

# **Kriterien für die Dauerhaftigkeit von Asphaltschichten – Untersuchungen zur Ansprache des Haftverhaltens**

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Straßenbau Heft S 170**

**bast**

# **Kriterien für die Dauerhaftigkeit von Asphaltschichten – Untersuchungen zur Ansprache des Haftverhaltens**

von

Martin Radenberg  
Dominik Twer

Ruhr-Universität Bochum  
Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften  
Lehrstuhl für Verkehrswegebau

Hans-Peter Louis  
Björn Buscham

Ingenieurgesellschaft für Technische Analytik mbH  
Herne (seit 06/21 – vorher Essen)

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Straßenbau Heft S 170**

**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 Kommunikation.

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 Kommunikation.

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

## Impressum

**Bericht zum Forschungsprojekt 07.0254**  
Kriterien für die Dauerhaftigkeit von Asphaltsschichten -  
Untersuchungen zur Ansprache des Haftverhaltens

**Fachbetreuung**  
Franz Bommert

**Referat**  
Asphaltbauweisen

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

**Redaktion**  
Stabsstelle Presse und Kommunikation

**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 978-3-95606-660-3

Bergisch Gladbach, Dezember 2021

## Kurzfassung – Abstract

### „Kriterien für die Dauerhaftigkeit von Asphaltsschichten – Untersuchungen zur Ansprache des Haftverhaltens“

Die hohe Bedeutung einer dauerhaften Adhäsion zwischen Bindemittel und Gestein liegt darin begründet, dass die Verdrängung des Bindemittelfilms von der Gesteinskörnung zu irreparablen Schäden mit progressiver Schadensentwicklung führt. In der Literatur finden sich bereits zahlreiche Prüfverfahren zur Quantifizierung der Adhäsion, im Wesentlichen wird jedoch speziell das Haftverhalten in Form von bitumenumhüllter Gesteinskörnung erfasst. Ein hinreichend geeignetes Verfahren zur gezielten Ansprache des Haftverhaltens von Asphalt besteht aktuell nicht.

In diesem Forschungsvorhaben wurden vier Prüfverfahren hinsichtlich der Eignung zur Bewertung des Haftverhaltens von Asphalt untersucht. Die mod. Schüttelabrieb-Prüfung, der Stripping-Test im Spurbildungsgerät und der einaxiale Zugversuch ermöglichten unter den betrachteten Randbedingungen keinen zielführenden Ansatz. Es konnte jedoch erfolgreich herausgestellt werden, welchen signifikanten Einfluss die Art der Vorkonditionierung auf das Haftverhalten bewirkt und welche umfassenden Ansätze für eine zielorientierte Quantifizierung notwendig sind. Erste positive Erkenntnisse konnten darüber hinaus durch die Modifizierung der SATS-Prüfung gewonnen werden. Durch eine Veränderung der kombinierten Temperatur- und Druckbeanspruchung, wurde das Verfahren an die nationalen Mischgutkonzepte angepasst. Mit dieser Prüfung wurden 48 Asphaltkonzepte untersucht und abschließend die Auswirkung verschiedener Einflussfaktoren auf das Haftverhalten eruiert. Grundlegend ließ sich eine Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisses nach der Konditionierung zum Hohlraumgehalt nachweisen, eine Charakterisierung einzelner Einflussparameter konnte jedoch nicht erfolgen.

Die reine Druckbeanspruchung ohne Wasser hat darüber hinaus offensichtlich auch einen Einfluss auf die Mikrostrukturen im Prüfkörper. Es handelt sich somit nicht um eine reine Adhäsionsprüfung, sondern um eine kombinierte Prüfung, welche einen weiteren Forschungsbedarf implementiert.

### „Criteria for durability of asphalt layers – Investigation of adhesion behavior“

The major importance of a durably adhesion between bitumen and aggregates is caused by the irreparable and progressive development of damage, as a result of the binder displacement. There are already many testing procedures for quantifying adhesion, but mostly the adhesion behavior of aggregates covered with binder is recognized. A suitable method for quantifying adhesion behavior of hot asphalt mixtures currently doesn't exist.

