigte den maßgebenden Einfluss der Wechselwirkungen zwischen Strecke und Phase auf die Ergebnisse des Druck-Schwellversuches sowohl bei der Betrachtung aller SMA 8 S als auch bei alleiniger Betrachtung der SMA 8 S mit PmB 25/55-55 A. Demnach können nur ca. 11 % der Gesamtvarianz nicht mit diesen beiden Faktoren erklärt werden (Tabelle 78, rechte Spalte).

Die nach Ausschluss der nach Kapitel 7.1 als 100%ige Ausreißer identifizierten Strecken zusätzlich durchgeführten multiplen Varianzanalysen führten zu einer Verschiebung der Einflüsse auf die Gesamtvarianz. Demnach können knapp 70 %, bzw.

85 % bei alleiniger Betrachtung der SMA 8 S mit PmB 25/55-55 A, auf einen Einfluss der Phase zurückgeführt werden, wobei der statistische Fehler bei unter 2 % liegt (Tabelle 79).

Alle fünf Splittmastixasphalte SMA 11 S wurden mit einem PmB 25/55-55 A hergestellt. Die mittleren Dehnungsraten befinden sich in den Phasen EP und MW bei allen Strecken auf einem ähnlichen Niveau und haben vergleichsweise geringe Spannweiten (Bild 83).

Mit den durchgeführten einfachen Varianzanalysen und den anschließenden LSD-Tests wurden die Dehnungsraten der Phase BK in 4 von 5 Fällen als signifikant höher als die der anderen Phasen eingestuft, wobei bei Strecke 16 Phase EP statistisch ebenso dazu gezählt werden kann. Phase EP und MW gehören i. d. R. zusammen, wobei Phase MW tendenziell niedrigere Dehnungsraten aufweist und bei Strecke 17 ist der Unterschied sogar signifikant. Ausnahme hiervon stellt Strecke 5 dar, bei welcher Phase EP als die homogene Gruppe mit den geringsten Dehnungsraten ausgewiesen wird.

Eine Überschreitung der zulässigen Abweichung des Bindemittelgehaltes um mehr als 50 % der Angaben der ZTV Asphalt-StB führt nicht zwangsläufig zu auffälligen Ergebnissen bei den Druck-Schwellversuchen (Strecken 17 und 18 in Phase MW sowie Strecke 5 in Phase BK). In Phase BK kann die Überschreitung der zulässigen Abweichung des Grobkorngehaltes in Kombination mit einer Überschreitung der zulässigen Abweichung des Bindemittelgehaltes um mehr als 50 % zu auffälligen Dehnungsraten führen (Strecke 17). Dies ist allerdings kein

SMA 11 S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			
				Ranking der homogenen Gruppen			Faktor	Verwerf.	%							
Dehnungsrate	1 SMA 11 S	25/55-55 A	signifi.	█			█	█						Phase	ja	39,79
	5 SMA 11 S	25/55-55 A	signifi.	█			█	█						Strecke	ja	-
	16 SMA 11 S	25/55-55 A	n. signifi.	█	█		█	█						Phase/ Strecke		
	17 SMA 11 S	25/55-55 A	signifi.	█			█				█			Fehler		7,11
	18 SMA 11 S	25/55-55 A	signifi.	█			█	█								

Tab. 80: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 11 S

hinreichendes Kriterium, da andere Strecken in Phase BK ohne Auffälligkeiten in der Asphaltmischgutzusammensetzung ebenfalls auffällig hohe Dehnungsraten aufwiesen (Strecken 1 und 18).

Die multiple Varianzanalyse ergab deutliche Einflüsse sowohl der Phase selbst (ca. 40 %) als auch der Wechselwirkungen zwischen Strecke und Phase (ca. 53 %) auf die Ergebnisse des Druck-Schwellversuches.

Nach Ausschluss der Strecke 17, die nach Kapitel 7.1 wegen einer Überschreitung des Grobkorngehaltes um mehr als die zulässigen Toleranz in Phase BK als Ausreißer identifiziert wurde, zusätzlich durchgeführte multiple Varianzanalysen führten zu einer leichten Verschiebung der Einflüsse auf die Gesamtvarianz. Demnach können sowohl der Phase selbst (ca. 30 %) als auch der Wechselwirkungen zwischen Strecke und Phase (ca. 62 %) große Einflüsse auf die Ergebnisse des Druck-Schwellversuches zugeordnet werden (Tabelle 81).

Bei drei Strecken wurde Asphaltbeton AC 11 D S eingesetzt. Die Dehnungsraten bei zwei davon befinden sich in den Phasen EP und MW auf einem ähnlichen Niveau und weisen sehr geringe Spannweiten auf (Bild 83). Bei Strecke 14 weist der Verlauf der Dehnungskurve in Phase MW einen Wendepunkt auf und die ermittelte Dehnungsrate unterscheidet sich deutlich von der in Phase EP. In der Phase BK weisen alle Dehnungskurven einen Wendepunkt mit einhergehenden hohen Dehnungsraten und insgesamt großen Spannweiten auf (Bild 83).

SMA 11 S *)			multiple Varianzanalyse		
			Faktor	Verwerf.	%
			H0-Hypo.		
Dehnungsrate	1 SMA 11 S	25/55-55 A	Phase	ja	29,98
	5 SMA 11 S	25/55-55 A	Strecke	ja	-
	16 SMA 11 S	25/55-55 A	Phase/ Strecke		
	17 SMA 11 S	25/55-55 A	Strecke	ja	62,42
	18 SMA 11 S	25/55-55 A	Fehler		7,61

\*) Durchgestrichene Strecken wurden gemäß Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert

Tab. 81: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 11 S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1

Nach Kapitel 7.1 sind alle Strecken mit Asphaltbeton AC 11 D S durch Überschreitung verschiedener Toleranzen in mindestens einer Untersuchungsphase als Ausreißer zu definieren. Ein eindeutiger Einfluss der Überschreitungen auf die Dehnungsraten in Phase BK kann daher nicht abgeleitet werden, insbesondere da bei Asphaltbetonen allgemein mit höheren Dehnungsraten gerechnet werden muss. Eine Überschreitung der zulässigen Abweichung des Bindemittelgehaltes um mehr als 50 % der Angaben der ZTV Asphalt-StB kann zu auffälligen Ergebnissen der Druck-Schwellversuche in Phase MW führen (Strecke 14), tut dies allerdings nicht zwangsläufig (Strecke 7).

Bei den durchgeführten einfachen Varianzanalysen ergaben sich mit für alle Asphaltbetone AC 11 D S signifikante Unterschiede zwischen mindestens zwei Phasen, die bei der Bildung homogener Gruppen mittels angehängten LSD-Tests zur Abspaltung der Phase BK von den Phasen EP und MW führten, die bei zwei Strecken nicht signifikant unterschiedlich sind und einer homogenen Gruppe zugeordnet werden können (Tabelle 82).

AC 11 D S				einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse		
					Ranking der homogenen Gruppen			Faktor	Verwerf.	%						
					1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe				H0-Hypo.					
Dehnungsrate													Phase	ja	53,54	
	7	AC 11 D S	25/55-55 A	signifi.									Strecke	ja	-	
	10	AC 11 D S	25/55-55 A	signifi.									Phase/			
	14	AC 11 D S	25/55-55 A	signifi.									Strecke	ja	46,21	
													Fehler		0,25	

Tab. 82: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 11 D S

SMA 8 LA				einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse		
					Ranking der homogenen Gruppen			Faktor	Verwerf.	%						
					1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe				H0-Hypo.					
Dehnungsrate														Phase	ja	-
	6	SMA 8 LA	40/100-65 A	signifi.									Strecke	ja	12,79	
	21	SMA 8 LA	40/100-65 A	signifi.									Phase/			
													Strecke	ja	86,96	
													Fehler		0,24	

Tab. 83: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 8 LA

AC 11 D N				einfache Varianz- analyse	LSD-Test											
					Ranking der homogenen Gruppen											
					1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe									
Dehnungsrate	2	AC 11 D N	50/70	signifi.												

Tab. 84: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 11 D N

MA 5 S				einfache Varianz- analyse	LSD-Test											
					Ranking der homogenen Gruppen											
					1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe									
Stempeleindringtiefe	15	MA 5 S	20/30	signifi.												

Tab. 85: Ergebnisse der statistischen Analyse der Stempeleindringversuche an MA 5 S

Die anschließende durchgeführte multiple Varianzanalyse ergab für Asphaltbetone AC 11 D S einen maßgebenden Einfluss der Phase mit ca. 54 % auf die Ergebnisse des Druck-Schwellversuches. Ein weiterer deutlicher Einfluss kann Wechselwirkungen zwischen Strecke und Phase mit ca. 46 % zugeordnet werden.

Die Versuchsergebnisse an den Strecken 6 und 21, die aus einem lärmarmen Splittmastixasphalt SMA 8 LA hergestellt wurden, sind durch ihre zum Teil sehr hohen Dehnungsraten und großen Spannweiten auffällig. In der Phase EP musste der Versuch in beiden Fällen vorzeitig bei Erreichen einer Dehnung von 40 % aber vor Erreichen eines Wendepunktes abgebrochen werden, für die Strecke 6



trifft dies auch für die Phasen MW und BK zu. Die angegebenen Dehnungsraten stellen die Momentaufnahme bei Erreichen des Abbruchkriteriums von 40 ‰ dar. In den Phasen MW und BK der Strecke 21 dagegen wurde der Versuch nach 10.000 Lastwechseln ohne Erreichen eines Wendepunktes abgeschlossen.

Hieraus stellt sich die Frage, ob der Druck-Schwellversuch ein geeignetes Prüfverfahren zur Beurteilung der Verformungsbeständigkeit des äußerst hohlraumreichen Splittmastixasphaltes SMA 8 LA darstellt.

Bei beiden Strecken kam es zu einer Überschreitung der zulässigen Abweichungen des Bindemittelgehaltes gemäß den ZTV Asphalt-StB (Strecke 6, Phase MW und Strecke 21, Phase BK). Bei Strecke 21 wurde in Phase MW zusätzlich die zulässige Toleranz um mehr als 50 % überschritten. Diese Auffälligkeiten lassen keine Aussagen über die Ergebnisse der Druck-Schwellversuche zu, vielmehr gehen sie in den allgemein auffälligen Dehnungsraten unter. Die einfache Varianzanalyse der Untersuchungsergebnisse ergab für beide lärmarme Splittmastixasphalte SMA 8 LA signifikante Unterschiede zwischen mindestens zwei Phasen. Die durchgeführten LSD-Tests ergaben bei der Bildung homogener Gruppen entsprechend der Darstellung der Untersuchungsergebnisse kein einheitliches Bild (Tabelle 83).

Die anschließende multiple Varianzanalyse bestätigte den maßgebenden Einfluss der Wechselwirkungen zwischen Strecke und Phase mit ca. 87 % auf die Ergebnisse des Druck-Schwellversuches an Splittmastixasphalt SMA 8 LA.

Die Ergebnisse des untersuchten Asphaltbetons AC 11 D N weisen deutliche Unterschiede zwischen den Phasen auf, wobei die Dehnungskurven der Bohrkerne einen Wendepunkt mit sehr hoher Dehnungsrate aufweisen.

In Phase MW wurde eine Überschreitung der zulässigen Abweichungen des Grobkorngehaltes gemäß den ZTV Asphalt-StB festgestellt. Diese wäre eine mögliche Erklärung für die fast doppelt so hohe Dehnungsrate im Vergleich zu Phase EP, wobei

hierzu Untersuchungen an weiteren AC 11 D N-Varianten notwendig sind. Die auffällig hohe Dehnungsrate der Phase BK kann nicht auf Auffälligkeiten in der Asphaltmischgutzusammensetzung zurückgeführt werden sondern muss durch den Einfluss der Verdichtungsart auf die Dehnungsraten von Asphaltbetonen für Asphaltdeckschichten erklärt werden.

Bei der einfachen Varianzanalyse ergeben sich für den Asphaltbeton AC 11 D N signifikante Unterschiede zwischen mindestens zwei Phasen, die bei der Bildung homogener Gruppen mittels angehängten LSD-Tests zur Abspaltung der Phase BK von den Phasen EP und MW führten (Tabelle 84).

Eine multiple Varianzanalyse war mit nur einem Asphaltbeton AC 11 D N im Untersuchungsumfang nicht möglich.

Gussasphalte werden üblicherweise nicht mit dem Druck-Schwellversuch sondern mit dem Dynamischen Stempelerindringversuch auf ihre Verformungsbeständigkeit untersucht.

Die Stempelerindringversuche in der Phase BK wurden an Bohrkernscheiben durchgeführt, in den Phasen EP und MW wurden die Probekörper in Formzylindern gestampft. Alle 3 Phasen liegen auf einem unterschiedlichen Niveau, wobei die Bohrkernscheiben die geringsten Stempelerindringtiefen und damit größte Verformungsbeständigkeit aufwiesen.

In Phase MW wurde eine Überschreitung der zulässigen Abweichungen des Grobkorngehaltes und in Phase BK des Füllergehaltes sowie des Bindemittelgehaltes (mehr als 50 %) gemäß den ZTV Asphalt-StB festgestellt. Diese Auffälligkeiten in der Asphaltmischgutzusammensetzung spiegeln sich nicht in den Ergebnissen der Stempelerindringversuche wider.

Die einfache Varianzanalyse der Ergebnisse der Stempelerindringversuche ergab signifikante Unterschiede zwischen mindestens zwei Phasen. Bei der Bildung homogener Gruppen mittels angehängten LSD-Tests kam es zur Trennung der Phase EP von den Phasen MW und BK (Tabelle 85).

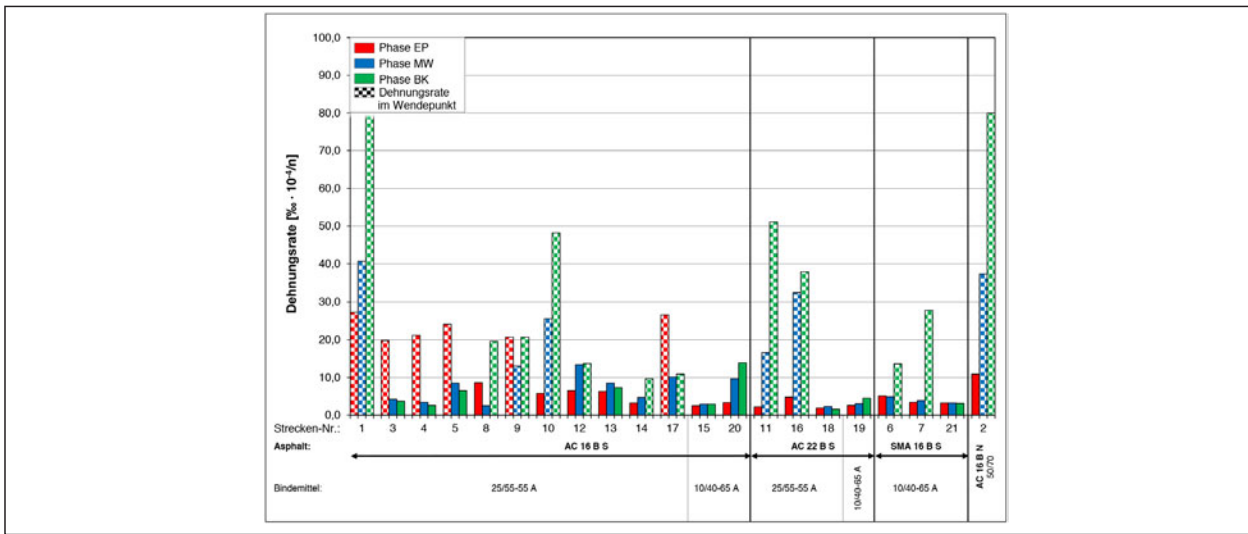


Bild 84: Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Druck-Schwellversuche an Asphaltbinderschichten

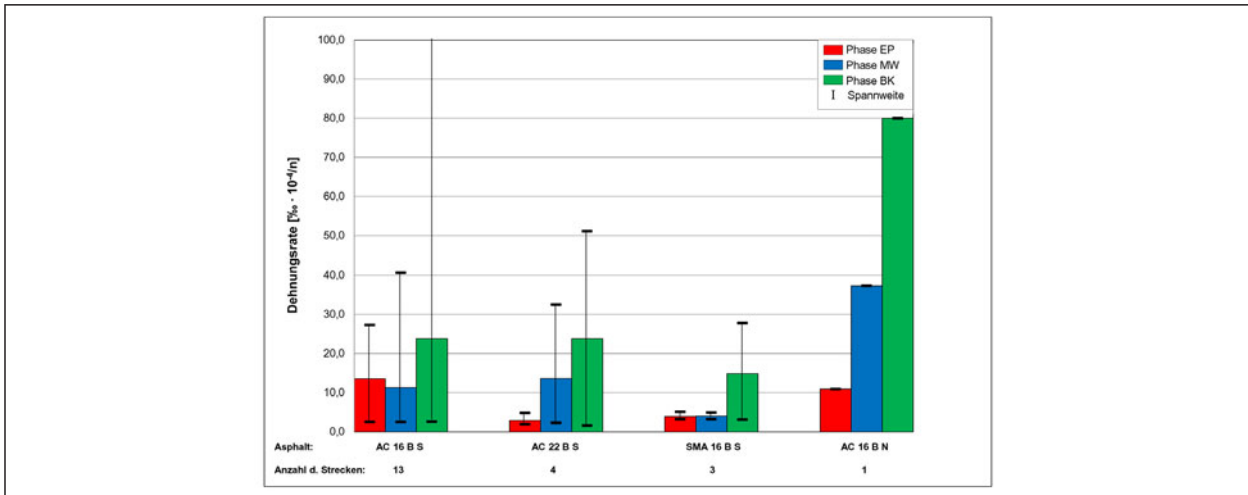


Bild 85: Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Druck-Schwellversuche an Asphaltbinderschichten gruppiert nach Asphalten

Eine multiple Varianzanalyse war mit nur einem Gussasphalt im Untersuchungsumfang nicht möglich.

Für die gängigen Walzasphalte für Asphaltdeckschichten im Straßenbau lässt sich zusammenfassen, dass sich der in den Phasen EP und MW ermittelte Widerstand gegen bleibende Verformungen signifikant von dem in Phase BK unterscheidet. Die Dehnungsraten in Phase BK sind bis zu zehnmal so hoch wie in den Phasen EP oder MW.

Insgesamt weisen am Bohrkern Splittmastixasphalte SMA 11 S die größte Verformungsbeständigkeit auf. Splittmastixasphalte SMA 8 S mit einem niederviskosen Bindemittel PmB NV 45 verhalten sich

analog. Bei der Verwendung von PmB 25/55-55 A ist die Verformungsbeständigkeit hingegen deutlich schlechter. Asphaltbetone AC 11 D S und AC 11 D N sind im Allgemeinen am Ausbaustück noch ein wenig verformungsanfälliger als die Splittmastixasphalte SMA 11 S, selbst wenn in den Phasen EP und MW teilweise eine ähnlich hohe Verformungsbeständigkeit vorliegt.

Eindeutige Aussagen bezüglich der Einflüsse der Asphaltmischgutzusammensetzung bzw. von Abweichungen innerhalb dieser sowie der Bindemiteleigenschaften auf die Ergebnisse der Druck-Schwellversuche können nicht abgeleitet werden. Erhöhte Bindemittelgehalte können eine mögliche Erklärung für tendenziell höhere Dehnungsraten sein, anson-

AC 16 B S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test						multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse			
				EP		MW		BK		Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%	
				Ranking der homogenen Gruppen												HO-Hypo.
				1. Gruppe		2. Gruppe		3. Gruppe								
Dehnungsrate	1	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	█	█	█	█	█	█	Phase	ja	2,1	Phase	ja	1,84
	3	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	█	█	█	█	█	█	Strecke	ja	30,51	Strecke	ja	28,51
	4	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	█	█	█	█	█	█	Phase/			Phase/		
	5	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	█	█	█	█	█	█	Strecke	ja	66,33	Strecke	ja	68,57
	8	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	█	█	█	█	█	█	Fehler		1,06	Fehler		1,07
	9	AC 16 B S	25/55-55 A	n. signifi.	█	█	█	█	█	█						
	10	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	█	█	█	█	█	█						
	12	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	█	█	█	█	█	█						
	13	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	█	█	█	█	█	█						
	14	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	█	█	█	█	█	█						
	17	AC 16 B S	25/55-55 A	signifi.	█	█	█	█	█	█						
	15	AC 16 B S	10/40-65 A	n. signifi.	█	█	█	█	█	█				Phase	ja	3,91
20	AC 16 B S	10/40-65 A	signifi.	█	█	█	█	█	█				Strecke	ja	49,9	
													Phase/Str.	ja	43,87	
													Fehler		2,32	

Tab. 86: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 16 B S

ten entsprechen die Dehnungsraten in Phase EP und MW einander und liegen i. d. R. deutlich unterhalb derer in Phase BK.

### Asphaltbinderschicht

In Bild 84 sind die Untersuchungsergebnisse der Druck-Schwellversuche an Asphaltbinderschichten der einzelnen Strecken und Phasen grafisch dargestellt. In Bild 85 sind die Untersuchungsergebnisse nach den unterschiedlichen Asphaltarten zusammengefasst mit den entsprechenden Mittelwerten sowie deren Spannweiten dargestellt. In Anhang I, Tabelle A 47 sind die zugehörigen Zahlenwerte zusammengetragen.

Bei der Gegenüberstellung der Mittelwerte der Untersuchungsphasen ist eine leichte Tendenz festzustellen, dass die Dehnungsraten in der Phase BK höher als in den Phasen EP und MW ausfallen und damit ein Einfluss der Probekörperherstellung bzw. ihrer Verdichtungsart auf die Ergebnisse zu verzeichnen ist. In der Phase BK tritt in elf von 21 Fällen ein Wendepunkt auf. Vermehrt treten Wendepunkte auch in den Phasen MW und EP auf, was sich jedoch weder aufgrund von Auffälligkeiten in der Zusammensetzung noch durch die Raumdichte der Probekörper eindeutig erklären lässt. In der Phase MW treten bei fünf Strecken, in Phase EP bei sechs Strecken Wendepunkte auf. An zwei Strecken treten in allen Untersuchungsphasen und an

AC 16 B S *)			multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse			
			Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%	
									HO-Hypo.
Dehnungsrate	1	AC 16 B S	25/55-55 A	Phase	ja	-	Phase	ja	-
	3	AC 16 B S	25/55-55 A	Strecke	ja	4,88	Strecke	ja	5,06
	4	AC 16 B S	25/55-55 A	Phase/			Phase/		
	5	AC 16 B S	25/55-55 A	Strecke	ja	87,88	Strecke	ja	87,61
	8	AC 16 B S	25/55-55 A	Fehler		7,24	Fehler		7,33
	9	AC 16 B S	25/55-55 A						
	10	AC 16 B S	25/55-55 A						
	12	AC 16 B S	25/55-55 A						
	13	AC 16 B S	25/55-55 A						
	14	AC 16 B S	25/55-55 A						
	17	AC 16 B S	25/55-55 A						
	15	AC 16 B S	10/40-65 A						
20	AC 16 B S	10/40-65 A							

Tab. 87: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 16 B S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1

sechs Strecken in keiner Untersuchungsphase Wendepunkte auf (Bild 84).

Die Dehnungsraten der 13 Asphaltbinder AC 16 B S weisen in allen Phasen relativ große Spannweiten auf, wobei die Strecken 1 und 10 vorwiegend der Grund hierfür sind und die der Phase BK am höchsten ausfallen. Das mittlere Niveau der Dehnungsraten liegt in der Phase BK etwa doppelt so hoch als in den Phasen EP und MW, wobei nicht unterschieden wird, ob die Dehnungsrate bei Versuchsende oder im Wendepunkt angegeben ist (Bild 85). Wendepunkte treten in allen Untersuchungsphasen auf. In Phase EP in sechs, in Phase MW in drei und in Phase BK in sieben von 13 Fällen (Bild 84). Die Asphaltbinder AC 16 B S mit PmB 25/55-55 A weisen im Allgemeinen größere Dehnungsraten als die As-

phaltpbinder AC 16 B S mit PmB 10/40-65 A auf, die bei den hier durchgeführten Druck-Schwellversuchen keine Wendepunkte aufwiesen.

Bei zehn der elf Strecken mit Asphaltbinder AC 16 B S und PmB 25/55-55 A konnte über eine einfache Varianzanalyse ein signifikanter Unterschied der Untersuchungsergebnisse zwischen mindestens zwei Phasen festgestellt werden (Tabelle 86). Bei den Asphaltbindern AC 16 B S mit PmB 10/40-65 A in einem von zwei Fällen. Mittels angehängten LSD-Tests wurden homogene Gruppen gebildet. Unabhängig von den verwendeten Bindemitteln kann für Asphaltbinder AC 16 B S keine Reihung der Untersuchungsphasen prognostiziert werden, da die homogenen Gruppen kein einheitliches Bild darstellen: Sowohl Phase EP, Phase MW als auch Phase BK werden als einzelne homogene Gruppen mit zum Teil den größten und zum Teil den niedrigsten Dehnungsraten erkannt.

Die auf fallend unterdurchschnittlichen Ergebnisse der Strecken 3, 4, 5 und 17 in Phase EP können weder durch Auffälligkeiten in der Asphaltmischgutzusammensetzung noch durch die Unterschiede der Bindemittleigenschaften zwischen den Phasen erklärt werden.

Eine Überschreitung der zulässigen Abweichung des Bindemittelgehaltes um mehr als 50 % der Angaben der ZTV Asphalt-StB führt nicht zu auffälligen Dehnungsraten als Ergebnis der Druck-Schwellversuche (Strecken 8, 13 und 15 in Phase MW sowie Strecken 13 und 15 in Phase BK). Im vorliegenden Fall führt eine Überschreitung der zulässigen Abweichung des Grobkorngehaltes gemäß den ZTV Asphalt-StB zu nicht auffällig hohen Dehnungsraten in Phase MW (Strecken 1 und 15), wobei anzumerken ist, dass Strecke 1 insgesamt den verformungsanfälligen

Asphaltbinder und Strecke 15 den verformungsbeständigsten Asphaltbinder AC 16 B S darstellt.

Die anschließend durchgeführte multiple Varianzanalyse ergab einen maßgebenden Einfluss der Wechselwirkungen aus Strecke und Phase mit ca. 66 % auf die Ergebnisse des Druck-Schwellversuches am Asphaltbinder AC 16 B S. Ein weiterer Einfluss kann mit ca. 31 % der Strecke selbst zugeordnet werden. Bei Verwendung eines PmB 10/40-65 A sind die Einflüsse der Untersuchungsstrecke und der Kombination aus Untersuchungsstrecke und -phase in etwa gleich groß.

Die nach Ausschluss der nach Kapitel 7.1 als 100%-ige Ausreißer identifizierten Strecken zusätzlich durchgeführten multiplen Varianzanalysen führten zu einer Verschiebung der Einflüsse auf die Gesamtvarianz. Demnach können fast 90 % auf einen Einfluss der Wechselwirkungen zwischen Untersuchungsstrecke und -phase zurückgeführt werden, wobei der statistische Fehler bei knapp 7 % liegt (Tabelle 87).

Bei vier Strecken wurde ein Asphaltbinder AC 22 B S eingesetzt. Zwei davon weisen in allen Phasen niedrige Dehnungsraten mit geringen Spannweiten auf. Bei den anderen zwei weisen die Dehnungskurven sowohl in der Phase MW als auch BK einen Wendepunkt mit hohen Dehnungsraten auf (Bild 84).

An drei von vier Strecken wurden über eine einfache Varianzanalyse signifikante Unterschiede der Untersuchungsergebnisse zwischen mindestens zwei Phasen festgestellt (Tabelle 88). Mittels angehängten LSD-Tests wurden homogene Gruppen gebildet. Dabei bildet Phase BK alleine oder in Kombination mit Phase MW eine homogene Gruppe mit der höchsten Dehnungsrate. Die Phase EP

AC 22 B S				einfache Varianzanalyse	LSD-Test						multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse			
					■ EP		■ MW		■ BK		Ranking der homogenen Gruppen	Faktor	Verwerf. H0-Hypo.	%	Faktor	Verwerf. H0-Hypo.	%
					1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe										
Dehnungsrate	11	AC 22 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■	■	■	■	Phase	ja	28,31	Phase	ja	28,31
	16	AC 22 B S	25/55-55 A	signifi.	■	■	■	■	■	■	■	Strecke	ja	28,7	Strecke	ja	23,58
	18	AC 22 B S	25/55-55 A	n. signifi.	■	■	■	■	■	■	■	Phase/			Phase/Str.	ja	44,84
	19	AC 22 B S	10/40-65 A	signifi.	■	■	■	■	■	■	■	Strecke	ja	48,79	Fehler		3,27
												Fehler		3,08			

Tab. 88: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 22 B S

ist ebenso statistisch signifikant unterschiedlich und stellt die homogene Gruppe mit den niedrigsten Dehnungsraten dar. Im vierten Fall können keine signifikanten Unterschiede zwischen den Untersuchungsphasen erkannt werden, so dass alle Phasen einer homogenen Gruppe zugeordnet werden können.

Eine Überschreitung der zulässigen Abweichung des Bindemittelgehaltes um mehr als 50 % (Strecke 18 in Phase BK) bzw. um mehr als 100 % (Strecke 18 in Phase MW) der Angaben der ZTV Asphalt-StB führt nicht zu auffälligen Dehnungsraten als Ergebnis der Druck-Schwellversuche. Umgekehrt können die hohen Dehnungsraten der Strecken 11 und 16 in den Phasen MW und BK nicht durch Auffälligkeiten in der Asphaltmischgutzusammensetzung erklärt werden.

AC 22 B S *)				multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse		
Dehnungsrate	Strecke	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%
11	AC 22 B S	25/55-55 A	Phase	ja	32,95	Phase	ja	75,33	
16	AC 22 B S	25/55-55 A	Strecke	ja	20,65	Strecke	nein	-	
18	AC 22 B S	25/55-55 A	Phase/			Phase/Str.	ja	20,4	
19	AC 22 B S	10/40-65 A	Strecke	ja	42,99	Fehler		4,27	
			Fehler		3,42				

\*) Durchgestrichene Strecken wurden gemäß Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert

Tab. 89: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 22 B S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1

Die multiple Varianzanalyse ergab einen maßgebenden Einfluss der Wechselwirkungen aus Strecke und Phase auf die Ergebnisse des Druck-Schwellversuches an AC 22 B S. Weitere Einflüsse können der Strecke als auch der Phase zugeordnet werden. Die Analyse der drei Asphaltbinder AC 22 B S mit PmB 25/55-55 A führte prinzipiell zu den gleichen Ergebnissen.

Die nach Ausschluss der nach Kapitel 7.1 als 100%-ige Ausreißer identifizierten Strecken zusätzlich durchgeführten multiplen Varianzanalysen führten bei Betrachtung der AC 22 B S mit PmB 25/55-55 A zu einer Verschiebung der Einflüsse auf die Gesamtvarianz. Demnach können fast 75 % auf einen Einfluss Phase zurückgeführt werden (Tabelle 89).

Allerdings liegen dieser Auswertung lediglich zwei Untersuchungsstrecken zu Grunde.

Die Dehnungsraten der drei Splittmastixbinder-schichten SMA 16 B S liegen in den Phasen MW und EP auf einem sehr niedrigen Niveau und weisen minimale Spannweiten auf. In Phase BK tritt in zwei Fällen ein Wendepunkt auf, so dass die Dehnungsraten insgesamt höher ausfallen und größere Spannweiten aufweisen (Bild 85).

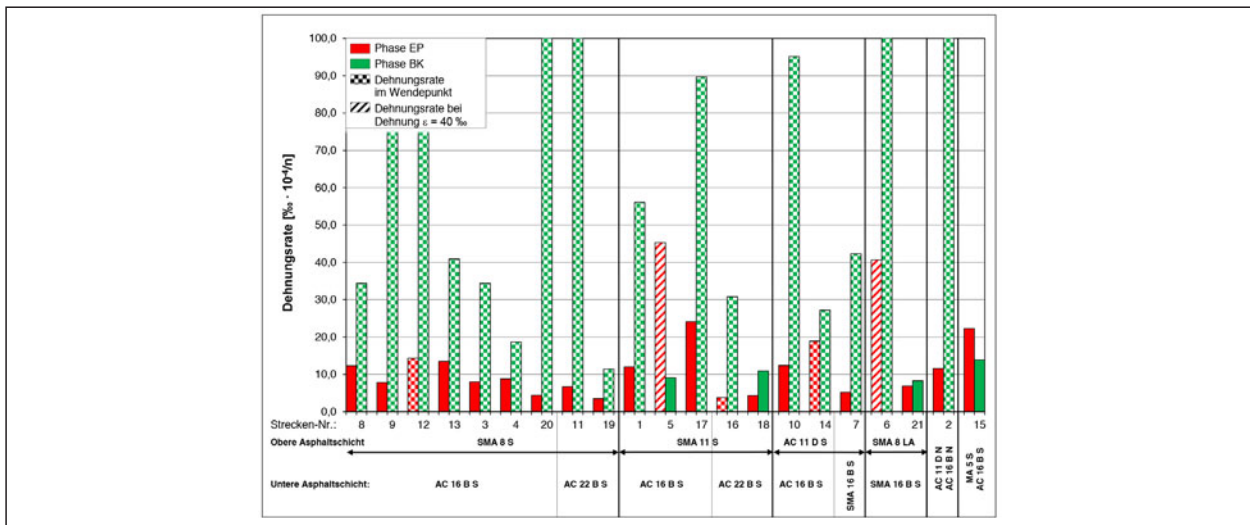
SMA 16 B S				einfache Varianzanalyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			
Dehnungsrate	Strecke	Verwerf.	%		Ranking der homogenen Gruppen									Faktor	Verwerf.	%	
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe			H0-Hypo.				
				6	SMA 16 B S	10/40-65 A	signifi.	■	■	■	■	■					■
7	SMA 16 B S	10/40-65 A	signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Strecke	ja	1,73
21	SMA 16 B S	10/40-65 A	n. signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	Phase/	ja	66,89	
														Strecke	ja	1,22	
														Fehler			

Tab. 90: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 16 B S

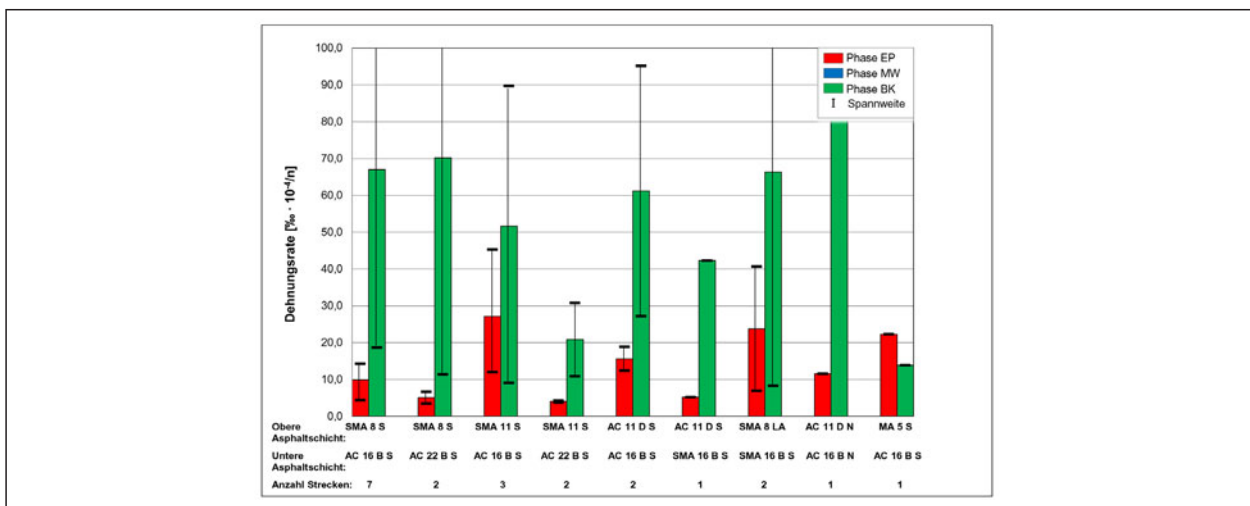
AC 16 B N				einfache Varianzanalyse	LSD-Test													
Dehnungsrate	Strecke	Verwerf.	%		Ranking der homogenen Gruppen													
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe								
				2	AC 16 B N	50/70	signifi.	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

Tab. 91: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 16 B N





**Bild 86:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Druck-Schwellversuche am Gesamtsystem Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht



**Bild 87:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Druck-Schwellversuche am Gesamtsystem Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht gruppiert nach Asphalt

Die einfache Varianzanalyse führte bei zwei der Strecken zu einem signifikanten Unterschied der Untersuchungsergebnisse zwischen mindestens zwei Phasen (Tabelle 90). Mittels angehängten LSD-Tests wurden homogene Gruppen gebildet. Dabei unterscheidet sich Phase BK signifikant von den beiden anderen Phasen und weist die größten Dehnungsraten auf. Bei der dritten Strecke sind keine signifikanten Unterschiede zwischen den drei Phasen zu erkennen.

Eine Überschreitung der zulässigen Abweichung des Bindemittelgehaltes gemäß Kapitel 7.1 (Strecke 6 in Phase MW und Strecke 21 in Phase BK)

führt nicht zu auffälligen Ergebnissen des Druck-Schwellversuches. Die Überschreitung der zulässigen Abweichung des Bindemittelgehaltes um mehr als 50 % gemäß Kapitel 7.1 (Strecke 6 in Phase BK) führt ebenso zu unauffälligen Dehnungsraten als Ergebnis der Druck-Schwellversuche, da sie in der Spannweite aller Dehnungsraten in Phase BK untergeht.

Die anschließende durchgeführte multiple Varianzanalyse ergab einen maßgebenden Einfluss der Wechselwirkungen aus Strecke und Phase mit 67 % auf die Ergebnisse des Druck-Schwellversuches an SMA 16 B S.

SMA 8 S und AC 16 B S			einfacher Mittelwert- vergleich	Reihung Mittelwert				
bzw. AC 22 B S				groß	>>>	klein		
				BK		EP		
Dehnungsrate	3	SMA 8 S	PmB NV 45	signifikant				
		AC 16 B S	25/55-55 A					
	4	SMA 8 S	PmB NV 45	signifikant				
		AC 16 B S	25/55-55 A					
	8	SMA 8 S	25/55-55 A	signifikant				
		AC 16 B S	25/55-55 A					
	13	SMA 8 S	25/55-55 A	signifikant				
		AC 16 B S	25/55-55 A					
	9	SMA 8 S	25/55-55 A	signifikant				
		AC 16 B S	25/55-55 A					
12	SMA 8 S	25/55-55 A	signifikant					
	AC 16 B S	25/55-55 A						
20	SMA 8 S	25/55-55 A	signifikant					
	AC 16 B S	25/55-55 A						
11	SMA 8 S	25/55-55 A	signifikant					
	AC 22 B S	25/55-55 A						
19	SMA 8 S	25/55-55 A	signifikant					
	AC 22 B S	10/40-65 A						

Tab. 92: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 8 S auf AC 16 B S bzw. AC 22 B S

SMA 11 S und AC 16 B S			einfacher Mittelwert- vergleich	Reihung Mittelwert				
bzw. AC 22 B S				groß	>>>	klein		
				BK		EP		
Dehnungsrate	1	SMA 11 S	25/55-55 A	signifikant				
		AC 16 B S	25/55-55 A					
	5	SMA 11 S	25/55-55 A	signifikant				
		AC 16 B S	25/55-55 A					
	17	SMA 11 S	25/55-55 A	signifikant				
		AC 16 B S	25/55-55 A					
	16	SMA 11 S	25/55-55 A	signifikant				
		AC 22 B S	25/55-55 A					
	18	SMA 11 S	25/55-55 A	signifikant				
		AC 22 B S	25/55-55 A					

Tab. 93: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 11 S auf AC 16 B S bzw. AC 22 B S

AC 11 D S und AC 16 B S			einfacher Mittelwert- vergleich	Reihung Mittelwert				
bzw. SMA 16 B S				groß	>>>	klein		
				BK		EP		
Dehnungsrate	10	AC 11 D S	25/55-55 A	signifikant				
		AC 16 B S	25/55-55 A					
	14	AC 11 D S	25/55-55 A	signifikant				
		AC 16 B S	25/55-55 A					
	7	AC 11 D S	25/55-55 A	signifikant				
		SMA 16 B S	10/40-65 A					

Tab. 94: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 11 D S auf AC 16 B S bzw. SMA 16 B S

Die Druck-Schwellversuche am Asphaltbinder AC 16 B N für Verkehrsflächen mit normaler Beanspruchung lieferten mit Ausnahme der Phase EP schlechtere Ergebnisse als die an den Asphaltbin-

dern AC 16 B S durchgeführten Druck-Schwellversuche (Bild 84). In den Phasen MW und BK wiesen die Dehnungskurven einen Wendepunkt auf.

Die einfache Varianzanalyse der Ergebnisse der Druck-Schwellversuche ergab für den AC 16 B N signifikante Unterschiede zwischen mindestens zwei Phasen. Mittels angehängte n LSD-Tests konnten drei homogene Gruppen gebildet werden, die die Reihung BK, MW, EP mit abnehmender Dehnungsrate ergaben (Tabelle 91). In Phase MW wurde eine Überschreitung der zulässigen Abweichung des Bindemittelgehaltes gemäß den Angaben der ZTV Asphalt-StB festgestellt. Diese wäre eine mögliche Erklärung für den niedrigeren n V erformungswiderstand dieser Phase im Vergleich zu den Asphaltbindern AC 16 B S. Eine multiple Varianzanalyse war mit nur einem AC 16 B N im Untersuchungsumfang nicht möglich.

Für die gängigen Walzasphalte für Asphaltbinder-schichten im Straßenbau lässt sich zusammenfassen, dass sich der in den Phasen EP und MW ermittelte Widerstand gegen bleibende Verformungen signifikant von dem in Phase BK unterscheidet. Die Dehnungsraten in Phase BK sind im Schnitt zwei bis drei mal so hoch wie in den Phasen EP oder MW. Ausnahmen hiervon stellen die Strecken 3, 4, 5, 9 und 17 dar, die in Phase EP nicht erklärbar hohe Dehnungsraten aufweisen. Die nach Kapitel 7.1 identifizierten Ausreißer liefern i. A. unauffällige Ergebnisse. Eindeutige Aussagen bezüglich der Einflüsse der Asphaltmischgutzusammensetzung und der Bindemiteleigenschaften auf die Ergebnisse der Druck-Schwellversuche können nicht abgeleitet werden.

### 7.5.2 Systemprüfung

In Bild 86 sind die Untersuchungsergebnisse der Druck-Schwellversuche am Gesamtsystem Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht der einzelnen Strecken und Phasen grafisch dargestellt. In Bild 87 sowie Anhang I, Tabelle A 48 und Tabelle A 49 sind die Untersuchungsergebnisse nach der Asphaltart der jeweiligen Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht gruppiert und die Mittelwerte sowie deren Spannweiten dargestellt. Dabei fällt auf, dass die Mittelwerte der Dehnungsraten in Phase BK i. d. R.

höher und die Spannweiten im Vergleich zu denjenigen in Phase EP größer sind.

Die Untersuchungsergebnisse werden in der Phase BK mit vier Ausnahmen durch die Dehnungsrate im Wendepunkt charakterisiert. Die an laborverdichteten Probekörpern der Phase EP durchgeführten Druck-Schwellversuche weisen nur noch bei drei Strecken einen Wendepunkt auf. Bei zwei Strecken wurde der Versuch in Phase EP beim Erreichen einer Verformung von 40% abgebrochen (Strecken 5 und 6). Auffallend ist Strecke 5 als einzige Strecke, bei der das Ergebnis in der Phase EP im Vergleich zur Phase BK deutlich schlechter ausfällt. Auffälligkeiten in den Zusammensetzungen der Asphaltdeck- und der Asphaltbinderschicht liegen in dieser Phase nicht vor, so dass das Ergebnis nicht fundiert erklärt werden kann und unter Berücksichtigung der anderen Ergebnisse als Ausreißer zu betrachten ist.

Insgesamt sieben der neun untersuchten Splittmastixasphalte SMA 8 S liegen auf einem Asphaltbinder AC 16 B S sowie zwei auf einem AC 22 B S. Unabhängig von der darunterliegenden Schicht weisen die Dehnungskurven aller SMA 8 S in Phase BK einen Wendepunkt mit insgesamt hohen Dehnungsraten von im Mittel  $67,0 \text{‰} \cdot 10^{-4}/n$  auf. In Phase EP tritt nur an einer Strecke ein Wendepunkt auf. Der Mittelwert der Dehnungsraten liegt in dieser Phase bei 10,0 (auf AC 16 B S) bzw.  $5,1 \text{‰} \cdot 10^{-4}/n$  (auf AC 22 B S) (Bild 87). In Phase EP weisen die SMA 8 S auf AC 22 B S eine größere Verformungsbeständigkeit auf als die SMA 8 S auf AC 16 B S.