In this research project four different methods were investigated to quantify the durability of asphalt. The modified Shaking-Abrasion-Test, the Stripping-Test in the Wheel-Tracking-Device and the Uniaxial Tension Stress Test (UTST) were not suitable to show a sufficient differentiation between various asphalt mixtures within the examined conditions. The different test conditions have successfully shown the significant influence of the moisture condition on the adhesion of different asphalts.

An expedient approach shows the modification of the SATS-Test. Based on varied pressure and temperature strain, the SATS-test were fitted to the national HMA-mixtures. With this modified test procedure 48 HMA-concepts were investigated and finally the effect of different durability influencing additives were determined. There were exposed a basic correlation between the stiffness-ratio after the conditioning and the void content. A characterization of different parameters to the adhesion could not take place with a proven success.

A unique pressure strain without water obviously seems to have a strongly influence to the microstructure of specimen. This is therefore not a pure adhesion testing, but a combined test, which implements a need for further research.

## Summary

### „Criteria for durability of asphalt layers – Investigation of adhesion behavior”

#### 1 Problem and purpose

The importance of a permanent adhesion between binder and aggregate is reasoned by the fact that the displacement of the binder film from the aggregate will cause irreparable damage with progressive loss development. The scientific literature contains numerous adhesion testing procedures to quantify the adhesion, but most of them based on bitumen-coated aggregates. A suitable test to quantify the adhesion behavior of hot mix asphalt (HMA) is not known so far.

The purpose of the research project is to evaluate an economic and simple test method for quantitative assessment of the durability of hot mix asphalt. Thus, the possibility to quantify the durability of the HMA-concepts already while the planning and building phase should be created. For existing evaluation framework and resulting consequences, there will be formulated quality assurance actions, which can directly improve the performance characteristics and the sustainability of asphalt roads. Currently an adequate and permanent bonding of the asphalt components is provided but there doesn't exist a sufficiently ascertained practical test methods for adhesion of completely HMA-concepts.

#### 2 Theoretical principles and current state of knowledge

To describe the adhesion behavior various failure and adhesion theories exist. In this regard, it has to be taken into account that each of these theories deals with different aspects of the complex adhesion mechanism. The adhesion between bitumen and aggregate can not only be described by one independent adhesion theory, but presumable by a combination of various theories.

In the adhesion process both the mineralogy of the aggregate and the composition of bitumen as well as the water composition play an important role. Furthermore, different void contents of different asphalt concepts also effect the adhesion process. Accordingly, the influencing factors of the uninterrupted system on the adhesion are various.

The adhesion behavior of bitumen and aggregate is a complex phenomenon, which is confirmed considering the amount of adhesion and failure theories. It is recognized that the influence of water on the durability is the key factor for moisture damage

and stripping. Due to the large number of testing methods, various different strain procedures exist causing accelerated damage to the asphalt resp. the test sample. In this process sometimes a unique water damage is produced individually to the samples and sometimes durability effects, such as different aging processes (distillation, oxidative, structural), are taken into conditioning procedures.

Basis for the determination of an appropriate conditioning procedure are the standard [DIN EN 12697-12, 2008] to determine the water sensitivity of asphalt samples, the American standard AASHTO T 283 [AASHTO T283-14, 2014], which describes the 'Modified Lottman Test' and the standard [DIN EN 12697-45, 2012], which defines the SATS-Test.

#### 3 Project progression

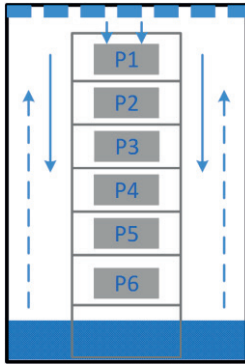
##### 3.1 Research Methodology

The project is divided into three segments. The aim of the first project stage was to determine an appropriate test method to quantify the adhesion behavior. To reach differentiable results, three different types of asphalt (PA 8, SMA 11 S and AC 16 BS) were examined. The HMA composition consisted of three different types of aggregates (greywacke, quartzite and diabase) and two adhesion-critical bitumen (50/70 and 70/100).