Nach den durchgeführten einfachen Mittelwertvergleichen unterscheiden sich alle neun Splittmastixasphalte SMA 8 S bei der Systemprüfung in Phase BK signifikant von Phase EP und weisen in dieser Phase höhere Dehnungsraten auf (Tabelle 92).

Drei der untersuchten Splittmastixasphalte SMA 11 S liegen auf einem Asphaltbinder AC 16 B S und zwei auf einem AC 22 B S. In je einem Fall tritt während der Versuchsdurchführung in Phase BK kein Wendepunkt auf. In Phase EP tritt nur an einem SMA 11 S auf AC 16 B S ein Wendepunkt auf. Im Durchschnitt liegen sowohl in den Phasen EP als auch BK die Dehnungsraten des SMA 8 S auf AC 22 B S unter denen der SMA 8 S auf AC 16 B S

und weisen somit eine größere Verformungsbeständigkeit des Gesamtsystems auf.

Mit Ausnahme der Strecke 5, bei der in Phase EP der Versuch bei einer Verformung von 40% abgebrochen wurde, wurden bei der statistischen Analyse in Phase BK höhere Dehnungsraten festgestellt (Tabelle 93). Mit den durchgeführten einfachen Mittelwertvergleichen konnte an allen Splittmastixasphalten SMA 11 S bei der Systemprüfung ein signifikanter Unterschied zwischen den Phasen BK und EP ermittelt werden.

Zwei der untersuchten Asphaltbetone AC 11 D S liegen auf einem Asphaltbinder AC 16 B S und einer auf einem Splittmastixbinder SMA 16 B S. Unabhängig von der darunterliegenden Schicht (AC 16 B S oder SMA 16 B S) weisen die Impulskriechkurven der drei Asphaltbetone AC 11 D S in Phase BK einen Wendepunkt auf. In Phase EP tritt nur an einer Strecke mit AC 16 B S ein Wendepunkt auf. Mit einem Mittelwert der Dehnungsrate von  $15,7$  bzw.  $5,2 \text{‰} \cdot 10^{-4}/n$  weisen die Asphaltbetone AC 11 D S in Phase EP eine höhere Verformungsbeständigkeit auf als in Phase BK mit  $61,2$  bzw.  $42,3 \text{‰} \cdot 10^{-4}/n$  (Bild 87).

Mit den durchgeführten einfachen Mittelwertvergleichen konnten diese Beobachtungen auch statistisch erfasst werden (Tabelle 94). Alle drei Asphaltbetone AC 11 D S unterscheiden sich bei der Systemprüfung in Phase BK signifikant von Phase EP und weisen in dieser Phase höhere Dehnungsraten auf.

Beide lärmarmen Splittmastixasphalte SMA 8 LA im Untersuchungsprogramm liegen auf einem Splittmastixbinder SMA 16 B S, die mit einem PmB 10/40-65 A hergestellt wurden. Die Untersuchungsergebnisse liegen je Strecke und Phase auf unterschiedlichen Niveaus was insgesamt zu sehr großen Spannweiten der Druck-Schwellversuche am Gesamtsystem führt (Bild 86 und Bild 87).

Mit den durchgeführten einfachen Mittelwertvergleichen konnten an den lärmarmen Splittmastixasphalten SMA 8 LA bei der Systemprüfung signifikante Unterschiede zwischen den Phasen BK und EP ermittelt werden.

Der einzige Asphaltbeton AC 11 D N im Untersuchungsprogramm liegt auf einem AC 16 B N und weist am Bohrkern mit  $122,9 \text{ } \cdot 10^{-4}/n$  im Wendepunkt eine extrem hohe Dehnungsrate im Druck-Schwellversuch am Gesamtsystem Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht auf. In Phase EP resultiert eine vergleichsweise geringe Dehnungsrate von  $11,6 \text{ } \cdot 10^{-4}/n$  bei Versuchsende (Bild 86).

Diese Beobachtung konnte mit dem durchgeführten einfachen Mittelwertvergleich auch entsprechend statistisch erfasst werden, wobei ein signifikanter Unterschied zwischen den Phasen festgestellt wurde (Tabelle 96).

Auch am MA 5 S auf AC 16 B S wurde der für Gussasphalte unübliche Druck-Schwellversuch durchgeführt. In beiden Phasen resultierten starke Nachkonsolidierungen der Probekörper nach Versuchsbeginn, was zu hohen Dehnungen bei Versuchsende führte. Die Dehnungsrate liegt mit  $13,9 \text{ } \cdot 10^{-4}/n$  in Phase BK ein wenig niedriger als die Dehnungsrate in Phase EP mit  $22,3 \text{ } \cdot 10^{-4}/n$  (Bild 86).

Mit dem durchgeführten einfachen Mittelwertvergleich konnte dennoch ein signifikanter Unterschied zwischen den Phasen BK und EP ermittelt werden (Tabelle 97).

Für die Auswertung der Systemprüfung wurden Gruppen gleichen Asphaltdeckschicht- und Asphaltbinderschichtmaterials gebildet.

Die Ergebnisse der Systemprüfung zeigen, dass sich der in der Phase EP ermittelte Widerstand gegen bleibende Verformungen signifikant von dem in Phase BK unterscheidet, die Dehnungsraten in Phase BK erreichen den bis zu 15-fachen Wert der Phase EP.

Als das verformungsbeständigste Gesamtsystem von Walzasphalten kann der Splittmastixasphalt SMA 11 S auf AC 22 B S bezeichnet werden, der in beiden Untersuchungsphasen die geringsten Dehnungsraten und Spannweiten verzeichnet. Die Ergebnisse der Phase BK reflektieren die am Asphaltdeckschichtmaterial erkannte Tendenz, dass Splittmastixasphalte SMA 11 S eine höhere Verformungsbeständigkeit aufweisen als SMA 8 S. As-

SMA 8 LA und AC 16 BS			einfacher Mittelwertvergleich	Reihung Mittelwert groß >>> klein	
				BK	EP
Dehnungsrate	6	SMA 8 LA 40/100-65 A	signifikant		
		SMA 16 B S 10/40-65 A			
21		SMA 8 LA 40/100-65 A	signifikant		
		SMA 16 B S 10/40-65 A			

Tab. 95: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 8 LA auf AC 16 B S bzw. SMA 16 B S

AC 11 D N und AC 16 B N			einfacher Mittelwertvergleich	Reihung Mittelwert groß >>> klein	
				BK	EP
Dehnungsrate	2	AC 11 D N 50/70	signifikant		
		AC 16 B N 50/70			

Tab. 96: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 11 D N auf AC 16 B N

MA 5 S und AC 16 B S			einfacher Mittelwertvergleich	Reihung Mittelwert groß >>> klein	
				BK	EP
Dehnungsrate	15	MA 5 S 20/30	signifikant		
		AC 16 B S 10/40-65 A			

Tab. 97: Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an MA 5 S auf AC 16 B S

phaltbetone AC 11 D S weisen eine höhere Verformungsbeständigkeit in situ auf, wenn sie auf einem Splittmastixbinder SMA 16 B S hergestellt werden.

## 7.6 Ergebnisse der Untersuchungen zum Griffigkeitsverhalten

Die Einzelergebnisse zu den Griffigkeitsmessungen der einzelnen Polierbeanspruchungsstufen und die Griffigkeitsverläufe sind in der Streckendokumentation für alle Phasen und die dort eingesetzten Asphalte enthalten.

Die Griffigkeitsentwicklung wurde bis zum Erreichen der Endgriffigkeit nach 270.000 Überrollungen (Walzenübergängen) für die Asphaltdeckschichtvarianten jeweils für die Phasen EP, MW und BK gemäß dem Entwurf der Technischen Prüfvorschrift „Bestimmung der Griffigkeitsentwicklung von Oberflächen mit dem Prüfverfahren Wehner / Schulze (PWS)“ ermittelt.

In den DIN EN 12697-49 „Messung der Griffigkeit nach Polierung“ ist hingegen n der Poliervorgang nach 90.000 Walzübergängen zu beenden und die Griffigkeitsmessung durchzuführen.

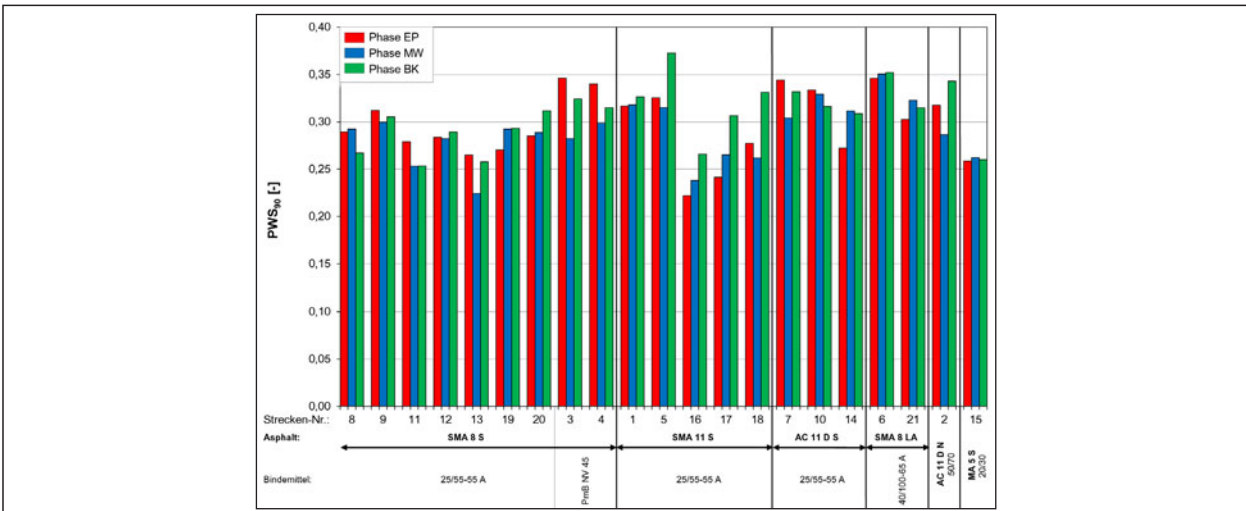
In Bild 88 und Bild 89 sind die ermittelten Griffigkeiten nach 90.000 Überrollungen  $PWS_{90}$  und die Endgriffigkeit nach 270.000 Überrollungen  $PWS_{270}$  der 21 Versuchsstrecken, jeweils in den Phasen EP, MW und BK dargestellt.

Die ermittelten Griffigkeiten (Einzelwerte) nach 90.000 Überrollungen  $PWS_{90}$  liegen um 0,004 bis 0,029 Einheiten oberhalb der Endgriffigkeiten nach 270.000 Überrollungen  $PWS_{270}$ .

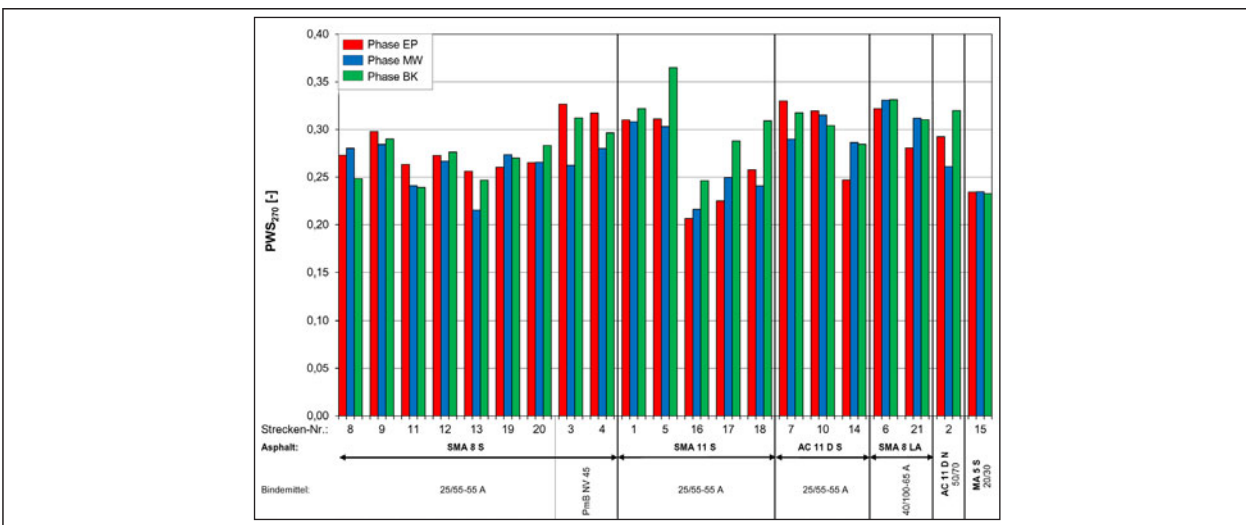
Bei den Strecken 1, 6, 11, 15, 19 und 20 ergab sich zudem eine unterschiedliche Reihung der Phasen einer Strecke.

Die in den drei Phasen EP, MW und BK für die Asphaltdeckschichten der 21 Untersuchungsstrecken ermittelten Profiltiefen MPD (sandgestrahlter Zustand) sind im Bild 90 wiedergegeben. Erwartungsgemäß weisen die Walzasphalte aus lärmarmem Splittmastixasphalt die größten Profiltiefen auf.

Zusammenfassend sind die Mittelwerte und Spannbreiten für die untersuchten Asphalte der drei Phasen EP, MW und BK (Griffigkeiten nach 90.000 Überrollungen  $PWS_{90}$ , die Endgriffigkeiten  $PWS_{270}$  nach 270.000 Überrollungen und Profiltiefen) in Bild 91, Bild 92 und Bild 93 dargestellt.



**Bild 88:** Grafische Darstellung der Griffigkeiten nach 90.000 Überrollungen ( $PWS_{90}$ ) an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten für alle Untersuchungsstrecken



**Bild 89:** Grafische Darstellung der Griffigkeiten nach 270.000 Überrollungen ( $PWS_{270}$ ) an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten für alle Untersuchungsstrecken

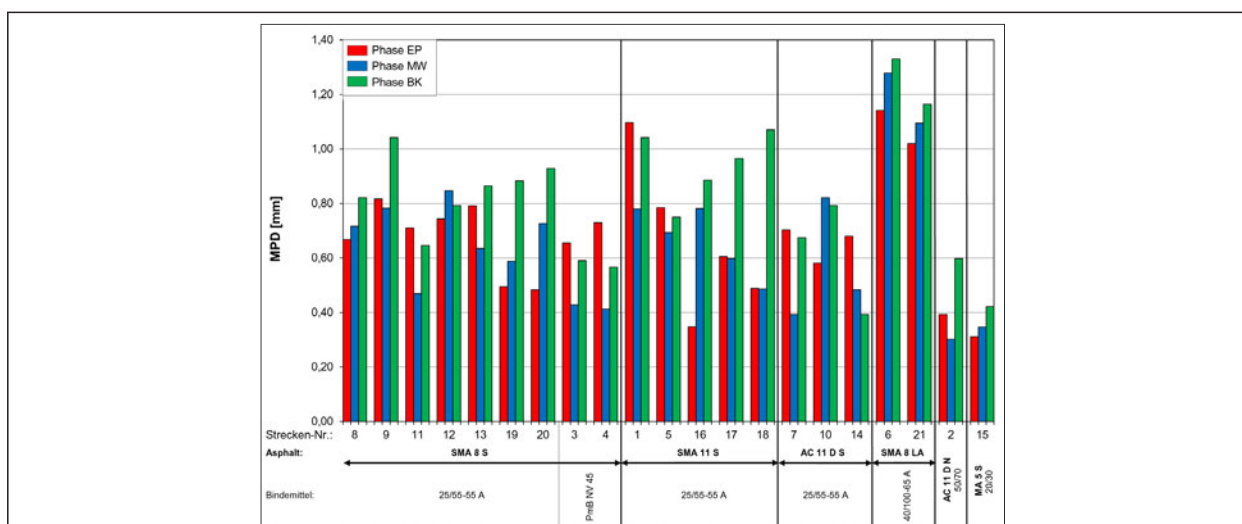


Die ermittelten Griff­ figkeiten (Mittelwerte) nach 90.000 Überrollungen  $PWS_{90}$  liegen um 0,013 bis 0,027 Einheiten oberhalb der Endgriff­ figkeiten nach 270.000 Überrollungen  $PWS_{270}$ . Gegenüber den Einzelwerten für die einzelnen Strecken ergeben sich bei den Mittelwerten geringere Unterschiede.

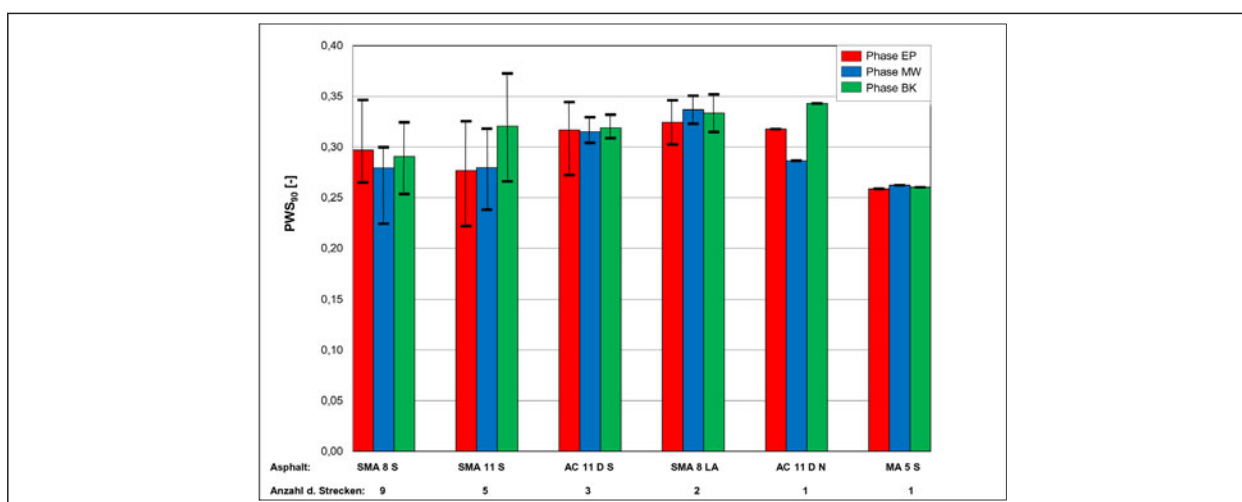
Um den Einfluss der Polierdauer darzustellen, erfolgte ergänzend eine Korrelation der Griff­ figkeitenwerte nach 90.000 und 270.000 Überrollungen. Der Zusammenhang ist in Bild 94 dargestellt. Das ermittelte Bestimmtheitsmaß ( $R^2$ ) liegt bei 0,97, d. h. die bestimmten Griff­ figkeitenwerte korrelieren in hohem Maße.

Das ermittelte Bestimmtheitsmaß zeigt, dass bei den hier behandelten Untersuchungsstrecken – entgegen den Ergebnissen aus älteren Forschungsvorhaben [Böhnisch, 2002 / Wörner, 2010] – eine direkte Umrechnung erfolgen kann. Inwieweit diese Aussage verallgemeinert werden kann, ist derzeit nicht abzuschätzen.

Die Auswertungen zu den verwendeten Asphalt­ deckschichten werden – bezogen auf eine Endgriff­ figkeit nach 270.000 Überrollungen – getrennt nach eingesetzten Asphaltvarianten wiedergegeben. Die statistischen Auswertungen erfolgten anstatt mit den Werten  $PWS$  mit den Einzelwerten  $\mu_{PWS}$ .



**Bild 90:** Grafische Darstellung der mittleren Profiltiefen MPD (sandgestrahlter Zustand) an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphaltarten für alle Untersuchungsstrecken



**Bild 91:** Grafische Darstellung der Griff­ figkeiten nach 90.000 Überrollungen ( $PWS_{90}$ ) an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphaltarten

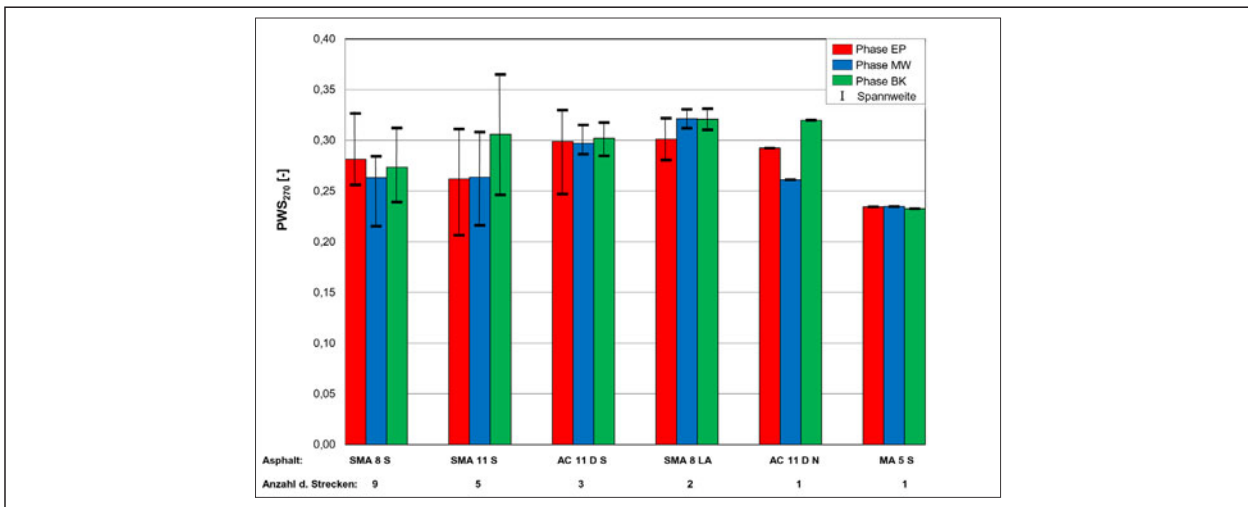


Bild 92: Grafische Darstellung der Endgriffigkeiten (PWS<sub>270</sub>) an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten

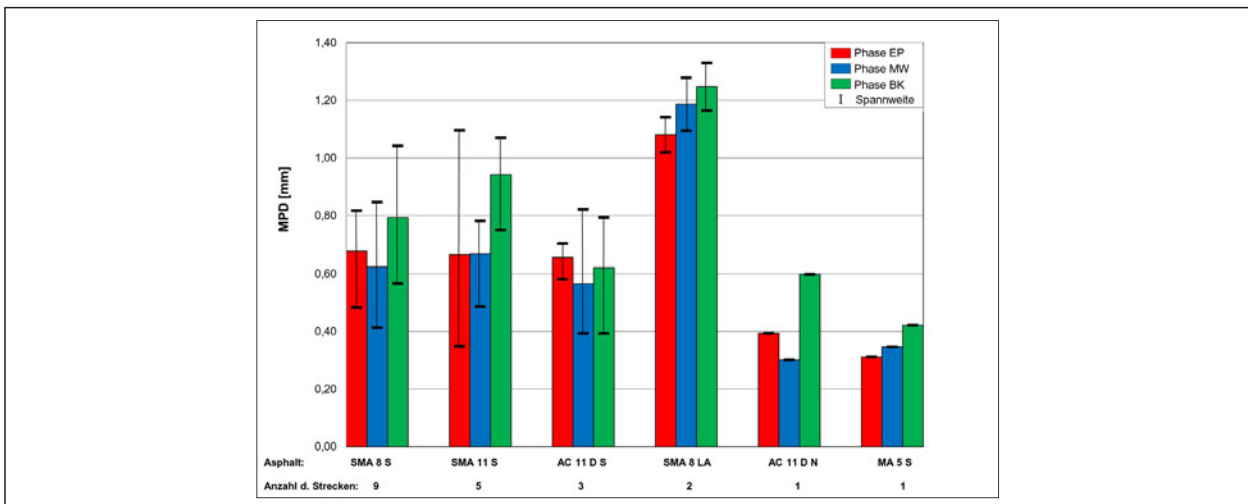


Bild 93: Grafische Darstellung der mittlere Profiltiefe MPD an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten

### Splittmastixasphalt SMA 8 S

Die Mittelwerte der Endgriffigkeiten PWS<sub>270</sub> (Anhang I, Bild A 53) der neun untersuchten Splittmastixasphalte SMA 8 S in den Phasen EP, MW und BK liegen unabhängig von dem eingesetzten Bindemittel mit 0,281, 0,263 und 0,274 auf einem nahezu identischen Niveau.

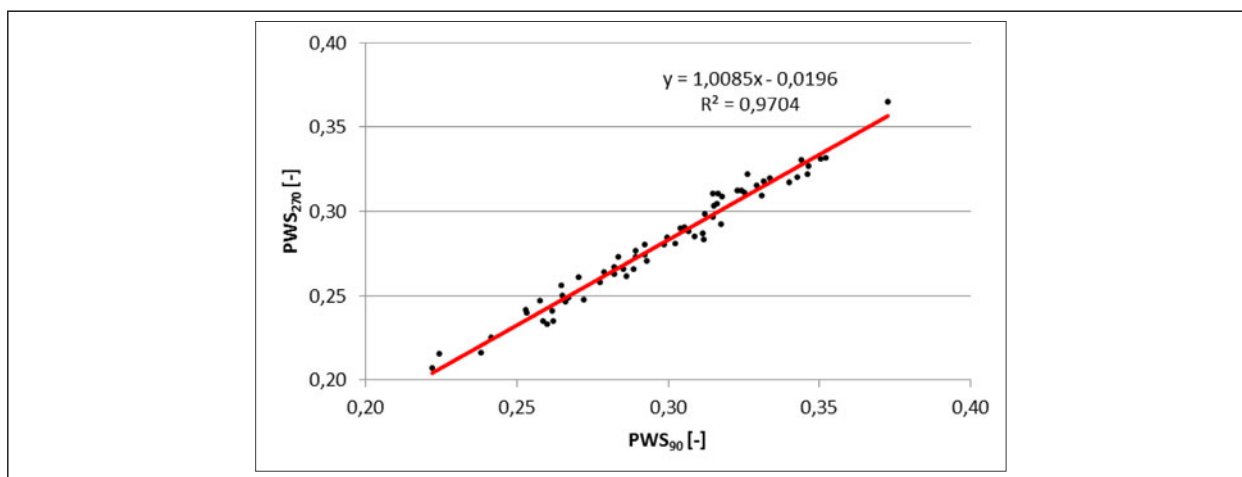
Die Spannweite zwischen maximaler und minimaler Endgriffigkeit innerhalb der Phasen EP, MW bzw. BK liegt bei 0,071, 0,069 bzw. 0,073.

In dem nachfolgenden Bild 95 ist exemplarisch für die Strecke 4 die Prüfkörperoberfläche der Phase

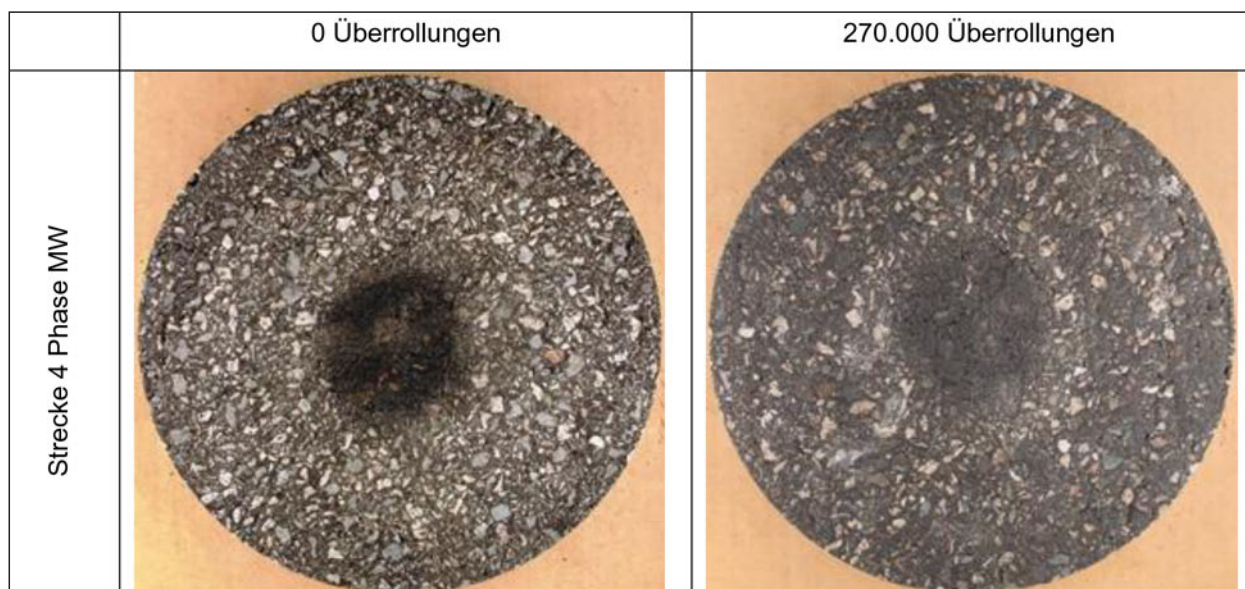
MW im sandgestrahlten Zustand (keine Überrollungen) und nach 270.000 Überrollungen dargestellt. Durch die Beanspruchung des Poliervorganges wurde Bitumen an die Oberfläche „gepumpt“.

Die SMA 8 S mit Polymermodifiziertem Bindemittel 25/55-55 A zeigen Mittelwerte (Anhang I, Bild A 54) der Endgriffigkeiten PWS<sub>270</sub> der Phasen EP, MW und BK zwischen 0,261 und 0,270. Die SMA 8 S mit dem PmB 45 NV ergeben Endgriffigkeiten (Anhang I, Bild A 55) zwischen 0,271 und 0,322.

Die drei Phasen beeinflussen das Ergebnis der Endgriffigkeiten nicht, eine konstante Reihung in den Ergebnissen der Phasen ist nicht erkennbar.



**Bild 94:** Korrelation der Griffigkeitswerte nach 90.000 und 270.000 Überrollungen



**Bild 95:** Prüfkörperoberflächen der Strecke 4, Phase MW, bei 0 und 270.000 Überrollungen

Dies spiegelt sich auch in den Ergebnissen der multiplen Varianzanalyse (Tabelle 98) bei den Griffigkeitswerten  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen wieder, wonach die Phase mit ca. 3 % einen sehr geringen Einfluss auf die Versuchsergebnisse hat. Die einzelne Strecke, d.h. die Zusammensetzung des jeweiligen Asphalt, weist mit 51 % den größten, die Wechselwirkung von Phase und Strecke mit 34 % einen geringeren Einfluss auf.

Berücksichtigt man bei der multiplen Varianzanalyse das eingesetzte Bindemittel, so ändert sich die Größe der Einflussfaktoren bei der multiplen Varianzanalyse deutlich. Die Phasen haben bei dem

25/55-55 A keinerlei Einfluss mehr auf die Griffigkeitswerte  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen, die Strecke übt mit 22 % einen geringeren und die Wechselwirkung zwischen Phase und Strecke einen erhöhten Einfluss auf die Griffigkeitsmesswerte aus. Bei dem PmB 45 NV ergibt sich kein Einfluss der Strecke, aber mit 32 % ein deutlicher Einfluss der Phase (Tabelle 98).

Beim SMA 8 S mit Zugabindemittel 25/55-55 weisen die Strecken 12 und 13 der Phase BK im Grobkornanteil und die Strecke 12 zusätzlich in der Phase MW einen 100%-igen Ausreißer im Anteil an grober Gesteinskörnung auf.

SMA 8 S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse			
				Ranking der homogenen Gruppen									Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%	
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe									HO-Hypo.
				EP	MW	BK													
μPWS nach 270.000 Überrollungen	3 SMA 8 S	PmB NV 45	signifi.	█	█		█										Phase	ja	31,47
	4 SMA 8 S	PmB NV 45	n. signifi.	█	█	█											Strecke	ja	-
																	Phase/Str.	ja	58,74
																	Strecke	ja	9,79
																	Phase/	ja	-
	13 SMA 8 S	25/55-55 A	n. signifi.	█	█	█											Strecke	ja	34,34
	8 SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.	█	█		█										Fehler		12,38
	9 SMA 8 S	25/55-55 A	n. signifi.	█	█	█											Phase/	ja	-
	11 SMA 8 S	25/55-55 A	n. signifi.	█	█	█											Strecke	ja	49,79
	12 SMA 8 S	25/55-55 A	n. signifi.	█	█	█											Fehler		28,14
19 SMA 8 S	25/55-55 A	signifi.	█	█	█														
20 SMA 8 S	25/55-55 A	n. signifi.	█	█	█														

Tab. 98: Ergebnisse der statistischen Analyse Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen an SMA 8 S

Werden bei der statistischen Auswertung zur multiplen Varianzanalyse diese Strecken nicht berücksichtigt, so ist erneut kein Einfluss der Phase festzustellen (Tabelle 99).

Der prozentuale Einfluss der Strecke steigt um 8 % auf 30 % an. Der Einfluss der Wechselwirkung von Phase und Strecke nimmt um 2 % auf 47 %, ebenso wie der Anteil des Fehlers um 5 % auf 23 % ab.

Der höchste Mittelwert der mittleren Profiltiefe für die neun SMA 8 S (Anhang I, Bild A 56) wurde mit 0,79 mm für die Phase BK, gefolgt von der Phase EP und MW mit 0,68 mm und 0,62 mm ermittelt. Die Phasen EP und MW liegen wiederum auf einem ähnlichen Niveau. Die Spannweite zwischen maximaler und minimaler mittlerer Profiltiefe innerhalb der Phasen EP, MW bzw. BK liegt bei 0,33 mm, 0,43 mm bzw. 0,48 mm.

**Splittmastixasphalt SMA 11 S**

Die Mittelwerte (Anhang I, Bild A 57) der Endgriffigkeiten  $PWS_{270}$  der Phase BK der fünf untersuchten Splittmastixasphalte SMA 11 S liegen unabhängig von dem eingesetzten Bindemittel mit 0,306 höher als in den Phasen EP und MW, bei denen Werte von 0,262 bzw. 0,264 ermittelt wurden.

Die Spannweite zwischen maximaler und minimaler Endgriffigkeit innerhalb der Phasen EP, MW bzw. BK liegt bei 0,105, 0,092 bzw. 0,119.

Die Phase BK liegt mit Ausnahme der Strecke 1 jeweils in einer eigenen homogenen Gruppe. Bei drei

SMA 8 S *)			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse			
				Ranking der homogenen Gruppen									Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%	
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe									HO-Hypo.
				EP	MW	BK													
μPWS nach 270.000 Überrollungen	8 SMA 8 S	25/55-55 A															Phase	nein	-
	9 SMA 8 S	25/55-55 A															Strecke	ja	30
	11 SMA 8 S	25/55-55 A															Phase/	ja	47,41
	12 SMA 8 S	25/55-55 A															Strecke	ja	52,31
	13 SMA 8 S	25/55-55 A															Fehler		22,59
	19 SMA 8 S	25/55-55 A															Strecke	ja	36,97
	20 SMA 8 S	25/55-55 A															Fehler		10,72
	3 SMA 8 S	PmB NV 45															Phase	ja	31,47
	4 SMA 8 S	PmB NV 45															Strecke	ja	58,74
																	Phase/Str.	ja	9,79

\*) Durchgestrichene Strecken wurden gemäß Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert

Tab. 99: Ergebnisse der statistischen Analyse Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen an SMA 8 S nach Ausschluss der Ausreißer

SMA 11 S			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse			
				Ranking der homogenen Gruppen									Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%	
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe									HO-Hypo.
				EP	MW	BK													
μPWS nach 270.000 Über.	1 SMA 11 S	25/55-55 A	n. signifi.	█	█												Phase	ja	18,85
	5 SMA 11 S	25/55-55 A	signifi.	█	█												Strecke	ja	72,63
	16 SMA 11 S	25/55-55 A	signifi.	█	█												Phase/	ja	4,8
	17 SMA 11 S	25/55-55 A	signifi.	█	█												Strecke	ja	3,72
	18 SMA 11 S	25/55-55 A	signifi.	█	█												Fehler		

Tab. 100: Ergebnisse der statistischen Analyse Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen an SMA 11 S

SMA 11 S *)			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse			
				Ranking der homogenen Gruppen									Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%	
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe									HO-Hypo.
				EP	MW	BK													
μPWS nach 270.000 Über.	1 SMA 11 S	25/55-55 A															Phase	ja	14,06
	5 SMA 11 S	25/55-55 A															Strecke	ja	77,28
	16 SMA 11 S	25/55-55 A															Phase/	ja	5,61
	17 SMA 11 S	25/55-55 A															Strecke	ja	3,06
	18 SMA 11 S	25/55-55 A															Fehler		

\*) Durchgestrichene Strecken wurden gemäß Kapitel 7.1 als Ausreißer definiert

Tab. 101: Ergebnisse der statistischen Analyse Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen an SMA 11 S nach Ausschluss der Ausreißer

SMA 8 LA			einfache Varianz- analyse	LSD-Test									multiple Varianzanalyse			multiple Varianzanalyse			
				Ranking der homogenen Gruppen									Faktor	Verwerf.	%	Faktor	Verwerf.	%	
				1. Gruppe			2. Gruppe			3. Gruppe									HO-Hypo.
				EP	MW	BK													
μPWS nach 270.000 Über.	6 SMA 8 LA	40/100-65 A	n. signifi.	█	█												Phase	ja	15,71
	21 SMA 8 LA	40/100-65 A	n. signifi.	█	█												Strecke	ja	64,29
																	Phase/	ja	7,14
																	Strecke	nein	12,86

Tab. 102: Ergebnisse der statistischen Analyse Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen an SMA 8 LA

von fünf Strecken (Strecke 5, 17 und 18) können die Phasen MW und EP zudem in eine homogene Gruppe zusammengefasst werden, d.h. die Phasen MW und EP liefern vergleichbare Ergebnisse. Somit beeinflussen die Phasen das Ergebnis der Endgriffigkeit (Tabelle 100).

Dies spiegelt sich auch in den Ergebnissen der multiplen Varianzanalyse bei den Griffigkeitswerten  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen wieder – demnach hat die Phase mit 19 % einen Einfluss auf die Versuchsergebnisse. Die einzelne Strecke weist mit 73 % den größten, die Wechselwirkung von Phase und Strecke mit 5 % einen sehr geringeren Einfluss auf.

Bei allen fünf Strecken wurde bei den SMA 11 S ein Bindemittel der Sorte 25/55-55A verwendet, so dass der Einfluss dieser Kenngröße nicht untersucht werden konnte. Wird bei der statistischen Auswertung zur multiplen Varianzanalyse beim SMA 11 S die Strecke 17, die in der Phase BK einen 100%-igen Ausreißer im Grobkornanteil aufweist nicht berücksichtigt, so ist eine Abnahme des Einflusses der Phase um 5 % auf 14 % festzustellen (Tabelle 101). Der prozentuale Einfluss der Strecke steigt um 4 % auf 77 % an. Der Einfluss der Wechselwirkung von Phase und Strecke bzw. des Fehlers liegen mit einer Zunahme bzw. Abnahme um 1 % nahezu unverändert auf nun 6 % bzw. 3 %.

Der höchste Mittelwert der mittleren Profiltiefe (Anhang I, Bild A 58) wurde mit 0,94 mm für die Phase BK, gefolgt von der Phase MW bzw. EP mit 0,67 mm und 0,66 mm, ermittelt. Die Phasen EP und MW liegen wiederum auf einem ähnlichen Niveau. Die Spannweite zwischen maximaler und minimaler mittlerer Profiltiefe innerhalb der Phasen ist in der Phase EP mit 0,75 mm deutlich erhöht. Die Phasen MW bzw. BK liegt bei 0,30 mm bzw. 0,32 mm.

### Splittmastixasphalt SMA 8 LA

Die Mittelwerte (Anhang I, Bild A 59) der Endgriffigkeiten  $PWS_{270}$  der Phasen MW und BK für die zwei untersuchten SMA 8 LA sind mit 0,321 gleich, der Mittelwert der Phase EP liegt mit 0,301 darunter.

AC 11 D S				einfache Varianz- analyse	LSD-Test			multiple Varianzanalyse		
					EP	MW	BK	Faktor	Verwerf.	%
				Ranking der homogenen Gruppen			HO-Hypo.			
				1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe				
$\mu_{PWS}$ nach 270.000 Über.	7	AC 11 D S	PmB RC 45	signifi.				Phase Strecke	nein	-
	10	AC 11 D S	25/55-55 A	signifi.				Strecke/ Strecke	ja	43,87
	14	AC 11 D S	25/55-55 A	signifi.				Fehler	ja	51,72 4,41

Tab. 103: Ergebnisse der statistischen Analyse Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen an AC 11 D S

AC 11 D N				einfache Varianz- analyse	LSD-Test			multiple Varianzanalyse		
					EP	MW	BK	Faktor	Verwerf.	%
				Ranking der homogenen Gruppen			HO-Hypo.			
				1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe				
$\mu_{PWS}$ nach 270.000 Überrollungen	2	AC 11 D N	50/70	n. signifi.						

Tab. 104: Ergebnisse der statistischen Analyse Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen an AC 11 D N

MA 5 S				einfache Varianz- analyse	LSD-Test			multiple Varianzanalyse		
					EP	MW	BK	Faktor	Verwerf.	%
				Ranking der homogenen Gruppen			HO-Hypo.			
				1. Gruppe	2. Gruppe	3. Gruppe				
$\mu_{PWS}$ nach 270.000 Überrollungen	15	MA 5 S	20/30 TR	n. signifi.						

Tab. 105: Ergebnisse der statistischen Analyse Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen an MA 5 S

Die Spannweite zwischen maximaler und minimaler Endgriffigkeit innerhalb der Phasen EP, MW bzw. BK liegt bei 0,041, 0,019 bzw. 0,021.

Eine Reihung der Phasen ist bei den Griffigkeitswerten  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen nicht eindeutig erkennbar. Dies spiegelt sich auch in den Ergebnissen der multiplen Varianzanalyse bei den Griffigkeitswerten  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen wider – der Einfluss der Phase liegt bei 16 %. Den maßgebenden Einfluss hat mit 64 % die Strecke (Tabelle 102).

Bei beiden Strecken wurde ein Zugabebindemittel der Sorte 40/100-65 A verwendet, so dass der Einfluss dieser Kenngröße nicht untersucht werden konnte.

Beim SMA LA weist die Strecke 6 in der Phase MW und die Strecke 21 in der Phase BK einen 100%igen Ausreißer auf, somit verbleiben keine Strecken für weitergehende statistische Auswertungen.

Der höchste Mittelwert der mittleren Profiltiefe (Anhang I, Bild A 60) wurde mit 1,25 mm für die Phase BK, gefolgt von der Phase MW und EP mit 1,19 mm und 1,08 mm, ermittelt. Die Spannweite zwischen maximaler und minimaler mittlerer Profiltiefe innerhalb der Phasen EP, MW bzw. BK liegt bei 0,12 mm, 0,18 mm bzw. 0,17 mm.



### Asphaltbeton AC 11 D S

Die Mittelwerte (Anhang I, Bild A 61) der Endgriffigkeiten  $PWS_{270}$  für die drei AC 11 D S der Phasen EP, MW und BK liegen bei 0,299, 0,297 bzw. 0,302 auf einem nahezu auf einem identischen Niveau, tendenziell liegt auch die Phase BK auf einem höheren Niveau. Die Spannweite zwischen maximaler und minimaler Endgriffigkeit innerhalb der Phasen EP, MW bzw. BK liegt bei 0,083, 0,029 bzw. 0,033.

Eine Reihung der Phasen bei den Griffigkeitswerten  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen ist nicht erkennbar. Dies spiegelt sich auch in den Ergebnissen der multiplen Varianzanalyse bei den Griffigkeitswerten  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen wider, wo die Phase keinen Einfluss auf die Versuchsergebnisse hat. Den maßgebenden Einfluss hat mit 52 % die Strecke gefolgt von der Wechselwirkung aus Phase und Strecke mit 44 % (Tabelle 103).

Beim AC 11 D S weisen sämtliche Strecken einen oder mehrere 100%-ige Ausreißer in der Phase BK auf, somit verbleiben keine Strecken für weitergehende statistische Auswertungen.

Der höchste Mittelwert der mittleren Profiltiefe (Anhang I, Bild A 62) wurde mit 0,66 mm für die Phase EP, gefolgt von dem der Phasen BK und MW mit 0,62 mm und 0,57 mm ermittelt. Die Spannweite zwischen maximaler und minimaler mittlerer Profiltiefe innerhalb der Phasen EP, MW bzw. BK liegt bei 0,12 mm, 0,43 mm bzw. 0,40 mm.

### Asphaltbeton AC 11 D N

Der nur in einer Strecke eingesetzte Asphaltbeton AC 11 D N enthält als Zugabebindemittel ein Straßenbaubitumen 50/70. Die Endgriffigkeiten  $PWS_{270}$  der Phasen EP, MW und BK liegen mit 0,292, 0,261 und 0,320 auf unterschiedlichen Niveaus.

Ein Einfluss der Phasen auf die Ergebnisse ist statistisch nicht nachweisbar (Tabelle 104).

Die mittlere Profiltiefe MPD der Phasen EP, MW und BK betragen 0,39 mm, 0,30 mm und 0,60 mm.

### Gussasphalt MA 5 S

Um die einzelnen Phasen miteinander vergleichen zu können, wurden die Oberflächen der Probekörper geschliffen (bei der Phase BK bis unterhalb des Abstreusplitts, bei den Phasen EP und MW unterhalb der Mastixanreicherung) und anschließend in Anlehnung an die TP Gestein-StB – Teil 5.4.2 solange sandgestrahlt, bis der Asphaltmastix ca. 1 mm unterhalb der Gesteinsoberfläche lag.

Die Endgriffigkeiten  $PWS_{270}$  der Phasen EP, MW und BK liegen mit 0,234, 0,235 und 0,233 auf einem vergleichbaren Niveau.

Die mittlere Profiltiefe MPD der Phasen EP, MW und BK betragen 0,31 mm, 0,35 mm und 0,42 mm.

Alle drei Phasen sind einer homogenen Gruppe zuzuordnen, es liegt kein signifikanter Unterschied zwischen den einzelnen Phasen vor (Tabelle 105).

Die Bestimmung der Endgriffigkeit  $PWS_{270}$  des Gussasphalts MA 5 S kann daher in die Gesamtbewertung nicht einbezogen werden, da Messungen auf einer der tatsächlichen Oberfläche entsprechenden Oberfläche nicht möglich waren.

### Zusammenfassung

Zusammenfassend ist festzustellen, dass ein statistisch nachweisbarer Einfluss der Phase mit Ausnahme beim SMA 11 S auf die Griffigkeitswerte  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen nicht vorhanden ist. Insgesamt weisen die Endgriffigkeiten  $PWS_{270}$  der Walzasphalte Werte über 0,250 auf.

Die derzeit gültigen Fassungen der DIN EN 13108-1; -5 und -6: „Asphaltmischgut – Mischgutanforderungen“ sehen keine Prüfung der Griffigkeit nach Polierung vor.

In den Entwürfen der Normenreihe prEN 13108-1; -5 und -6 vom Juni 2013 wird die Prüfung der Griffigkeit nach Polierung mit aufgeführt. Allerdings liegen aktuell noch keine ausreichenden Erfahrungen mit dem Prüfverfahren vor, so dass keine Anforderungswerte aufgenommen wurden. Vielmehr wird

empfohlen auf freiwilliger Basis Erfahrungswerte gemäß DIN EN 12697-49 zu sammeln.

Die in den prEN 13108-1:20144 wiedergegebenen Kategorien der Mindest-Reibbeiwerte „Minimum friction after polishing, FAP“ zwischen 0,30 und 0,50, welche auf Erfahrungen in verschiedenen Ländern beruhen, sind für die in Deutschland eingesetzten Asphalte, unabhängig davon, ob die Griffigkeitswerte nach 90.000 oder 270.000 Überrollungen zur Auswertung herangezogen werden, als zu hoch anzusetzen. Eine Ergänzung weiterer Kategorien mit geringeren Mindest-Reibbeiwerten wäre anzuraten.

Aus den Versuchsergebnissen lässt sich tendenziell ableiten, dass die an den Laborplatten (ohne Abstreuerung) ermittelten Griffigkeitswerte unter der an den Bohrkernen ermittelten liegen. Im Rahmen der Erstprüfung im Labor ermittelte Werte geben daher eine ausreichende Sicherheit.

## 8 Analyse der Untersuchungen in situ

### 8.1 Ergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen

Die Tragfähigkeitsmessungen mit dem Heavy Weight Deflectometer wurden insgesamt an 3 Untersuchungsstrecken durchgeführt. Sie erfolgten im Laufe des ersten Jahres nach Verkehrsfreigabe. Mit einem Messpunktabstand von 25 Metern wurde jeweils ein Abschnitt von ca. 1.000 Metern Gesamtlänge im Bereich der Bohrkernentnahmestelle in der rechten Rollspur des Hauptfahrstreifens untersucht. Dabei wurden die Einsenkungen bei der Standardbelastung von 50 kN erfasst und zur weiteren Bewertung herangezogen. Die Luft- und Oberflächentemperaturen während den Messungen wurden mit dem HWD an jedem Messpunkt durchgehend erfasst. An einer stationären Stelle auf dem Standstreifen wurde zudem die Temperaturverteilung in 3 verschiedenen Tiefen der Konstruktion (4 cm, 8 cm und 10 oder 12 cm) gemessen. In Tabelle 106 sind die Aufbaudaten der Bohrkern

Untersuchungsstrecken sowie Angaben zum Unterbau zusammengefasst.

Für die Schichtmoduln der ungebundenen Schichten (Schichten ohne Bindemittel (SoB) und Untergrund/ -bau) sind in den RDO Asphalt Orientierungswerte angegeben. Durch Verformungsmessungen mit dem Messsystem HWD zur Bestimmung von Tragfähigkeitskennwerten besteht jedoch die Möglichkeit diese rechnerisch abzuschätzen. Aus den ermittelten Verformungskurven wurden auf der Grundlage der Mehrschichtentheorie die E-Moduln der einzelnen Schichten rückgerechnet. Dabei wurden vereinfacht die Fahrbahnbefestigungen als Zwei- (Asphaltschichten mit ATS auf ungebundener Schicht) bzw. Dreischichten-Systeme (Asphaltschichten mit ATS auf HGT auf ungebundener Schicht) dargestellt. Die so ermittelten Steifigkeiten der ungebundenen Schichten sind ebenso in Tabelle 106 zusammengefasst.

Aus den mit dem HWD gemessenen Einsenkungen wurden, wie in Kapitel 4.3.1 beschrieben, Zustandsindikatoren zur Beschreibung der Tragfähigkeit ermittelt. In Anhang I.7 sind sie als Streckenbänder über die Stationierung grafisch dargestellt. Zusätzlich sind dort die Temperaturganglinien der Luft- und Oberflächentemperaturen sowie der Temperaturen in verschiedenen Tiefen des Asphaltoberbaus über den Zeitraum der Tragfähigkeitsmessungen abgebildet. In Tabelle 107 sind die arithmetischen Mittelwerte der Zustandsindikatoren der Untersuchungsstrecken sowie deren Maxima und Minima zusammengefasst.

Mit den Erkenntnissen aus den Tragfähigkeitsmessungen und vor allem auf Basis des Zustandsindikators  $w_0$  (maximale Einsenkung im Lastzentrum) wurden auf Grundlage des Arbeitspapiers „Grundlagen zur Ermittlung homogener Abschnitte zur Bewertung der strukturellen Substanz von Straßenbefestigungen“ die kumulativen Summen ermittelt und die Untersuchungsstrecken in homogene Abschnitte unterteilt. Die kumulativen Summen sind im Streckenband der maximalen Einsenkung im Lastzentrum in Anhang I.7 integriert. Gemäß der im Arbeitspapier beschriebenen Vorgehensweise wurden dabei benachbarte Streckenabschnitte zusammengefasst, wenn sich deren Mit-

Strecke	Deckschicht	Binderschicht	Tragschicht	Unterbau	E0
3	SMA 8 S 3 cm	AC 16 B S 8 cm	AC 22 T S 18 cm	k.A.	340
5	SMA 11 S 3 cm	AC 16 B S 9 cm	AC 32 T S 18 cm	HGT	523
16	SMA 8 S 3 cm	AC 22 B S 8 cm	AC 32 T S 19 cm	k.A.	558

Tab. 106: Zusammenstellung der Aufbaudaten der Untersuchungsstrecken und Schichtmoduln der ungebundenen Schichten E0

Strecke	$w_0$ [mm]			UI [mm]			Tz [-]			$R_0$ [m]		
	Mittelwert	Maximum	Minimum	Mittelwert	Maximum	Minimum	Mittelwert	Maximum	Minimum	Mittelwert	Maximum	Minimum
3	99	132	76	18	26	13	3,65	4,43	2,77	1.307	1.806	985
5	73	95	53	12	16	8	3,38	4,27	2,67	830	1.144	629
16	49	58	34	6	8	5	4,95	6,25	3,87	1.204	1.761	830

Tab. 107: Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen

telwerte nicht signifikant voneinander unterschieden.

In den vorliegenden Fällen wurde an den drei Untersuchungsstrecken jeweils der gesamte mit dem HWD untersuchte Bereich als ein homogener Abschnitt identifiziert.

Die Zustandsindikatoren der Untersuchungsstrecken 5 und 16 liegen auf einem Niveau, wie es für Neubaustrecken der Belastungsklassen Bk100 zu erwarten ist. Die Tragfähigkeit der Gesamtkonstruktion, der gebundenen Schichten sowie des Untergrundes/ Unterbaus kann somit als gewährleistet angesehen werden. Die Zustandsindikatoren und speziell der UI-Wert lassen vermuten, dass die Strecke 16 eine Unterlage ähnlich einer hydraulisch gebundene Schicht unter den Asphalt-schichten aufweist.

Strecke 3 weist im Gegensatz dazu eine geringere Tragfähigkeit auf. Hier wurden die größten Einsenkungen mit den größten Spannweiten gemessen. Die Untersuchungsergebnisse deuten darauf hin, dass die Ursache im Zustand der ungebundenen Schichten begründet liegt. Auf Grund der geringeren erwarteten Beanspruchung, die der einer Belastungsklasse Bk32 entspricht, ist die Tragfähigkeit dennoch gewährleistet.

## 8.2 Ergebnisse der Griffigkeitsmessungen

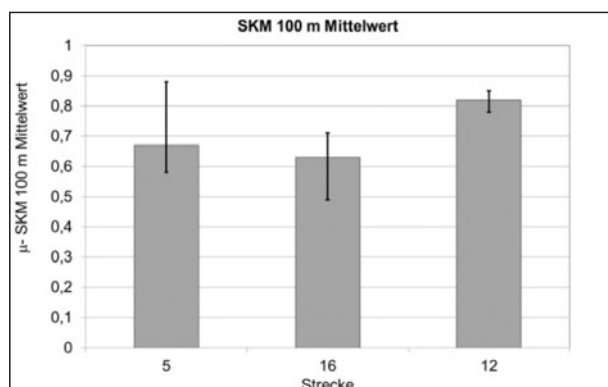
Für die Strecken 5, 16 (SMA 11 S) und 12 (SMA 8 S) wurde die Anfangsgriffigkeit mit dem Seitenkraftmessverfahren (SKM) bestimmt. Die Ergebnisse der Griffigkeitsmessungen mit dem SKM können der beiliegenden Datenbank und Bild 96 entnommen werden.

Die ermittelten geschwindigkeits- und temperaturkorrigierten Werte entsprechen den Anforderungen. Es liegen keine Unterschreitungen der geforderten Grenzwerte vor (0,51 für Strecke 12 (SMA 8 S) und 0,46 für Strecke 5 und 16 (SMA 11 S)).

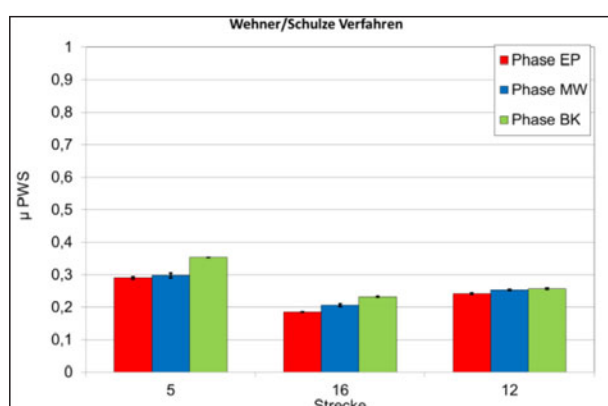
In Bild 97 sind die Ergebnisse der Griffigkeitsmessungen ermittelt mit dem Verfahren nach WEHNER/SCHULZE für die Strecken 5, 16 und 12 zum Vergleich dargestellt.

Die Mittelwerte der Griffigkeitsmessungen mit dem Verfahren nach Wehner / Schulze und die Maximalwerte der Griffigkeitsmessungen SKM zeigen ein gleiches Ranking der Strecken untereinander (Strecke 5 > Strecke 12 > Strecke 16).

Ein direkter Vergleich der Ergebnisse aus den zwei Messverfahren ist nicht möglich. Während mit dem



**Bild 96:** Ergebnisse der Griffigkeitsmessungen mit dem Seitenkraftmessverfahren (SKM)



**Bild 97:** Ergebnisse der Griffigkeitsmessung mit Verfahren nach Wehner/ Schulze

Seitenkraftmessverfahren der Mittelwert über den gesamten Streckenabschnitt dargestellt ist, konnten mit dem Prüfverfahren Wehner/Schulze nur punktuelle Messungen an der Stelle der entnommenen Bohrkern durchgeföhrt werden. Mit den Ergebnissen werden die Erkenntnisse aus [Wörner, 2009] bestätigt.

## 9 Lösungsansätze zur Ermittlung vertraglicher Anforderungswerte für Performance-Kennwerte

In der Phase EP ist es bereits erforderlich, Performance-Kenngrößen für die Phase BK abschätzen bzw. prognostizieren zu können. Auch für vertragliche Regelungen sind diese Kenntnisse unabdingbar

Wie die bisherige statistische Auswertung (Varianzanalyse) zeigt, kann bei den verschiedenen performance-relevanten Kennwerten ein unterschiedlich starker Einfluss der Phase festgestellt werden.

Um diese Zusammenhänge quantitativ zu beschreiben und weitere Einflüsse von Kennwerten in der Phase EP (z. B. Bindemittelgehalt) auf den performance-relevanten Kennwert in der Phase BK zu finden und zu quantifizieren, werden im Folgenden multiple Regressionsanalysen, analog der in Kapitel 5.2.5 beschriebenen Vorgehensweise, durchgeföhrt.

Anschließend wird überprüft, ob die bereits in den DIN EN 13108 enthaltenen Anforderungskategorien für die hier ermittelten Ergebnisse der Performance-Untersuchungen angewendet werden können, und es wird eine erste Kategorisierung der untersuchten Asphaltte vorgenommen.

### 9.1 Multiples lineares Stoffmodell

Das Verfahren der multiplen linearen Regressionsanalyse wird zunächst exemplarisch für den performance-relevanten Kennwert Zugfestigkeit erläutert.

Als ZielgröÙe (vgl. Kapitel 5.2.5) wurde die mit dem einaxialen Zugversuch ermittelte Zugfestigkeit bei 20 °C der Asphaltdeckschichten für die Phase BK gewählt. Als Einflussgrößen wurden die in der Phase EP ermittelten performance-relevanten Kennwerte Bruchspannung, Zugfestigkeit bei 10 °C und Zugfestigkeit bei 20 °C betrachtet. Um für die multiple lineare Regressionsanalyse einen möglichst großen Stichprobenumfang zu erreichen, wurden die Asphaltdeckschichten aller 21 untersuchten Strecken berücksichtigt (Tabelle 108).

Bei der Durchführung der multiplen linearen Regressionsanalyse wird zunächst angenommen, dass die ZielgröÙe (Zugfestigkeit bei 20 °C (Phase BK)) durch die drei betrachteten Einflussgrößen (Bruchspannung (Phase EP), Zugfestigkeit bei 10 °C (Phase EP) und Zugfestigkeit bei 20 °C (Phase EP)) beschrieben werden kann.

Als Ergebnisse werden die rechnerisch ermittelte Regressionskonstante (konstantes Glied) sowie die drei zugehörigen Regressionskoeffizienten ausgewiesen (Tabelle 109) (Spalte 1, Zeile 0 bis 3)). Dabei ist der erste Regressionskoeffizient für die Werte der Bruchspannung (Phase EP), der zweite Re-

Strecke	Zielgröße	Einflussgrößen		
	Zugfestigkeit bei 20 °C (BK)	Bruchspannung (EP)	Zugfestigkeit bei -10 °C (EP)	Zugfestigkeit bei 20 °C (EP)
1	0,928	4,012	5,051	1,525
2	1,046	4,732	6,000	1,896
3	0,624	4,398	5,778	1,136
4	0,685	4,197	5,192	1,184
5	1,106	4,218	5,556	1,495
6	0,199	2,281	2,601	0,526
7	1,253	4,626	5,386	1,549
8	1,034	4,744	5,142	1,006
9	0,668	4,410	5,640	0,790
10	0,926	4,559	4,430	0,876
11	0,760	4,376	6,146	1,032
12	0,795	4,982	6,398	0,971
13	0,605	4,669	6,203	0,960
14	0,621	5,049	6,302	1,049
15	1,296	3,638	4,193	1,545
16	0,672	4,676	6,214	1,001
17	0,452	4,180	6,258	0,684
18	0,589	5,426	5,478	0,706
19	0,481	5,283	6,874	0,786
20	0,644	4,733	6,456	1,405
21	0,132	2,605	3,349	0,156

Tab. 108: Ziel- und Einflussgrößen: Beispiel

gressionskoeffizient für die Werte der Zugfestigkeit bei -10 °C (Phase EP) und der dritte Regressionskoeffizient für die Werte der Zugfestigkeit bei 20 °C (Phase EP) „verantwortlich“. Als weitere Ergebnisse sind die Fehlerquadratsumme sowie das multiple Bestimmtheitsmaß in Zeile 4 bzw. 5 dargestellt. Für das multiple Bestimmtheitsmaß wurde hier ein Wert von 77 % ermittelt (Spalte 1, Zeile 5). Im nächsten Rechenschritt wurde geprüft, ob dieses Bestimmtheitsmaß bei einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 5 % statistisch signifikant ist. Das Ergebnis ist in der Tabelle 109 in Spalte 1, Zeile 6 bis 10 dargestelltes konnte eine Signifikanz festgestellt werden (Spalte 1, Zeile 10).

Unabhängig von der festgestellten Signifikanz des Bestimmtheitsmaßes des ersten Rechenlaufes mit

drei Einflussgrößen (Spalte 1, Zeilen 0 bis 10), wurde in einer zweiten Regressionsanalyse diejenige Einflussgröße eliminiert (Spalte 2, Zeilen 0 bis 10), welche den geringsten Beitrag zu einer Änderung des Bestimmtheitsmaßes liefert (hier die Bruchspannung (Phase EP)).

Im weiteren Rechenlauf wurde dann, ohne die Einflussgröße „Bruchspannung (Phase EP)“ (Regressionskonstante bzw. -koeffizienten dargestellt in Tabelle 109, Spalte 2, Zeile 0 bis 3), ein Bestimmtheitsmaß von 68 % (Spalte 2, Zeile 5) ermittelt. Anschließend wurde abgefragt, ob sich dieses Bestimmtheitsmaß signifikant vom Bestimmtheitsmaß des ersten Rechenlaufes unterscheidet. Die Ergebnisse dieses Rechenschrittes sind in Zeile 11 bis 15 ausgewiesen. Der Unterschied des Bestimmtheits-



Zielgröße: Zugfestigkeit bei 20 °C am BK					
Spalte Zeile	1	2	3		
0	-0,0104	0,2244	0,0859	Regressionskonstante	
1	0,2278	---	---	Bruchspannung $\sigma_{Br}$ Phase EP	
2	-0,1646	-0,0301	---	Zugfestigkeit $f_z$ (T=-10 °C) Phase EP	
3	0,6149	0,6398	0,0859	Zugfestigkeit $f_z$ (T= 20 °C) Phase EP	
4	0,422	0,596	0,614	Fehlerquadratsumme	
5	77,336	68,029	67,020	Multiples Bestimmtheitsmaß	
6	3 / 17	2 / 18	1 / 19	Freiheitsgrade $v_1$ und $v_2$	
7	19,34	19,15	38,61	$\hat{F}$ -Wert	
8	16,84	17,74	38,61	F-Wert, errechnet aus $\mu^2$	
9	3,20	3,55	4,38	F-Wert der Fisher-Verteilung	
10	ja	ja	ja	Signifikanz?	
11		1 / 17	1 / 18	Freiheitsgrade $v_1$ und $v_2$	
12		6,98	0,57	$\hat{F}$ -Wert	
13		5,72	0,00	$\hat{F}$ -Wert, errechnet aus $\mu^2$	
14		4,46	4,42	F-Wert der Fisher-Verteilung	
15		ja	nein	Signifikanz?	
16			1 / 17	2 / 17	Freiheitsgrade $v_1$ und $v_2$
17			6,98	3,87	$\hat{F}$ -Wert
18			5,72	2,63	$\hat{F}$ -Wert, errechnet aus
19			4,46	3,59	F-Wert der Fisher-Verteilung
20			ja	ja	Signifikanz?

Tab. 109: Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse: Beispiel

maßes des ersten und zweiten Rechenlaufes ist signifikant (Zeile 15). Unabhängig davon, ob sich die Bestimmtheitsmaße des ersten und zweiten Rechenlaufes signifikant unterscheiden, wurde in der beschriebenen Art und Weise ein weiterer Rechenlauf durchgeführt, so dass nur noch eine Einflussgröße vorhanden war (Spalte 3, Zeilen 0 bis 3).

In den Zeilen 16 bis 20 in Tabelle 109 ist noch angegeben, ob sich das Bestimmtheitsmaß der Spalte 1 (Zeile 5) signifikant von den Bestimmtheitsmaßen der Spalte 2 bzw. der Spalte 3 unterscheidet, was hier bei beiden der Fall ist.

Als letzte Einflussgröße ist bei der iterativen multiplen linearen Regression für die Zielgröße „Zugfes-

tigkeit bei 20 °C (Phase BK)“ der Asphaltdeckschichten die „Zugfestigkeit bei 20 °C (Phase EP)“ verblieben. Die nächste wichtige Einflussgröße ist die „Zugfestigkeit bei -10 °C (Phase EP)“, gefolgt von der Einflussgröße „Bruchspannung (Phase EP)“.

Da der Unterschied der Bestimmtheitsmaße zwischen dem ersten und zweiten Rechenlauf signifikant ist, kann darauf geschlossen werden, dass zur Beschreibung der Zielgröße „Zugfestigkeit bei 20 °C (Phase BK)“ mittels des multiplen linearen Regressionsansatzes alle drei hier gewählten Einflussgrößen erforderlich sind. Nach Eliminieren der Einflussgröße „Bruchspannung (Phase EP)“ beträgt das Bestimmtheitsmaß noch 68 % und unterschei-

Zielgröße Regress. Koeffizienten (Phase EP)	Zugfestigkeit ADS (Phase BK)			
	-25 °C	-10 °C	5 °C	20 °C
Konstante	-5,259	-5,978	0,361	-0,010
Nadelpenetration	0,044	0,032	-	-
BBR (Biegekriechsteifigkeit -16 °C)	-	-	-0,006	-
BBR (m-Wert -16 °C)	-	-1,738	-8,552	-
BBR (m-Wert -25 °C)	-1,096	-	-	-
Hohlraumausfüllungsgrad	0,079	0,010	0,065	-
Zugfestigkeit -25 °C	0,266	-	-	-
Zugfestigkeit -10 °C	-	0,296	-	-0,165
Zugfestigkeit +5 °C	-	-	0,364	-
Zugfestigkeit +20 °C	-	-	-	0,615
Bruchspannung				0,228
<b>Bestimmtheitsmaß [%]</b>	<b>70,08</b>	<b>70,77</b>	<b>79,07</b>	<b>77,34</b>

Tab. 110: Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse: Zugfestigkeit Asphaltdeckschicht – Regressionskoeffizienten

det sich damit signifikant vom Bestimmtheitsmaß des ersten Rechenlaufs (77 %).

Der Wert für die Zugfestigkeit bei 20 °C für die Phase BK kann mithilfe der in der Erstprüfung ermittelten Einflussgrößen Bruchspannung, Zugfestigkeit bei -10 °C und Zugfestigkeit bei 20 °C mit einem signifikanten multiplen Bestimmtheitsmaß von 77 % rechnerisch abgeschätzt werden.

Wie bis hierher beschrieben, wurde methodisch bei allen Kenngrößen verfahren. Im Weiteren folgen die wesentlichen konkreten Ergebnistabellen.

Mit den in der Tabelle 110 aufgeführten Kombinationen von Einflussgrößen (Nadelpenetration, BBR (Biegekriechsteifigkeit 16 °C, BBR (m-Wert 16 °C,...)) konnten für die weiteren Zugfestigkeiten bei einer Temperatur von -25, -10 und 5 °C die dort genannten maximalen Bestimmtheitsmaße erreicht werden. Für alle ermittelten Bestimmtheitsmaße wurde eine statistische Signifikanz bei einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 5 % nachgewiesen.

Da die verschiedenen Einflussgrößen unterschiedliche Maßeinheiten (°C, MPa, ..) besitzen, kann der jeweilige Einfluss der Regressionskoeffizienten auf die Zielgröße untereinander nicht verglichen werden (welche Größe leistet den größten Beitrag zur Prognose der Zielgröße). Es werden daher standardisierte Koeffizienten berechnet, die den Einfluss unterschiedlicher Maßeinheiten ausgleichen und eine einheitliche statistische Maßeinheit besitzen.

Die standardisierten Koeffizienten ergeben sich aus den Regressionskoeffizienten, indem man diese mit der Standardabweichung  $s$  der entsprechenden Einflussgröße multipliziert und durch die Standardabweichung  $s$  der Zielgröße dividiert.

$$\text{Standardisierter Koeffizient}_{\text{Einflussgröße}} = \frac{\text{Regressionskoeffizient}_{\text{Einflussgröße}} \cdot s_{\text{Einflussgröße}}}{s_{\text{Zielgröße}}}$$

Den größten Beitrag zur Prognose der Zielgröße Zugfestigkeit bei 5 °C (Asphaltdeckschicht, Phase BK) leistet die Einflussgröße Hohlraumausfüllungsgrad (Phase EP), gefolgt von den Einflussgrößen

Zielgröße Standardisierte Koeffizienten (Phase EP)	Zugfestigkeit ADS (Phase BK)			
	-25 °C	-10 °C	5 °C	20 °C
Konstante				
Nadelpenetration	0,42	0,25	-	-
BBR (Biegekriechsteifigkeit -16 °C)	-	-	-0,23	-
BBR (m-Wert -16 °C)	-	-0,06	-0,13	-
BBR (m-Wert -25 °C)	-0,04	-	-	-
Hohlraumausfüllungsgrad	0,78	0,78	0,54	-
Zugfestigkeit -25 °C	0,20	-	-	-
Zugfestigkeit -10 °C	-	0,26	-	-0,58
Zugfestigkeit +5 °C	-	-	0,37	-
Zugfestigkeit +20 °C	-	-	-	0,81
Bruchspannung				0,57

Tab. 111: Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse: Zugfestigkeit Asphaltdeckschicht – Standardisierte Koeffizienten

Zielgröße Regressions- Koeffizienten (Phase EP)	Bruchtemperatur (Phase BK)			Zielgröße Standardisierte Koeffizienten (Phase EP)	Bruchtemperatur (Phase BK)		
	ATS	ABS	ADS		ATS	ABS	ADS
Konstante			-10,216				
Nadelpenetration	Keine Funktion mit einem Koeffizienten „Bruchtemperatur“ (Phase EP)	Keine Funktion mit einem Koeffizienten „Bruchtemperatur“ (Phase EP)	-0,052	Nadelpenetration	Keine Funktion	Keine Funktion	-0,18
Bruchtemperatur			0,550	Bruchtemperatur			0,57
<b>Bestimmtheitsmaß [%]</b>				<b>46,29</b>			

Tab. 112: Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse: Bruchtemperatur

Zugfestigkeit bei 5 °C (Phase EP), Biegekriechsteifigkeit bei -16 °C (Phase EP) und m-Wert bei -16 °C (Phase EP).

Ebenso werden die Zielgrößen Zugfestigkeit bei 10 und -25 °C (Asphaltdeckschicht, Phase BK) von der Größe Hohlraumausfüllungsgrad (Phase EP) stark beeinflusst.

Für den performance-relevanten Kennwert „Bruchtemperatur“ konnte mit der multiplen linearen Regressionsanalyse und den zur Verfügung stehenden

den Kennwerten in der Phase EP für die Asphalttrag- und Asphaltbinderschichten keine plausiblen Funktionen ermittelt werden (siehe Tabelle 112).

Nur für die Asphaltdeckschicht konnte für den performance-relevanten Kennwert Bruchtemperatur mit einem sehr geringen signifikanten Bestimmtheitsmaß von 46,29 % ein Zusammenhang zwischen den Phasen BK und EP errechnet werden.

Der performance-relevante Kennwert  $N_{\text{Makro}}$  (0,1 ‰) für die Ermüdung der Asphalttragschicht in der Pha-

Zielgröße	Ermüdung $N_{\text{Makro}} (0,1 \text{ ‰})$ (Phase BK)		Zielgröße	Ermüdung $N_{\text{Makro}} (0,1 \text{ ‰})$ (Phase BK)	
	ATS ohne Str. 7 u. 15	ABS		Standardisierte Koeffizienten (Phase EP)	ATS ohne Str. 7 u. 15
Konstante	-0,809	1,806			
Nadelpenetration	0,002	-	Nadelpenetration	0,11	-
Bindemittelgehalt	0,602	0,071	Bindemittelgehalt	0,71	0,12
Hohlraumausfüllungsgrad	0,010	-	Hohlraumausfüllungsgrad	0,43	-
$N_{\text{Makro}} (0,1 \text{ ‰})$	0,395	0,586	$N_{\text{Makro}} (0,1 \text{ ‰})$	0,56	0,50
Bruchspannung	-	-0,118	Bruchspannung	-	-0,34
<b>Bestimmtheitsmaß [%]</b>	<b>71,09</b>	<b>42,63</b>			

Tab. 113: Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse: Ermüdung  $N_{\text{Makro}} (0,1 \text{ ‰})$

Zielgröße	Steifigkeit -10 °C, 10 Hz (Phase BK)			Zielgröße	Steifigkeit -10 °C, 10 Hz (Phase BK)		
	ATS	ABS	ADS		Standardisierte Koeffizienten (Phase EP)	ATS	ABS
Konstante	-22.880,980	Keine Funktion mit einem Koeffizienten Steifigkeit -10 °C, 10 Hz (Phase EP)	-14.607,380				
Nadelpenetration	295,600		-	Nadelpenetration	0,71		-
BBR (Biegekriech- Steifigkeit -16 °C)	-		5,405	BBR (Biegekriech- Steifigkeit -16 °C)	-		0,06
BBR (m-Wert -16 °C)	-		1.607,219	BBR (m-Wert -16 °C)	-		0,02
Hohlraumaus- füllungsgrad	-		229,737	Hohlraumaus- füllungsgrad	-		0,53
LWZ bei 0,1 ‰ $\epsilon_{\text{anf}}$ (Ermüdung)	7.252,573		-	LWZ bei 0,1 ‰ $\epsilon_{\text{anf}}$ (Ermüdung)	0,42	Keine Funktion	-
Steifigkeit -10 °C, 10 Hz	0,512		0,568	Steifigkeit -10 °C, 10 Hz	0,79		0,46
<b>Bestimmtheitsmaß [%]</b>	<b>55,05</b>			<b>79,63</b>			

Tab. 114: Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse: Steifigkeit -10 °C, 10 Hz

se BK kann für die hier untersuchten Strecken mit einem signifikanten Bestimmtheitsmaß von 71,09 % und den vier Einflussgrößen der Phase EP (Na-

delpenetration, Bindemittelgehalt, Hohlraumausfüllungsgrad und  $N_{\text{Makro}} (0,1 \text{ ‰})$ ) sowie den jeweiligen Regressionskoeffizienten prognostiziert werden

Zielgröße Regressions- Koeffizienten (Phase EP)	Steifigkeit +10 °C, 10 Hz (Phase BK)			Zielgröße Standardisierte Koeffizienten (Phase EP)	Steifigkeit +10 °C, 10 Hz (Phase BK)		
	ATS	ABS	ADS		ATS	ABS	ADS
Konstante	-32.875,710	-34.226,520	-21.450,170				
Nadelpenetration	240,063	-	-	Nadelpenetration	0,61	-	-
BBR (Biegekriech- Steifigkeit -16 °C)	-	54,906	11,245	BBR (Biegekriech- Steifigkeit -16 °C)	-	1,12	0,19
BBR (m-Wert -16 °C)	-	96.833,160	34.431,570	BBR (m-Wert -16 °C)	-	1,01	0,49
Hohlraumausfüllungsgrad	-	-	136,381	Hohlraumausfüllungsgrad	-	-	0,47
LWZ bei 0,1 ‰ $\epsilon_{anf}$ (Ermüdung)	7.773,489	-	-	LWZ bei 0,1 ‰ $\epsilon_{anf}$ (Ermüdung)	0,47	-	-
Steifigkeit -10 °C, 10 Hz	0,409	0,374	-	Steifigkeit -10 °C, 10 Hz	0,66	0,45	-
Steifigkeit +10 °C, 10 Hz	0,169	0,044	0,561	Steifigkeit +10 °C, 10 Hz	0,25	0,05	0,46
<b>Bestimmtheitsmaß [%]</b>	<b>63,09</b>	<b>67,42</b>	<b>82,60</b>				

Tab. 115: Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse: Steifigkeit +10 °C, 10 Hz

(siehe Tabelle 113). Den größten Beitrag zur Prognose leistet die Einflussgröße Bindemittelgehalt mit einem standardisierten Koeffizienten von 0,71. Bei der Regressionsanalyse wurden die Strecken 7 und 15 nicht berücksichtigt, da sich nur bei diesen beiden Strecken mit der Kombination der gewählten Einflussgrößen große Abweichungen zwischen Zielgröße und berechnetem Wert zeigten.

Ein maximal mögliches signifikantes Bestimmtheitsmaß von 42,63 % konnte für  $N_{Makro}$  (0,1 ‰) (Phase BK, Asphaltbinderschicht) mit der Kombination der Einflussgrößen in der Phase EP Bindemittelgehalt,  $N_{Makro}$  (0,1 ‰) und Bruchspannung erreicht werden.

In Tabelle 114 bis Tabelle 116 sind die Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse für die Steifigkeiten bei -10 °C und 10 Hz, bei 10 °C und 10 Hz sowie bei 20 °C und 0,1 Hz ermittelt an den 21 Asphaltdeck-, Asphaltbinde- und Asphalttrag-schichten zusammengestellt.

Für den performance-relevanten Kennwert Steifigkeit bei -10 °C und 10 Hz (Asphaltbinderschicht) konnte keine plausible Funktion mit den zur Verfügung stehenden Kennwerten in der Phase EP gefunden werden.

Die größten signifikanten Bestimmtheitsmaße für alle drei Steifigkeitsbetrachtungen wurden bei der Asphaltdeckschicht erreicht. Um die Steifigkeit bei -10 °C und 10 Hz und bei 10 °C und 10 Hz für die Asphaltdeckschicht zu prognostizieren, werden vier Einflussgrößen der Phase EP (Biegekriechsteifigkeit -16 °C und m-Wert -16 °C (BBR), Hohlraumausfüllungsgrad und die jeweilige gesuchte Steifigkeit) benötigt. Für die Steifigkeit bei 20 °C und 0,1 Hz minimiert sich die Zahl der Einflussgrößen auf drei (m-Wert -16 °C (BBR), Steifigkeit bei 20 °C und 0,1 Hz und Zugfestigkeit bei 20 °C).

Die Bestimmtheitsmaße für die Steifigkeiten bei 10 °C und 10 Hz und bei 20 °C und 0,1 Hz liegen bei



Zielgröße Regressions- Koeffizienten (Phase EP)	Steifigkeit +20 °C, 0,1 Hz (Phase BK)			Zielgröße Standardisierte Koeffizienten (Phase EP)	Steifigkeit +20 °C, 0,1 Hz (Phase BK)		
	ATS	ABS	ADS		ATS	ABS	ADS
Konstante	-1.159,711	-1.976,438	-1.005,924				
Nadelpenetration	63,261	-	-	Nadelpenetration	0,54	-	-
BBR (Biegekriech- Steifigkeit -16 °C)	-	4,756	-	BBR (Biegekriech- Steifigkeit -16 °C)	-	0,51	-
BBR (m-Wert -16 °C)	-	7.673,201	2.956,678	BBR (m-Wert -16 °C)	-	0,42	0,25
ZF 20 °C	-	-	768,297	ZF 20 °C	-	-	0,66
Bruchspannung	435,663	-	-	Bruchspannung	0,46	-	-
Steifigkeit +20 °C, 0,1 Hz	0,202	0,225	0,216	Steifigkeit +20 °C, 0,1 Hz	0,39	0,51	0,22
<b>Bestimmtheitsmaß [%]</b>	<b>43,27</b>	<b>42,75</b>	<b>61,35</b>				

Tab. 116: Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse: Steifigkeit +20 °C, 0,1 Hz

den Asphaltbinder- und Asphalttragschichten auf einem ähnlichen Niveau.

Die multiplen linearen Regressionsanalysen ergaben für die Zielgrößen Dehnungsrate (Phase BK, einaxialer Druckschwellversuch) und Griffigkeit (Phase BK, Verfahren nach Wehner/Schulze) keine plausiblen Ergebnisse mit den im Rahmen dieses Forschungsvorhabens ermittelten Einflussgrößen in der Phase EP.

Um weitere Abhängigkeiten von performance-relevanten Kennwerten zwischen den Phasen EP und BK mit diesem Verfahren zu finden sowie die Bestimmtheitsmaße von zuvor festgestellten Abhängigkeiten zu steigern, werden weitere Einflussgrößen benötigt, die beispielsweise den Unterschied der Verdichtung zwischen den Phasen EP und BK beschreiben oder die Auswirkung der Granulatzugabe näher definieren.

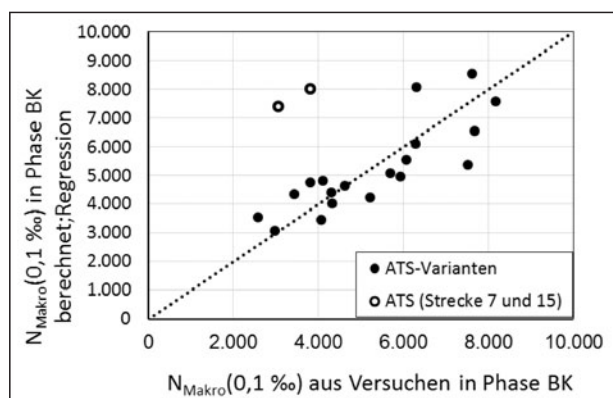
Ferner sollte der Stichprobenumfang, hier die Anzahl der Versuchsstrecken, für dieses Berechnungsverfahren gesteigert werden. Je größer das Verhältnis Anzahl der Einflussfaktoren zu Anzahl

der Strecken wird, desto eher kommt es zu einer Überschätzung des Bestimmtheitsmaßes und zu möglichen nicht plausiblen Ergebnissen.

Zusammenfassend kann mit einem signifikanten Bestimmtheitsmaß von über 70 % für folgende performance-relevante Kennwerte bereits schon in der Phase EP der Wert für die Phase BK auf der Basis von 21 bzw. 19 Versuchsstrecken abgeschätzt werden:

- Zugfestigkeit bei -25, -10, 5 und 20 °C für Asphaltdeckschichten
- Lastwechselzahl bei 0,1 ‰  $\epsilon_{anf}$  ( $N_{Makro}$  (0,1 ‰), Ermüdung) für Asphalttragschichten
- Steifigkeit bei -10 °C und 10 Hz, bei 10 °C und 10 Hz für Asphaltdeckschichten.

Nach Absicherung durch Hinzunahme weiterer Untersuchungsstrecken können diese Zusammenhänge der performance-relevanten Kennwerte zwischen der Phase EP und BK für die Festlegung von vertraglichen Anforderungswerten genutzt werden. So können systembedingte Abweichungen zwischen den Phasen BK und EP bei der Festlegung von Anforderungswerten genutzt werden. Somit wird nicht



**Bild 98:** Beispiel für die Anwendung der multiplen Regressionsanalyse: Vergleich der tatsächlichen Lastwechselzahl (BK) (x-Achse) mit der gemäß der identifizierten linearen Regression berechneten Lastwechselzahl (Phase BK) für die Asphalttragschichten

eine Materialkenngröße des Baustoffes aus der Phase EP als Anforderungswert für die hergestellte Asphaltdecke verwendet, sondern der mithilfe der abgesicherten Regressionsgleichung berechnete Kennwert.

Eine weitere mögliche Anwendung der Regressionsgleichungen der Steifigkeits- und Ermüdungskennwerte ergibt sich bei der rechnerischen Dimensionierung gemäß RDO Asphalt. Da systematische Abweichungen zwischen den Eigenschaften der Phase EP und BK auftreten, sollten diese bei der rechnerischen Dimensionierung berücksichtigt werden. Dies kann in der Form erfolgen, dass nicht die in der Erstprüfung erfassten dimensionierungsrelevanten Kenngrößen für die Dimensionierung direkt verwendet werden, sondern die durch die Regressionsrechnung prognostizierten BK-Kennwerte. Dadurch wird eine Verringerung des Gesamt-Sicherheitsbeiwertes möglich.

Zur Veranschaulichung des Ergebnisses der multiplen Regressionsanalyse zeigt Bild 98 die erreichte Übereinstimmung zwischen der tatsächlichen bei einer Dehnung von 0,1 % ertragbaren Lastwechselzahl (logarithmiert) der Asphalttragschichten der Phase BK und mithilfe der identifizierten multiplen Regression aus der ertragbaren Lastwechselzahl der Phase EP, der Penetration, dem Bindemittelgehalt und dem Hohlraumausfüllungsgrad berechneten Wert. Die bei der Identifikation ausgeschlossenen Strecken 7 und 15 liegen klar außerhalb des Übereinstimmungsbereiches.

Für die anderen Strecken können jedoch auch Abweichungen von über 30 % auftreten.

## 9.2 Zuordnung der Performance-Eigenschaften in Kategorien gemäß DIN EN 13108

Im Rahmen der Europäischen Asphaltspezifikation erfolgt die Definition von Anforderungswerten für relevante Asphalteeigenschaften in Form von Kategorien. Auf Basis der durchgeführten Untersuchungen sollen im Folgenden Kategorien für die untersuchten EN-konformen Prüfverfahren vorgeschlagen werden. Für bereits bestehende Kategoriewerte (z.B. Steifigkeitsmodul) wird die Anwendbarkeit der in den DIN EN 13108 aufgeführten Kategorien überprüft.

Bei der Definition der Kategoriewerte werden neben den hier ermittelten Versuchsergebnissen auch die Prüfpräzisionen berücksichtigt. Diese werden – soweit bekannt und veröffentlicht – aus den jeweiligen Prüfvorschriften entnommen. Falls keine Präzisionsdaten bekannt sind, werden sie anhand der hier ermittelten Standardabweichungen abgeschätzt.

### 9.2.1 Mindest-Steifigkeitsmodul

Die DIN EN 13108-1 enthält zahlreiche Kategorien für Mindest-Steifigkeitsmodul, welche als Anforderungen für diese Eigenschaft verwendet werden dürfen (Tabelle 117). Die aufgeführten Mindest-Steifigkeitsmoduln liegen zwischen 1.500 und 21.000 MPa.

In Tabelle 117 sind die bereits in den DIN EN 13108-1 aufgeführten Kategorien für die Mindest-Steifigkeit aufgeführt.

In Bild 99 sind die an den Proben der drei Asphaltdecke für die Phase EP bestimmten Steifigkeitsmoduln für drei charakteristische dimensionierungsrelevante Prüfbedingungen (-10 °C, 10 Hz; 10 °C, 10 Hz und 20 °C, 0,1 Hz) zusammen mit den Kategoriegrenzen nach DIN EN 13108 dargestellt. Bisher enthält die DIN EN 13108 als höchste Kategorie einen Steifigkeitswert von 21.000 MPa. Dieser Wert ist für die differenzierte Betrachtung der Steifigkeitsmoduln bei der tiefsten Prüftemperatur (-10 °C, 10 Hz) zu gering. Daher werden drei weitere Kategorien vorgeschlagen, um diesen dimensionierungsrelevanten Bereich abdecken zu können.

Mindest-StEIFigkeits-modul [MPa]	Kategorie $S_{min}$
35.000*	$S_{min}$ 35.000*
30.000*	$S_{min}$ 30.000*
25.000*	$S_{min}$ 25.000*
21.000	$S_{min}$ 21.000
17.000	$S_{min}$ 17.000
14.000	$S_{min}$ 14.000
11.000	$S_{min}$ 11.000
9.000	$S_{min}$ 9.000
7.000	$S_{min}$ 7.000
5.500	$S_{min}$ 5.500
4.500	$S_{min}$ 4.500
3.600	$S_{min}$ 3.600
2.800	$S_{min}$ 2.800
2.200	$S_{min}$ 2.200
1.800	$S_{min}$ 1.800
1.500	$S_{min}$ 1.500
1.000*	$S_{min}$ 1.000*
Keine Anforderung	$S_{min}$ kA
*Ergänzungsvorschlag	

Tab. 117: Kategorien für den Mindest-StEIFigkeitsmodul  $S_{min}$  gemäß prEN 13108-1 (2014) sowie vorgeschlagene Ergänzungen

Für die mittlere Prüftemperatur (10 °C, 10 Hz) decken die in den DIN EN 13108 bereits aufgeführten Mindest-StEIFigkeitskategorien gut den Ergebnisbereich der Spaltzug-Schwellversuche ab.