Decisive test procedures of this project stage are the Stripping-Test in the Wheel-Tracking-Device, the modified Shaking-Abrasion-Test of asphalt samples and the Uniaxial Tension Stress Test (UTST). Aim of the first phase of the project should be the selection of the most appropriate test method for determining the adhesion behavior and its influencing factors.

With the three selected testing methods, no result-oriented test method could be determined. For further investigation the modified SATS-Test according to [DIN EN 12697-45, 2012] was selected for the second project stage after a consultation with the project-committee.

For this purpose a modified test rack was developed, which provides the opportunity to strain two complete test series within one conditioning process, whereas no sample is stained completely saturated within water (Fig. 1).

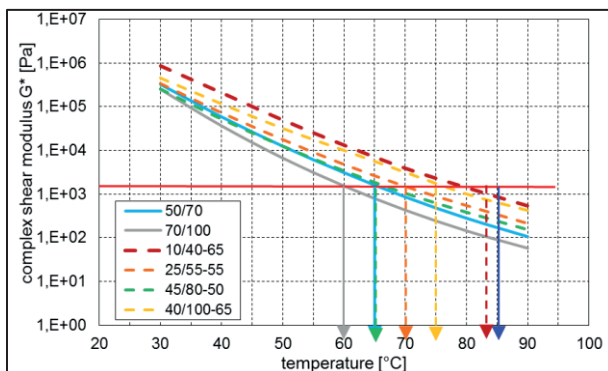


**Figure 1:** principle of modified SATS-conditioning

On the prepared samples the density and the stiffness modulus were determined at 10 °C in accordance with [AL Sp-Asphalt 09, 2009] before conditioning.

After the stiffness test the conditioning phase in the pressure reactor followed. For this purpose, the samples were saturated within water and installed in the pressure reactor. The conditioning lasted 65 h, the pressure load was kept constantly at 2.1 MPa (21 bar). The temperature was chosen depending on the binder. To guarantee a viscoequivalent stiffness of the binder during conditioning process the determination of the complex shear modulus with the Dynamic Shear Rheometer according to [DIN EN 14770, 2012] was necessary in advance. Based on the results the temperature was selected for the experimental procedure (Fig. 2).

After conditioning the stiffness modulus was determined on the dried sample. For the test a procedure analog to the tests before the conditioning, with an identical maximum load, was selected.



**Figure 2:** viscoequivalent conditioning temperature – project stage 2

The assessment of the results is based on the stiffness ratio. The stiffness ratio ( $CTR_R$ ) was determined as the quotient of the stiffness modulus after conditioning ( $CTR_C$ ) and the stiffness modulus before conditioning ( $CTR_U$ ). Similarly, the percentage increase of the initial elastic strain was determined.

Based on the conclusions in the second project stage various approaches for the conceptual influence to the adhesion of asphalt are defined. The following additives were involved in the third project stage, to evaluate the influence of different additives to the test result.

- adhesive agents: chemical (Z.1)  
organic (Z.2)
- additive: Fischer-Tropsch Wax (Z.3)
- filler: limestone filler,  
rhyolite filler
- hydrated lime:  $Ka_{20}$

## 4 Evaluation of the project stage 1 – process definition

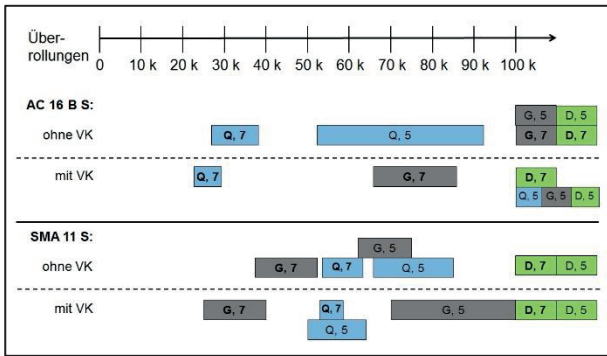
### 4.1 Evaluation of the Stripping-Test in the Wheel-Tracking-Device