Bei der Prüfbedingung (20 °C, 0,1 Hz) weisen viele Proben der Asphaltdeckschichtvarianten geringere StEIFigkeitsmoduln auf als der Grenzwert der kleinsten StEIFigkeitskategorie. Daher wurde in Tabelle 117 im niedrigen StEIFigkeitsbereich eine Kategorie ergänzt.

Die Prüfpräzision der StEIFigkeitsversuche mittels Spaltzug-Schwellversuchen wurde noch nicht ermittelt bzw. liegt noch nicht in veröffentlichter Form vor.

Daher wurden anhand der im Projekt vorliegenden drei Einzelversuche je Variante die Standardabweichungen als Streugröße ausgewertet. Die mittleren Standardabweichungen für die einzelnen Asphalt-

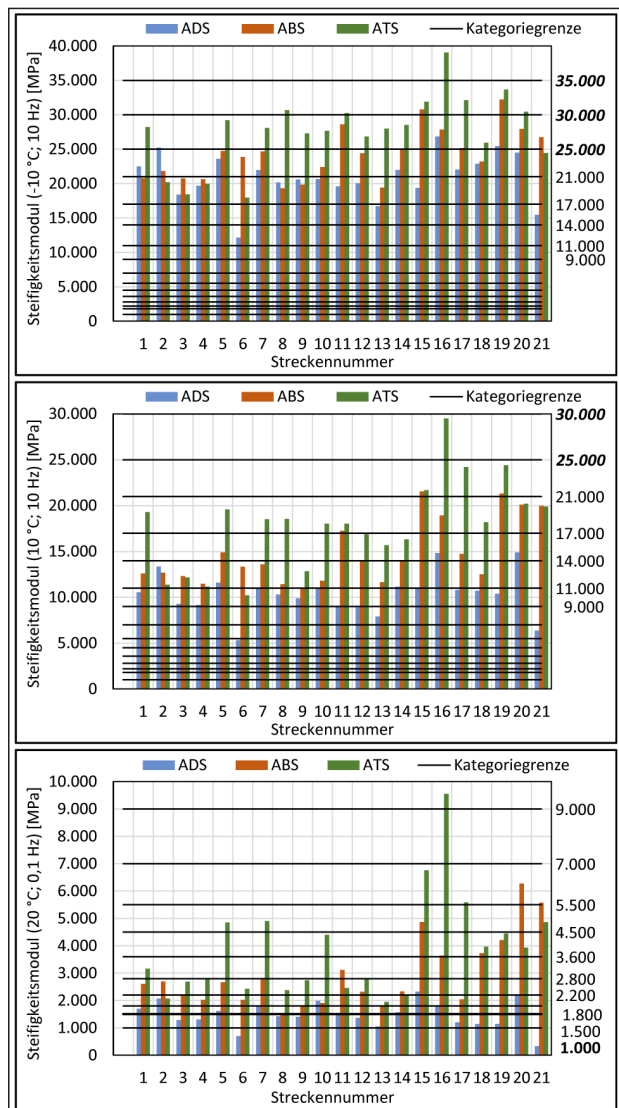
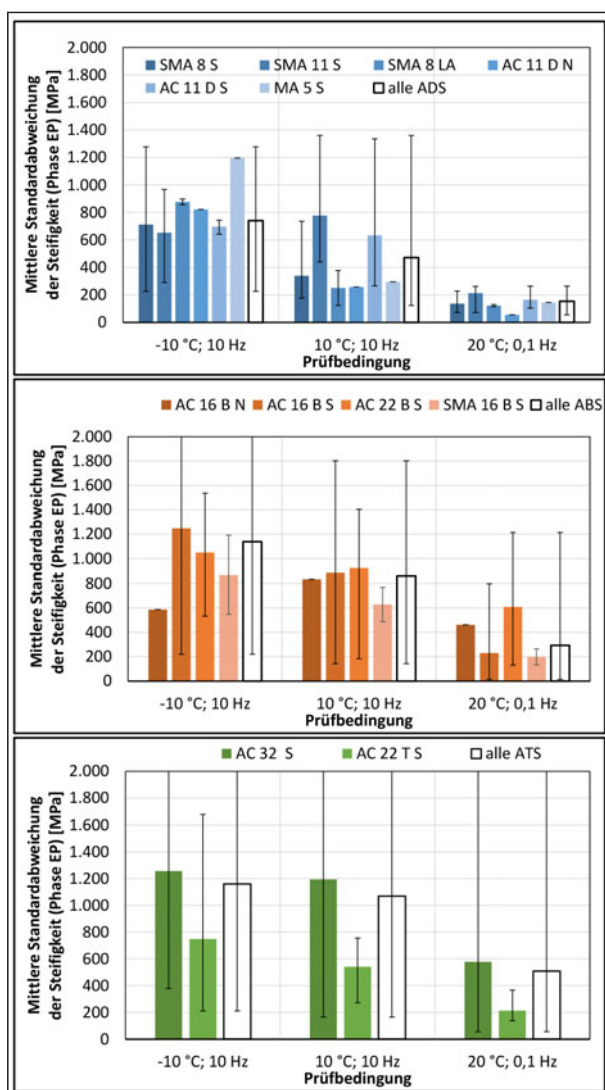


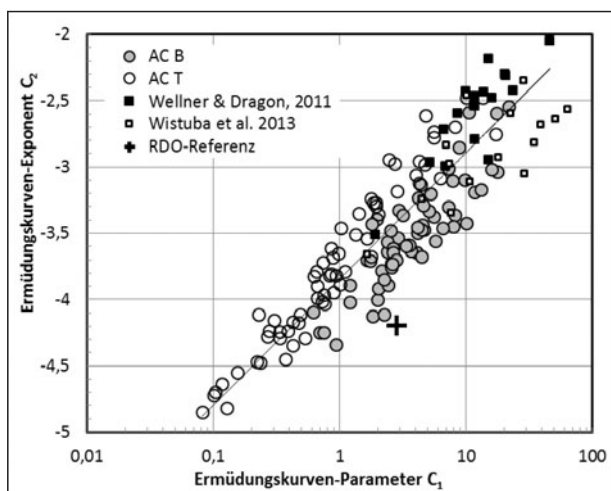
Bild 99: StEIFigkeitsmoduln, ermittelt an den Proben der Phase EP aus ADS, ABS und ATS bei den Prüfbedingungen -10 °C, 10 Hz (Oben), 10 °C, 10 Hz (Mitte) und 20 °C, 0,1 Hz (Unten) mit ergänzten Kategoriegrenzen, bei angepasster Skalierung gemäß prEN 13108 (2014)

orten sowie jeweils alle Proben einer Schicht sind in Bild 100 dargestellt. Die Fehlerindikatoren zeigen jeweils den Wertebereich der gefundenen Standardabweichungen.

Die in Tabelle 117 aufgeführten Kategoriegrenzen weisen mit ansteigendem StEIFigkeitswert höher werdende Abstände auf. Unter Berücksichtigung der in Bild 100 gezeigten mittleren Standardabweichungen erscheinen die Abstände zwischen den Kategoriegrenzen im niedrigen StEIFigkeitsbereich von 300 MPa als zu klein. Die mittlere Standardabweichung der Asphalttragschichtvarianten AC 32 T S beträgt bereits 500 MPa.



**Bild 100:** Mittlere Standardabweichungen der Steifigkeitsmoduln für die Asphaltdeckschichten (oben), Asphaltbinderschichten (Mitte) und Asphalttragschichten (unten) in Phase EP



**Bild 101:** Ermüdungskurven-Parameter  $C_1$  und  $C_2$  der untersuchten Asphalttragschicht- und Asphaltbinderproben im Vergleich zu weiteren Asphalten

Für die Prüfbedingung 20 °C, 0,1 Hz sollten daher - insbesondere für Asphalttragschichten - nicht alle vorhandenen Kategorien angewendet werden.

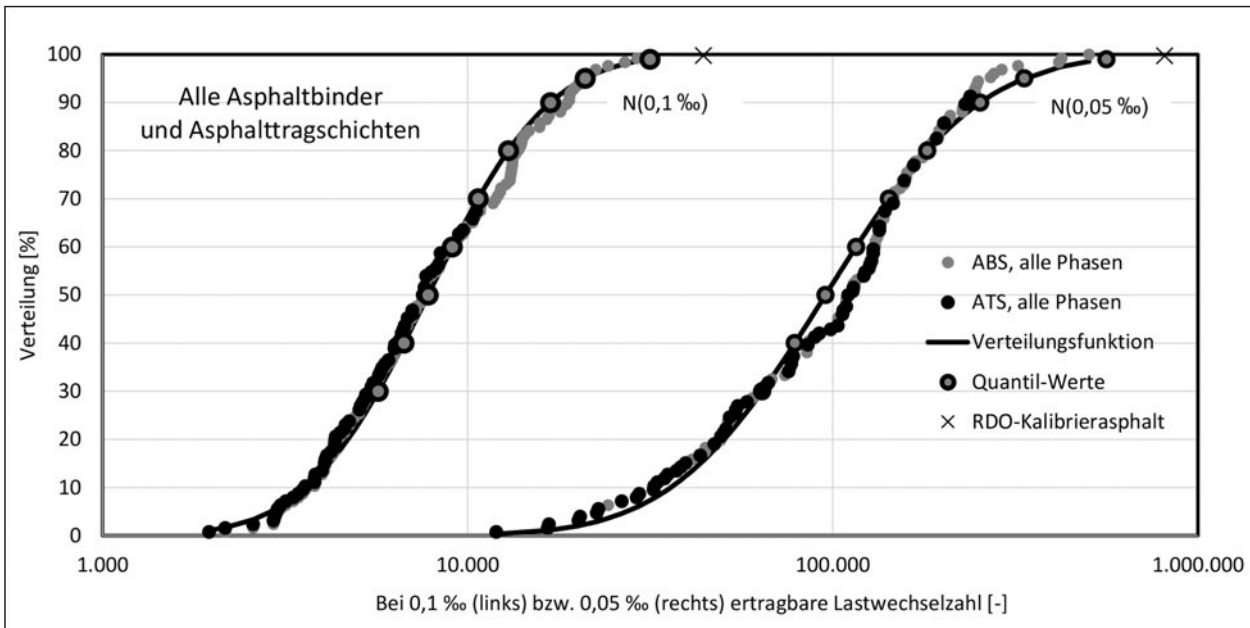
Für die bei 10 °C und 10 Hz sowie -10 °C und 10 Hz erfassten Steifigkeitsmoduln erlaubt die Präzision des Spaltzugversuches die Anwendung aller angegebenen Kategorien, deren Grenzen im relevanten Steifigkeitsbereich Abstände zwischen 2.000 und 5.000 MPa aufweisen.

## 9.2.2 Ermüdungswiderstand

Zur Bewertung des Ermüdungswiderstandes im Rahmen der Erstprüfung wird gemäß DINEN 13108 die Dehnung verwendet, welche nach 1.000.000 Lastwechseln zum Eintritt des Ermüdungskriteriums führt. Für die Ergebnisse des Spaltzug-Schwellversuches ist dieser Ansatz nicht zielführend, da diese hohe Lastwechselzahl in der kraftregelt durchgeführten Prüfung nicht erreicht wird (vgl. Bild 54 und , Kapitel 7.3). Zudem wird der Ermüdungswiderstand im Rahmen der rechnerischen Dimensionierung gemäß RDO Asphalt durch eine Ermüdungsfunktion berücksichtigt, wodurch zwei Parameter bei der Einteilung des Ermüdungswiderstandes berücksichtigt werden müssen.

Die Ermüdungsfunktions-Parameter  $C_1$  und  $C_2$  eignen sich nicht zur Definition von Anforderungskategorien, weil beide Parameter einen signifikanten Einfluss auf die Ermüdungsfunktion haben, dabei aber nicht unabhängig voneinander sind, wie Bild 101 aufzeigt. Kleine Faktoren  $C_1$  treten dabei in Kombination mit kleinen Exponenten  $C_2$  auf, welche einen hohen Betrag haben.

Daher wird vorgeschlagen, die Kategorien für den mittels Spaltzug-Schwellversuchen erfassten Ermüdungswiderstand mithilfe von Mindest-Lastwechselzahlen zu definieren, welche bei zwei Dehnungen (0,1 ‰ und 0,05 ‰) erreicht werden müssen. Um die gewählten Kategoriegrenzen mittels statistischer Methoden aus den im Rahmen dieses Projektes bestimmten Materialeigenschaften zu erfassen, wurden jeweils die für die beiden Dehnungsstufen ermittelten Lastwechselzahlen für alle Asphaltbinder und Asphalttragschichten (Phasen EP, MW und BK) zusammengefasst. Dadurch stehen für jede Dehnungs



**Bild 102:** Verteilung der Ermüdungsparameter  $N_{\text{Makro}}(0,05 \text{ ‰})$  und  $N_{\text{Makro}}(0,1 \text{ ‰})$  für alle untersuchten Asphaltbinder und Asphalttragschichtproben sowie Darstellung der beschreibenden Normalverteilungen und der daraus abgeleiteten Quantilwerte

Quantilwert der Normalverteilung	Minimale Lastwechselzahl bei einer Dehnung von $\epsilon_{\text{el,anf}} = 0,1 \text{ ‰}$	Minimale Lastwechselzahl bei einer Dehnung von $\epsilon_{\text{el,anf}} = 0,05 \text{ ‰}$	Kategorie $N_{\text{Makro,min}}$	Informativ: Ermüdungsfunktionsparameter C1	Informativ: Ermüdungsfunktionsparameter C2
30 %	5.686	64.059	$N_{\text{Makro,min},5.700}$	1,824	-3,494
50 %	7.795	95.504	$N_{\text{Makro,min},7.800}$	1,892	-3,615
70 %	10.686	142.387	$N_{\text{Makro,min},10.700}$	1,963	-3,736
85 %	14.541	210.292	$N_{\text{Makro,min},14.500}$	2,034	-3,854
95 %	20.967	334.240	$N_{\text{Makro,min},21.000}$	2,123	-3,995
99 %	31.593	561.661	$N_{\text{Makro,min},31.600}$	2,226	-4,152
	No requirement	No requirement	$N_{\text{Makro,min},\text{NR}}$	-	-

**Tab. 118:** Vorschlag für Anforderungskategorien an den Ermüdungswiderstand von Asphalt mittels Spaltzug-Schwellversuchen

stufe jeweils 126 Datenpunkte zur Verfügung, deren Verteilung statistisch beschrieben werden kann.

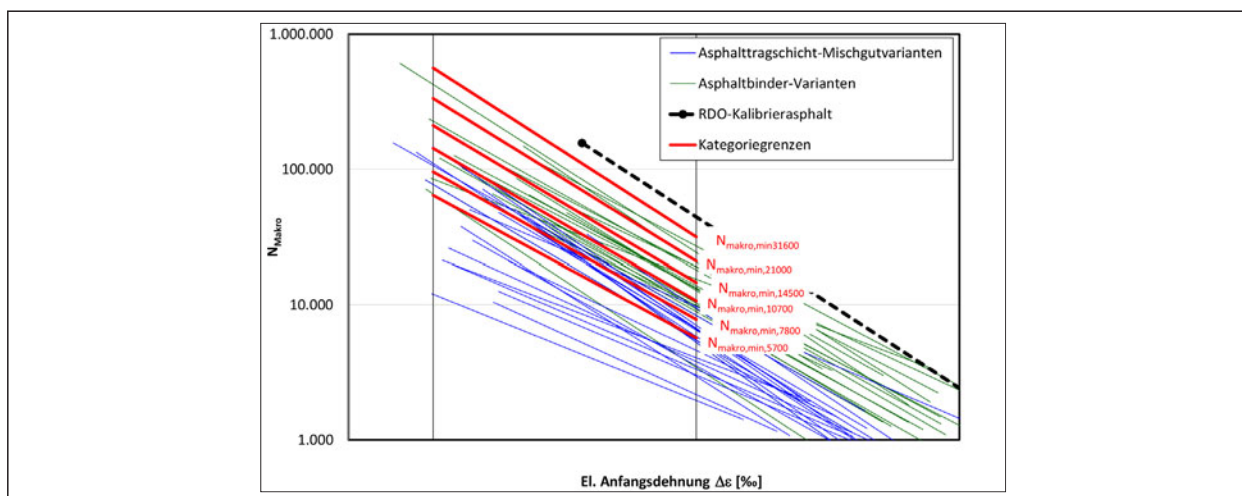
Dazu wurden alle Datenpunkte des jeweiligen Parameters hinsichtlich des Betrages gereiht. Da jede Lastwechselzahl einmal gemessen und somit mit einer Häufigkeit von jeweils  $1/126 \cdot 100 = 0,79 \text{ ‰}$  auftrat, kann jede Lastwechselzahl die Wahrscheinlichkeit zugeordnet werden, mit welcher dieser Wert unterschritten wird.

In Bild 102 sind diese Unterschreitungswahrscheinlichkeiten für die 63 Werte je Asphalt-schicht der Phasen EP, MW und BK dargestellt. Die Werte lassen sich relativ gut durch Normalverteilungen beschreiben.

Lediglich für den Parameter  $N_{\text{Makro}}(0,05 \text{ ‰})$  ergeben sich vor allem im mittleren Bereich der Funktion Abweichungen, die für die folgenden Auswertungen jedoch vernachlässigt werden.

Anhand der Normalverteilungen können für bestimmte Unterschreitungswahrscheinlichkeiten die Quantilwerte der Normalverteilungen berechnet werden. Diese sind in Tabelle 118 zusammengestellt. Weiterhin enthält die Tabelle die daraus abgeleiteten Kategorien sowie die sich ergebenden Ermüdungsfunktionsparameter. Die Ermüdungsfunktionen sind in Bild 103 im Vergleich zu den aus den Versuchen ermittelten Ermüdungsfunktionen dargestellt.





**Bild 103:** Lage der vorgeschlagenen Kategorien für den Ermüdungswiderstand im Vergleich zu den an Asphalttragschicht- und Asphaltbindervarianten ermittelten Ermüdungsfunktionen

Die vorgeschlagenen Kategorien bilden damit den oberen Bereich der erfassten ertragbaren Lastwechsel ab.

### 9.2.3 Kälterissbeständigkeit

Für den Widerstand gegen Kälterissbildung sind bereits Anforderungskategorien in der DIN EN 13108 definiert (vgl. Tabelle 119). Die Kategorie der geringsten Anforderung fordert eine Bruchtemperatur von unter  $-15\text{ °C}$ . Die folgenden Kategorien haben Abstände von  $2,5\text{ K}$  untereinander. Die höchste Kälterisskategorie fordert eine maximale Bruchtemperatur von  $-30\text{ °C}$ .

Die vorhandenen Kategoriegrenzen erlauben eine differenzierte Einteilung der untersuchten Asphaltvarianten hinsichtlich der Ergebnisse des Abkühlversuches.

### 9.2.4 Verformungswiderstand

Der einaxiale Druck-Schwellversuch gilt als eine Variante des triaxialen Druck-Schwellversuches, welcher in der DIN EN 12697-25 im Teil B beschrieben wird. Hierfür sind in den Mischgut-Anforderungsnormen DIN EN 13108 Kategorien aufgeführt, welche über die maximal zulässige Dehnungsrate  $f_c$  definiert sind (vgl. Tabelle 120). Diese können aus der Dehnungsrate im Wendepunkt  $\varepsilon_w^*$ , welche gemäß TP Asphalt-StB, Teil 25 B1, ermittelt wird, berechnet werden:

Maximum failure temperature °C	Category $TSRST_{max}$
-15,0	$TSRST_{max} -15,0$
-17,5	$TSRST_{max} -17,5$
-20,0	$TSRST_{max} -20,0$
-22,5	$TSRST_{max} -22,5$
-25,0	$TSRST_{max} -25,0$
-27,5	$TSRST_{max} -27,5$
-30,0	$TSRST_{max} -30,0$
No requirement	$TSRST_{max} NR$

**Tab. 119:** Kategorien für die maximale Bruchtemperatur  $TSRST_{max}$  gemäß EN 13108-1 (2014)

$$f_c = 0,1 \cdot \varepsilon_w^*$$

mit

$$f_c: \text{ Dehnungsrate } [\mu\text{m/m/n}] \text{ entspr. } [10^{-6}/\text{n}]$$

$$\varepsilon_w^*: \text{ Dehnungsrate im Wendepunkt } [\% \times 10^{-4}/\text{n}], \text{ entspr. } [10^{-7}/\text{n}]$$

Aus den im Anforderungskatalog beschriebenen Dehnungsraten von  $0,2 \leq f_c \leq 16\ \mu\text{m/m/n}$  resultiert ein Bereich der Dehnungsrate im Wendepunkt von

$$2 \leq \varepsilon_w^* \leq 160\ \% \times 10^{-4}/\text{n}.$$

In Bild 104 sind die in den DIN EN 13108-1 bereits enthaltenen Kategorien den Dehnungsraten der in der Phase EP geprüften Asphaltdeckschichten und Asphaltbindern gegenübergestellt. Die vorhandenen Kategorien bilden die Spannweite des Prüfer-

Maximum creep rate, $f_c$ max	
Creep rate $f_c$ Microstrain / loading cycle	Category $f_c$ max
0,2	$f_c$ 0,2
0,4	$f_c$ 0,4
0,6	$f_c$ 0,6
0,8	$f_c$ 0,8
1,0	$f_c$ 1,0
1,2	$f_c$ 1,2
1,4	$f_c$ 1,4
1,6	$f_c$ 1,6
2	$f_c$ 2
4	$f_c$ 4
6	$f_c$ 6
8	$f_c$ 8
10	$f_c$ 10
12	$f_c$ 12
14	$f_c$ 14
16	$f_c$ 16
No requirement	$f_c$ NR

Tab. 120: Kategorien für die maximale Dehnungsrate  $f_{c,max}$  gemäß EN 13108-1 (2014)

gebnisses des einaxialen Druck-Schwellversuches gut ab.

Die Präzision der Dehnungsrate im Wendepunkt bzw. bei V ersuchsende bei 10.000 Lastwechselzahlen, falls kein Wendepunkt vorhanden ist, ist in der TP Asphalt-StB, Teil 25 B1, mit einer Standardabweichung von 15 % der Dehnungsrate beschrieben. Somit liegen die Spannen zwischen den Kategorien gemäß Tabelle 120 zum Teil im ähnlichen Bereich der Prüfpräzision. Demzufolge sollten nicht alle aufgeführten Anforderungskategorien zur Anwendung kommen.

### 9.2.5 Griffigkeit

Für die durch das Verfahren nach Wehner-Schulze bestimmte Griffigkeit werden in der Überarbeitung der Normenreihe EN 13108 Anforderungskategorien für Asphaltdeckschichtmischgut eingeführt. Die dabei für den Reibbeiwert nach 90.000 Polierzyklen vorgeschlagenen Kategorien liegen zwischen 0,3 und 0,5.

In Bild 105 sind die nach 90.000 Polierzyklen gemessenen Reibbeiwerte den in den DIN EN 13108

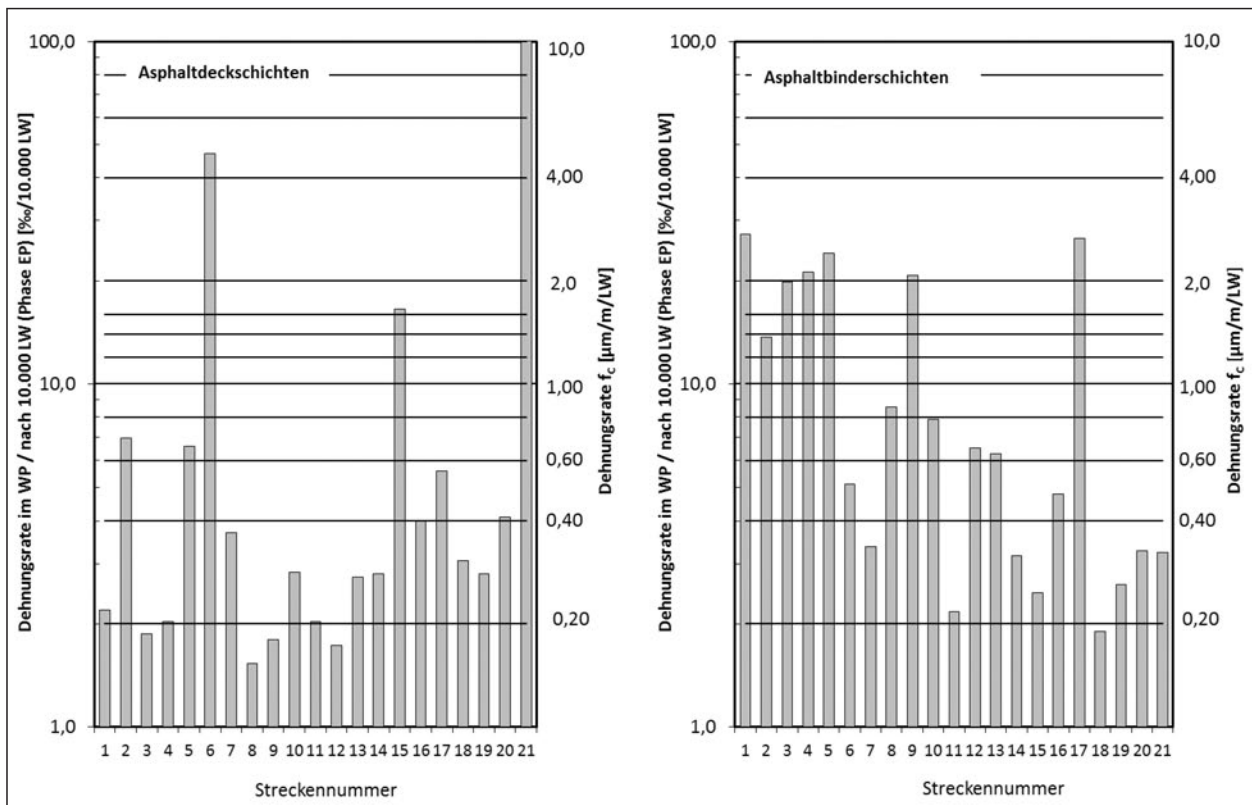
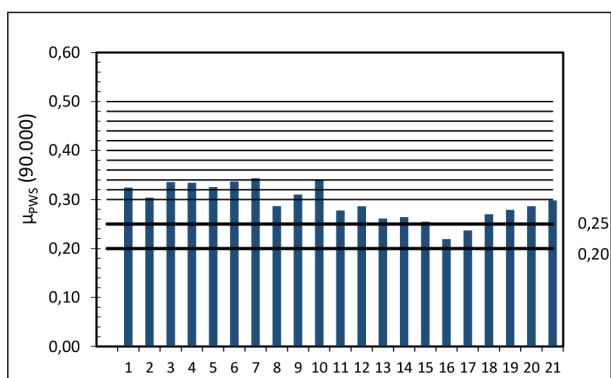


Bild 104: In einaxialen Druck-Schwellversuchen an denAsphaltdeckschichtproben (links) sowie denAsphaltbinderschichtproben (rechts) jeweils in der Phase EP ermittelte Dehnungsraten, im Vergleich zu den in der DIN EN 13108 definierten Kategoriegrenzen



**Bild 105:** Reibbeiwerte, ermittelt an den Asphaltdeckschichtproben der Phase EP mit Kategoriegrenzen gemäß DIN EN 13108 (2014) und erforderlichen Ergänzungen

bereits vorgeschlagenen Kategorien gegenübergestellt. Ein Großteil der betrachteten Strecken weist Reibbeiwerte unter 0,30 auf. Um diese mit berücksichtigen zu können, sind zwei weitere Kategoriegrenzen bei  $\mu = 0,25$  und  $\mu = 0,20$  eingezeichnet. Für diesen Ergänzungsvorschlag wurde von der ansonsten verwendeten Kategorienpanne von 0,02 abgewichen, um den in der prEN 12697-49 enthaltenen Präzisionsangaben besser gerecht zu werden.

### 9.2.6 Anwendung der Kategorien auf die untersuchten Asphaltvarianten

Die untersuchten Asphaltvarianten können entsprechend den erläuterten Anforderungskategorien den jeweiligen Qualitätsstufen zugeordnet werden. In Tabelle 121 sind die 63 untersuchten Asphaltvarianten in die entsprechenden Kategorien für die folgenden Performance-Eigenschaften eingeteilt:

- Mindeststeifigkeit ( $T = -10\text{ °C}$ ,  $f = 10\text{ Hz}$ )
- Mindeststeifigkeit ( $T = 10\text{ °C}$ ,  $f = 10\text{ Hz}$ )
- Mindeststeifigkeit ( $T = 20\text{ °C}$ ,  $f = 0,1\text{ Hz}$ )
- Mindestermüdungswiderstand
- Kälterisswiderstand (Maximale Bruchtemperatur)
- Verformungswiderstand (Dehnungsrate  $f_c$ )
- Griffigkeit (Reibbeiwert nach Polierbeanspruchung)

Für die dimensionierungsrelevanten Eigenschaften Mindeststeifigkeit und Ermüdungswiderstand wurde der RDO-Kalibrierasphalt anhand der in den AL Sp Asphalt (2009) beschriebenen Eigenschaften ebenfalls den entsprechenden Kategorien zugeordnet.

### Fazit

Anhand der Ergebnisse, die an den im Labor hergestellten Asphaltmischgutproben der 21 Untersuchungsstrecken durchgeführten Performance-Versuche, wurden die bisher in den EN enthaltenen Kategorien auf Anwendbarkeit überprüft. Grundlage der Prüfung bildeten die Entwürfe der EN 13108 in der Fassung 2014. Grundsätzlich kann eine Kategorisierung anhand der durchgeführten Performance-Prüfungen erfolgen. Dabei sind jedoch Ergänzungen der entsprechenden Normen erforderlich.

**Steifigkeit:** Um für die Dimensionierung relevante Steifigkeitskenngrößen als Kategorien nutzen zu können, sind die bisher in den Produktnormen (EN 13108-1 bis -7) enthaltenen Tabellen zu ergänzen. Der Spaltzug-Schwellversuch ist im Normenteil DIN EN 13108-20 als erlaubtes Prüfverfahren mit den Prüfbedingungen ( $-10\text{ °C}$ ,  $10\text{ Hz}$ ;  $10\text{ °C}$ ,  $10\text{ Hz}$  und  $20\text{ °C}$ ,  $0,1\text{ Hz}$ ) zu ergänzen.

**Ermüdungswiderstand:** Die Anwendung des Spaltzug-Schwellversuches sowie die Anwendung im Rahmen der Dimensionierung macht eine Ergänzung einer weiteren Eigenschaft – die Mindestlastwechselzahlen bei bestimmten Dehnungen – zur Beschreibung des Ermüdungswiderstandes in der DIN EN 13108-1 erforderlich. Dabei muss der Spaltzug-Schwellversuch als Prüfverfahren in den DIN EN 13108-20 verankert werden.

**Kälterisswiderstand:** Die neu in den DIN EN 13108-Teilen ergänzten Kategorien bezüglich der maximal zulässigen Bruchtemperaturen erlauben eine differenzierte Einteilung der Asphaltvarianten anhand der Ergebnisse des Abkühlversuches.

**Verformungswiderstand:** Die an den Asphaltvarianten (Phase EP) ermittelte Dehnungsrate im Wendepunkt bzw. bei Versuchsende, falls kein Wendepunkt vorhanden ist, als maßgebendes Ergebnis des einaxialen Druck-Schwellversuches entspricht in ihrer Größenordnung gut den in den DIN EN 13108-Teilen bereits enthaltenen Kategoriegrenzen. Durch die Ergänzung der Prüfbedingungen des einaxialen Druck-Schwellversuches in der Erstprüfungsnorm DIN EN 13108-20 kann dieser Versuch für die Kategorisierung eingesetzt werden.

Probe und Nummer		Anforderungskategorien in den Phasen EP			Ermüdungswiderstand N <sub>Makro,min</sub>	Kälterisswiderstand TSRST <sub>max</sub>	Verformungswiderstand f <sub>c,max</sub>	Griffigkeit FAP
		Mindest-Stei­figkeitsmodul						
		S <sub>min</sub> (-10°C, 10 Hz)	S <sub>min</sub> (10°C, 10 Hz)	S <sub>min</sub> (20°C, 0,1 Hz)				
Asphaltdeckschicht	1	Smin 21.000	Smin 9.000	Smin 1.500		TSRSTmax-25,0	fc 0,4	FAP 0,32
	2	Smin 25.000*	Smin 11.000	Smin 1.800		TSRSTmax-27,5	fc 0,8	FAP 0,30
	3	Smin 17.000	Smin 9.000	Smin 1.000		TSRSTmax-27,5	fc 0,2	FAP 0,32
	4	Smin 17.000	Smin 9.000	Smin 1.000		TSRSTmax-25,0	fc 0,4	FAP 0,32
	5	Smin 21.000	Smin 11.000	Smin 1.500		TSRSTmax-25,0	fc 0,8	FAP 0,32
	6	Smin 11.000	Smin 4.500	Smin NR		TSRSTmax-27,5	fc 6,0	FAP 0,32
	7	Smin 21.000	Smin 11.000	Smin 1.500		TSRSTmax-25,0	fc 0,4	FAP 0,34
	8	Smin 17.000	Smin 9.000	Smin 1.000		TSRSTmax-25,0	fc 0,2	FAP 0,25
	9	Smin 17.000	Smin 9.000	Smin 1.000		TSRSTmax-25,0	fc 0,2	FAP 0,30
	10	Smin 17.000	Smin 11.000	Smin 1.800		TSRSTmax-22,5	fc 0,4	FAP 0,32
	11	Smin 17.000	Smin 9.000	Smin 1.500		TSRSTmax-22,5	fc 0,4	FAP 0,25
	12	Smin 17.000	Smin 7.000	Smin 1.000		TSRSTmax-25,0	fc 0,2	FAP 0,25
	13	Smin 14.000	Smin 7.000	Smin 1.000		TSRSTmax-25,0	fc 0,4	FAP 0,25
	14	Smin 21.000	Smin 11.000	Smin 1.500		TSRSTmax-22,5	fc 0,4	FAP 0,25
	15	Smin 17.000	Smin 9.000	Smin 2.200		TSRSTmax-17,5	fc 2,0	FAP 0,25
	16	<b>Smin 25.000*</b>	Smin 14.000	Smin 1.500		TSRSTmax-20,0	fc 0,6	FAP 0,20
	17	Smin 21.000	Smin 9.000	Smin 1.000		TSRSTmax-22,5	fc 0,6	FAP 0,20
	18	Smin 21.000	Smin 9.000	Smin 1.000		TSRSTmax-25,0	fc 0,4	FAP 0,25
	19	<b>Smin 25.000*</b>	Smin 9.000	Smin 1.000		TSRSTmax-25,0	fc 0,4	FAP 0,25
	20	Smin 21.000	Smin 14.000	Smin 2.200		TSRSTmax-17,5	fc 0,6	FAP 0,25
	21	Smin 14.000	Smin 5.500	Smin NR		TSRSTmax-27,5	fc 12,0	FAP 0,25
Asphaltbinderschicht	1	Smin 17.000	Smin 11.000	Smin 2.200	NMakro,min 5.700	TSRSTmax-25,0	fc 4,0	
	2	Smin 21.000	Smin 11.000	Smin 2.200	NMakro,min 7.800	TSRSTmax-27,5	fc 1,4	
	3	Smin 17.000	Smin 11.000	Smin 2.200	NMakro,min 10.700	TSRSTmax-27,5	fc 2,0	
	4	Smin 17.000	Smin 11.000	Smin 1.800	NMakro,min 7.800	TSRSTmax-25,0	fc 4,0	
	5	Smin 21.000	Smin 14.000	Smin 2.200	NMakro,min 7.800	TSRSTmax-25,0	fc 4,0	
	6	Smin 21.000	Smin 11.000	Smin 1.800	NMakro,min 10.700	TSRSTmax-25,0	fc 0,6	
	7	Smin 21.000	Smin 11.000	Smin 2.200	NMakro,min 21.000	TSRSTmax-27,5	fc 0,4	
	8	Smin 17.000	Smin 11.000	Smin 1.500	NMakro,min 10.700	TSRSTmax-30,0	fc 1,0	
	9	Smin 17.000	Smin 9.000	Smin 1.800	NMakro,min 14.500	TSRSTmax-22,5	fc 4,0	
	10	Smin 21.000	Smin 11.000	Smin 1.800	NMakro,min 14.500	TSRSTmax-22,5	fc 0,8	
	11	<b>Smin 25.000*</b>	Smin 17.000	Smin 2.800	NMakro,min 7.800	TSRSTmax-17,5	fc 0,4	
	12	Smin 21.000	Smin 11.000	Smin 2.200	NMakro,min 7.800	TSRSTmax-20,0	fc 0,8	
	13	Smin 17.000	Smin 11.000	Smin 1.800	NMakro,min 10.700	TSRSTmax-22,5	fc 0,8	
	14	Smin 21.000	Smin 11.000	Smin 2.200	NMakro,min 7.800	TSRSTmax-20,0	fc 0,4	
	15	<b>Smin 30.000*</b>	Smin 21.000	Smin 4.500	NMakro,min 10.700	TSRSTmax-22,5	fc 0,4	
	16	<b>Smin 25.000*</b>	Smin 17.000	Smin 3.600	NMakro,min NR	TSRSTmax-22,5	fc 0,6	
	17	<b>Smin 25.000*</b>	Smin 14.000	Smin 1.800	NMakro,min NR	TSRSTmax-25,0	fc 4,0	
	18	Smin 21.000	Smin 11.000	Smin 3.600	NMakro,min 7.800	TSRSTmax-17,5	fc 0,2	
	19	<b>Smin 30.000*</b>	Smin 21.000	Smin 3.600	NMakro,min 10.700	TSRSTmax-30,0	fc 0,4	
	20	<b>Smin 25.000*</b>	Smin 17.000	Smin 5.500	NMakro,min 10.700	TSRSTmax-17,5	fc 0,4	
	21	<b>Smin 25.000*</b>	Smin 17.000	Smin 5.500	NMakro,min 14.500	TSRSTmax-20,0	fc 0,4	

\* Ergänzungsvorschlag

Tab. 121: Kategorie-Einteilung der untersuchten Asphaltproben in der Phase EP hinsichtlich der Performance-Eigenschaften

Griffigkeit: Hinsichtlich der Polierresistenz sollten die bisher diskutierten Kategorie­grenzen für die Griffigkeit (friction after polishing FAP) durch weitere Werte mit geringen Reibbeiwerten ergänzt werden, um eine Anwendung auf die hier getesteten Asphaltdeckschichten zu ermöglichen.

Anhand der Untersuchungsergebnisse dieses Projektes können keine Vorschläge für Anforderungswerte gemacht werden, da für die unterschiedlichen Eigenschaften kein Bewertungshintergrund hinsichtlich der Dauerhaftigkeit der untersuchten Asphalte vorliegt. Die Untersuchungsstrecken sollten

Probe und Nummer	Anforderungskategorien in den Phasen EP						
	Mindest-Stei­figkeitsmodul			Ermüdungswiderstand $N_{\text{Makro,min}}$	Kälterisswiderstand $\text{TSRST}_{\text{max}}$	Verformungswiderstand $f_{\text{c,max}}$	Griffigkeit FAP
	$S_{\text{min}}$ (-10°C, 10 Hz)	$S_{\text{min}}$ (10°C, 10 Hz)	$S_{\text{min}}$ (20°C, 0,1 Hz)				
Asphalttragschicht	1	Smin 25.000*	Smin 17.000	Smin 2.800	NMakro,min NR	TSRSTmax-22,5	
	2	Smin 17.000	Smin 11.000	Smin 1.800	NMakro,min NR	TSRSTmax-22,5	
	3	Smin 17.000	Smin 11.000	Smin 2.200	NMakro,min,5.700	TSRSTmax-22,5	
	4	Smin 17.000	Smin 11.000	Smin 2.200	NMakro,min,5.700	TSRSTmax-22,5	
	5	Smin 25.000*	Smin 17.000	Smin 4.500	NMakro,min NR	TSRSTmax-25,0	
	6	Smin 17.000	Smin 9.000	Smin 2.200	NMakro,min,5.700	TSRSTmax-25,0	
	7	Smin 25.000*	Smin 17.000	Smin 4.500	NMakro,min,5.700	TSRSTmax-27,5	
	8	Smin 30.000*	Smin 17.000	Smin 2.200	NMakro,min NR	TSRSTmax-20,0	
	9	Smin 25.000*	Smin 11.000	Smin 2.200	NMakro,min NR	TSRSTmax-30,0	
	10	Smin 25.000*	Smin 17.000	Smin 3.600	NMakro,min,5.700	TSRSTmax-15,0	
	11	Smin 30.000*	Smin 17.000	Smin 2.200	NMakro,min NR	TSRSTmax-20,0	
	12	Smin 25.000*	Smin 14.000	Smin 2.200	NMakro,min,5.700	TSRSTmax-20,0	
	13	Smin 25.000*	Smin 14.000	Smin 1.800	NMakro,min NR	TSRSTmax-25,0	
	14	Smin 25.000*	Smin 14.000	Smin 1.800	NMakro,min NR	TSRSTmax-20,0	
	15	Smin 30.000*	Smin 21.000	Smin 5.500	NMakro,min NR	TSRSTmax-17,5	
	16	Smin 35.000*	Smin 25.000	Smin 9.000	NMakro,min NR	TSRSTmax-17,5	
	17	Smin 30.000*	Smin 21.000	Smin 5.500	NMakro,min NR	TSRSTmax-20,0	
	18	Smin 25.000*	Smin 17.000	Smin 3.600	NMakro,min,7.800	TSRSTmax-17,5	
	19	Smin 30.000*	Smin 21.000	Smin 3.600	NMakro,min,5.700	TSRSTmax-25,0	
	20	Smin 30.000*	Smin 17.000	Smin 3.600	NMakro,min NR	TSRSTmax-22,5	
	21	Smin 21.000*	Smin 17.000	Smin 4.500	NMakro,min,7.800	TSRSTmax-22,5	
RDO	<b>Smin 21.000*</b>	Smin 14.000	Smin 2.800	NMakro,min 31.600			
* Ergänzungsvorschlag							

Tab. 121: Fortsetzung

in regelmäßigen Abständen in Zukunft bewertet werden, um die hier dokumentierten Eigenschaften zur Ableitung von Anforderungswerten nutzen zu können.

### 9.3 Kenngrößen zum Schichtenverbund

Der Verbund zwischen den einzelnen gebundenen Schichten hat signifikanten Einfluss auf den Lastabtrag und somit auf die Beanspruchungen innerhalb der Asphaltbefestigung. Um einen Verbundkennwert zu ermitteln, welcher im Rahmen der rechnerischen Dimensionierung direkt angewendet werden kann, sind dynamische Prüfungen der Verbundsteifigkeit erforderlich [ASCHER & W ELLNER, 2007]. Anhand von solchen Untersuchungen ist festgestellt worden, dass der Verbundfaktor im hohen Maße temperatur-, belastungs- und frequenzabhängig ist. Im Rahmen von Kontrollprüfungen werden hingegen Abscherversuche gemäß TP Asphalt-StB, Teil 80 durchgeführt. Für die darin ermit-

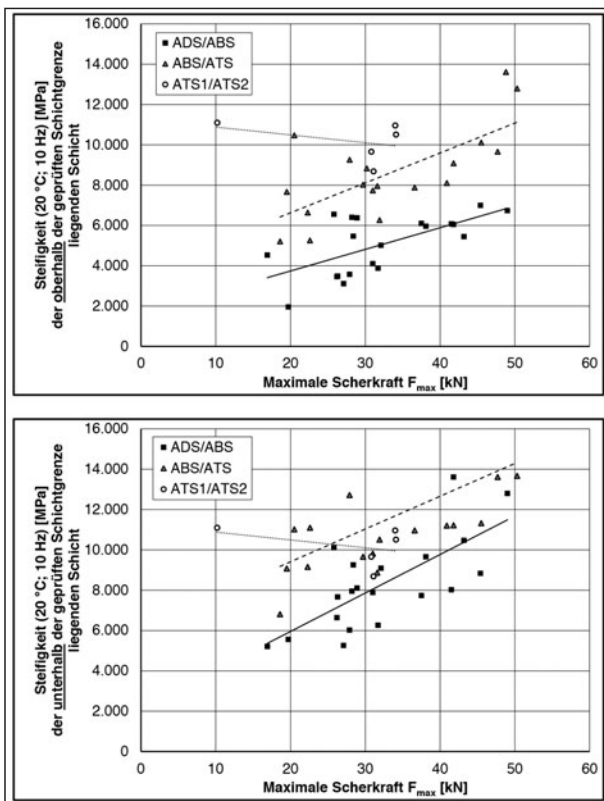
telte maximale Scherkraft enthält die ZTV Asphalt-StB Anforderungswerte.

Bisher werden der Verbundfaktor bzw. die maximale Scherkraft jedoch lediglich auf die Qualität des direkten Schichtenverbundes zurückgeführt, welche von der Reibung, Haftung und Verklebung in der Schichtgrenze bestimmt wird.

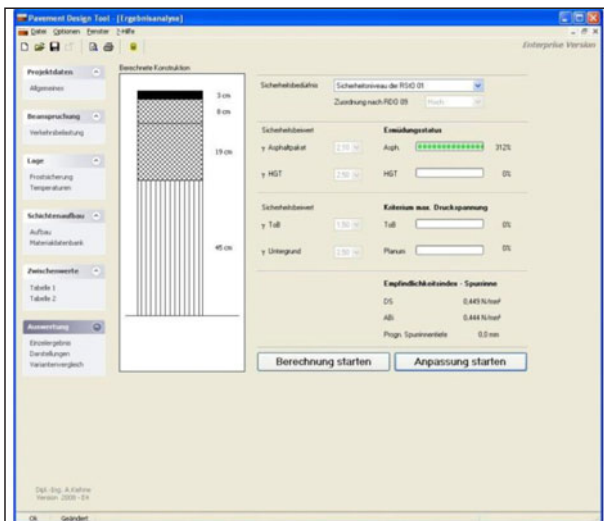
Der hohe Einfluss der Temperatur und Belastungsfrequenz auf den erfassten Wert des Schichtenverbundes kann jedoch auch ein Hinweis auf den Einfluss der Steifigkeiten der an der Schichtgrenze liegenden Asphalt-schichten sein. In Bild 106 ist die maximale Scherkraft der in der Phase BK ermittelten Steifigkeit (bei 20 °C und 10 Hz) der oberhalb der Schichtgrenze liegenden Schicht (oben) sowie derer der unterhalb der Schichtgrenze liegenden Schicht (unten) gegenübergestellt.

Für die mit einer hohen Anzahl von Ergebnissen belegten Schichtgrenzen (ADS/ABS und ABS/ATS) zeigt sich der Zusammenhang zwischen der Schicht-





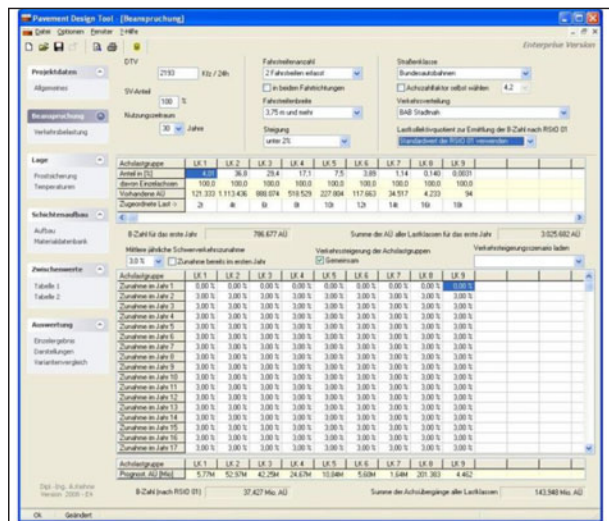
**Bild 106:** Zusammenhang zwischen der im Abscherversuch gemessenen maximalen Scherkraft  $F_{max}$  und der Steifigkeit der an der Schichtgrenze liegenden Asphalt-schichten bei 20 °C und 10 Hz



**Bild 107:** Auswahl des Sicherheitsniveaus in der Software PaDesTo 2008 Enterprise am Beispiel der Strecke 6 (BK)

steifigkeit und der im Abscherversuch gemessenen maximalen Scherkraft.

Demnach sind die in den ZTV Asphalt-StB angegebenen Anforderungswerte an die maximale Scherkraft tendenziell besser bei Schichtgrenzen von steifen Schichten erreichbar als bei Schichten ge-



**Bild 108:** Eingabe der Angaben zur Verkehrsbelastung in der Software PaDesTo 2008 Enterprise am Beispiel der Strecke 6

ringerer Steifigkeit. Um den Einfluss der Schichtsteifigkeiten von den dimensionierungsrelevanten Verbundsteifigkeiten bzw. von der Scherkraft zu trennen, sind daher weitergehende Untersuchungen erforderlich. Dadurch ist der Einsatz dieses Prüfverfahrens zur Erfassung des Schichtenverbundes als Eingangsgröße in die rechnerische Dimensionierung ohne weitere Untersuchungen nicht möglich. Jedoch sind auch andere Prüfverfahren zur Bestimmung des Verbundfaktors auf einen Einfluss der Schichtsteifigkeiten zu überprüfen.

## 10 Ergebnisse aus den Abschätzungen der (Rest-) Nutzungsdauer

### 10.1 Allgemeines

Entsprechend der Vorbemerkungen wird zur Beurteilung der Dimensionierungseingangsgrößen der Nutzungsausfallzeitpunkt für alle Untersuchungsphasen der 21 Strecken berechnet. Diese Bewertung erfolgt dabei für die unterste, nicht im Verbund zur darunter liegenden Schicht stehende Asphalt-schicht.

Eine wesentliche Einflussgröße für die Lebensdau-erabschätzung ist das Sicherheitsniveau, welches gemäß der Vorgaben der RDO Asphalt vor Beginn

Strecke	DTV <sup>(SV)</sup>
1	525
2	274
3	1.748
4	1.748
5	10.781
6	2.193
7	53
8	2.962
9	9.000
10	295
11	1.258
12	9.422
13	663
14	1.300
15	2.747
16	4.546
17	1.436
18	752
19	1.603
20	k.A.
21	3.623

Tab. 122: DTV<sup>(SV)</sup> der 21 Untersuchungsstrecken

der Berechnungen zu wählen ist. Standardmäßig wird für Rechnungen mit PaDesTo das Sicherheitsniveau der RStO verwendet. Durch die Verwendung von Sicherheitsbeiwerten sollen u.a. Vorhaltemaße für Schwankungen der Einbauqualität wie z. B. Schichtdickentoleranzen und Materialschwankungen berücksichtigt werden.

Im vorliegenden Forschungs vorhaben wurde der Nutzungsausfallzeitpunkt jeweils mit dem Sicherheitsniveau der RStO 01 abgeschätzt (Bild 107).

## 10.2 Eingangswerte für die Dimensionierung

### Angaben zur Verkehrsbelastung und zur Lage

Wesentliche Eingangsparameter für die Durchführung stellen die Kennwerte der Verkehrsbelastung dar. Entsprechend dem Verfahren der RDO Asphalt 09, welches teilweise auf die Grundsätze der RStO zurückgreift, werden im Programm PaDesTo Einflussgrößen zur Verkehrsbelastung eingegeben

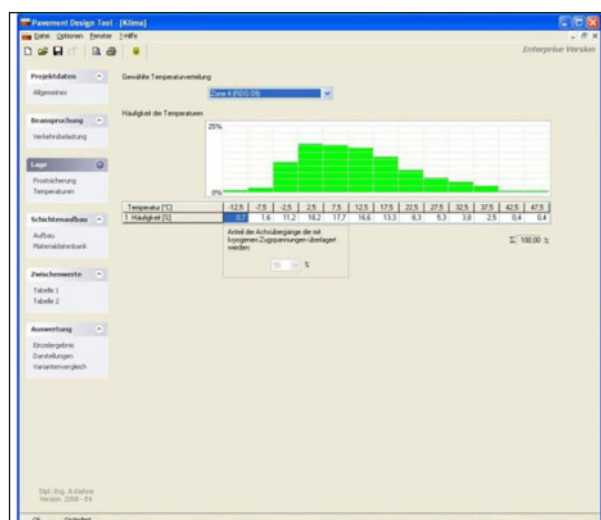


Bild 109: Auswahl der Temperaturverteilung gemäß RDO Asphalt 09 in der Software PaDesTo 2008 Enterprise am Beispiel der Strecke 6

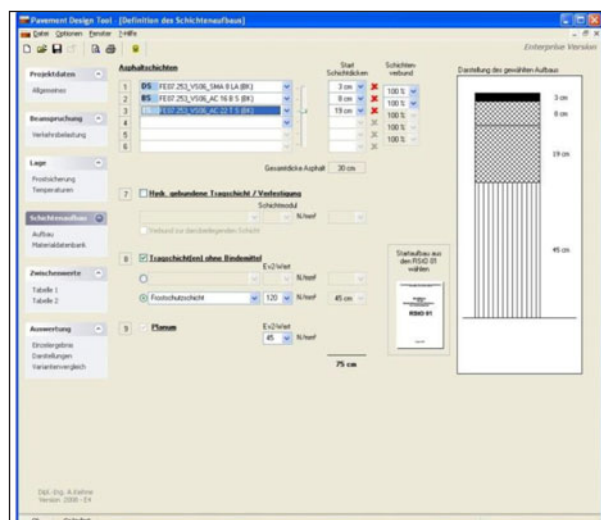
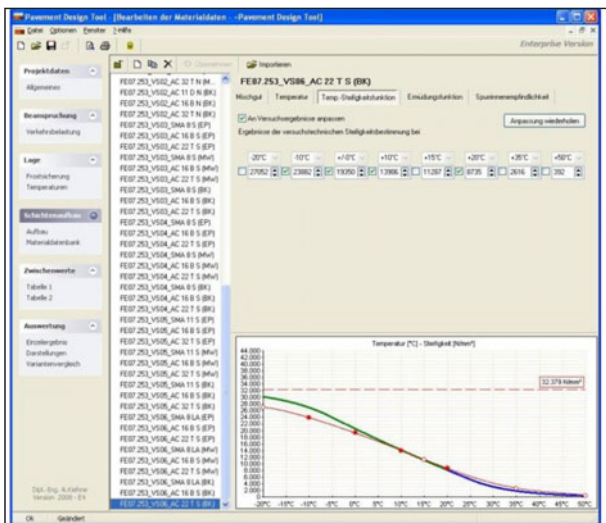


Bild 110: Eingabe der Aufbaudaten in der Software PaDesTo 2008 Enterprise

(Bild 108). Ausgehend vom DTV<sup>(SV)</sup> (Tabelle 122), Angaben zu Fahrstreifenbreiten und Lastkollektiven, wird die kumulative Anzahl der im Nutzungszeitraum zu erwartenden Lastwechsel berechnet. Neben der Summe der Achsübergänge aller Lastklassen wird auch die dimensionierungsrelevante Beanspruchung in äquivalenten 10-t-Achsübergängen berechnet. Anhand von Bild 108 kann für die Strecke 6 nachvollzogen werden, dass im angenommenen Nutzungszeitraum von 30 Jahren 37,4 Millionen 10-t-Achsübergänge prognostiziert werden. Nach dem Verfahren der RStO 12 entspricht das einer Belastungsklasse Bk100.

Neben den Angaben zur Verkehrsbelastung sind Angaben zur Lage der Strecke notwendig. Damit



**Bild 111:** Eingabe der Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen für  $f = 10$  Hz in der Materialdatenbank der Software PaDesTo 2008 Enterprise am Beispiel der ATS für Strecke 6 (BK)

kann einerseits nach dem Verfahren der RStO die Mindestdicke des Frostsicheren Oberbaus ermittelt werden, andererseits kann damit die Temperaturverteilung für die Asphaltsschichten gemäß RDO Asphalt 09 berücksichtigt werden (Bild 109).

**Aufbaudaten**

In Bild 110 sind exemplarisch für die Strecke 6 die Angaben zu Schichtfolgen und Schichtdicken angegeben. Zu den Asphaltsschichten wird jeweils ein Material aus der Materialdatenbank ausgewählt, zu dem vorab die Dimensionierungskennwerte abgespeichert wurden. Anschließend sind diesen Asphaltsschichten die jeweiligen Schichtdicken zuzuordnen sowie Angaben zum Schichtenverbund einzugeben.

Einen wesentlichen Einfluss auf die Ergebnisse von Dimensionierungsberechnungen besitzen die Auflagerungsbedingungen der Asphalttragschichten. Dabei sind, je nach gewählter Bauweise bzw. Schichtenfolge, Schichtmodul und zugehörige Schichtdicken für hydraulisch gebundene (HGT, Verfestigung) und/oder ungebundene Tragschichten (FSS, STS) sowie für das Planum anzunehmen. Für die hier untersuchten Strecken wurden die Schichten unter dem Asphalt entsprechend der Randbedingungen der 21 Untersuchungsstrecken modelliert. Diese Angaben sind in Anhang I.8 zusammengefasst.

**Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktion**

Wesentliche Dimensionierungseingangsparameter sind die Steifigkeiten bzw. die absoluten E-Moduln der untersuchten Asphalte. Diese Kennwerte sind temperatur- und frequenzabhängig, was bei der Festlegung der Versuchsbedingungen zu beachten ist. Die Bestimmung des absoluten E-Moduls erfolgte mit dem Spaltzug-Schwellversuch anhand von Multistage-Versuchen analog zur in Kap. 4.2.2 beschriebenen Vorgehensweise.

Mithilfe des Zeit-Temperatur-Superpositionsprinzips wurden die ermittelten Versuchsergebnisse ausgewertet, so dass die Hauptkurve (engl. master curve) der getesteten Asphalte bestimmt werden konnte. Dadurch besteht die Möglichkeit, absolute E-Moduln für beliebige Kombinationen von Temperaturen und Belastungsfrequenzen abzuschätzen, für die keine Versuche durchgeführt wurden.

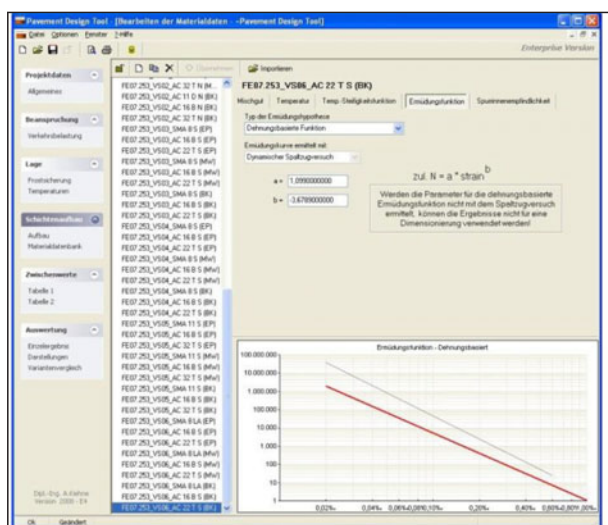
Die absoluten E-Moduln der einzelnen Asphaltsschichten wurden bei vier unterschiedlichen Temperaturen bei jeweils vier Frequenzen bestimmt (siehe Anhang I, Tabelle A 54 und Tabelle A 55). Zur statistischen Absicherung wurden mehrere Probekörper pro Beanspruchungszustand getestet. Die Prüfbedingungen wurden entsprechend der Arbeitsanleitung AL Sp-Asphalt 09 festgelegt.

Durch Anwendung des Zeit-Temperatur-Superpositionsprinzips wurde anschließend jeweils die Hauptkurve für die einzelnen Asphaltsschichten aufgestellt. Im nächsten Schritt wurden die für die Dimensionierungsberechnungen relevanten E-Moduln bei der gemäß RDO Asphalt 09 maßgebenden Belastungsfrequenz von  $f = 10$  Hz abgeschätzt. Dadurch erfolgte die Eingabe der entsprechenden Kennwerte in die Materialdatenbank des Dimensionierungsprogrammes PaDesTo. In Bild 111 sind die absoluten E-Moduln für charakteristische Temperaturen für die Asphalttragschicht der Strecke 6 exemplarisch angegeben (Untersuchungsphase BK).

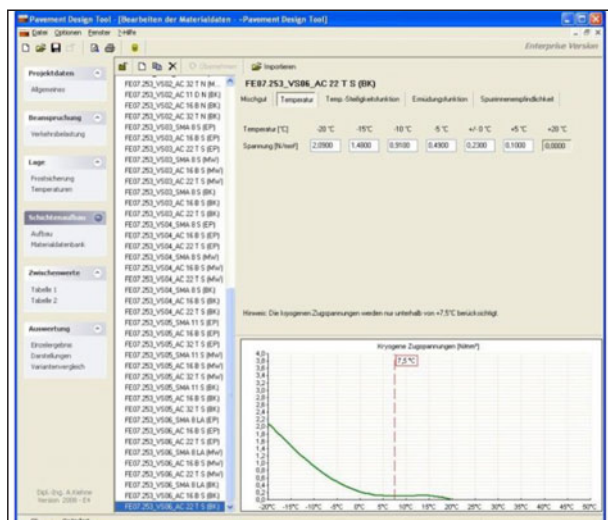
**Ermüdungsfunktionen**

Die charakteristischen Kennwerte „a“ und „b“ der gemäß AL Sp-Asphalt 09 mit dem Spaltzug-Schwellversuch ermittelten Ermüdungsfunktionen wurden für die jeweils untersten Asphalttragschichten eben





**Bild 112:** Eingabe der Ermüdungsfunktion für  $f = 10$  Hz in der Materialdatenbank der Software PaDesTo 2008 Enterprise am Beispiel der ATS für Strecke 6 (BK)

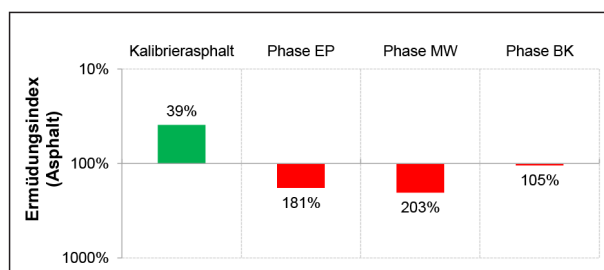


**Bild 113:** Eingabe der kryogenen Zugspannungen einer Asphalttragschicht in der Materialdatenbank der Software PaDesTo 2008 Enterprise am Beispiel der ATS für Strecke 6 (BK)

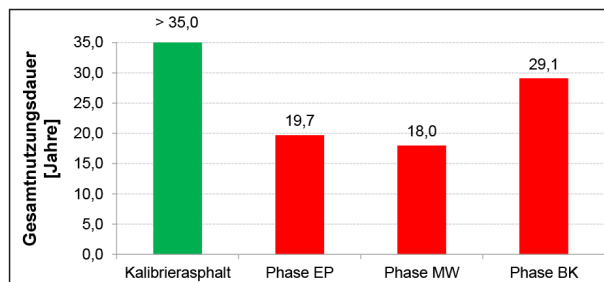
falls in die Materialdatenbank von PaDesTo 2008 eingegeben. In Bild 112 ist dieser Sachverhalt am Beispiel von Strecke 6 dargestellt. Bei dieser zur AL Sp-Asphalt 09 konformen Vorgehensweise wurde die Ermüdungsfunktion über eine Minimierung der Fehlerquadratsumme berechnet. Versuchsstreuungen können dabei zwar anhand des Bestimmtheitsmaßes abgelesen werden, gehen jedoch nicht in die Berechnung des Nutzungsausfallzeitpunktes mit ein.

### Kryogene Zugspannungen

Die kryogenen Zugspannungen wurden, zugeordnet zu den jeweiligen Prüftemperaturen, in die Ma-



**Bild 114:** Ermüdungsindizes der Asphalttragschichten für die analysierten Phasen am Beispiel von Strecke 6



**Bild 115:** Nutzungsdauern bis zum Auftreten von Ermüdungsrissen in den ATS am Beispiel von Strecke 6

aterialdatenbank von PaDesTo 2008 eingegeben; in Bild 113 ist das beispielhaft für Strecke 6 dargestellt. Die Berechnung der Einzelwerte basierte dabei auf den Versuchsergebnissen, wie in Kapitel 7.4 bereits erläutert. Dabei ist zu beachten, dass die Eingabe für alle Temperaturen zwischen 20 °C und +20 °C zu erfolgen hatte. Aus diesem Grund wurden in den Fällen, bei denen Abkühlversuche bereits vor dem Erreichen einer Asphalttemperatur von 20 °C beendet wurden, die Versuchsergebnisse extrapoliert. Bei dieser „worst case“ Vorgehensweise werden im Einzelfall deutlich größere kryogene Zugspannungen bei den Berechnungen angesetzt, als aus den Versuchsergebnissen geschlossen werden kann.

## 10.3 Berechnung des Ermüdungsindex für die Asphaltsschichten und Abschätzung des Nutzungsausfallzeitpunktes

Ergebnis der Berechnungen mit PaDesTo zur Abschätzung der strukturellen Substanz ist in erster Linie der Ermüdungsindex der Asphaltsschichten. Er stellt das Verhältnis der für den Nutzungszeitraum prognostizierten zu den insgesamt zulässigen Lastwechseln bis zum Eintritt von Ermüdungsrissen dar. In Anlehnung an die Hypothese von [Miner, 1945] gilt, dass ein Ermüdungsindex von 100 % (Summe

der Teilbeiwerte nach MINER = 1) bedeutet, dass die angenommene Nutzungsdauer (i. d. R. N = 30 Jahre) genau erreicht wird, da die Anzahl der im Nutzungszeitraum prognostizierten Lastwechsel genau so groß ist wie die Anzahl der zulässigen Lastwechsel.

So wäre z. B. nach einem Ermüdungsindex von 200 % die zulässige Lastwechselzahl deutlich überschritten, das Auftreten von Ermüdungsrissen wäre schon bei der Hälfte der angestrebten Lastwechselzahl zu erwarten. Unter Vernachlässigung der jährlichen Verkehrssteigerung ergibt sich damit eine Nutzungsdauer von 15 Jahren statt der für die Berechnung zugrunde gelegten 30 Jahre. Bei Ermüdungsindizes von unter 100 % ist davon auszugehen, dass die angenommene Lastwechselzahl getragen werden kann, ohne dass Ermüdungsrisse auftreten. I. d. R. werden die daraus resultierenden rechnerischen Nutzungszeiten jedoch auf maximal 30 Jahre begrenzt. Gründe hierfür sind u. a. Einflüsse aus der Alterung, die zurzeit im Rahmen des angewandten Berechnungsverfahrens noch nicht berücksichtigt werden können.

In Bild 114 sind die berechneten Ermüdungsindizes für die analysierten Untersuchungsphasen der Strecke 6 dargestellt. Die grün gekennzeichneten Ergebnisse lassen erkennen, dass bei Verwendung der Kalibrierasphalte die angenommene Nutzungsdauer von N = 30 Jahren erreicht werden könnte und Ermüdungsrisse in den Asphalttragschichten innerhalb dieses Zeitraumes nicht zu erwarten sind.

Weiterhin wird deutlich, dass für die tatsächlich eingesetzten Asphalte der Untersuchungsphasen EP, MW und BK eine angenommene Nutzungsdauer von 30 Jahren jeweils nicht erreicht werden kann (rote Ergebnisse im Diagramm). Die Ermüdungsindizes betragen dabei jeweils über 100 %.

Im nächsten Schritt wird die Nutzungsdauer bis zum Eintritt des Ermüdungsrisses abgeleitet. Die einzelnen Jahreszahlen werden dazu aus der grafischen Ergebnisdarstellung in PaDesTo 2008 abgelesen, der Einfluss der jährlichen Verkehrssteigerung ist somit berücksichtigt. Die entsprechenden Ergebnisse sind in Bild 115 für die Untersuchungsphasen der Strecke 6 dargestellt.

Wären bei Strecke 6 Asphalte eingebaut worden, die gleichwertig zu den Kalibrierasphalten sind, so hätten Nutzungsdauern von mindestens 30 Jahren sichergestellt werden können. Ein Nutzungsausfall aufgrund von Ermüdungsrissen in der Asphalttragschicht wäre dann rechnerisch erst viel später zu erwarten gewesen. Im Gegensatz dazu werden für die Untersuchungsphasen EP, MW und BK rechnerische Nutzungsdauern lediglich zwischen 18 und 29 Jahren ermittelt.

In Bild 116 sind entsprechend der Vorgehensweise von Bild 114 die Ermüdungsindizes für die übrigen Untersuchungsstrecken angegeben. Dabei wurden jeweils die Ergebnisse für Kalibrierasphalte und die drei Untersuchungsphasen angegeben. Anschließend erfolgte analog dazu die Berechnung der zugehörigen Nutzungsdauern bis zum Eintritt des Ermüdungsversagens (Bild 117).

Die Darstellung (Bild 117) zeigt, dass bei der Verwendung des Kalibrierasphaltes deutlich bessere Ergebnisse erzielt werden als mit den aktuell ermittelten Performance-Kenngrößen in den einzelnen Phasen. Dabei wird die geplante Nutzungsdauer von 30 Jahren im Allgemeinen erreicht. Ausnahme hiervon machen die Strecken 16 und 19. Im ersten Fall handelt es sich um einen sehr stark belasteten Autobahnabschnitt, bei welchem die dimensionsrelevante Beanspruchung B für den geplanten Zeitraum über 90 Mio. äquiv. 10tAÜ beträgt. Drei weitere Strecken (5, 9 und 12) weisen vergleichsweise gleiche oder sogar höhere Verkehrsbelastungen auf, die Nutzungsdauer wird dort dennoch erreicht, da die Asphaltsschichten auf einer Schicht mit hydraulischen Bindemitteln gebettet sind. Im zweiten Ausnahmefall, bei Strecke 19, ist die Verkehrsbelastung zwar nicht so hoch, allerdings wäre aufgrund der errechneten 32,5 Mio. äquiv. 10-t-AÜ ein Aufbau nach Bk100 und nicht nach Bk32 erforderlich, so dass es sich hier um eine unterdimensionierte Konstruktion handelt. Bei insgesamt sechs Strecken wird die geplante Nutzungsdauer von 30 Jahren in allen drei untersuchten Phasen erreicht. Bei den übrigen 15 Strecken ergeben sich unterschiedliche Reihungen, wobei die Differenzen zwischen den Phasen zum Teil mehr als zehn Jahre betragen. Bei elf davon ist die in Phase EP errechnete Nutzungsdauer genauso hoch oder deutlich



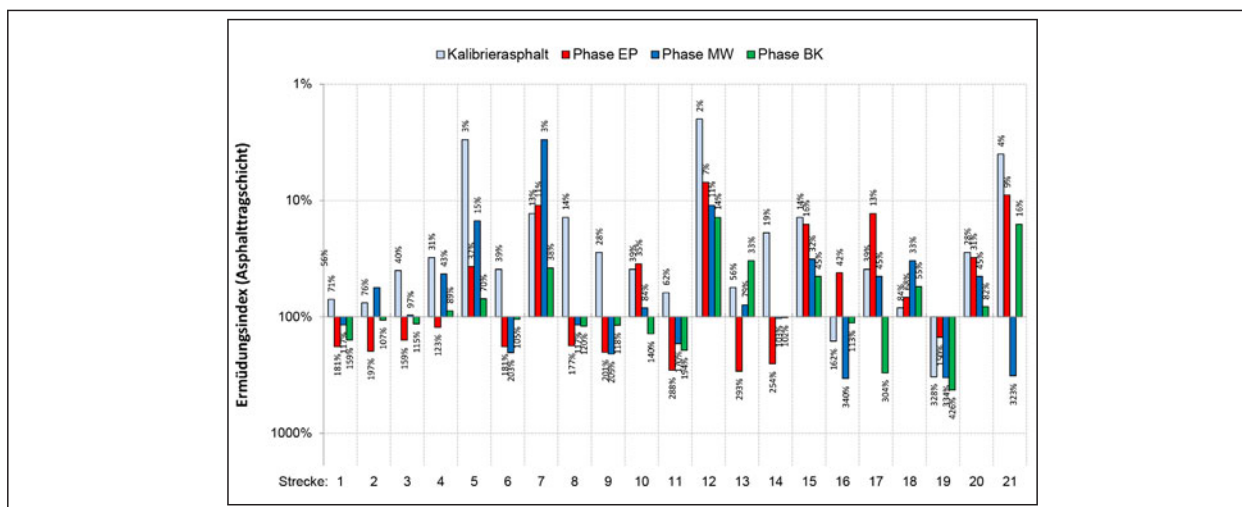


Bild 116: Ermüdungsindizes der Asphalttragschichten für alle Untersuchungsstrecken

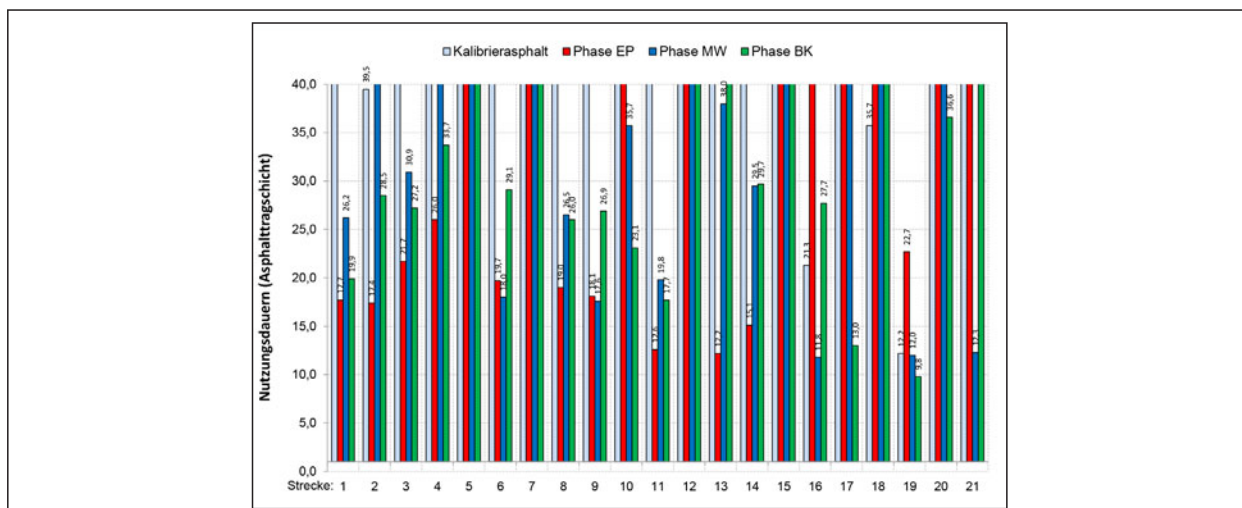


Bild 117: Nutzungsdauern bis zum Auftreten von Ermüdungsrissen in den Asphalttragschichten für alle Untersuchungsstrecken

niedriger als die in der Phase BK, so dass man durch die Abschätzung des Nutzungsausfallzeitpunktes in dieser Phase auf der sicheren Seite liegt. Bei den Strecken 10, 16, 17 und 19 sind die errechneten Nutzungsdauern höher als in Phase BK und zum Teil auch als in Phase MW. Die Unterschiede in den Ergebnissen der drei Phasen kommen durch ein kompliziertes Zusammenspiel der einzelnen Performance-Eigenschaften der Asphaltzustände – in Abhängigkeit der klimatischen Randbedingungen und der Häufigkeit deren Auftretens werden unterschiedliche kryogene Spannungen, E-Moduln, Dehnungen und Bereiche der Ermüdungsfunktion während der Nutzungsdauer aktiviert. Wie in Kapitel 7.3 ausgeführt, hat die Ermüdungsfunktion der Asphalttragschicht jedoch den

maßgeblichen Einfluss. Am Beispiel der Strecken 1, 13 und 21 ergibt sich bei den Nutzungsdauern der einzelnen Phasen die gleiche Reihung wie bei den Ermüdungsfunktionen. öfter, wie unter anderem bei den Strecken 4, 6, 9 und 10, ist zusätzlich der Einfluss des E-Moduls zu erkennen. Das Tieftemperaturverhalten sowie die Eigenschaften der übrigen Asphaltsschichten verstärken diese Tendenzen und können z. B. Ergebnisse wie die der Strecke 19 erklären, bei welcher trotz des ähnlichen Ermüdungsverhaltens der Phasen EP und BK die Nutzungsdauern um mehr als 10 Jahren auseinander liegen.

Bezüglich der in Kapitel 7.1 als Ausreißer identifizierten Strecken spiegeln sich die Erkenntnisse aus den einzelnen Kapitel 7.2 bis 7.6 wider. Es sind kei-

ne Auffälligkeiten bei den Ergebnissen zu erkennen  
- ein Ausschluss der betroffenen Strecken führt nicht zu eindeutigeren Tendenzen in der Reihung der drei Phasen.

Zusammenfassend lässt sich ableiten, dass die errechneten Restnutzungsdauern der hier untersuchten Asphalttragschichten zu sehr unterschiedlichen Ergebnissen führen. Auch wenn im Wesentlichen die Ergebnisse der konventionellen Asphaltkontrollprüfungen die Anforderungen der ZTV Asphalt-StB erfüllen, ist nicht sicher gestellt, dass Nutzungsdauern von mindestens 30 Jahren zielsicher erreicht werden können. Daher muss an dieser Stelle die Frage gestellt werden, ob aus konventionellen Asphalteeigenschaften bzw. aus Ergebnissen der herkömmlichen Kontrollprüfung auf die Einhaltung der mechanischen Eigenschaften und auf die daraus abgeleitete theoretische Nutzungsdauer ohne Weiteres geschlossen werden kann.

## **11 Vorschlag für die vertragliche Abwicklung rechnerisch dimensionierter Asphaltbefestigungen**

### **11.1 Dimensionierung unter Anwendung von Modellasphalten für konventionelle Bauverträge**

In den RStO 2012 wird die Anwendung der rechnerischen Dimensionierung für hochbeanspruchte Straßenbefestigungen mit dimensionierungsrelevanten Beanspruchungen größer als 100 Mio. äquivalenten 10-t-Achsübergängen empfohlen. Weiterhin sollten gemäß RStO Straßenbefestigungen im Rahmen der Erneuerung unter Berücksichtigung der strukturellen Substanz auch unter Anwendung der RDO dimensioniert werden, wenn die existierenden Befestigungen in der neuen Befestigung verbleiben sollen. Somit ist zu erwarten, dass nach den RDO dimensionierte Befestigungen in Zukunft vermehrt konventionell ausgeschrieben werden.

In konventionellen Bauverträgen obliegt es dem Auftraggeber, die herzustellenden Straßenbefesti-

gungen anforderungsgerecht zu dimensionieren und im Rahmen der Ausschreibung hinreichend genau zu beschreiben. Bei der Anwendung der rechnerischen Dimensionierung stellt sich dabei die Schwierigkeit, dass zum Zeitpunkt der Ausschreibung die dimensionierungsrelevanten Materialparameter (Steifigkeits-Temperaturfunktion und Ermüdungsfunktion) noch nicht bekannt sind.

Eine Möglichkeit stellt die Ausschreibung mithilfe eines „Modellasphaltes“ dar, für den die ausgeschriebene Befestigung durch den Auftraggeber dimensioniert wird.

Dabei werden Anforderungswerte an die dimensionierungsrelevanten Materialkennwerte gestellt. Dieses kann in Form von den in Kapitel 9.2 vorgeschlagenen Mindest-Kategorien erfolgen. Als dimensionierungsrelevant sind bei dieser Vorgehensweise die Mindest-Steifigkeiten sowie die Ermüdungsklasse vorzugeben. Die diesen Mindestwerten zugeordneten dimensionierungsrelevanten Steifigkeits- und Ermüdungsfunktionen werden im Rahmen der rechnerischen Dimensionierung angewendet.

Diese Mindestkategorien werden als Anforderungen im Rahmen der Ausschreibung angegeben. Der Auftraggeber prüft im Zuge der Angebotswertung, ob diese Kriterien erfüllt werden und vergibt den Auftrag. Eine erneute Prüfung der dimensionierungsrelevanten Materialkennwerte sowie eine materialspezifische Dimensionierungsrechnung durch den Auftragnehmer ist dabei nicht erforderlich, da allein die Materialeigenschaften vertragsrelevant sind und nicht das Ergebnis der rechnerischen Dimensionierung.

Die dimensionierungsrelevanten Materialeigenschaften können bei Anwendung des Performance-Ansatzes durch Anforderungen an den Widerstand gegen Kälterissbildung und Verformung sowie die Griffigkeit ergänzt werden.

Die zweite Möglichkeit der Ausschreibung von Asphaltbefestigungen auf der Grundlage der RDO besteht in der Festlegung der theoretischen Nutzungsdauer. Hierbei sind nicht die Materialparameter an sich Vertragsgrundlage, sondern die aus der Dimensionierungsrechnung resultierende berechnete Nut-

zungsdauer. Für die Angebotserstellung muss der Auftragnehmer eine auf die Performance-Parameter beruhende Dimensionierungsrechnung durchführen. Als Anforderungswerte für die ausgeführte Befestigung kann dann die rechnerische Nutzungsdauer verwendet werden, die sich für die Materialeigenschaften des eingebauten Asphaltes ergibt (vgl. „Empfehlungen für die Abwicklung von Bauverträgen bei Anwendung der RDO“). Alternativ können auch Anforderungen an die Performance-Eigenschaften selbst gestellt werden. Als Anforderungswert gilt dann die durch den Auftragnehmer in der Dimensionierung, welche der Angebotslegung zugrunde liegt, verwendete Materialeigenschaft.

## 11.2 Überprüfung der Performance-Eigenschaften

### 11.2.1 Möglichkeiten zur Überprüfung von Anforderungen

Wie in Kapitel 7 beschrieben, konnten zum Teil erhebliche Abweichungen der Performance-Eigenschaften der Asphaltproben der Phasen MW und BK zu jenen der Phase EP festgestellt werden. Werden an die Performance-Eigenschaften vertragliche Anforderungen gestellt, ist eine Überprüfung dieser Eigenschaften auch erforderlich. In diesem Sinne wird im Folgenden untersucht, bei welchen der 63 Asphaltproben signifikante Abweichungen der Performance-Eigenschaften der Phase MW bzw. BK zur Phase EP auftreten, so dass diese unterschiedlichen Kategorien zugeordnet werden.

Bei der Prüfung des eingebauten Baustoffes können als nachzuweisende Werte im Rahmen der Erstprüfung bzw. des Eignungsnachweises definierte Eigenschaften dienen, wie es im Rahmen der ZTV Asphalt-StB zum Beispiel für den Bindemittelgehalt angewendet wird.

Alternativ kann der Nachweis des eingebauten Materials durch den Vergleich zu Anforderungswerten durchgeführt werden, welche unabhängig von den in der Erstprüfung beschriebenen Materialeigenschaften sind. Dieses Verfahren findet beispielsweise in den ZTV Asphalt-StB für den Nachweis des Hohlraumgehaltes oder der Stempelindringtiefe

von Gussasphalt Anwendung. Gegenüber den in den TL Asphalt-StB definierten Anforderungswerten werden zusätzlich Toleranzen berücksichtigt.

Für die Performance-Eigenschaften eignet sich das zweite beschriebene Nachweisverfahren, da die Kategorien als Mindestanforderungen interpretiert werden können, welche zur Vermeidung von frühzeitigen Schäden an der Asphaltbefestigung eingehalten werden müssen. Somit sollte das eingebaute Material dahingehend überprüft werden, ob die im Rahmen einer Ausschreibung definierten Anforderungen erfüllt werden, unabhängig davon, ob das in der Erstprüfung beschriebene Material möglicherweise höhere Anforderungen erfüllt. Dieser Ansatz kann direkt auf den Widerstand gegen Kälterissbildung sowie gegen Verformungen und auf die Griffigkeit angewendet werden.

Für die Anwendung auf den Mindeststeifigkeitsmodul sowie den Ermüdungswiderstand muss unterschieden werden, ob die rechnerische Dimensionierung sich genau auf die in der Erstprüfung beschriebenen Eigenschaften bezieht oder ob die Dimensionierung, anhand von den Materialklassen zugeordneten typisierten Steifigkeits- und Ermüdungsfunktionen, durchgeführt wurde.

Im ersten Fall der genau definierten, auf die Ergebnisse der Erstprüfung aufbauenden Dimensionierung, müssen die in der Erstprüfung angegebenen Werte als Anforderungswerte angewendet werden. Hierbei muss jedoch als Toleranz mindestens das Zweifache der Standardabweichung angesetzt werden, um prüfstreuungsbedingte Ablehnungen des Nachweises zu vermeiden. Im zweiten Fall genügt ein Nachweis hinsichtlich des Erreichens der gleichen Kategorie des eingebauten Materials, welcher im Rahmen der Ausschreibung gefordert wurde.

### 11.2.2 Überprüfung der Steifigkeitseinteilungen

In dem Fall, dass die Dimensionierung einer Asphaltbefestigung durch einen über Mindeststeifigkeitskategorien beschriebenen Modellasphalt erfolgt ist, müssen die eingebauten Asphalte hinsichtlich Einhaltung dieser Mindeststeifigkeiten überprüft werden. Diese Überprüfung der Phasen MW und BK ist in Tabelle 123 zusammengestellt.

Probe	S <sub>min</sub> (-10 °C, 10 Hz)			S <sub>min</sub> (10 °C, 10 Hz)			S <sub>min</sub> (20 °C, 0,1 Hz)			
	EP	MW	BK	EP	MW	BK	EP	MW	BK	
Asphaltdeckschicht	1	Smin21.000	✓	Smin17.000	Smin9.000	✓	✓	Smin1.500	✓	✓
	2	Smin25.000	Smin 21.000	Smin21.000	Smin11.000	✓	Smin9.000	Smin1.800	✓	<b>Smin1.000</b>
	3	Smin17.000	✓	✓	Smin9.000	Smin7.000	<b>Smin5.500</b>	Smin1.000	SminNR	SminNR
	4	Smin17.000	✓	✓	Smin9.000	Smin7.000	<b>Smin5.500</b>	Smin1.000	✓	SminNR
	5	Smin21.000	✓	✓	Smin11.000	✓	Smin9.000	Smin1.500	✓	Smin1.000
	6	Smin11.000	Smin 9.000	<b>Smin 7.000</b>	Smin4.500	Smin3.600	<b>Smin2.800</b>	SminNR	✓	✓
	7	Smin21.000	✓	Smin 17.000	Smin11.000	✓	Smin9.000	Smin1.500	✓	✓
	8	Smin17.000	✓	✓	Smin9.000	Smin7.000	Smin7.000	Smin1.000	SminNR	SminNR
	9	Smin17.000	✓	<b>Smin 11.000</b>	Smin9.000	✓	<b>Smin5.500</b>	Smin1.000	✓	SminNR
	10	Smin17.000	✓	✓	Smin11.000	✓	<b>Smin7.000</b>	Smin1.800	Smin1.500	<b>SminNR</b>
	11	Smin17.000	✓	Smin 14.000	Smin9.000	✓	Smin7.000	Smin1.500	Smin1.000	<b>SminNR</b>
	12	Smin17.000	✓	Smin 14.000	Smin7.000	✓	✓	Smin1.000	SminNR	SminNR
	13	Smin14.000	✓	✓	Smin7.000	✓	✓	Smin1.000	✓	✓
	14	Smin21.000	✓	✓	Smin11.000	✓	✓	Smin1.500	✓	Smin1.000
	15	Smin17.000	✓	✓	Smin9.000	✓	✓	Smin2.200	✓	<b>Smin1.500</b>
	16	Smin25.000	✓	Smin 21.000	Smin14.000	✓	Smin11.000	Smin1.500	✓	✓
	17	Smin21.000	✓	Smin 17.000	Smin9.000	✓	✓	Smin1.000	✓	SminNR
	18	Smin21.000	✓	Smin 17.000	Smin9.000	✓	✓	Smin1.000	✓	SminNR
	19	Smin25.000	✓	Smin 21.000	Smin9.000	✓	✓	Smin1.000	✓	SminNR
	20	Smin21.000	✓	Smin 17.000	Smin14.000	✓	<b>Smin9.000</b>	Smin2.200	✓	<b>Smin1.000</b>
	21	Smin14.000	Smin 11.000	<b>Smin 7.000</b>	Smin5.500	✓	<b>Smin2.800</b>	SminNR	✓	✓
Asphaltbinderschicht	1	Smin17.000	✓	✓	Smin11.000	✓	✓	Smin2.200	✓	Smin1.800
	2	Smin21.000	✓	✓	Smin11.000	✓	✓	Smin2.200	✓	Smin1.800
	3	Smin17.000	✓	✓	Smin11.000	✓	Smin9.000	Smin2.200	✓	<b>Smin1.500</b>
	4	Smin17.000	✓	✓	Smin11.000	✓	✓	Smin1.800	✓	✓
	5	Smin21.000	✓	✓	Smin14.000	✓	✓	Smin2.200	✓	✓
	6	Smin21.000	✓	Smin17.000	Smin11.000	✓	Smin9.000	Smin1.800	✓	<b>Smin1.000</b>
	7	Smin21.000	✓	✓	Smin11.000	✓	✓	Smin2.200	✓	✓
	8	Smin17.000	✓	✓	Smin11.000	✓	✓	Smin1.500	✓	✓
	9	Smin17.000	✓	Smin14.000	Smin9.000	✓	Smin7.000	Smin1.800	Smin1.500	<b>Smin1.000</b>
	10	Smin21.000	Smin17.000	<b>Smin14.000</b>	Smin11.000	Smin9.000	<b>Smin7.000</b>	Smin1.800	<b>Smin1.000</b>	<b>Smin1.000</b>
	11	Smin25.000	<b>Smin17.000</b>	<b>Smin17.000</b>	Smin17.000	Smin14.000	<b>Smin9.000</b>	Smin2.800	✓	<b>Smin1.000</b>
	12	Smin21.000	Smin17.000	✓	Smin11.000	Smin9.000	✓	Smin2.200	Smin1.800	Smin1.800
	13	Smin17.000	✓	✓	Smin11.000	✓	✓	Smin1.800	✓	✓
	14	Smin21.000	✓	✓	Smin11.000	✓	✓	Smin2.200	Smin1.800	<b>Smin1.500</b>
	15	Smin30.000	Smin25.000	✓	Smin21.000	Smin17.000	Smin17.000	Smin4.500	Smin3.600	<b>Smin2.800</b>
	16	Smin 25.000	Smin21.000	Smin21.000	Smin 17.000	✓	Smin14.000	Smin 3.600	Smin2.800	<b>Smin1.800</b>
	17	Smin 25.000	✓	Smin21.000	Smin 14.000	✓	✓	Smin 1.800	✓	✓
	18	Smin 21.000	✓	✓	Smin 11.000	✓	✓	Smin 3.600	✓	Smin2.800
	19	Smin 30.000	Smin25.000	<b>Smin21.000</b>	Smin 21.000	Smin17.000	<b>Smin14.000</b>	Smin 3.600	✓	<b>Smin1.800</b>
	20	Smin 25.000	Smin21.000	<b>Smin17.000</b>	Smin 17.000	Smin14.000	<b>Smin11.000</b>	Smin 5.500	<b>Smin3.600</b>	<b>Smin2.200</b>
	21	Smin 25.000	Smin21.000	✓	Smin 17.000	✓	Smin14.000	Smin 5.500	✓	<b>Smin2.800</b>

**Legende:** ✓: Probe der Phase MW bzw. BK erfüllt die Mindeststeifigkeit der Kategorie gemäß Phase EP;  
**fett:** Kategoriezuordnung der Phase MW bzw. BK mindestens 2 Stufen schlechter als jene der Phase EP

Tab. 123: Überprüfung der Kategoriezuordnung für die Phasen MW und BK im Vergleich zur Phase EP hinsichtlich der Mindeststeifigkeiten

Probe	S <sub>min</sub> (-10 °C, 10 Hz)			S <sub>min</sub> (10 °C, 10 Hz)			S <sub>min</sub> (20 °C, 0,1 Hz)			
	EP	MW	BK	EP	MW	BK	EP	MW	BK	
Asphalttragschicht	1	Smin 25.000	✓	✓	Smin 17.000	✓	✓	Smin 2.800	✓	✓
	2	Smin 17.000	✓	✓	Smin 11.000	✓	✓	Smin 1.800	✓	✓
	3	Smin 17.000	✓	✓	Smin 11.000	✓	✓	Smin 2.200	✓	✓
	4	Smin 17.000	✓	✓	Smin 11.000	✓	✓	Smin 2.200	✓	✓
	5	Smin 25.000	✓	Smin21.000	Smin 17.000	✓	Smin14.000	Smin 4.500	✓	Smin3.600
	6	Smin 17.000	✓	✓	Smin 9.000	✓	✓	Smin 2.200	✓	✓
	7	Smin 25.000	✓	Smin21.000	Smin 17.000	✓	<b>Smin11.000</b>	Smin 4.500	✓	<b>Smin2.200</b>
	8	Smin 30.000	✓	Smin25.000	Smin 17.000	Smin14.000	✓	Smin 2.200	Smin1.800	✓
	9	Smin 25.000	Smin21.000	✓	Smin 11.000	✓	✓	Smin 2.200	✓	✓
	10	Smin 25.000	Smin21.000	Smin17.000	Smin 17.000	Smin14.000	Smin11.000	Smin 3.600	Smin2.800	<b>Smin1.500</b>
	11	Smin 30.000	Smin25.000	Smin25.000	Smin 17.000	Smin14.000	Smin14.000	Smin 2.200	✓	✓
	12	Smin 25.000	✓	✓	Smin 14.000	✓	✓	Smin 2.200	✓	✓
	13	Smin 25.000	✓	✓	Smin 14.000	✓	✓	Smin 1.800	✓	✓
	14	Smin 25.000	✓	✓	Smin 14.000	✓	✓	Smin 1.800	✓	✓
	15	Smin 30.000	Smin25.000	Smin25.000	Smin 21.000	Smin17.000	Smin17.000	Smin 5.500	Smin4.500	<b>Smin2.200</b>
	16	Smin 35.000	<b>Smin25.000</b>	Smin30.000	Smin 25.000	Smin21.000	Smin21.000	Smin 9.000	<b>Smin4.500</b>	<b>Smin4.500</b>
	17	Smin 30.000	Smin25.000	Smin25.000	Smin 21.000	Smin17.000	Smin17.000	Smin 5.500	<b>Smin2.200</b>	<b>Smin1.500</b>
	18	Smin 25.000	✓	✓	Smin 17.000	✓	✓	Smin 3.600	✓	✓
	19	Smin 30.000	Smin25.000	Smin25.000	Smin 21.000	✓	Smin17.000	Smin 3.600	✓	Smin2.800
	20	Smin 30.000	Smin21.000	Smin25.000	Smin 17.000	✓	✓	Smin 3.600	Smin2.800	<b>Smin2.200</b>
	21	Smin 21.000	✓	✓	Smin 17.000	✓	✓	Smin 4.500	✓	Smin3.600

**Legende:** ✓:Probe der Phase MW bzw. BK erfüllt die Mindeststeifigkeit der Kategorie gemäß Phase EP;  
**fett:** Kategoriezuordnung der Phase MW bzw. BK mindestens 2 Stufen schlechter als jene der Phase EP

Tab. 123: Fortsetzung

Zunächst sind die Kategorien der jeweiligen Probe der Phase EP angegeben. Für die drei betrachteten Prüfbedingungen sind in den folgenden Spalten jeweils die Ergebnisse der Überprüfung zusammengestellt. Falls die Steifigkeit in der Phase MW bzw. BK höher ist als die Kategorie der Phase EP, so ist die Mindeststeifigkeit erfüllt, gekennzeichnet durch „✓“.

Falls die Kategorie der Phase EP nicht erreicht wird, so sind die resultierenden Kategorien angegeben. Falls dabei mehr als eine Kategorie zwischen der Phase EP und jener der Phase MW bzw. BK liegen, ist die Kategorie in der Phase MW bzw. BK fett gedruckt.

Für die Asphaltdeckschichten ergeben sich für die Prüfbedingung (T= -10 °C, f= 10 Hz) bei insgesamt drei Strecken der Phase MW sowie 13 Strecken der Phase BK ungünstigere Kategoriezuordnungen als in der Phase EP. Bei drei Strecken der Phase BK wird dabei mindestens eine Kategorie übersprungen.

Für die Prüfbedingung (10 °C, 10 Hz) ergeben sich in der Phasen MW vier und in der Phase BK 13 ungünstigere Kategoriezuordnungen, davon sieben über mindestens zwei Kategorien hinweg.

Bei der Prüfbedingung (20 °C, 0,1 Hz) werden bei fünf Strecken in der Phase MW und bei 15 Strecken in der Phase BK ungünstigere Kategorien erreicht als in der Phase EP. In der Phase BK werden dabei von fünf Proben mehr als eine Kategorie übersprungen.

Für die Asphaltbinderproben werden bei der ersten Prüfbedingung (-10 °C, 10 Hz) jeweils acht Proben der Phasen MW und BK ungünstigeren Kategorien zugeordnet. Eine Probe der Phase MW sowie vier Proben der Phase BK überspringen dabei mindestens eine ganze Kategorie.

Bei der Prüfbedingung (10 °C, 10 Hz) werden bei sechs Proben der Phase MW und zehn Proben der Phase BK – davon bei vier Proben über mindestens



Probe	Ermüdungswiderstand			
	EP	MW	BK	
Asphaltbinderschicht	1	NMakro,min 5.700	✓	NMakro,min NR
	2	NMakro,min 7.800	NMakro,min 5.700	<b>NMakro,min NR</b>
	3	NMakro,min 10.700	✓	NMakro,min 7.800
	4	NMakro,min 7.800	✓	✓
	5	NMakro,min 7.800	✓	✓
	6	NMakro,min 10.700	✓	✓
	7	NMakro,min 21.000	<b>NMakro,min 10.700</b>	<b>NMakro,min 7.800</b>
	8	NMakro,min 10.700	✓	✓
	9	NMakro,min 14.500	NMakro,min 7.800	NMakro,min 10.700
	10	NMakro,min 14.500	✓	NMakro,min 10.700
	11	NMakro,min 7.800	NMakro,min 5.700	✓
	12	NMakro,min 7.800	✓	✓
	13	NMakro,min 10.700	✓	✓
	14	NMakro,min 7.800	✓	✓
	15	NMakro,min 10.700	✓	<b>NMakro,min 5.700</b>
	16	NMakro,min NR	✓	✓
	17	NMakro,min NR	✓	✓
	18	NMakro,min 7.800	✓	NMakro,min 5.700
	19	NMakro,min 10.700	✓	✓
	20	NMakro,min 10.700	✓	<b>NMakro,min 5.700</b>
	21	NMakro,min 14.500	<b>NMakro,min 5.700</b>	<b>NMakro,min NR</b>
Asphalttragschicht	1	NMakro,min NR	✓	✓
	2	NMakro,min NR	✓	✓
	3	NMakro,min,5.700	✓	✓
	4	NMakro,min,5.700	✓	✓
	5	NMakro,min NR	✓	✓
	6	NMakro,min,5.700	NMakro,min NR	✓
	7	NMakro,min,5.700	✓	NMakro,min NR
	8	NMakro,min NR	✓	✓
	9	NMakro,min NR	✓	✓
	10	NMakro,min,5.700	✓	NMakro,min NR
	11	NMakro,min NR	✓	✓
	12	NMakro,min,5.700	✓	✓
	13	NMakro,min NR	✓	✓
	14	NMakro,min NR	✓	✓
	15	NMakro,min NR	✓	✓
	16	NMakro,min NR	✓	✓
	17	NMakro,min NR	✓	✓
	18	NMakro,min,7.800	NMakro,min 5.700	<b>NMakro,min NR</b>
	19	NMakro,min,5.700	NMakro,min NR	✓
	20	NMakro,min NR	✓	✓
	21	NMakro,min,7.800	<b>NMakro,min NR</b>	NMakro,min 5.700

Tab. 124: Überprüfung der Kategoriezuordnung für die Phasen MW und BK im Vergleich zur Phase EP hinsichtlich des Ermüdungswiderstandes

eine Kategorie hinweg – ungünstigere Kategorien ermittelt als für die Phase EP.

Bei der dritten Prüfbedingung (20 °C, 0,1 Hz) treten sieben ungünstigere Kategorieeinteilungen in der Phase MW und 15 in der Phase BK auf. Davon überspringen zwei Proben der Phase MW sowie elf Proben der Phase BK mindestens eine ganze Kategorie.

Für die Asphalttragschichtproben ergeben sich bei -10 °C und 10 Hz acht Abweichungen in der Phase MW und zehn in der Phase BK. Eine Probe der Phase MW überspringt dabei eine ganze Kategorie.

Bei der Prüfbedingung (10 °C, 10 Hz) werden bei sechs Proben der Phase MW und neun Proben der Phase BK – davon bei einer Probe über mindestens eine Kategorie hinweg – ungünstigere Kategorien ermittelt als für die Phase EP.

Bei Prüfbedingung (20 °C, 0,1 Hz) werden in der Phase BK neun und in der Phase MW sechs Abweichungen identifiziert. Davon überspringen zwei Proben in der Phase MW und sechs Proben in der Phase BK mindestens eine ganze Kategorie.

Hinsichtlich der Mindeststeifigkeitskategorien verbleiben nur wenige Asphaltproben, bei denen sowohl in den Phasen MW und BK dieselbe oder günstigere Kategorien erreicht werden wie in der Phase EP. Lediglich eine Asphaltdeckschicht (Strecke 13), fünf Asphaltbinder (Strecken 4, 5, 7, 8, 13) und neun Asphalttragschichten (Strecken 1 bis 4, 6, 12 bis 14, 18) würden dabei alle Steifigkeitsanforderungen erfüllen.

Dabei wirken sich insbesondere die bei 20 °C und 0,1 Hz erfassten Steifigkeiten aus. Ursächlich dafür können zu geringe Kategorieerweiterungen sein, welche der Prüfpräzision nicht gerecht werden (vgl. Kapitel 9.2.1).

Insgesamt unterscheiden sich die Proben der Phase BK hinsichtlich der Steifigkeit stärker von der Phase EP als die Proben der Phase MW. Insbesondere starke Abweichungen über eine ganze Kategorie hinweg treten in der Phase BK für alle Prüfbedingungen und Asphalttschichten insgesamt 41 mal

Probe	Kälterisswiderstand			
	EP	MW	BK	
Asphaltdeckschichten	1	TSRSTmax-25,0	TSRSTmax-22,5	<b>TSRSTmax -20,0</b>
	2	TSRSTmax-27,5	<b>TSRSTmax-22,5</b>	TSRSTmax -25,0
	3	TSRSTmax-27,5	TSRSTmax-25,0	✓
	4	TSRSTmax-25,0	✓	✓
	5	TSRSTmax-25,0	TSRSTmax-22,5	TSRSTmax -22,5
	6	TSRSTmax-27,5	TSRSTmax-25,0	✓
	7	TSRSTmax-25,0	✓	✓
	8	TSRSTmax-25,0	✓	✓
	9	TSRSTmax-25,0	✓	TSRSTmax -22,5
	10	TSRSTmax-22,5	✓	✓
	11	TSRSTmax-22,5	✓	✓
	12	TSRSTmax-25,0	✓	✓
	13	TSRSTmax-25,0	<b>TSRSTmax-20,0</b>	<b>TSRSTmax -20,0</b>
	14	TSRSTmax-22,5	<b>TSRSTmax-17,5</b>	✓
	15	TSRSTmax-17,5	TSRSTmax-15,0	✓
	16	TSRSTmax-20,0	<b>TSRSTmax-15,0</b>	TSRSTmax -17,5
	17	TSRSTmax-22,5	✓	✓
	18	TSRSTmax-25,0	<b>TSRSTmax-20,0</b>	<b>TSRSTmax -20,0</b>
	19	TSRSTmax-25,0	<b>TSRSTmax-20,0</b>	TSRSTmax -22,5
	20	TSRSTmax-17,5	✓	✓
	21	TSRSTmax-27,5	TSRSTmax-25,0	TSRSTmax -25,0
Asphaltbinderschicht	1	TSRSTmax-25,0	<b>TSRSTmax-20,0</b>	TSRSTmax -22,5
	2	TSRSTmax-27,5	<b>TSRSTmax-22,5</b>	✓
	3	TSRSTmax-27,5	✓	✓
	4	TSRSTmax-25,0	✓	✓
	5	TSRSTmax-25,0	✓	✓
	6	TSRSTmax-25,0	✓	✓
	7	TSRSTmax-27,5	<b>TSRSTmax-22,5</b>	<b>TSRSTmax -22,5</b>
	8	TSRSTmax-30,0	<b>TSRSTmax-15,0</b>	<b>TSRSTmax -22,5</b>
	9	TSRSTmax-22,5	✓	✓
	10	TSRSTmax-22,5	✓	✓
	11	TSRSTmax-17,5	✓	✓
	12	TSRSTmax-20,0	✓	✓
	13	TSRSTmax-22,5	TSRSTmax-20,0	✓
	14	TSRSTmax-20,0	✓	✓
	15	TSRSTmax-22,5	TSRSTmax-20,0	TSRSTmax -20,0
	16	TSRSTmax-22,5	TSRSTmax-20,0	✓
	17	TSRSTmax-25,0	<b>TSRSTmax-20,0</b>	TSRSTmax -22,5
	18	TSRSTmax-17,5	TSRSTmax-15,0	✓
	19	TSRSTmax-30,0	<b>TSRSTmax-22,5</b>	<b>TSRSTmax -22,5</b>
	20	TSRSTmax-17,5	✓	✓
	21	TSRSTmax-20,0	TSRSTmax-17,5	✓

Tab. 125: Überprüfung der Kategoriezuordnung für die Phasen MW und BK im Vergleich zur Phase EP hinsichtlich des Kälterisswiderstandes

Probe	Kälterisswiderstand			
	EP	MW	BK	
Asphalttragschicht	1	TSRSTmax-22,5	✓	✓
	2	TSRSTmax-22,5	✓	✓
	3	TSRSTmax-22,5	✓	✓
	4	TSRSTmax-22,5	✓	✓
	5	TSRSTmax-25,0	TSRSTmax-22,5	✓
	6	TSRSTmax-25,0	✓	✓
	7	TSRSTmax-27,5	TSRSTmax-25,0	✓
	8	TSRSTmax-20,0	✓	✓
	9	TSRSTmax-30,0	TSRSTmax-27,5	<b>TSRSTmax -22,5</b>
	10	TSRSTmax-15,0	✓	✓
	11	TSRSTmax-20,0	✓	✓
	12	TSRSTmax-20,0	✓	✓
	13	TSRSTmax-25,0	<b>TSRSTmax-20,0</b>	<b>TSRSTmax -20,0</b>
	14	TSRSTmax-20,0	TSRSTmax-17,5	✓
	15	TSRSTmax-17,5	✓	✓
	16	TSRSTmax-17,5	✓	TSRSTmax -15,0
	17	TSRSTmax-20,0	TSRSTmax-17,5	✓
	18	TSRSTmax-17,5	TSRSTmax-15,0	✓
	19	TSRSTmax-25,0	<b>TSRSTmax-20,0</b>	TSRSTmax -22,5
	20	TSRSTmax-22,5	TSRSTmax-20,0	✓
	21	TSRSTmax-22,5	<b>TSRSTmax-15,0</b>	TSRSTmax -20,0

Tab. 125: Fortsetzung

auf, während bei der Phase MW dies bei sechs Proben der Fall ist.

### 11.2.3 Überprüfung der Kategorieeinteilungen hinsichtlich des Ermüdungswiderstandes

Zur Überprüfung des Ermüdungswiderstandes können Spaltzug-Schwellversuche an aus dem großtechnisch hergestellten und an die Baustelle angelieferten Asphaltmischgut (Phase MW) sowie an Bohrkernproben (Phase BK) durchgeführt werden. Das Ergebnis der Überprüfung der jeweils 21 Asphalttrag- und Asphaltbinderschichten, ob die Prüfungen in den Phasen MW und BK zu den gleichen Kategorie-Einteilungen führen, wie gemäß Phase EP erwartet, ist in Tabelle 124 zusammengestellt.

Für die Asphaltbinder werden in der Phase MW fünf Proben in eine ungünstigere Kategorie eingeteilt als in Phase EP. Für die Phase BK ergeben sich zehn ungünstigere Einteilungen. Für die Asphaltbinder der Strecken 2, 7, 15, 20 und 21 wird dabei jeweils eine Kategoriegrenze übersprungen.

Für die Asphalttragschichten ergeben sich in der Phase MW und in der Phase BK jeweils vier Einteilungen in die jeweils nächst ungünstigere Kategorie, welche auf schlechteres Ermüdungsverhalten hindeuten. Bei jeweils einer Strecke erfolgt dabei eine um mindestens zwei Stufen geringere Kategorieeinteilung.

**11.2.4 Überprüfung des Kälterisswiderstandes**

Die Ergebnisse der Kategorie-Zuordnungen der Proben in den Phase MW und BK im Vergleich zu der Kategorie der Phase EP hinsichtlich des Kälterisswiderstandes sind in Tabelle 125 zusammengestellt.

Bei den Asphaltdeckschichten werden für die Phase MW bei zwölf, für die Phase BK bei neun Proben ungünstigere Kategorien erreicht als in der Phase EP. Bei sechs Proben der Phase MW und drei Proben der Phase BK wird dabei mindestens eine Kategorie übersprungen.

Bei den Asphaltbinderschichten liegen elf unterschrittene Kategorien für die Phase MW und sechs für die Phase BK vor. Bei sechs Proben der Phase MW und drei Proben der Phase BK wird dabei wenigstens eine Kategorie übersprungen.

Insgesamt zehn Asphalttragschichten der Phase MW und fünf der Phase BK werden in mindestens die nächst ungünstigere Kategorie des Kälterisswiderstandes eingeteilt als die Probe der Phase EP. Bei drei Proben der Phase MW und zwei Proben der Phase BK wird dabei mindestens eine Kategorie übersprungen.

**11.2.5 Überprüfung der Verformungswiderstands-Kategorieeinteilungen**

Für die Kategoriezuordnungen anhand der Ergebnisse des einaxialen Druck-Schwellversuches ergibt sich eine große Zahl an Abweichungen in der Phase BK im Vergleich zur Phase EP. 18 der Asphaltdeckschichten und zwölf Proben der Asphaltbinderschichten der Phase BK erfahren eine bis auf eine Ausnahme um mehrere Stufen ungünstigere Kategorieeinteilung im Vergleich zu der Phase EP.

Probe		Verformungswiderstand		
		EP	MW	BK
Asphaltdeckschicht	1	fc 0,4	✓	fc 4,0
	2	fc 0,8	fc 1,6	fc 10,0
	3	fc 0,2	fc 0,6	fc 0,6
	4	fc 0,4	fc 0,6	fc 1,6
	5	fc 0,8	✓	✓
	6	fc 6,0	fc NR	fc NR
	7	fc 0,4	fc 0,6	fc 8,0
	8	fc 0,2	✓	fc 1,6
	9	fc 0,2	✓	fc 6,0
	10	fc 0,4	✓	fc 12,0
	11	fc 0,4	✓	fc 6,0
	12	fc 0,2	fc 0,6	fc 4,0
	13	fc 0,4	fc 1,2	fc NR
	14	fc 0,4	fc 1,4	fc 4,0
	15	fc 2,0	✓	fc 4,0
	16	fc 0,6	✓	✓
	17	fc 0,6	✓	fc 2,0
	18	fc 0,4	✓	fc 4,0
	19	fc 0,4	✓	fc 1,6
	20	fc 0,6	✓	fc 6,0
	21	fc 12,0	✓	✓
Asphaltbinderschicht	1	fc 4,0	✓	fc 14,0
	2	fc 1,4	fc 4,0	fc 8,0
	3	fc 2,0	✓	✓
	4	fc 4,0	✓	✓
	5	fc 4,0	✓	✓
	6	fc 0,6	✓	fc 1,4
	7	fc 0,4	✓	fc 4,0
	8	fc 1,0	✓	fc 2,0
	9	fc 4,0	✓	✓
	10	fc 0,8	fc 4,0	fc 6,0
	11	fc 0,4	fc 2,0	fc 6,0
	12	fc 0,8	fc 1,4	fc 2,0
	13	fc 0,8	fc 1,0	✓
	14	fc 0,4	fc 0,6	fc 1,0
	15	fc 0,4	✓	✓
	16	fc 0,6	fc 4,0	fc 4,0
	17	fc 4,0	✓	✓
	18	fc 0,2	fc 0,4	✓
	19	fc 0,4	✓	fc 0,6
	20	fc 0,4	fc 1,0	fc 1,4
	21	fc 0,4	✓	✓

Tab. 126: Überprüfung der Kategoriezuordnung für die Phasen MW und BK im Vergleich zur Phase EP hinsichtlich des Verformungswiderstandes

Probe	Griffigkeit			
	EP	MW	BK	
Asphaltdeckschicht	1	FAP 0,32	FAP 0,30	✓
	2	FAP 0,30	FAP 0,25	✓
	3	FAP 0,32	<b>FAP 0,25</b>	✓
	4	FAP 0,32	FAP 0,30	FAP 0,30
	5	FAP 0,32	FAP 0,30	✓
	6	FAP 0,32	✓	✓
	7	FAP 0,34	<b>FAP 0,25</b>	FAP 0,32
	8	FAP 0,25	✓	✓
	9	FAP 0,30	FAP 0,25	✓
	10	FAP 0,32	✓	FAP 0,30
	11	FAP 0,25	✓	✓
	12	FAP 0,25	✓	✓
	13	FAP 0,25	FAP 0,20	✓
	14	FAP 0,25	✓	✓
	15	FAP 0,25	✓	✓
	16	FAP 0,20	✓	✓
	17	FAP 0,20	✓	✓
	18	FAP 0,25	✓	✓
	19	FAP 0,25	✓	✓
	20	FAP 0,25	✓	✓
	21	FAP 0,25	✓	✓

**Tab. 127:** Überprüfung der Kategoriezuordnung für die Phasen MW und BK im Vergleich zur Phase EP hinsichtlich der Griffigkeit

Hier zeigt sich deutlich die Auswirkung der Laborverdichtung (Phase EP und MW) im Vergleich zur Verdichtung in situ (Phase BK) (vgl. Kapitel 7.5).

Für die Phase MW stehen diesen hohen Anteilen abweichender Phasen acht Asphaltdeck- und neun Asphaltbinderschichten gegenüber, für welche eine ungünstigere Kategorie-Einteilung im Vergleich zur Phase EP erfolgt. Bis auf fünf Fälle betrifft diese Abweichung mehr als eine ganze Kategorie.

Aufgrund des großen Einflusses der Probenverdichtung auf das Ergebnis des einaxialen Druck-Schwellversuchs sollten vertragliche Anforderungen hinsichtlich des Verformungswiderstandes lediglich an Probekörpern überprüft werden, welche – ebenso wie Proben der Phase EP – im Labor verdichtet wurden.

### 11.2.6 Überprüfung der Griffigkeits-Kategorieeinteilungen

Die Ergebnisse der Überprüfung der Griffigkeitskategorien für die Asphaltdeckschichten der Phasen MW und BK sind in Tabelle 127 zusammengestellt. Bei acht Proben der Phase MW sowie drei Proben der Phase BK werden geringere Reibbeiwerte gemessen, welche zu einer ungünstigeren Kategorie-Einteilung im Vergleich zur Phase EP führen.

Bei zwei Werten der Phase MW werden mehrere Kategorien übersprungen.

### 11.2.7 Zusammenfassende Bewertung der Überprüfung der Performance-Eigenschaften

Bei einigen Performance-Eigenschaften wurden zahlreiche Abweichungen der Kategorieeinteilungen der Phasen MW bzw. BK im Vergleich zur Phase EP identifiziert. Das führt dazu, dass – alle Performance-Eigenschaften als Anforderungen zusammengefasst – lediglich ein Asphaltbinder (Strecke 4) sowie fünf Asphalttragschichten (Strecken 1 bis 4 sowie 12) sowohl in den Phasen MW als auch in den Phasen BK die Anforderungskategorien der Phase EP erreichen.

Dieses Ergebnis zeigt klar auf, dass das hier zunächst angewendete Bewertungssystem nicht praxistauglich ist.

Wird in den verschiedenen Eigenschaften eine Einteilung der Proben aus den Phasen EP und BK in die nächst ungünstigere Kategorie noch als zulässig gewertet (z.B. weil bereits in der Phase EP eine entsprechende Reserve zur ausgeschriebenen Kategorie eingeplant wurde), so erreichen noch immer nur wenige Proben die geforderten Kategorien:

- Asphaltdeckschicht: Strecken 5, 8 und 11
- Asphaltbinder: Strecken 4, 5, 13 und 18
- Asphalttragschicht: Strecken 1 bis 6, 8, 12 und 14

Hierbei wurden die Abweichungen der Phase BK hinsichtlich des Verformungswiderstandes nicht gewertet.

Eine weitere Differenzierung der Abweichungen kann durch die getrennte Betrachtung der Phasen MW und BK erfolgen. Die Ergebnisse der Phase MW liegen in der Verantwortung des Asphaltmischgutherstellers, während Abweichungen, welche nur die Phase BK betreffen, in der Verantwortung der Einbaufirma liegen.

Bei der Einzelbetrachtung der Proben in der Phase MW ergeben sich bei zehn Asphaltdeckschichten, bei zehn Asphaltbindern sowie fünf Asphalttragschichten Abweichungen in mindestens einer der betrachteten Performance-Eigenschaften um mehr als eine Kategoriestufe im Vergleich zu der Probe in der Phase EP.

Für die Phase BK ergeben sich bei 13 Asphaltdeckschichten, 14 Asphaltbindern und neun Asphalttragschichten Abweichungen über mindestens eine Kategorie hinweg im Vergleich zur Phase EP in mindestens einer Performance-Eigenschaft. Hierbei wurde der Verformungswiderstand nicht berücksichtigt.

Bei acht Asphaltdeckschichten, sechs Asphaltbindern und fünf Asphalttragschichten liegen lediglich Abweichungen um mehr als eine Kategorie in der Phase BK vor, während die Phase MW unauffällig ist. Für diese Strecken kann die Abweichung möglicherweise infolge unzureichender Verdichtung oder Entmischungseffekte auf Abweichungen während des Einbauprozesses zurückgeführt werden, welche in der Verantwortung der Einbaufirma liegen. Andererseits werden bei zwei Asphaltbindern sowie einer Asphalttragschicht die Anforderungen an die gegenüber der Phase EP nächstungünstigeren Kategorie in der Phase BK erreicht, während die Phase MW darüber hinausreichende Abweichungen aufweist. Diese Beispiele sollen zeigen, dass die Überprüfung der Performance-Eigenschaften in den Phasen MW und BK eine differenzierte Zuordnung möglicher Abweichungen zur Erstprüfung zu Ursachen in der Asphaltmischgutherstellung oder Einbau und Verdichtung ermöglichen können.

### 11.2.8 Fazit

Die Prüfung der Performance-Eigenschaften in den Phasen MW und BK im Vergleich zur Phase EP hat gezeigt, dass grundsätzlich vertraglich geforderte

Performance-Eigenschaften in Kontrollprüfungen überprüft werden können. Im Rahmen dieses Projektes konnte kein Zusammenhang zwischen den Abweichungen der konventionellen Asphalteeigenschaften und den Abweichungen der Performance-Eigenschaften identifiziert werden. Um daher eine vertragliche Prüfung differenziert nach Verantwortungsbereichen des Asphaltherstellers und der Einbaufirma zu ermöglichen, sind gestellte Anforderungen sowohl an Asphaltmischgutproben als auch an Bohrkernproben zu überprüfen. Ein Konzept wurde anhand der hier vorliegenden Daten vorgeschlagen. Vor der Umsetzung und Anwendung in Bauverträgen sind jedoch noch folgende Aspekte zu untersuchen:

- Für die anzuwendenden Kategorieeinteilungen müssen die Präzisionen der Prüfverfahren besser erfasst werden.
- Insbesondere für die Mindeststeifigkeit sowie den Kälterisswiderstand weisen zahlreiche Asphaltproben große Unterschiede zwischen den Phasen auf. Dies ist bei der Umsetzung des Anforderungskonzeptes auch in Verbindung mit der Prüfpräzision zu berücksichtigen.
- Nach Neufestlegung bzw. Auswahl geeigneter Anforderungskategorien anhand der Prüfpräzision kann das hier zusammengestellte Datenmaterial neu analysiert werden, um die Anwendbarkeit im Rahmen von Performance-Kontrollen zu prüfen.
- Die großen Abweichungen des an Bohrkernproben sowie an Laborproben bestimmten Verformungswiderstandes macht eine Überprüfung dieser Performance-Eigenschaft unter Verwendung des einaxialen Druck-Schwellversuchs an Bohrkernproben unmöglich.
- Die ebenfalls bei den anderen Performane-Eigenschaften festgestellten Unterschiede der Phasen MW und BK deuten auf einen Untersuchungsbedarf hinsichtlich der laborpraktischen Simulation realer Asphaltverdichtung hin.



## 11.3 Modifikation des Sicherheitskonzeptes

### 11.3.1 Stufen des Sicherheitskonzeptes

Die rechnerische Dimensionierung ist ein Verfahren zur Festlegung von Schichtdicken einer Asphaltbefestigung in Abhängigkeit von den örtlichen Gegebenheiten bezüglich Wetter/Klima und Verkehr sowie der Eigenschaften der eingesetzten Materialien. Um das Ergebnis dieser Berechnung abzusichern, sind an verschiedenen Stellen Sicherheitsbetrachtungen erforderlich und zum Teil bereits umgesetzt.

Zunächst ist das Dimensionierungsergebnis des Berechnungsmodells an die tatsächlichen Gegebenheiten und die erwartete Nutzungsdauer der Befestigung in der Realität anzubinden. Dies ist in den RDO Asphalt durch die Definition von Kalibrierasphalten erfolgt, mit denen die Befestigungen der RStO nachgerechnet wurden. Die bauweisspezifischen Sicherheitsfaktoren sowie der Shift-Faktor sollen sicherstellen, dass das ermittelte Dimensionierungsergebnis zu vergleichbaren Aussagen hinsichtlich der angestrebten Nutzungsdauer kommt wie der bisherige, in den RStO niedergeschriebene Erfahrungshintergrund.

Die große Anzahl der im Rahmen dieses Projektes geprüften Asphaltvarianten erlaubt eine vergleichende Bewertung zum Niveau des bisher eingesetzten Kalibrierasphaltes.

Bisher nicht im Sicherheitskonzept der RDO berücksichtigt ist die Anwendung des Berechnungsverfahrens im Rahmen der bauvertraglichen Abwicklung. Für die Überprüfung von Anforderungswerten (z.B. im Rahmen der Kontrollprüfung) sind in den ZTV Asphalt-StB Toleranzen genannt, welche die zufällig auftretenden Abweichungen (z.B. infolge Streuungen der eingesetzten Prüfverfahren) zwischen den Werten des konzeptionierten Baustoffes (Phase EP) sowie den eingebauten Baustoffen (Phase MW bzw. BK) berücksichtigen.

In diesem Sinne wird im Folgenden untersucht, ob für die Anwendung der RDO im konventionellen Bauvertrag entsprechende, aus den erfassten di-

mensionierungsrelevanten Materialparametern bzw. aus dem Ergebnis der Dimensionierungsrechnung, vergleichbare Toleranzen abgeleitet werden können.

### 11.3.2 Diskussion des Kalibrierasphaltes

Das bisher in den RDO Asphalt angewendete Sicherheitskonzept basiert auf den Materialeigenschaften eines Kalibrierasphaltes, der in der Anfangsphase der RDO festgelegt wurde. Unter Verwendung dieses Kalibrierasphaltes wurden Befestigungen der Tafel 1 der RStO nachgerechnet und so von der Bauweise abhängende Sicherheitsbeiwerte bestimmt.

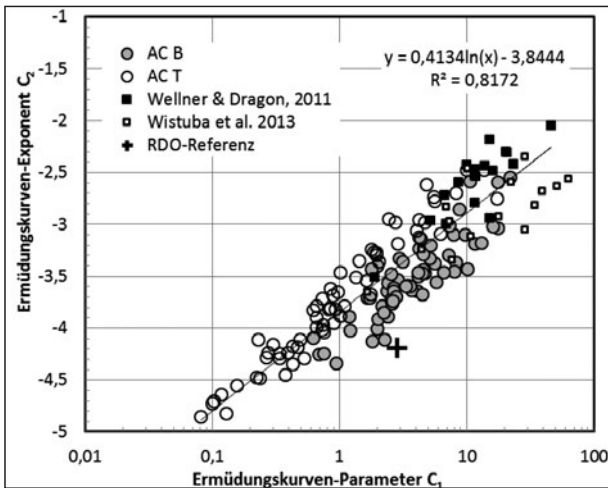
Wie der Zusammenstellung der Parameter der Ermüdungsfunktionen aller geprüften Asphalttrag- und Asphaltbinderschichtvarianten in Tabelle 43 (Kapitel 7.3) zu entnehmen ist, variieren die Parameter C1 zwischen 0,08 und 21,9 und die Parameter C2 zwischen -4,9 und -2,5. Die Wertepaare aller Parameter, der hier untersuchten Asphaltarten AC B und AC T, sind in Bild 118 eingezeichnet. Zusätzlich sind Vergleichswerte aus zwei weiteren Forschungsprojekten [WISTUBA et al., 2013; WELLNER & DRAGON, 2011] sowie die Lage der Parameter des RDO-Referenzasphaltes dargestellt.

Das ergänzend eingezeichnete Wertepaar des RDO-Referenzasphaltes liegt am unteren Rand der Punktwolke. Dies bestätigt das in Kapitel 7.3 bei der Darstellung aller in der Phase EP bestimmten Ermüdungsfunktionen (Kapitel 7.3, Bild 54 und Bild 60) bereits festgestellte, außerordentlich gute Ermüdungsverhalten des RDO-Referenzasphaltes.

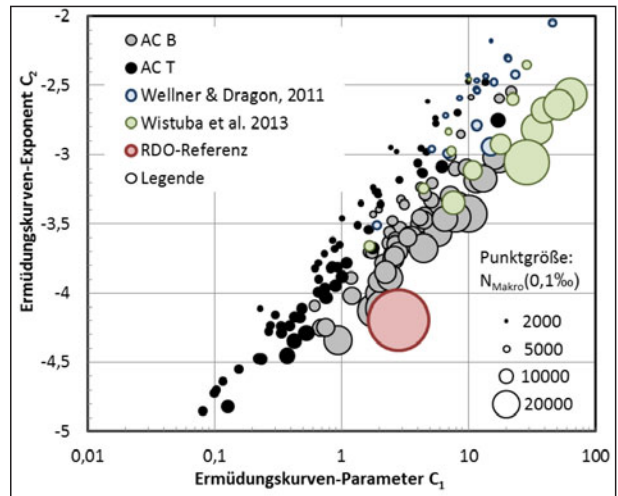
Hinsichtlich des Steifigkeitsmoduls weist der RDO-Kalibrierasphalt hingegen Werte im unteren Mittelfeld auf.

Insgesamt ist daher zu prüfen, in welchem Maße der in den RDO implementierte Kalibrierasphalt den Eigenschaften tatsächlich eingesetzter Asphalte entspricht.

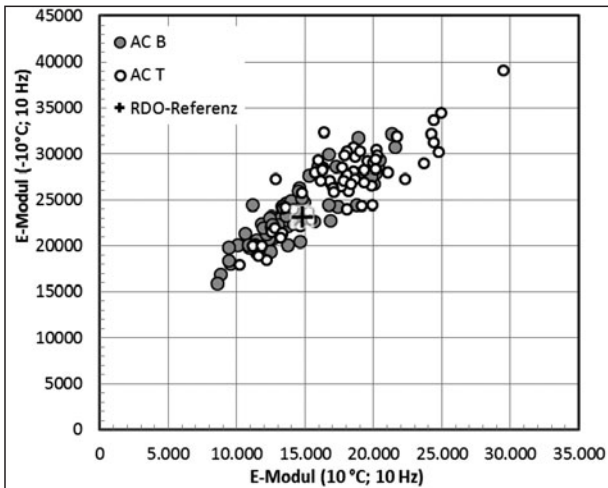
Um einzuschätzen, welche Lage der Wertepaare  $\{C_1, C_2\}$  ein günstiges Ermüdungsverhalten repräsentiert, sind in Bild 121 als weitere Information die Punktgrößen, anhand der bei einer Dehnung von



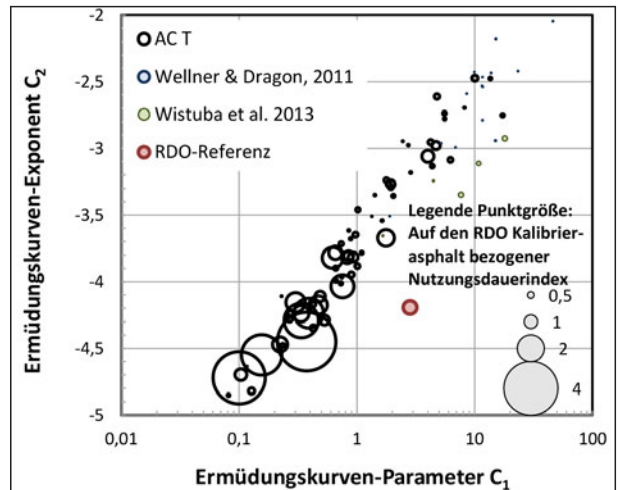
**Bild 118:** Zusammenstellung der ermittelten Ermüdungskurven-Parameter und Vergleich mit Referenzwerten



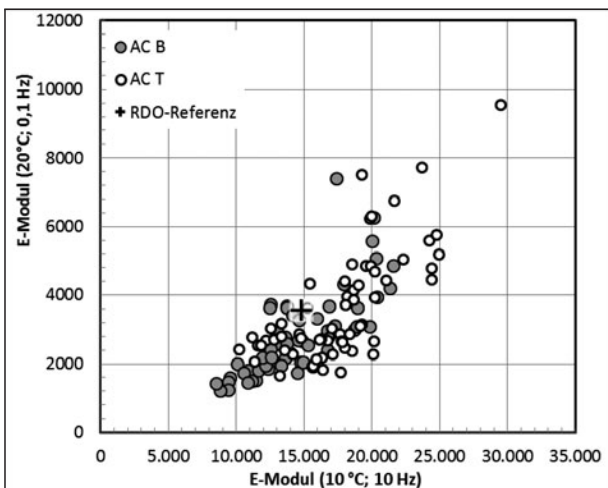
**Bild 121:** Zusammenhang zwischen den Ermüdungskurven-Parametern  $C_1$ ,  $C_2$  und der bei einer Dehnung von 0,1% ertragbaren Lastwechselzahl – repräsentiert durch den Punktdurchmesser



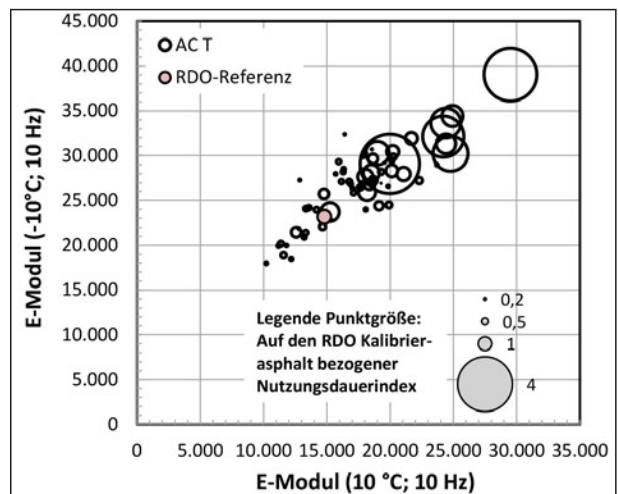
**Bild 119:** Zusammenstellung der ermittelten Steifigkeiten (10 °C, 10 Hz und -10 °C, 10 Hz) im Vergleich zu den Werten des RDO-Kalibrierasphaltes



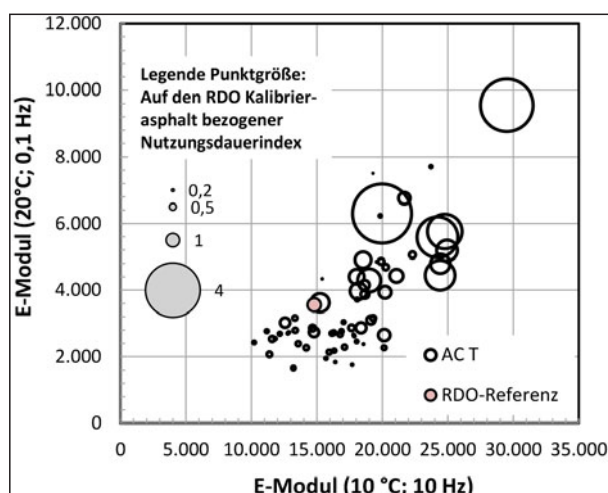
**Bild 122:** Zusammenhang zwischen der Ermüdungskurven-Parametern  $C_1$ ,  $C_2$  und dem Nutzungsdauerindex als Kennwert für die theoretische Nutzungsdauer in Bezug zum einheitlich betrachteten RDO-Kalibrierasphalt



**Bild 120:** Zusammenstellung der ermittelten Steifigkeiten (10 °C, 10 Hz und 20 °C, 0,1 Hz) im Vergleich zu den Werten des RDO-Kalibrierasphaltes



**Bild 123:** Zusammenhang zwischen dem E-Modul der Asphalttragschicht bei mittlerer und tiefer Temperatur und dem Kehrwert des Nutzungsdauerindex



**Bild 124:** Zusammenhang zwischen dem E-Modul der Asphalttragschicht bei mittlerer und hoher Temperatur und dem Kehrwert dem Nutzungsdauerindex

0,1 %o ertragbaren Lastwechselzahlen, variiert dargestellt. Je größer der Punktdurchmesser an der Position  $\{C_1; C_2\}$  im Koordinatensystem ist, desto höher ist die bei der Dehnung von 0,1 %o ertragbare Lastwechselzahl.

Je weiter rechts und unten das Wertepaar  $\{C_1, C_2\}$  im Diagramm positioniert ist, desto höher ist der Ermüdungswiderstand einzuschätzen.

Das Ergebnis der Dimensionierungsrechnung hängt jedoch nicht von der bei einer bestimmten Dehnung ertragbaren Lastwechselzahl ab, sondern von einer Vielzahl sich gegenseitig beeinflussender Material- (Steifigkeit, Ermüdungswiderstand) sowie Streckenparameter (u. a. Schichtaufbau, Temperaturbedingungen, Verkehrsbeanspruchung).

Im Rahmen der Berechnung zur Abschätzung der Nutzungsdauer (vgl. Kapitel 10) wurden für 21 verschiedene Strecken mit jeweils drei Asphalt-Kombinationen entsprechend der Phasen EP, MW und BK sowie jeweils unter Nutzung des RDO-Kalibrierasphaltes Dimensionierungsrechnungen durchgeführt. Ein Vergleich der verschiedenen Asphalttragschichten hinsichtlich der Auswirkungen einzelner Materialparameter kann daher nur durch den relativen Vergleich zum Ergebnis des RDO-Kalibrierasphaltes erfolgen. Dieser Vergleich liegt in Kapitel 10.3 mit dem Ermüdungsindex vor.

Zur Beurteilung, welche Materialeigenschaften hinsichtlich des Ermüdungswiderstandes sowie der

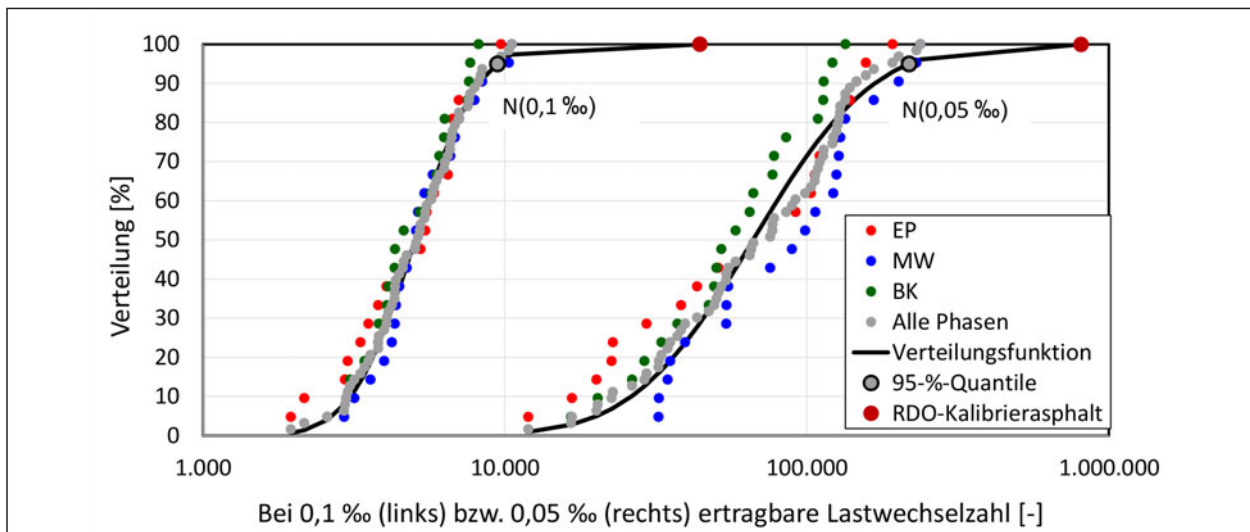
Steifigkeit vorteilhaft für die Ergebnisse der rechnerischen Dimensionierung sind, wird der „Nutzungsdauerindex“ verwendet, welcher die relative Nutzungsdauer der untersuchten Asphaltkombination einer Strecke in Bezug zu der berechneten Nutzungsdauer bei Verwendung des RDO-Kalibrierasphaltes darstellt. Der Nutzungsdauerindex ist somit der Kehrwert des in Kapitel 10.3 berechneten Ermüdungsindexes.

Bild 122 zeigt den in der Dimensionierungsrechnung ermittelten Nutzungsdauerindex als Punktgröße für die Ermüdungskurve n-Parameter an. Ein Nutzungsdauerindex von 1 bedeutet, dass die anhand der Kombinationen aus Asphaltdeck-, Asphaltbinder- und Asphalttragschicht für eine bestimmte Strecke in der identischen theoretischen Lebensdauer resultiert wie die Berechnung unter Verwendung der Materialparameter des RDO-Kalibrierasphaltes. Ein kleinerer Nutzungsdauerindex bedeutet eine geringere Nutzungsdauer im Vergleich zur RDO-Asphalt.

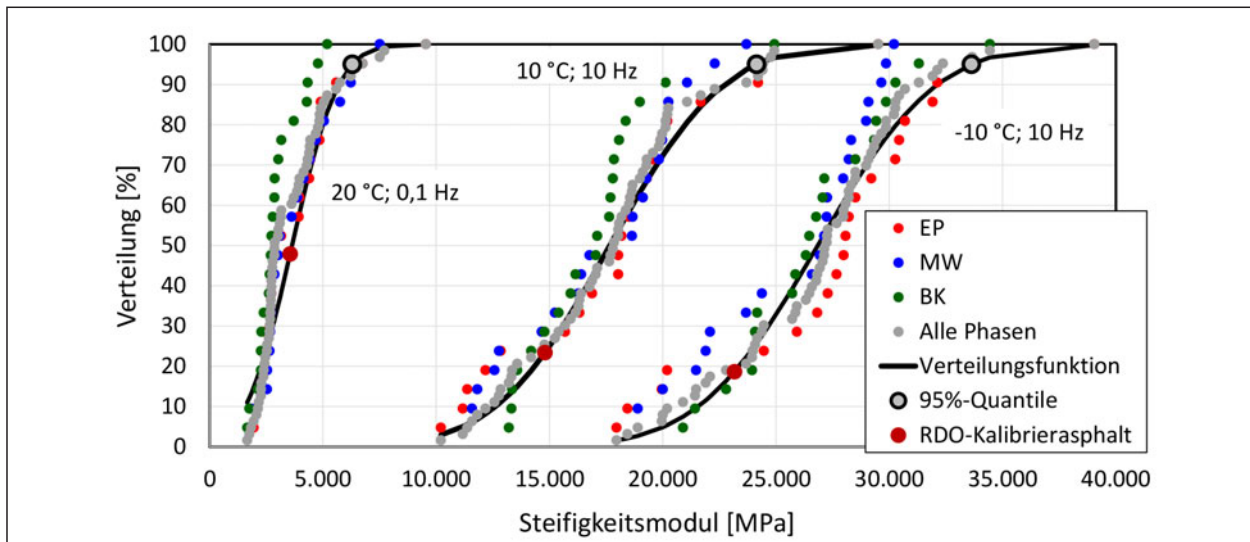
Tendenziell führen Kombinationen aus kleinen Parametern  $C_1$  und kleinen Parametern  $C_2$  zu vergleichsweise hohen Nutzungsdauerindizes. Jedoch wird dieser Zusammenhang durch zahlreiche weitere Eigenschaften beeinflusst, sodass im Bereich einzelner Parameterkombinationen mit hohem Nutzungsdauerindex auch Strecken liegen, die deutlich geringere Indizes aufweisen.

Die Steifigkeitsmoduln der Asphaltmaterialien beeinflussen den Betrag der berechneten horizontalen Dehnung an der Unterseite der Asphalttragschicht, welche in die Ermüdungsfunktion zur Berechnung der ertragbaren Lastwechselzahl einfließt. Je höher die Schichtsteifigkeiten sind, desto geringer sind die auftretenden Dehnungen und desto höher wird die Anzahl der ertragbaren Lastwechselzahlen.

In Bild 123 und Bild 124 sind die erreichten Nutzungsdauerindizes den Steifigkeitskombinationen der Asphalttragschicht zugeordnet. Auch hier wird die Tendenz deutlich, dass ein Anstieg der Steifigkeit der Asphalttragschicht zu einer Erhöhung der theoretischen Nutzungsdauer und damit zu einem höheren Nutzungsdauerindex führt.



**Bild 125:** Verteilungsfunktionen der an den Asphalttragschicht-Proben in den Phasen EP, MW und BK erfassten in Spaltzug-Schwellversuchen ertragbaren Lastwechselzahlen für die Dehnungen 0,1 ‰ (links) und 0,05 ‰ (rechts)



**Bild 126:** Verteilungsfunktionen der bei 20 °C, 0,1 Hz (links); bei 10 °C, 10 Hz (mitte) und -10 °C, 10 Hz (rechts) bestimmten E-Modul und Ableitung der entsprechenden 95 %-Quantilwerte

Die hier beschriebenen Zusammenhänge können bei der Überprüfung bzw. Fortschreibung des RDO-Kalibrierasphaltes genutzt werden. Der RDO-Kalibrierasphalt sollte den Materialparametern realer Asphalttragschichten entsprechen.

Dazu können die Verteilungen der an den Asphalttragschichtvarianten ermittelten dimensionierungsrelevanten Materialparameter genutzt werden.

In Bild 125 sind die Verteilungsfunktionen der für die untersuchten Asphalttragschichtvarianten erfassten ertragbaren Lastwechselzahlen für die Dehnungen 0,1 und 0,05 ‰ dargestellt. Trotz erkennbarer Unterschiede zwischen den Verteilungen der Last-

wechselzahlen der einzelnen Phasen wurden für die Ableitung von Verteilungsfunktionen die in den drei Phasen ermittelten Werte jeweils gemeinsam betrachtet. Durch die Erweiterung der Lastwechselzahlen in logarithmierter Form (nicht dargestellt) kann eine Verteilungsfunktion bestimmt werden. In logarithmierter Form entspricht dies einer Normalverteilung, welche die Berechnung der 95 %-Quantilwerte erlaubt.

Die Verteilungen der in Spaltzug-Schwellversuchen festgestellten Steifigkeiten der Asphalttragschichten in den Phasen EP, MW und BK bei den Prüfbedingungen, die auch zur Kategoriebildung herangezogen wurden, sind in Bild 126 dargestellt. Die rela-



tiv geringen Abweichungen zwischen den drei betrachteten Phasen erlauben eine zusammenfassende Berechnung der Verteilungsfunktion für die jeweilige Prüfbedingung. Die als graue Punkte dargestellten Verteilungen können gut mit Normalverteilungen beschrieben werden, anhand derer auch die 95 %-Quantilwerte berechnet werden können. Diese repräsentieren eine Asphalttragschicht mit hohem Steifigkeitsmodul.

Die Ergebnisse dieser statistischen Betrachtungen für den Ermüdungswiderstand und die dimensionierungsrelevanten Steifigkeitsmoduln sind in Tabelle 128 zusammengestellt. Die daraus abgeleiteten dimensionierungsrelevanten Materialparameter sind fett hervorgehoben.

Die hier durchgeführten statistischen Betrachtungen zur Herleitung von Materialparametern basieren auf den Untersuchungen der Asphalttragschichten in den betrachteten 21 Strecken in den Phasen EP, MW und BK und erlauben eine vergleichende Bewertung zum Kalibrierasphalt für Asphalttragschichten nach den RDO Asphalt 09. Es wird empfohlen, zukünftig die Daten weiterer Asphalttragschichtvarianten in diese Untersuchung mit einzu beziehen. Dies kann auch zur Anpassung des RDO-Kalibrierasphaltes angewendet werden.

### 11.3.3 Betrachtungen zu Sicherheitsbeiwerten zur Berücksichtigung von Unterschieden zwischen den Phasen EP und MW bzw. BK hinsichtlich der theoretischen Nutzungsdauer

Bisher sind in den RDO die möglichen Abweichungen zwischen den Materialeigenschaften, welche im Rahmen der Dimensionierung zur Berechnung

der theoretischen Nutzungsdauer verwendet wurden, und den Materialeigenschaften der tatsächlich ausgeführten Asphalttschichten nicht berücksichtigt. Die zwischen den Phasen MW bzw. BK sowie der Phase EP festgestellten Unterschiede hinsichtlich der Performance-Eigenschaften und den berechneten Nutzungsdauern bestätigen Forschungsergebnisse, in denen die Auswirkungen bisher tolerierter konventioneller Asphalteigenschaften auf die dimensionierungsrelevanten Asphalteigenschaften und die berechneten Nutzungsdauern untersucht wurden (DRAGON & WELLNER, 2011, WISTUBA et al. 2013, DRAGON & WELLNER, 2014).

Bei Anwendung von bauvertraglichen Regelungen, in denen die theoretische Nutzungsdauer als Anforderungswert verwendet wird, ist es im Interesse von Asphaltmischgutherstellern und Einbaufirmen, die zwischen den Phasen MW bzw. BK und EP beobachteten Abweichungen im Vorfeld durch Sicherheitsreserven abzufedern. Eine Möglichkeit dazu besteht in der Herleitung eines globalen Sicherheitsbeiwertes, welcher auf das Berechnungsergebnis der Dimensionierungsrechnung (hier Schädigungssumme  $\Sigma_{\text{MINER}}$ ) aufgeschlagen wird. Das heißt, das Dimensionierungsergebnis für die Phase EP wird dahingehend modifiziert, dass sich eine höhere Schädigungssumme ergibt. In der Folge resultiert die Dimensionierungsrechnung in der Optimierungsphase in einer Erhöhung der Schichtdicken. Somit verbleiben für Abweichungen der Materialeigenschaften während der Bauausführung Reserven, welche unzureichenden theoretischen Nutzungsdauern entgegen wirken können.

Bei der Berechnung der theoretischen Nutzungsdauer in Kapitel 9.3 für die 21 Strecken in den Phasen EP, MW und BK wurden zum Teil erhebliche

	<b><math>N_{\text{Makro}}</math> (0,1 %)</b>	<b><math>N_{\text{Makro}}</math> (0,05 %)</b>	<b>E(-10 °C;10 Hz)</b>	<b>E(10 °C;10 Hz)</b>	<b>E(20 °C;0,1 Hz)</b>
Mittelwert	5.037 (3,702)*	66.342 (4,822)*	26.839	17.662	3.939
Standardabweichung	(0,165)*	(0,314)*	4.126	3.943	1.617
<b>95%-Quantilwert</b>	<b>9.441</b>	<b>218.037</b>	<b>33.626</b>	<b>24.148</b>	<b>6.299</b>
<b>Ermüdungsparameter</b>	<b><math>C_1 = 0,279</math></b>	<b><math>C_2 = -4,529</math></b>			
Kategorie	$N_{\text{Makro,min}} 9.000$		$S_{\text{min}} 30.000$	$S_{\text{min}} 21.000$	$S_{\text{min}} 5.500$
(*) Zur Berechnung wurden die logarithmierten Lastwechselzahlen verwendet.					

**Tab. 128:** Parameter der Verteilungsfunktionen und vorgeschlagene Materialeigenschaften auf Basis der beprobten 21 Untersuchungsstrecken



Unterschiede festgestellt. Zur Veranschaulichung zeigt Bild 127 den Vergleich der für die 21 Strecken abgeschätzten Schädigungssummen ( $\Sigma_{\text{MINER}}$ ) in den Phasen MW und BK im Vergleich zu den Schädigungssummen der Phase EP. Um die Unterschiede sowohl bei kleinen als auch bei großen Schädigungssummen kenntlich zu machen, wurden die Achsen logarithmisch skaliert.

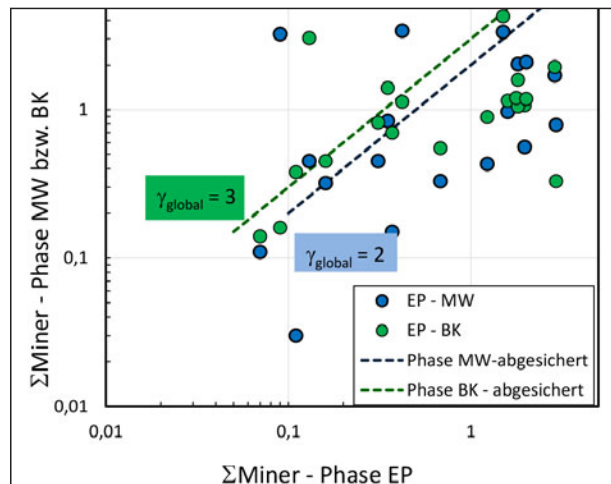
Eine Absicherung dieser Unsicherheit kann erfolgen, indem die Schädigungssumme in der Phase EP durch einen globalen Sicherheitsbeiwert vergrößert wird. Dazu wird die in der Phase EP berechnete Schädigungssumme mit dem Sicherheitsbeiwert  $\gamma_{\text{global}}$  multipliziert. Wie in Bild 127 ersichtlich, können dadurch die meisten identifizierten kritischen Abweichungen der Schädigungssummen abgesichert werden. Für die als Beispiel gewählten Sicherheitsbeiwerte von 2,0 für die Phase MW und 3,0 für die Phase BK zeigen noch fünf Strecken in der Phase MW (Strecken 10, 16, 17, 19 und 21) und drei Strecken in der Phase BK (Strecken 7, 17 und 19) Abweichungen, die darüber hinausgehen.

Anhand der beschriebenen Vorgehensweise könnte mit hinlänglicher Sicherheit unter Verwendung der Performance-Kennwerte aus der Phase EP dimensioniert und Dank eines angepassten Sicherheitsniveaus könnten die Anforderungen an die Performance-Kennwerte der Phase BK erfüllt werden. Da die dafür erforderlichen Vorhaltemaße zu einer Erhöhung der Baukosten führen können (Zusatzaufwendungen für steifere bzw. ermüdungsbeständigere Asphalte, Vorhaltemaße für Schichtdicken), sollte eine Gesamtbetrachtung des Sicherheitskonzeptes, z.B. in Verbindung mit einem Kalibrierasphalt mit realistischen Eigenschaften, vorgenommen werden.

### 11.3.4 Fazit

Für die Erarbeitung eines Sicherheitskonzeptes für die rechnerische Dimensionierung wurden zwei Ansätze vorgestellt.

Zunächst sollte der RDO-Kalibrierasphalt überprüft und ggf. fortgeschrieben werden. Die diskutierten Ergebnisse zeigen, dass das Niveau der Asphalt-



**Bild 127:** Zusammenhang zwischen den für die Phasen MW bzw. BK und EP ermittelten Schädigungssummen (MINER) und Anwendung von globalen Sicherheitsbeiwerten

tragschichten für den Kalibrierasphalt nach RDO Asphalt 09 hinsichtlich des Ermüdungswiderstandes nicht erreicht wird. Auf Basis von Parametern der Verteilungsfunktionen von 21 Untersuchungsstrecken wurden dimensionierungsrelevante Kennwerte dem bisherigen Kalibrier-Modell asphalt gegenübergestellt. Jedoch weist die Mehrzahl der geprüften Asphalttragschichten höhere Steifigkeiten als der Kalibrierasphalt auf. Somit wird bei einigen Strecken eine höhere theoretische Nutzungsdauer errechnet als für den Kalibrierasphalt. Der hier erarbeitete Vorschlag führt zu einem Asphalt, welcher einen geringeren Ermüdungswiderstand aufweist als der momentan verwendete Kalibrierasphalt. Andererseits liegt die Steifigkeit deutlich über dem Betrag des zurzeit verwendeten Kalibrierasphaltes. Um die statistische Sicherheit bei der Festlegung des Kalibrierasphaltes zu erhöhen, sollten weitere Materialparameter in der Auswertung berücksichtigt werden. Hier sollten vor allem solche Asphalte einfließen, welche in der Vergangenheit bereits im Rahmen von Funktionsbauverträgen oder anderen mittels RDO umgesetzten Befestigungen entsprechen.

Zu den im Sicherheitskonzept der RDO bisher nicht berücksichtigten möglichen Unterschieden der dimensionierungsrelevanten Asphalteeigenschaften des konzipierten Asphaltmischgutes (Phase EP) und des ausgeführten Asphaltes (Phasen MW, BK) sollten AsphaltHersteller und Einbaufirmen Vorhaltemaße einplanen, damit die umgesetzten Asphalte die vertraglich geforderten Performance-Eigen-

schaften oder die rechnerische Nutzungsdauer auch tatsächlich erreichen.

Bei Vertragsregelungen, in denen Anforderungen an die Performance-Eigenschaften gestellt werden, kann dies durch den Einsatz von Asphalten gelingen, welche in der Erstprüfung höheren Kategorien als der geforderten entsprechen (vgl. Kapitel 11.2).

In Vertragsregelungen, bei denen das Erreichen einer bestimmten rechnerischen Nutzungsdauer gefordert ist, können die ausführenden Firmen entsprechende Reserven durch die Anwendung von globalen Sicherheitsbeiwerten bei der Auswahl geeigneter Baustoffe oder Befestigungssysteme einplanen.

Die Anwendung der beiden Verfahren zur Absicherung der Gebrauchseigenschaften der ausgeführten Asphalte bzw. der rechnerischen Nutzungsdauer liegt dabei in der Verantwortung der Auftragnehmer. Außer allgemeinen Hinweisen auf die hier beschriebene Problematik ist keine grundsätzliche Ergänzung des technischen Regelwerkes (zumindest der Vertragsbedingungen) erforderlich.

## 12 Zusammenfassung und Ausblick

### 12.1 Zusammenfassung

Ziel des Forschungsvorhabens war es, Grundlagen für auf Performance-Prüfungen aufbauende Vertragsbedingungen zu schaffen.

Hierzu wurden Performance-Kennwerte in den Phasen der Asphaltmischgutkonzeption (Phase EP), der Asphaltmischgutproduktion (Phase MW) und nach dem Asphalteinbau (Phase BK) an insgesamt 21 Baumaßnahmen für die Asphaltdeck-, Asphaltbinder- und Asphalttragschicht systematisch erfasst und ausgewertet. Als Performance-Kennwerte werden hierbei die Ergebnisse aus den Prüfungen zur Steifigkeit, zum Widerstand gegen Kälterissbildung, zum Ermüdungs- und Verformungswiderstand sowie zur Griffigkeitsentwicklung herangezogen.

Die Ergebnisse der Performance-Prüfungen der 21 Strecken in den drei Phasen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

#### **Steifigkeitsmoduln**

Die statistische Auswertung der Steifigkeitsmoduln zeigt, dass der Einfluss der Phasen EP, MW und BK auf die Versuchsergebnisse praktisch vernachlässigbar ist. Die festgestellten Unterschiede in den Ergebnissen der einzelnen Phasen konnten durch die Schwankungen in der Asphaltzusammensetzung sowie der konventionellen Asphalt- und Bitumenkenngrößen nicht erklärt werden.

#### **Ermüdungseigenschaften**

Hinsichtlich der Ermüdungseigenschaften ist zu erkennen, dass der Unterschied der Werte zwischen den verschiedenen Phasen nicht systematisch ist. Die Lastwechselzahl wird praktisch nicht von den Phasen beeinflusst. Der statistische Fehler (nicht erklärbare Einflüsse) ist mit Werten von bis zu 50 % als groß zu bewerten. Ein höherer Ermüdungswiderstand in Phase EP führt tendenziell auch in den Phasen MW und BK zu einem hohen Ermüdungswiderstand. Der Ermüdungswiderstand des in den RDO Asphalt verankerten Kalibrierasphaltes wurde von keiner der untersuchten Proben erreicht.

#### **Kälteflexibilität**

Hinsichtlich der Performance-Eigenschaft Kälteflexibilität lässt sich zusammen fassen, dass sich die Einflüsse aus den Phasen für die verschiedenen Asphaltmischgutarten und -sorten unterschiedlich darstellen. Grundsätzlich kann jedoch festgehalten werden, dass in Phase EP die höchsten und in Phase BK die niedrigsten Bruchtemperaturen sowie Bruchspannungen erreicht werden. Phase MW weist dabei Werte auf, die zwischen denjenigen dieser beiden Phasen schwanken.

#### **Widerstand gegen bleibende Verformungen**

Für die gängigen Walzasphalte der Asphaltdeck- und Asphaltbinderschichten kann konstatiert werden, dass sich der in den Phasen EP und MW ermittelte Widerstand gegen bleibende Verformungen signifikant von dem in Phase BK unterscheidet. Bei den Asphaltdeckschichten werden in Phase BK Dehnungsraten erreicht, welche ca. das zehnfache

der Werte aus Phase EP bzw. MW erreichen. Auch bei den untersuchten Asphaltbinderschichten weisen die Phasen EP und MW deutlich geringere Dehnungsraten auf als Phase BK.

Bei der Analyse der Performance-Kenngrößen wurden auffällige Untersuchungsergebnisse auf ihre Ursache hin untersucht. Hierfür wurden die zur Verfügung stehenden Kenngrößen der Asphalt- und Bindemittleigenschaften berücksichtigt. Im Allgemeinen konnten jedoch die Unterschiede in den Ergebnissen damit nicht erklärt werden. Viel mehr sind es weitere Randbedingungen, die einen Einfluss auf die Unterschiede in den Performance-Kenngrößen zwischen den drei Phasen haben können, die mit den vorliegenden Unterlagen und den ermittelten Kenngrößen allerdings nicht näher qualifiziert und quantifiziert werden können. Dazu zählen z. B. die Art der Verdichtung (durch den Walzsektorverdichter im Labor und durch die Walze in situ) und aller damit einhergehenden Einflüsse, wie z. B. die unterschiedlich ausgeprägten Kornorientierungen, Kornumhüllungen und Hohlraumverteilungen.

Zusätzlich hat der Einfluss der Asphaltmischgutherstellung (großmaßstäblich am Asphaltmischwerk oder unter Laborbedingungen in kleinerem Maßstab) eine Bedeutung.

Weiterhin wurde das für Phase EP verwendete Bindemittel direkt vom Hersteller bezogen, wogegen das Bindemittel für die Phasen MW und BK aus den Lagertanks des Asphaltmischwerkes stammt. Demnach wurden Bindemittel verschiedener Lieferchargen und eventuell auch unterschiedlicher Hersteller verwendet, was einen maßgeblichen Einfluss auch auf die Ergebnisse der Performance-Untersuchungen haben kann.

Trotz der beschriebenen Einschränkungen konnten die so ermittelten Performance-Kenngrößen der Phase EP der 21 Untersuchungsstrecken in Kategorien in Anlehnung der prEN 13108 eingeordnet werden. Aufgrund der Zahlenwerte wurden einige Ergänzungen der Tabellen der entsprechenden Normen vorgeschlagen:

- Der Spaltzug-Schwellversuch soll als mögliches Prüfverfahren zur Bestimmung der Steifigkeit

aufgenommen werden und die Kategorien sind um weitere zu erweitern.

- Die Ergänzung der Mindestlastwechselzahl als weitere Eigenschaft zur Beschreibung des Ermüdungswiderstandes ist erforderlich. Auch an dieser Stelle muss der Spaltzug-Schwellversuch als Prüfverfahren in den entsprechenden Normen verankert werden.
- Die neu in den prEN 13108-Teilen ergänzten Kategorien bezüglich der maximal zulässigen Bruchtemperaturen erlauben eine differenzierte Einteilung der Asphaltvarianten anhand der Ergebnisse des Abkühlversuches.
- Der Druck-Schwellversuch kann für eine Kategorisierung des Verformungswiderstandes eingesetzt werden, da die ermittelten Dehnungsraten der untersuchten Asphaltvarianten in ihrer Größenordnung gut den in den prEN 13108-Teilen bereits enthaltenen Kategoriegrenzen entsprechen.

Die Prüfung der Performance-Eigenschaften in den Phasen MW und BK im Vergleich zur Phase EP zeigte, dass grundsätzlich vertraglich geforderte Performance-Eigenschaften in Kontrollprüfungen überprüft werden können. Im Rahmen dieses Projektes konnte kein Zusammenhang zwischen den Abweichungen der konventionellen Asphalteeigenschaften und den Abweichungen der Performance-Eigenschaften identifiziert werden. Um daher eine vertragliche Prüfung differenziert nach Verantwortungsbereichen des Asphalt Herstellers und der Einbaufirma zu ermöglichen, sind gestellte Anforderungen sowohl an Asphaltmischgutproben als auch an Bohrkernproben zu überprüfen. Ein Konzept wurde anhand der hier vorliegenden Daten vorgeschlagen. Vor der Umsetzung und Anwendung in Bauverträgen sind jedoch noch einige Aspekte zu untersuchen.

Die für die betrachteten Phasen errechneten Nutzungsdauern zeigen sehr unterschiedliche Ergebnisse. Auch wenn im Wesentlichen die Ergebnisse der konventionellen Asphaltkontrollprüfungen die Anforderungen der ZTV Asphalt erfüllen, ist nicht sicher gestellt, dass Nutzungsdauern von mindestens 30 Jahren zielsicher erreicht werden können.

Die Unterschiede zwischen den Performance-Kenngrößen der drei Phasen und vor allem der Ermüdungsversuche spiegeln sich in den abgeschätzten Nutzungsdauern wider. Für die Modifikation des Sicherheitskonzeptes für die rechnerische Dimensionierung wurden zwei Ansätze vorgestellt – durch Anpassung des Kalibrierasphaltes und durch Berücksichtigung von möglichen Unterschieden der dimensionierungsrelevanten Asphalteeigenschaften des konzipierten Asphaltmischgutes (Phase EP) und des ausgeführten Asphaltes (Phasen MW, BK).

Des Weiteren konnte mithilfe multipler linearer Regressionsanalysen ein möglicher Weg zur Abschätzung von Performance-Kenngrößen für die Phase BK aus Werten der Phase EP aufgezeigt werden. Diese Vorgehensweise ermöglicht es, Anforderungswerte für Performance-Kenngrößen für die Phase BK vorab (in der Phase EP) zu definieren. Mit dieser Kenntnis können auch vertragliche Anforderungswerte für die fertige Schicht (Phase BK) definiert werden.

## 12.2 Ausblick und weiterer Forschungsbedarf

Durch die zahlreichen Untersuchungen im vorliegenden Forschungsvorhaben konnte ein umfassendes Datenkollektiv gesammelt werden, so dass Grundlagen für die Bestimmung von vertragsrelevanten Performance-Kennwerten geschaffen werden konnten. Anhand der Auswertungen und der statistischen Analyse der Ergebnisse konnte gezeigt werden, dass die Daten zum Teil große Spannungen aufweisen und allgemeingültige, statistisch abgesicherte Aussagen zunächst nicht begründet werden können. Deshalb ist es wichtig, dass durch Untersuchungen weiterer Strecken die Datenbank mit zusätzlichen Daten erweitert wird, damit anschließend die Streubreiten und die nicht erklärbaren Einflüsse auf die Ergebnisse der Performance-Prüfungen minimiert werden können. Zudem sollten die im Projekt untersuchten Strecken einer späteren Beobachtung unterzogen werden, um die Veränderungen der ermittelten Eigenschaften sowie den Prozess der Alterung erfassen zu können. Diese Daten können in der Folge auch zur Validierung des Dimensionierungsverfahrens beitragen.

Dadurch kann z.B. das Sicherheitsniveau der RStO, das gemäß den Vorgaben der RDO Asphalt für die Abschätzung der Nutzungsdauer verwendet wird, um Schwankungen der Einbauqualität zu berücksichtigen, angepasst werden.

Die durchgeführten statistischen Betrachtungen zum Herleiten von Materialparametern für einen alternativen Kalibrierasphalt basieren auf den Untersuchungen der Asphalttragschichten in den betrachteten 21 Strecken in den Phasen EP, MW und BK. Vor einer Anwendung sollten die Daten weiterer Asphalttragschichtvarianten in diese Überlegungen mit einbezogen werden.

Ein wichtiger Punkt in den anzustellenden Überlegungen ist auch die Verbesserung der Präzision der Performance-Prüfverfahren. Diese Daten liegen derzeit nicht für alle eingesetzten Prüfverfahren vor; Anforderungswerte können aber nur definiert werden, wenn auf Präzisionsdaten zurückgegriffen werden kann. Zur Ermittlung der Präzisionsdaten sind umfangreiche Ringversuche durchzuführen. Der zeitliche Aufwand für die Prüfstellen bei der Teilnahme an derartigen Ringversuchen ist enorm. Es ist zu empfehlen, im Vorfeld der Durchführung von Ringversuchen ein Geräteaudit vorzunehmen, damit die Vergleichbarkeit der eingesetzten Prüfgeräte und deren exakte Arbeitsweise dokumentiert werden kann.

Um die bisher nicht erklärbaren Einflüsse (statistischer Fehler) zu reduzieren, sind zudem Regelungen für Audits und die Kalibrierung der Prüfanlagen zu treffen sowie Schulungsprogramme für das Bedien- und Auswertepersonal aufzustellen. Diese Prüfgeräte sind aufgrund ihrer Komplexität nicht mit den üblichen im Straßenbaulabor verwendeten Prüfgeräten vergleichbar. Eine Kalibrierung kann nur vom Gerätehersteller oder wenigen verfügbaren Spezialisten durchgeführt werden. Ein erster Schritt zur Festlegung der Vorgehensweise bei der Kalibrierung sind auch die im Rahmen der Ringversuche angesprochenen Geräteaudits, aus denen mögliche Unterschiede zwischen verschiedenen Geräten und Gerätebesonderheiten abgeleitet und in ein Kalibrierprogramm überführt werden können. Eine Festlegung, dass nur kalibrierte Geräte für Performance-Prüfungen eingesetzt werden dürfen, ist zu

empfehlen. In welcher Form dies umgesetzt werden kann, ist noch zu prüfen.

Verbunden mit der Kalibrierung sollte auch eine Schulung des Personals, das die Prüfungen betreut, durchgeführt werden. Im Rahmen dieser zwei- bis dreitägigen Schulungen sollten auch grundlegende theoretische Kenntnisse vermittelt werden. Die Durchführung der Prüfungen entsprechend den Regelungen der TP Asphalt-StB sollte jedoch den Schwerpunkt der Schulung bilden, wobei ein besonderes Augenmerk auf die Probenvorbereitung zu legen ist. Des Weiteren sollte die Schulung auch eine Einführung in die Kalibrierung sowie Hinweise für eine Systematik der Eigenüberwachung beinhalten.

In einem weiteren Schritt ist ein Bewertungshintergrund für die Performance-Prüfungen zu schaffen, auf dessen Grundlage Anforderungsbereiche ermittelt werden können. Der Bewertungshintergrund muss hierbei den Querschnitt der in Deutschland eingesetzten Asphalte umfassen. Nur so können die Auswirkungen unterschiedlicher Gesteinskörnungen und Bindemittel sowie unterschiedlicher klimatischer Einflüsse auf die Asphaltkonzeption berücksichtigt werden. Der zu schaffende Bewertungshintergrund sollte dabei sowohl die im Rahmen der Erstprüfung als auch die an der fertigen Schicht ermittelten Kennwerte beinhalten, da die Prüfungen in diesen zwei Phasen nicht zwangsläufig zu gleichen Ergebnissen führen müssen.

Erst nach Vorliegen der Präzisionsdaten und des Bewertungshintergrundes können Anforderungen an die einzelnen performance-relevanten Kennwerte festgelegt werden, da die Einteilung von Klassen bzw. die Klassenbreiten sowohl von den Präzisionsdaten als auch von den Erfahrungswerten abhängig ist.

Bei der Aufstellung von Anforderungswerten sollten neben den Materialparametern auch Randbedingungen wie die Verkehrsbelastung und klimatische Gegebenheiten berücksichtigt werden. Die aktuellen Auswertungen zeigen, dass bei vielen Strecken die eingesetzten Asphalte nicht optimal konzipiert waren, so dass in Phase EP die abgeschätzte Nutzungsdauer zum Teil weit unter den angestrebten 30

Jahren liegt. Die Ergebnisse in den anderen beiden Phasen sind ebenfalls kritisch zu betrachten. Mit vergleichbaren Asphalten ergeben sich jedoch bei geringer belasteten Strecken längere Nutzungsdauern. Daraus ist zu folgern, dass Anforderungswerte auch für Kategorien von Straßen mit bestimmten Randbedingungen getrennt aufgestellt werden sollten. Zu diesem Zweck können weitere Auswertungen mit dem hier erarbeiteten Datenkollektiv gemacht werden, indem Materialkennwerte konstant gehalten und die Beanspruchungen aus Verkehr und Klima variiert werden. Gleichzeitig ist es wichtig, den Einfluss der einzelnen Performance-Kenngrößen auf die Restnutzungsdauer genauer zu beschreiben und zu quantifizieren, um die zulässigen Abweichungen der Versuchsergebnisse von den Soll-Werten festlegen zu können. Aus diesen Berechnungen ergeben sich Bandbreiten, in welchen sich z. B. die Ermüdungsfunktion oder die Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktion bewegen dürfen.

Aus diesen zusätzlichen Auswertungen kann ein Katalog entstehen, mit dem sich in Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung und den klimatischen Randbedingungen verschiedene Anforderungen an die Asphaltmischgutarten und somit verschiedene „Modellasphalte“ definieren lassen.

Die für die drei Phasen EP, MW und BK ermittelten dimensionierungsrelevanten Eigenschaften Steifigkeitsmodul und Ermüdungswiderstand, die größtenteils nicht durch die drei Phasen erklärt werden können, weisen dennoch zum Teil signifikante Unterschiede auf, die die Ergebnisse der Dimensionierungsrechnungen beeinflussen. Wenn die dimensionierungsrelevanten Materialeigenschaften verträglich verankert sind, müssen sie auch im Rahmen von Kontrollprüfungen ermittelt werden. Hier gilt es, Regelungen zu finden, mit denen der erforderliche Prüfumfang evtl. reduziert werden kann (z.B. Überprüfung der Steifigkeit nur bei einer Temperatur).



## Literatur

- ARAND, W., STEINHOFF, G., EULITZ, J., MILBRADT, H. (1984). Verhalten von Asphalten bei tiefen Temperaturen, Entwicklung und Erprobung eines Prüfverfahrens. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik (BMV, Bonn), Heft 407.
- ARAND, W., RENKEN, P. (1999). Labor-Walzverdichtungs-Gerät zur Herstellung verdichteter Asphaltproben mit praxisadäquaten mechanischen Eigenschaften. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik (BMVBW, Bonn), Heft 771.
- ASCHER, D., WELLNER, F. (2007). Untersuchungen zur Wirksamkeit des Haftverbundes und dessen Auswirkungen auf die Lebensdauer von Asphaltbefestigungen. AiF-Forschungsvorhaben Nr. 13589 BR/1.
- BÖHNISCH, S.; WÖRNER, TH.: Untersuchungen zur Qualifizierung von Geräten zur Prognose von Griffigkeitskennwerten – Vorstudie; Forschungsbericht FGSV-Nr. 4/2002.
- Charakterisierung der Textur von Fahrbahnbelägen unter Verwendung von Oberflächenprofilen Teil 1: Bestimmung der mittleren Profiltiefe (ISO 134731:1997); Deutsche Fassung EN ISO 134731:2004
- DRAGON, I. & WELLNER, F. (2014). Auswirkungen von Materialstreuungen auf die Nutzungsdauer von Asphaltbefestigungen. Vortrag auf dem Straßenverkehrskongress 2014. Stuttgart, 01.10.2014.
- DRAGON, I. & WELLNER, F. (2011). Einfluss der Zusammensetzung von Asphaltgemischen auf ihre primären Gebrauchseigenschaften. AiF-Forschungsvorhaben 15624 BR.
- KARCHER, C. (2005). Prognose und Bewertung des Verformungsverhaltens von Asphalten mit dem Druckschwellversuch am Beispiel des Splittmastixasphaltes. Veröffentlichungen des Instituts für Straßen- und Eisenbahnenwesen der Universität Karlsruhe (TH); Heft 54.
- HASE, M. (1991). Zur Zugviskosität von Asphalten bei hohen und tiefen Temperaturen, Schriftenreihe Straßenwesen, Institut für Straßenwesen, Technische Universität Braunschweig
- MINER, M. A. (1945). Cumulative damage in fatigue, Journal of applied mechanics 12, Nr. 3
- MOLLENHAUER, K., WISTUBA, M., RENKEN, P. (2011). Verfahren zur Bestimmung der Ermüdungseigenschaften von Asphalt unter Berücksichtigung der Europäischen Normung – Schaffung eines Bewertungshintergrundes. Forschungsvorhaben FE 07.214 (BMVBS, Bonn), Technische Universität Braunschweig, Institut für Straßenwesen, Braunschweig
- Oberflächeneigenschaften von Straßen und Flugplätzen – Prüfverfahren – Teil 1: Messung der Makrotexturtiefe der Fahrbahnoberfläche mithilfe eines volumetrischen Verfahrens; Deutsche Fassung EN 13036-1:2010
- Pavement Design Tool (PaDesTo), Software und Handbuch, Dimensionierung von Asphaltbefestigungen für Verkehrsflächen, Version 2008
- ROOS, R., KARCHER, C. & WITTENBERG, A. (2012). Probekörperherstellung für performance-basierte Asphaltprüfungen, FE 07.0238/2010/ EGB Zwischenbericht.
- ROOS, R., CHARIF, K. & KARCHER, C. (2003). Schaffung eines Bewertungshintergrundes zur Prognostizierung der Standfestigkeit von Asphalten mit dem Druckschwellversuch – Hauptphase. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik (BMVBW, Bonn), Heft 868.
- ROOS, R., FREUND, H.-J., THIELE, T. (2008). Erarbeitung eines Bewertungshintergrundes für Tragfähigkeitsmessungen auf Basis von Zustandsindikatoren nach JENDIA. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik (BMVBS, Bonn), Heft 989.
- SACHS, L. (1984). Angewandte Statistik, Anwendung statistischer Methoden, 6. Auflage, Springer Verlag.
- SHELLENBERG, K. SHELLENBERG, P. (2008). Die Wärmestandfestigkeit von Asphalt – Der Druckschwellversuch seit 25

Jahren in der Bewährung. Straße & Autobahn, 9/2008, S. 528-536, Kirschbaum Verlag, Bonn.

SCHLISSL, P., BECKHAUS, K., WENZL, P.

(2004). Dauerhaftigkeit von Betondeckenoberflächen, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik (BMVBS, Bonn), Heft 902, Oktober 2004, Bonn.

Texturlängenspektrum der Fahrbahnoberfläche und ihre Auswirkungen in Anlehnung an (Huschek, S. Einfluß der Rauigkeit der Fahrbahnoberfläche auf Griffigkeit und Lärmentwicklung. Automobil-Industrie (1986) 5, S. 609-613 aus M OOA Ausgabe 2010, FGSV Seite16, Bild 4)

WISTUBA, M., MOLLENHAUER, K., WALTHER, A. (2013). Ermittlung der Streuung dimensionierungsrelevanter Eingangsgrößen für Asphalte. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik (BMVBS, Bonn), Heft 1087.

WISTUBA, M., MOLLENHAUER, K & WALTHER, A. (2014). Unvermeidliche Schwankungen in den Asphalteigenschaften und ihre Auswirkung auf die Lebensdauerprognose der Straße. Straße & Autobahn 5/2014.

WÖRNER, T., STÜTZ, M., & WALLNER, B. (2009). Weiterentwicklung der Prüfung des Kälteverfahrens von Straßenbaubitumen und PmB mit dem Bending Beam Rheometer (BBR).

WÖRNER TH., WENZELP. (2010). Bewertungshintergrund für Prüfverfahren zur Griffigkeitsprognose, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1044, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Stadtentwicklung, Bonn, 2010.

WÖRNER TH. (2009). Bewertungshintergrund für Prüfverfahren zur Griffigkeitsprognose, Straße und Autobahn, Heft 12, S. 773-778.

## Regelwerke

Begriffsbestimmungen, Teil Straßenbautechnik, Köln, FGSV, 2003

DIN EN 1426: Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel – Bestimmung der Nadelpenetration; Deutsche Fassung EN 1426:2007

DIN EN 1427: Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel – Bestimmung des Erweichungspunktes – Ring- und Kugel-Verfahren; Deutsche Fassung EN 1427:2007

DIN EN 12697: Asphalt – Prüfverfahren für Heißasphalt – Teil 24: Beständigkeit gegen Ermüdung; Deutsche Fassung EN 12697-24:2012

DIN EN 12697: Asphalt – Prüfverfahren für Heißasphalt – Teil 25: Druck-Schwellversuch; Deutsche Fassung EN 12697-25:2005

DIN EN 12697: Asphalt – Prüfverfahren für Heißasphalt – Teil 26: Steifigkeit; Deutsche Fassung EN 12697-26:2012

DIN EN 12697: Asphalt – Prüfverfahren für Heißasphalt – Teil 46: Widerstand gegen Kälterisse und Tieftemperaturverhalten bei einachsigen Zugversuchen; Deutsche Fassung EN 12697-46:2012

DIN prEN 12697: Asphalt – Prüfverfahren für Heißasphalt – Teil 49: Messung der Griffigkeit nach Polierung; Deutsche Fassung prEN 12697-49:2009

DIN EN 13108: Asphaltmischgut – Mischgut-anforderungen – Teil 1: Asphaltbeton; Deutsche Fassung EN 13108-1:2006

DIN EN 13108: Asphaltmischgut – Mischgut-anforderungen – Teil 5: Splittmastixasphalt; Deutsche Fassung EN 13108-5:2006

DIN EN 13108: Asphaltmischgut – Mischgut-anforderungen – Teil 6: Gussasphalt; Deutsche Fassung EN 13108-6:2006

DIN prEN 13108: Asphaltmischgut – Mischgut-anforderungen – Teil 5: Splittmastixasphalt; Deutsche Fassung prEN 13108-5:2013

- DIN prEN 13108: Asphaltmischgut – Mischgut-  
anforderungen – Teil 6: Gussasphalt; Deut-  
sche Fassung prEN 13108-6:2013
- prEN 13108–1:20144 Bituminous mixtures –  
Material specifications – Part 1: Asphalt  
Concrete, Date: 2014–08
- DIN EN 13398: Bitumen und bitumenhaltige Binde-  
mittel – Bestimmung der elastischen Rück-  
stellung von modifiziertem Bitumen; Deut-  
sche Fassung EN 13398:2010
- DIN EN 13589: Bitumen und bitumenhaltige Binde-  
mittel – Bestimmung der Streckeigenschaften  
von modifiziertem Bitumen mit dem  
Kraft-Duktilitäts-Verfahren; Deutsche Fas-  
sung EN 13589:2008-06
- DIN EN 13703: Bitumen und bitumenhaltige Binde-  
mittel – Bestimmung der Formänderungsar-  
beit; Deutsche Fassung EN 13703:2003
- DIN EN 14770: Bitumen und bitumenhaltige Binde-  
mittel – Bestimmung des komplexen Scher-  
moduls und des Phasenwinkels; Deutsche  
Fassung EN 14770:2012
- DIN EN 14771: Bitumen und Bitumenhaltige Binde-  
mittel – Bestimmung der Biegekriechsteifig-  
keit – Biegebalkenrheometer (BBR); Deut-  
sche Fassung EN 14771:2012
- DIN ISO 13473-2: Charakterisierung der Textur  
von Fahrbahnbelägen unter Verwendung  
von Oberflächenprofilen Teil 2: Begriffe und  
grundlegende Anforderungen für die Analyse  
von Fahrbahntexturprofilen, 2002
- EN ISO 13473-1: Charakterisierung der Textur von  
Fahrbahnbelägen unter Verwendung von  
Oberflächenprofilen Teil 1: Bestimmung der  
mittleren Profiltiefe (ISO 134731:1997);  
Deutsche Fassung EN ISO 134731:2004
- AL Sp-Asphalt 09: Arbeitsanleitung zur Bestim-  
mung des Steifigkeits- und Ermüdungsver-  
haltens von Asphalten mit dem Spalt-  
zug-Schwellversuch als Eingangsgröße in  
die Dimensionierung; FGSV; Ausgabe 2009
- AL MSCR-Prüfung (DSR): Arbeitsanleitung zur  
Bestimmung des Verformungsverhaltens  
von Bitumen und bitumenhaltigen Bindemitteln im Dynamischen Scherrheometer (DSR)  
– Durchführung der MSCR-Prüfung; FGSV;  
Ausgabe 2012
- AP Dimensionierung von Verkehrsflächenbefesti-  
gungen, Reihe B: Berechnungsmodelle, Teil  
B4: Schichtenverbund bei der Dimensionie-  
rung von Asphaltbefestigungen; FGSV; Aus-  
gabe 2011
- AP Tragfähigkeit, Abschnitt A „Messverfahren“,  
FGSV, Entwurf September 2012
- AP Grundlagen zur Ermittlung homogener  
Abschnitte zur Bewertung der strukturellen  
Substanz von Straßenbefestigungen, FGSV,  
Ausgabe 2009
- AP 725: Arbeitspapier Tieftemperaturverhalten von  
Asphalt, Teil 1: Zug- und Abkühlversuche;  
FGSV; Ausgabe 2012
- Empfehlungen für die Abwicklung von Bauverträ-  
gen bei Anwendung der RDO Asphalt;  
FGSV; Ausgabe 2011
- RDO Asphalt: Richtlinien für die rechnerische  
Dimensionierung des Oberbaus von Ver-  
kehrsflächen mit Asphaltdeckschicht, RDO  
Asphalt. Köln: FGSV; Ausgabe 2009
- TL Bitumen-StB 07: Technische Lieferbe-  
dingungen für Straßenbaubitumen und  
gebrauchsfertige Polymermodifizierte Bitu-  
men. Köln: FGSV; Ausgabe 2007
- TL Asphalt-StB 07: Technische Lieferbedingungen  
für Asphaltmischgut für den Bau von Ver-  
kehrsflächenbefestigungen, TL Asphalt-StB.  
Köln: FGSV; Ausgabe 2007
- TP Asphalt-StB: Technische Prüfvorschriften für  
Asphalt, TP-Asphalt. Köln: FGSV; Ausgabe  
2007
- TP Asphalt-StB: Technische Prüfvorschrift für  
Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 1: Bindemittel-  
gehalt, Köln: FGSV; Ausgabe 2012
- TP Asphalt-StB: Technische Prüfvorschrift für  
Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 2: Korngrößen-  
verteilung, Köln: FGSV; Ausgabe 2007

TP Asphalt-StB: Technische Prüfvorschrift für Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 3: Rückgewinnung des Bindemittels – Rotationsverdampfer, Köln: FGSV; Ausgabe 2007

TP Asphalt-StB: Technische Prüfvorschrift für Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 5: Rohdichte von Asphalt, Köln: FGSV; Ausgabe 2012

TP Asphalt-StB: Technische Prüfvorschrift für Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 6: Raumdichte von Asphalt-Probekörpern, Köln: FGSV; Ausgabe 2012

TP Asphalt-StB: Technische Prüfvorschrift für Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 8: Volumetrische Kennwerte von Asphalt-Probekörpern und Verdichtungsgrad, Köln: FGSV; Ausgabe 2012

TP Asphalt-StB: Technische Prüfvorschrift für Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 25 A 1: Dynamischer Stempeldringversuch an Gussasphalt, Köln: FGSV; Ausgabe 2009

TP Asphalt-StB: Technische Prüfvorschrift für Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 25 B 1: einaxialer Druck-Schwellversuch – Bestimmung des Verformungsverhaltens von Walzasphalt bei Wärme, Köln: FGSV; Ausgabe 2012

TP Asphalt-StB: Technische Prüfvorschrift für Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 33: Herstellung von Asphalt-Probepplatten im Laboratorium mit dem Walzsektor-Verdichtungsgerät (WSV), Köln: FGSV; Ausgabe 2007

TP Asphalt-StB: Technische Prüfvorschrift für Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 80: Abscherversuch. Köln: FGSV; Ausgabe 2012

TP Griff-StB (SKM): Technische Prüfvorschriften für Griffigkeitsmessungen im Straßenbau, Teil Seitenkraftmessverfahren (SKM), Köln: FGSV; Ausgabe 2007

TP Griff-StB (SKM): Technische Prüfvorschriften für Griffigkeitsmessungen im Straßenbau, Teil Messverfahren SRT, Köln: FGSV; Ausgabe 2004

TP Asphalt: Teil: Bestimmung der Griffigkeitsentwicklung von Oberflächen mit dem Prüfverfahren Wehner/Schulze (PWS), Entwurf. Köln: FGSV; Ausgabe 2009

ZTV Asphalt-StB 07: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt, Ausgabe 2007

## Bilder

**Bild 1:** Untersuchungsphasen

**Bild 2:** Aufteilung der Asphaltmischgutar - ten / -sorten auf die Untersuchungsstre - cken

**Bild 3:** Aufteilung der Bindemittel auf die As - phaltnischgutarten / -sorten der Untersu - chungsstrecken

**Bild 4:** Probenahme der Ausgangsstoffe am Ein - bautag

**Bild 5:** Bohrkernentnahmefläche

**Bild 6:** Bohrkern einer Untersuchungsstrecke

**Bild 7:** Auszug aus der Materialdatenbank der Software PaDesTo 2008 Enterprise

**Bild 8:** Thermische Beanspruchung der Binde - mittel

**Bild 9:** Skizzierter V ersuchsaufbau zur Bestim - mung des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels

**Bild 10:** Bindemittelprobe in Gussform aus Silikon

**Bild 11:** Im DSR eingebaute Bindemittelprobe

**Bild 12:** Beispielhafte Darstellung des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels

**Bild 13:** Skizzierter V ersuchsaufbau zur Bestim - mung des Verformungsverhaltens

**Bild 14:** Beispielhafte Darstellung einer Deh - nungs-Erholungskurve über drei Laststu - fen

**Bild 15:** Skizzierter V ersuchsaufbau zur Ermitt - lung der Biegekriechsteifigkeit im Ben - ding Beam Rheometer

**Bild 16:** Beispielhafter Verlauf einer Biegekriech - steifigkeits-Temperatur-Kurve und des m-Wertes

**Bild 17:** Bindemittelproben im temperierten Dukti - litätsbad

- Bild 18:** Beispielhafte Darstellung einer Kraft-Dehnungs-Kurve
- Bild 19:** Prüfvorrichtung mit eingebautem Probekörper für den Spaltzug-Schwellversuch
- Bild 20:** Hauptkurve – Steifigkeitsmodul in Abhängigkeit der Temperatur (Faktor  $\alpha T$ ) und der Frequenz (f)
- Bild 21:** Beispielhafte Darstellung der prognostizierten Steifigkeitsmoduln
- Bild 22:** Beispielhafte Darstellung der Ergebnisse eines Ermüdungsversuches
- Bild 23:** Beispielhafte Darstellung einer dehnungsbasierten Ermüdungsfunktion
- Bild 24:** Darstellung der Präzision der Ermüdungsfunktionen in Form der 5 %- und 95 %-Quantile für den Erwartungswert der ertragbaren Lastwechselzahl in Abhängigkeit der Dehnung; oben: Darstellung der Ermüdungsfunktion gemäß AL Sp-Asphalt; Mitte: Ermüdungsfunktion in logarithmierter Form mit Darstellung der 5 %- und 95 %-Quantilgrenzen; unten: Darstellung der Präzisionsbereiche bei einer Dehnung von 0,1 %.
- Bild 25:** Prüfvorrichtung mit eingebauten Probekörpern für Abkühl- bzw. Zugversuche
- Bild 26:** Darstellung der Ergebnisse von Abkühl- und Zugversuchen sowie der berechneten Zugfestigkeitsreserve
- Bild 27:** Prüfvorrichtung mit eingebautem Probekörper für den einaxialen Druck-Schwellversuch
- Bild 28:** Beispielhafte Ergebnisdarstellung eines Druck-Schwellversuchs (Dehnung und Dehnungsrate)
- Bild 29:** Dynamischer Stempelleindringversuch an Gussasphalt
- Bild 30:** Prüfgerät für das Verfahren Wehner/Schulze (Polierstation und Griffigkeitsmessstation)
- Bild 31:** Polierrollen
- Bild 32:** Messkopf (Griffigkeitsmessung)
- Bild 33:** Beispielhafte Darstellung der Griffigkeitsentwicklung (Auswertung gemäß Entwurf TP)
- Bild 34:** Zerlegung der in den Oberflächenmörtel eingebrachten Textur mittels Fast-Fourier-Transformation [SCHIESSL, 2004]
- Bild 35:** Texturlängenspektrum der Fahrbahnoberfläche und ihre Auswirkungen (Texturlängenspektrum)
- Bild 36:** Modifiziertes ELAtextur® Messgerät
- Bild 37:** Detail ELAtextur®, Messvorgang
- Bild 38:** Heavy Weight Deflectometer
- Bild 39:** Prinzip des Messverfahrens HWD [AP Tragfähigkeit]
- Bild 40:** Lasteinleitung und Positionierung der Geofone auf Asphaltkonstruktionen (Verformungskurve) [AP Tragfähigkeit]
- Bild 41:** Messprinzip SKM [TP Griff-StB (SKM)]
- Bild 42:** Formular „Allgemeine Streckeninformationen“, Datenbank Streckeninformationen
- Bild 43:** Formular „Probenaahme Bohrkern“, Datenbank Streckeninformationen
- Bild 44:** Formular „Mischgutanalyse“
- Bild 45:** Datenbank „Kälteverhalten“
- Bild 46:** Exemplarische Darstellung der Steifigkeiten gruppiert nach Asphaltart
- Bild 47:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Steifigkeitsversuche an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphaltart, Steifigkeitsmoduln bei 10 °C und 10 Hz
- Bild 48:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Steifigkeitsmoduln bei 10 °C und 10 Hz an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphaltarten
- Bild 49:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Steifigkeitsversuche an Asphaltbinderschichten gruppiert nach Asphaltart, Steifigkeitsmoduln bei 10 °C und 10 Hz
- Bild 50:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Steifigkeitsmoduln bei 10 °C und 10 Hz an Asphaltbinderschichten gruppiert nach Asphaltarten
- Bild 51:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Steifigkeitsversuche an Asphalttragschichten gruppiert nach Asphaltart, Steifigkeitsmoduln bei 10 °C und 10 Hz



- Bild 52:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Steifigkeitsmoduln bei 10 °C und 10 Hz an Asphalttragschichten gruppiert nach Asphalten
- Bild 53:** Prognostizierte Steifigkeitsmoduln bei 10 Hz für einen AC 16 B S
- Bild 54:** Zusammenstellung der an den Asphaltbinderschichtproben der Phase EP ermittelten Ermüdungsfunktionen im Vergleich zu jener des RDO-Kalibrierasphaltes
- Bild 55:** Zusammenstellung der an den Asphaltbinderschichtproben der Phase MW ermittelten Ermüdungsfunktionen im Vergleich zu jener des RDO-Kalibrierasphaltes
- Bild 56:** Zusammenstellung der an den Asphaltbinderschichtproben der Phase BK ermittelten Ermüdungsfunktionen im Vergleich zu jener des RDO-Kalibrierasphaltes
- Bild 57:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Ermüdungsversuche an Asphaltbinderschichten gruppiert nach Asphalten - Ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰
- Bild 58:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Ermüdungsversuche an Asphaltbinderschichten gruppiert nach Asphalten - Ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,05 ‰
- Bild 59:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Untersuchungsergebnisse der Ermüdungsversuche an Asphaltbinderschichten gruppiert nach Asphalten - Ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰ bzw. 0,05 ‰
- Bild 60:** Zusammenstellung der an den Asphalttragschichtproben der Phase EP ermittelten Ermüdungsfunktionen im Vergleich zu jener des RDO-Kalibrierasphaltes
- Bild 61:** Zusammenstellung der an den Asphalttragschichtproben der Phase MW ermittelten Ermüdungsfunktionen im Vergleich zu jener des RDO-Kalibrierasphaltes
- Bild 62:** Zusammenstellung der an den Asphalttragschichtproben der Phase BK ermittelten Ermüdungsfunktionen im Vergleich zu jener des RDO-Kalibrierasphaltes
- Bild 63:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Ermüdungsversuche an Asphalttragschichten gruppiert nach Asphaltarten und Bindemitteln – Ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰
- Bild 64:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Ermüdungsversuche an Asphalttragschichten gruppiert nach Asphalten – Ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,05 ‰
- Bild 65:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Untersuchungsergebnisse der Ermüdungsversuche an Asphalttragschichten gruppiert nach Asphaltarten - Ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰ bzw 0,05 ‰
- Bild 66:** Grafische Darstellung der Bruchtemperaturen der Abkühlversuche an Asphaltdeckschichten sortiert nach Asphalten
- Bild 67:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Bruchtemperaturen der Abkühlversuche an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten
- Bild 68:** Grafische Darstellung der Bruchspannungen der Abkühlversuche an Asphaltdeckschichten sortiert nach Asphalten
- Bild 69:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Bruchspannungen der Abkühlversuche an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten
- Bild 70:** Grafische Darstellung der Bruchtemperaturen der Abkühlversuche an Asphaltbinderschichten sortiert nach Asphalten
- Bild 71:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Bruchtemperaturen der Abkühlversuche an Asphaltbinderschichten gruppiert nach Asphalten
- Bild 72:** Grafische Darstellung der Bruchspannungen der Abkühlversuche an Asphaltbinderschichten sortiert nach Asphalten
- Bild 73:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Bruchspannungen der Abkühlversuche an Asphaltbinderschichten gruppiert nach Asphalten
- Bild 74:** Grafische Darstellung der Bruchtemperaturen der Abkühlversuche an Asphalttragschichten sortiert nach Asphalten
- Bild 75:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Bruchtemperaturen der Abkühlversuche an Asphalttragschichten gruppiert nach Asphalten

- Bild 76:** Grafische Darstellung der Bruchspannungen der Abkühlversuche an Asphalttragschichten sortiert nach Asphalten
- Bild 77:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Bruchspannungen der Abkühlversuche an Asphalttragschichten sortiert nach Asphalten
- Bild 78:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Zugversuche an Asphaltdeckschichten sortiert nach Asphalten – Zugfestigkeit bei  $-10\text{ °C}$
- Bild 79:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Zugfestigkeiten der Zugversuche an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten bei einer Prüftemperatur von  $-10\text{ °C}$
- Bild 80:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Zugversuche an Asphaltdeckschichten sortiert nach Asphalten – Bruchdehnung bei  $-10\text{ °C}$
- Bild 81:** Grafische Darstellung der Mittelwerte und Spannweiten der Bruchdehnungen der Zugversuche an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten bei einer Prüftemperatur von  $-10\text{ °C}$
- Bild 82:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Druck-Schwellversuche bzw. der dynamischen Stempel Eindringversuche an Asphaltdeckschichten
- Bild 83:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Druck-Schwellversuche bzw. der dynamischen Stempel Eindringversuche an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten
- Bild 84:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Druck-Schwellversuche an Asphaltbinderschichten
- Bild 85:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Druck-Schwellversuche an Asphaltbinderschichten gruppiert nach Asphalten
- Bild 86:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Druck-Schwellversuche am Gesamtsystem Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht
- Bild 87:** Grafische Darstellung der Untersuchungsergebnisse der Druck-Schwellversuche am Gesamtsystem Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht gruppiert nach Asphalten
- Bild 88:** Grafische Darstellung der Griffigkeiten nach 90.000 Überrollungen (PWS90) an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten für alle Untersuchungsstrecken
- Bild 89:** Grafische Darstellung der Griffigkeiten nach 270.000 Überrollungen (PWS270) an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten für alle Untersuchungsstrecken
- Bild 90:** Grafische Darstellung der mittleren Profiltiefen MPD (sandgestrahlter Zustand) an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten für alle Untersuchungsstrecken
- Bild 91:** Grafische Darstellung der Griffigkeiten nach 90.000 Überrollungen (PWS90) an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten
- Bild 92:** Grafische Darstellung der Endgriffigkeiten (PWS270) an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten
- Bild 93:** Grafische Darstellung der mittleren Profiltiefe MPD an Asphaltdeckschichten gruppiert nach Asphalten
- Bild 94:** Korrelation der Griffigkeitswerte nach 90.000 und 270.000 Überrollungen
- Bild 95:** Prüfkörperoberflächen der Strecke 4, Phase MW, bei 0 und 270.000 Überrollungen
- Bild 96:** Ergebnisse der Griffigkeitsmessungen mit dem Seitenkraftmessverfahren (SKM)
- Bild 97:** Ergebnisse der Griffigkeitsmessung mit Verfahren nach Wehner/ Schulze
- Bild 98:** Beispiel für die Anwendung der multiplen Regressionsanalyse: Vergleich der tatsächlichen Lastwechselzahl (BK) (x-Achse) mit der gemäß der identifizierten linearen Regression berechneten Lastwechselzahl (Phase BK) für die Asphalttragschichten
- Bild 99:** Steifigkeitsmoduln, ermittelt an den Proben der Phase EP aus ADS, ABS und ATS bei den Prüfbedingungen  $-10\text{ °C}$ , 10 Hz (Oben),  $10\text{ °C}$ , 10 Hz (Mitte) und  $20\text{ °C}$ , 0,1 Hz (Unten) mit ergänzten Kategoriegrenzen, bei angepasster Skalierung gemäß prEN 13108 (2014)
- Bild 100:** Mittlere Standardabweichungen der Steifigkeitsmoduln für die Asphaltdeckschichten (Oben), Asphaltbinderschicht

ten (Mitte) und Asphalttragschichten (Unten) in Phase EP

Enterprise am Beispiel der ATS für Strecke 6 (BK)

**Bild 101:** Ermüdungsfunktions-Parameter C1 und C2 der untersuchten Asphalttragschicht- und Asphaltbinderproben im Vergleich zu weiteren Asphalten

**Bild 112:** Eingabe der Ermüdungsfunktion für  $f = 10$  Hz in der Materialdatenbank der Software PaDesTo 2008 Enterprise am Beispiel der ATS für Strecke 6 (BK)

**Bild 102:** Verteilung der Ermüdungsparameter NMakro(0,05 %) und NMakro(0,1 %) für alle untersuchten Asphaltbinder und Asphalttragschichtproben sowie Darstellung der beschreibenden Normalverteilungen und der daraus abgeleiteten Quantilwerte

**Bild 113:** Eingabe der kryogenen Zugspannungen einer Asphalttragschicht in der Materialdatenbank der Software PaDesTo 2008 Enterprise am Beispiel der ATS für Strecke 6 (BK)

**Bild 103:** Lage der vorgeschlagenen Kategorien für den Ermüdungswiderstand im Vergleich zu den an Asphalttragschicht und Asphaltbindervarianten ermittelten Ermüdungsfunktionen

**Bild 114:** Ermüdungsindizes der Asphalttragschichten für die analysierten Phasen am Beispiel von Strecke 6

**Bild 104:** In Einaxialen Druck-Schwellversuchen an den Asphaltdeckschichtproben (links) sowie den Asphaltbinderschichtproben (rechts) jeweils in der Phase EP ermittelte Dehnungsraten, im Vergleich zu den in der DIN EN 13108 definierten Kategoriegrenzen

**Bild 115:** Nutzungsdauern bis zum Auftreten von Ermüdungsrissen in den ATS am Beispiel von Strecke 6

**Bild 105:** Reibbeiwerte, ermittelt an den Asphaltdeckschichtproben der Phase EP mit Kategoriegrenzen gemäß DIN EN 13108 (2014) und erforderlichen Ergänzungen

**Bild 116:** Ermüdungsindizes der Asphalttragschichten für alle Untersuchungsstrecken

**Bild 106:** Zusammenhang zwischen der im Abscherversuch gemessenen maximalen Scherkraft  $F_{max}$  und der Steifigkeit der an der Schichtgrenze liegenden Asphalt-schichten bei 20 °C und 10 Hz

**Bild 117:** Nutzungsdauern bis zum Auftreten von Ermüdungsrissen in den Asphalttragschichten für alle Untersuchungsstrecken

**Bild 107:** Auswahl des Sicherheitsniveaus in der Software PaDesTo 2008 Enterprise am Beispiel der Strecke 6 (BK)

**Bild 118:** Zusammenstellung der ermittelten Ermüdungskurven-Parameter und Vergleich mit Referenzwerten

**Bild 108:** Eingabe der Angaben zur Verkehrsbelastung in der Software PaDesTo 2008 Enterprise am Beispiel der Strecke 6

**Bild 119:** Zusammenstellung der ermittelten Steifigkeiten (10 °C, 10 Hz und -10 °C, 10 Hz) im Vergleich zu den Werten des RDO-Kalibrierasphaltes

**Bild 109:** Auswahl der Temperaturverteilung gemäß RDO Asphalt 09 in der Software PaDesTo 2008 Enterprise am Beispiel der Strecke 6

**Bild 120:** Zusammenstellung der ermittelten Steifigkeiten (10 °C, 10 Hz und 20 °C, 0,1 Hz) im Vergleich zu den Werten des RDO-Kalibrierasphaltes

**Bild 110:** Eingabe der Aufbaudaten in der Software PaDesTo 2008 Enterprise

**Bild 121:** Zusammenhang zwischen den Ermüdungskurvenparametern C1, C2 und der bei einer Dehnung von 0,1‰ ertragbaren Lastwechselzahl – repräsentiert durch den Punktdurchmesser

**Bild 111:** Eingabe der Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen für  $f = 10$  Hz in der Materialdatenbank der Software PaDesTo 2008

**Bild 122:** Zusammenhang zwischen der Ermüdungskurven-Parametern C1, C2 und dem Nutzungsdauerindex als Kennwert für die theoretische Nutzungsdauer in Bezug zumeinheitlich betrachteten RDO-Kalibrierasphalt

**Bild 123:** Zusammenhang zwischen dem E-Modul der Asphalttragschicht bei mittlerer und tiefer Temperatur und dem Kehrwert des Nutzungsdauerindexes

- Bild 124:** Zusammenhang zwischen dem E-Modul der Asphalttragschicht bei mittlerer und hoher Temperatur und dem Kehrwert dem Nutzungsdauerindex
- Bild 125:** Verteilungsfunktionen der an den Asphalttragschicht-Proben in den Phasen EP, MW und BK erfassten in Spaltzug-Schwellversuchen ertragbaren Lastwechselzahlen für die Dehnungen 0,1 ‰ (links) und 0,05 ‰ (rechts)
- Bild 126:** Verteilungsfunktionen der bei 20 °C, 0,1 Hz (links); bei 10 °C, 10 Hz (mitte) und -10 °C, 10 Hz (rechts) bestimmten E-Moduln und Ableitung der entsprechenden 95 %-Quantilwerte
- Bild 127:** Zusammenhang zwischen den für die Phasen MW bzw. BK und EP ermittelten Schädigungssummen (MINER) und Anwendung von globalen Sicherheitsbeiwerten

## Tabellen

- Tab. 1:** Untersuchungsstrecken
- Tab. 2:** In den Untersuchungsstrecken verwendete Asphalte und resultierende Bindemittel
- Tab. 3:** Probenmengen – Asphaltmischgutkonzeption und Asphaltmischgutproduktion
- Tab. 4:** Probenmengen - Bindemittel im Anlieferungszustand für Asphaltmischgutkonzeption
- Tab. 5:** Bohrkernanzahl und Durchmesser
- Tab. 6:** Untersuchungsprogramm im Labor
- Tab. 7:** Exemplarische Darstellung zur statistischen Auswertung
- Tab. 8:** Exemplarische Darstellung der statistischen Analyse unter Ausschluss der Ausreißer
- Tab. 9:** Exemplarische Darstellung der Steifigkeit der Asphalttragschicht – Mittelwerte, Minima und Maxima
- Tab. 10:** Festgelegte Toleranzen zum „Nachfahren“ der Erstprüfungen sowie Toleranzen nach ZTV Asphalt-StB 07/13
- Tab. 11:** Bindemittelgehalte der Asphaltdeckschichten
- Tab. 12:** Füllergehalte der Asphaltdeckschichten
- Tab. 13:** Anteil der feinen Gesteinskörnungen der Asphaltdeckschichten
- Tab. 14:** Anteil der groben Gesteinskörnungen der Asphaltdeckschichten
- Tab. 15:** Grobkornanteil der Asphaltdeckschichten
- Tab. 16:** Bindemittelgehalte der Asphaltbinderschichten
- Tab. 17:** Fülleranteile der Asphaltbinderschichten
- Tab. 18:** Anteil der feinen Gesteinskörnungen der Asphaltbinderschichten
- Tab. 19:** Anteil der groben Gesteinskörnungen der Asphaltbinderschichten
- Tab. 20:** Grobkornanteil der Asphaltbinderschichten
- Tab. 21:** Bindemittelgehalte der Asphalttragschichten
- Tab. 22:** Füllergehalt der Asphalttragschichten
- Tab. 23:** Anteil der feinen Gesteinskörnungen der Asphalttragschichten
- Tab. 24:** Anteil der groben Gesteinskörnungen der Asphalttragschichten
- Tab. 25:** Grobkornanteil der Asphalttragschichten
- Tab. 26:** Zusammenstellung der auf fälligen Strecken und Schichten
- Tab. 27:** Ergebnisse der Prüfungen des Schichtenverbundes
- Tab. 28:** Ergebnisse der statistischen Auswertung der Steifigkeitsversuche für SMA 8 S bei 10 °C und 10 Hz
- Tab. 29:** Ergebnisse der statistischen Auswertung der Steifigkeitsversuche für SMA 8 S bei 10 °C und 10 Hz nach Ausschluss der Ausreißer
- Tab. 30:** Ergebnisse der statistischen Auswertung der Steifigkeitsversuche für AC 16 B S bei 10 °C und 10 Hz
- Tab. 31:** Ergebnisse der statistischen Auswertung der Steifigkeitsversuche für AC 16 B S bei 10 °C und 10 Hz nach Ausschluss der Ausreißer



- Tab. 32:** Ergebnisse der statistischen Auswertung der Steifigkeitsversuche für AC 32 T S bei 10 °C und 10 Hz
- Tab.33:** Ergebnisse der statistischen Auswertung der Steifigkeitsversuche für AC 32 T S bei 10 °C und 10 Hz nach Ausschluss der Ausreißer
- Tab. 34:** Ergebnisse der Ermüdungsversuche: An den Asphaltbindern der Phase EP, MW und BK ermittelte Ermüdungsfunktionsparameter C1 und C2, Bestimmtheitsmaße der Ermüdungsfunktion  $R^2$ , für eine Dehnung von 0,1 ‰ und 0,05 ‰ berechnete ertragbare Lastwechselzahlen NMAkro (0,1 ‰) und NMakro (0,05 ‰) und logarithmierte Standardabweichungen  $s_{log}$
- Tab. 35:** Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰) für AC 16 B S
- Tab. 36:** Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,05 ‰) für AC 16 B S
- Tab. 37:** Ergebnisse der statistischen Analyse des Ermüdungswiderstandes am AC 16 B S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1
- Tab.38:** Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰) für AC 22 B S
- Tab. 39:** Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,05 ‰) für AC 22 B S
- Tab. 40:** Ergebnisse der statistischen Analyse des Ermüdungswiderstandes am AC 22 B S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1
- Tab. 41:** Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰) für SMA 16 B S
- Tab. 42:** Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,05 ‰) für SMA 16 B S
- Tab. 43:** Ergebnisse der Ermüdungsversuche: An den Asphalttragschichten der Phase EP, MW und BK ermittelte Ermüdungsfunktionsparameter C1 und C2, Bestimmtheitsmaße der Ermüdungsfunktion  $R^2$ , für eine Dehnung von 0,1 ‰ und 0,05 ‰ berechnete ertragbare Lastwechselzahlen NMAkro (0,1 ‰) und NMakro (0,05 ‰) und logarithmierte Standardabweichungen  $s_{log}$
- Tab. 44:** Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰)
- Tab. 45:** Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,05 ‰)
- Tab. 46:** Ergebnisse der statistischen Analyse des Ermüdungswiderstandes am AC 32 T S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1
- Tab. 47:** Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche an AC 22 T S (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,1 ‰)
- Tab. 48:** Ergebnisse der Varianzanalysen und LSD-Tests für die Ergebnisse der Ermüdungsversuche an AC 22 T S (ertragbare Lastwechselzahl bei einer Dehnung von 0,05 ‰)
- Tab. 49:** Ergebnisse der statistischen Analyse des Ermüdungswiderstandes am AC 22 T S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1
- Tab. 50:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an SMA 8 S
- Tab. 51:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an SMA 8 S unter Ausschluss der 100%igen Ausreißer gemäß Kapitel 7.1
- Tab. 52:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an SMA 11 S
- Tab.53:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an SMA 11 S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1



- Tab. 54:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 11 D S
- Tab. 55:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an SMA 8 LA
- Tab. 56:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 11 D N
- Tab. 57:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche MA 5 S
- Tab. 58:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 16 B S
- Tab. 59:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 16 B S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1
- Tab. 60:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 22 B S
- Tab. 61:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 22 B S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1
- Tab. 62:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an SMA 16 B S
- Tab. 63:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 16 B N
- Tab. 64:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 32 T S
- Tab. 65:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 32 T S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1
- Tab. 66:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 22 T S
- Tab. 67:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Abkühlversuche an AC 22 T S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1
- Tab. 68:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Zugfestigkeiten bei verschiedenen Temperaturen an SMA 8 S
- Tab. 69:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Bruchdehnungen bei verschiedenen Temperaturen an SMA 8 S
- Tab. 70:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Zugfestigkeiten bei verschiedenen Temperaturen an SMA 11 S
- Tab. 71:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Bruchdehnungen bei verschiedenen Temperaturen an SMA 11 S
- Tab. 72:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Zugfestigkeiten bei verschiedenen Temperaturen an AC 11 D S
- Tab. 73:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Bruchdehnungen bei verschiedenen Temperaturen an AC 11 D S
- Tab. 74:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Zugfestigkeiten bei verschiedenen Temperaturen an SMA 8 LA
- Tab. 75:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Bruchdehnungen bei verschiedenen Temperaturen an SMA 8 LA
- Tab. 76:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Zugfestigkeiten und Bruchdehnungen bei verschiedenen Temperaturen an AC 11 D N
- Tab. 77:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Zugfestigkeiten und Bruchdehnungen bei verschiedenen Temperaturen an MA 5 S
- Tab. 78:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 8 S
- Tab. 79:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 8 S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1
- Tab. 80:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 11 S
- Tab. 81:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 11 S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1
- Tab. 82:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 11 D S
- Tab. 83:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 8 LA
- Tab. 84:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 11 D N
- Tab. 85:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Stempelindringversuche an MA 5 S
- Tab. 86:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 16 B S
- Tab. 87:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 16 B S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1

- Tab. 88:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 22 B S
- Tab. 89:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 22 B S unter Ausschluss der Ausreißer gemäß Kapitel 7.1
- Tab. 90:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 16 B S
- Tab. 91:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 16 B N
- Tab. 92:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 8 S auf AC 16 B S bzw. AC 22 B S
- Tab. 93:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 11 S auf AC 16 B S bzw. AC 22 B S
- Tab. 94:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 11 D S auf AC 16 B S bzw. SMA 16 B S
- Tab. 95:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an SMA 8 LA auf AC 16 B S bzw. SMA 16 B S
- Tab. 96:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an AC 11 D N auf AC 16 B N
- Tab. 97:** Ergebnisse der statistischen Analyse der Druck-Schwellversuche an MA 5 S auf AC 16 B S
- Tab. 98:** Ergebnisse der statistischen Analyse Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen an SMA 8 S
- Tab. 99:** Ergebnisse der statistischen Analyse Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen an SMA 8 S nach Ausschluss der Ausreißer
- Tab. 100:** Ergebnisse der statistischen Analyse Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen an SMA 11 S
- Tab. 101:** Ergebnisse der statistischen Analyse Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen an SMA 11 S nach Ausschluss der Ausreißer
- Tab. 102:** Ergebnisse der statistischen Analyse Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen an SMA 8 LA
- Tab. 103:** Ergebnisse der statistischen Analyse Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen an AC 11 D S
- Tab. 104:** Ergebnisse der statistischen Analyse Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen an AC 11 D N
- Tab. 105:** Ergebnisse der statistischen Analyse Griffigkeitswert  $\mu_{PWS}$  nach 270.000 Überrollungen an MA 5 S
- Tab. 106:** Zusammenstellung der Aufbaudaten der Untersuchungsstrecken und Schichtmoduln der ungebundenen Schichten E0
- Tab. 107:** Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse der Tragfähigkeitsmessungen
- Tab. 108:** Ziel- und Einflussgrößen: Beispiel
- Tab. 109:** Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse: Beispiel
- Tab. 110:** Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse: Zugfestigkeit Asphaltdeckschicht – Regressionskoeffizienten
- Tab. 111:** Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse: Zugfestigkeit Asphaltdeckschicht – standardisierte Koeffizienten
- Tab. 112:** Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse: Bruchtemperatur
- Tab. 113:** Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse: Ermüdung NMakro (0,1 %)
- Tab. 114:** Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse: Steifigkeit -10 °C, 10 Hz
- Tab. 115:** Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse: Steifigkeit +10 °C, 10 Hz
- Tab. 116:** Ergebnisse der multiplen linearen Regressionsanalyse: Steifigkeit +20 °C, 0,1 Hz
- Tab. 117:** Kategorien für den Mindest-Steifigkeitsmodul  $S_{min}$  gemäß prEN 13108-1 (2014) sowie vorgeschlagene Ergänzungen
- Tab. 118:** Vorschlag für Anforderungskategorien an den Ermüdungswiderstand von Asphalt mittels Spaltzug-Schwellversuchen
- Tab. 119:** Kategorien für die maximale Bruchtemperatur  $TSRST_{max}$  gemäß EN 13108-1 (2014)

- 
- Tab. 120:** Kategorien für die maximale Dehnungsrate  $f_{C,max}$  gemäß EN 13108-1 (2014)
- Tab. 121:** Kategorie-Einteilung der untersuchten Asphaltproben in der Phase EP hinsichtlich der Performance-Eigenschaften
- Tab. 122:** DTV(SV) der 21 Untersuchungsstrecken
- Tab. 123:** Überprüfung der Kategoriezuordnung für die Phasen MW und BK im Vergleich zur Phase EP hinsichtlich der Mindeststeifigkeiten
- Tab. 124:** Überprüfung der Kategoriezuordnung für die Phasen MW und BK im Vergleich zur Phase EP hinsichtlich des Ermüdungswiderstandes
- Tab. 125:** Überprüfung der Kategoriezuordnung für die Phasen MW und BK im Vergleich zur Phase EP hinsichtlich des Kälterisswiderstandes
- Tab. 126:** Überprüfung der Kategoriezuordnung für die Phasen MW und BK im Vergleich zur Phase EP hinsichtlich des Verformungswiderstandes
- Tab. 127:** Überprüfung der Kategoriezuordnung für die Phasen MW und BK im Vergleich zur Phase EP hinsichtlich der Griffigkeit
- Tab. 128:** Parameter der Verteilungsfunktionen und vorgeschlagene Materialeigenschaften auf Basis der beprobten 21 Untersuchungsstrecken

## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Straßenbau“

## 2014

**S 82: Qualitätskontrolle PWS – Wehner/Schulze Quality Control**

Teil 1: Auswertung der Kenndaten der PWS Prüfung  
Teil 2: Auswertung von Vergleichsuntersuchungen zur Prüfung der Poliereinheit mittels Schleifpapier

Jansen

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

**S 83: Die Stellung der Gemeinden im Straßenrecht – aktuelle Probleme des Umweltrechts – Referate eines Forschungseminars des Arbeitskreises „Straßenrecht“ am 23./24. September 2013 in Bonn**

Durner

€ 17,00

**S 84: Anforderungen an die Erhaltung von Radwegen**

Maerschalk, Oertelt

€ 19,00

**S 85: Kornformbeurteilung mit dem optischen Partikelmessgerät Camsizer®**

Kunz

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

## 2015

**S 86: Einfluss des Asphaltgranulates auf die bemessungs- und ermüdungsrelevanten Materialeigenschaften einer zwangsgemischten, kaltgebundenen und bitumendominanten Tragschicht**

Radenberg, Miljković, Schäfer

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

**S 87: Untersuchungen zur Ermittlung von Präzisionswerten für zwei AKR-Schnelltests Durchführung und Auswertung**

Müller, Seidel, Böhm

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

**S 88: Verwendung von AKR-geschädigtem Betonaufbruch für hydraulisch gebundene Tragschichten**

Hüniger, Börner

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

**S 89: Ermittlung von repräsentativen Substanzwerten in homogenen Abschnitten**

Villaret, Frohböse, Jähmig, Karcher, Niessen, Buch, Zander

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

**S 90: AKR-Untersuchungen für Fahrbahndecken aus Beton mit Waschbetonoberfläche**

Müller, Seidel, Böhm, Stark, Ludwig, Seyfarth

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

**S 91: Straßen im Gesamtsystem der Verkehrsträger**

Durner

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

**S 92: Längsebenheitsmesssysteme – Überprüfung der Signalverarbeitungsverfahren nach dem Prinzip der Mehrfachabtastung (HRM)**

Neubeck, Wiesebrock

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

## 2016

**S 93: Bewertung und Optimierung der Hydrophobierung zur Verminderung des AKR-Schädigungsfortschrittes in Fahrbahndeckenbetonen**

Weise, Schrang

€ 19,50

**S 94: Beanspruchung und Entfernbarkeit temporärer Fahrbahnmarkierung**

Kemper, Schacht, Klapproth, Oeser, Beyer

€ 16,50

**S 95: Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad von Schichten ohne Bindemittel**

Bialucha, Merkel, Motz, Demond, Schmidt, Ritter, Haas

€ 14,50

**S 96: Bewertungshintergrund für den Widerstand gegen Polieren von Gesteinskörnungen nach dem PWS-Verfahren**

Dudenhöfer, Rückert

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

**S 97: Einheitliche Bewertungs- kriterien für Elemente der Straßenverkehrsinfrastruktur im Hinblick auf Nachhaltigkeit – Straße und Tunnel**

Fischer, Sauer, Jungwirth, Baumgärtner, Hess, Ditter, Roth, Xalter

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

**S 98: Verifikation eines Europäischen Prüfverfahrens zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Asphalt**

Böhm, Beara

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

**S 99: Ansprache und Steuerung von Healing-Effekten bei Asphalt**

Wistuba, Alisov, Isailović

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

**S 100: Probekörperherstellung für performance-basierte Asphaltprüfungen**

R. Roos, C. Karcher, A. Wittenberg

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

**S 101: Belastungseinrichtung Mobile Load Simulator MLS10 Sensorik zur Beanspruchungsdetektion im ersten gemeinsamen Versuchsbetrieb**

Wacker, Scherckenbach, Rabe, Golkowski

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

**S 102: Effizienz technischer Sicherungsmaßnahmen im Erd-  
bau – Lysimeteruntersuchungen unter Laborbedingungen –  
Teil 1: Bodenmaterial**

Kellermann-Kinner, Bürger, Marks € 16,50

**S 103: Effizienz technischer Sicherungsmaßnahmen im Erd-  
bau – Untersuchungen von Bauweisen in Freilandlysime-  
tern – Teil 1: Untersuchungszeitraum 2010 – 2013**

Brand, Tiffert, Endres, Schnell, Marks, Kocher € 19,50

**S 104: Nachhaltige und effiziente Sanierung von Schlaglö-  
chern**

Thienert, Beckedahl, Koppers, Paffrath, Nafe € 15,00

## 2017

**S 105: Untersuchungen zur Überprüfung des Luftporenan-  
teils als Verdichtungsanforderung bei feinkörnigen Böden  
und bindigen Mischböden**

Lypp, Birle, Heyer, Vogt € 20,50

**S 106: Zusammenhang zwischen Bitumenchemie und stra-  
ßenbautechnischen Eigenschaften**

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

**S 107: Baustoffe für standfeste Bankette**

Koukoulidou, Birle, Heyer € 15,50

**S 108: Neue Wege zur Finanzierung des Straßenbaus – Ent-  
wicklungen des europäischen Umweltrechts – Referate eines  
Forschungsseminars des Arbeitskreises „Straßen-  
recht“ am 21./22. September 2015 in Bonn**

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

**S 109: RIVA – Risikoanalyse wichtiger Verkehrsachsen des  
Bundesfernstraßennetzes im Kontext des Klimawandels**

Korn, Leupold, Mayer, Kreienkamp, Spekat € 15,50

**S 110: Vergleichbarkeit der Auslaugraten von Materialien mit  
und ohne Sandzumischung nach dem Säulenkurzverfahren  
(DIN 19528)**

Lin, Linnemann, Vollpracht € 16,50

**S 111: Bitumenextraktion aus Asphalt mit dem nachwach-  
senden Rohstoff Octansäuremethylester(Kokosester)**

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

**S 112: Nachweis der flächendeckenden Verdichtungskont-  
rolle von Asphalt**

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

**S 113: Einfluss der Temperatur auf die Probekörperherstel-  
lung bei Niedrigtemperaturgussasphalt im Rahmen der Kon-  
trollprüfungen**

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

**S 114: Studie zum Anwendungspotenzial von werksge-  
mischten Kaltbauweisen – Asphalt**

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

## 2018

**S 115: Performance-orientierte Asphaltspezifikation – Ent-  
wicklung eines praxisgerechten Prüfverfahrens zur Anspra-  
che des Verformungswiderstandes**

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

**S 116: Weiterführende Untersuchungen zur Beurteilung des  
Adhäsionsverhaltens zwischen Bitumen und Gestein**

Radenberg, Nytus, Boetcher, Diedel, Miehring  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter  
<http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**S 117: Bauzeitenverkürzung durch optimierten Asphalteinbau**

Böhm, Tielmann, Ulrich, Verges, Muschalla  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter  
<http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

**S 118: Untersuchung der Dauerhaftigkeit unterschiedlicher  
Asphaltbinderkonzepte**

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

**S 119: Grundfragen des straßenrechtlichen Nutzungsregi-  
mes – Straßenrecht im Zeichen des Klimawandels**

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

**S 120: Temperaturuntersuchungen am und im Mobile Load  
Simulator MLS30 – Analyse des Temperatureinflusses wäh-  
rend eines Dauerversuchs für weitere Versuchsprogramme**

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

**S 121: Repräsentative Ermittlung der performance-relevanten  
Asphalteeigenschaften als Grundlage neuer Vertragsbe-  
dingungen**

Roos, Plachkova-Dzhurova, Grafmüller, Milch, Hase, Schindler  
Schröter, Zumsande, Wörner, Kazakova, Patzak  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter  
<http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Fordern Sie auch unser kostenloses Gesamtverzeichnis aller  
lieferbaren Titel an! Dieses sowie alle Titel der Schriftenreihe  
können Sie unter der folgenden Adresse bestellen:

**Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG**  
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen  
Tel. +(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-63

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer  
Website finden und bestellen.

[www.schuenemann-verlag.de](http://www.schuenemann-verlag.de)