With the Wheel-Tracking-Test the determination of the deformation resistance after defining suitable boundary conditions as well as statements about the affinity should be possible. The idea behind this is that the degenerative ruts, which are typical for the deformation behavior, interfere with the progressive stripping behavior after a characteristic number of load cycles [HUNTER and KSAIBATI, 2002; SOLAIMANIAN et. al., 2003]. The characteristic number of load cycles presents a turning point in the rutting course ('Stripping Inflection Point – SIP'), which should be determined analytically. Consequently, the SIP would allow a quantitative statement about the affinity.

During the project it was noticed, that an increase to 100.000 load cycles potentially provides a relevant approach to generate a stripping effect, respectively a decrease in adhesion. Due to the high number of load cycles a turning point for certain samples and test conditions was determined and a SIP could be defined.

Although a qualitative tendency of a premature failure for the aggregate type quartzite, which implements a critical adhesion behavior, was detected, this procedure did not seem to be perfectly suitable for a quantitative and differentiated evaluation of the different material composition. This is due to the wide range of the double determination as well as the overlapping of measuring results (quartzite, greywacke). Asphalt types with good adhesion characteristic (diabase) did not show a turning point in the progression of the rutting course after 100.000 load cycles in the tests. Therefore, the adhesion behavior of the HMA-Mixture could possibly be defined as adequate (Fig. 3).





D – diabase; G – greywacke; Q – quarzite;  
 5 – 500 N load; 7 – 700 N load; mit VK – with conditioning

Figure 3: Stripping Inflection Point after 100.000 load cycles

Therefore, this test procedure provides a possible approach to evaluate the adhesion of asphalt using a quantifiable parameter in principle.

### 4.2 Evaluation of the modified Shaking-Abrasion-Test

The various ways of sample preparation with an identical HMA-material showed that Marshall-Specimens, which were compacted with pressure, and cores from asphalt slabs had a significantly lower abrasion than classic Marshall-Specimens. This effect leads back to the percussive compression of the Marshall-Specimens, which possibly destroys several aggregate particles and causes an accelerated extraction from the asphalt mastic. The significantly higher voids content of the Marshall-Specimens, which were compacted with pressure, showed that this effect is independent of the degree of compaction of the sample (Fig. 4).

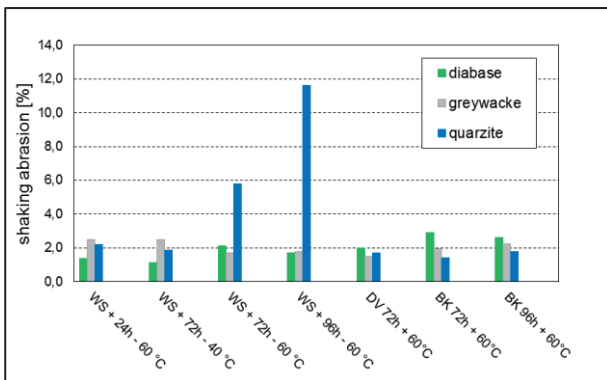


Figure 4: abrasion as a function of conditioning and specimen preparation – AC 16 BS

A significant increase in the conditioning duration up to two weeks as well as an increase in load cycles of the abrasion-test and a reduction of the degree of compaction to  $k = 90\%$  were not able to deliver a quantitative evaluation approach of the adhesion behavior.

### 4.3 Evaluation of the Uniaxial Tension Test (UTST)

According to [DIN EN 12697-46, 2012] a strain rate of  $0,625 \pm 0,025\%$ /min depending on the length of the sample is required for the uniaxial tensile test. This means 1 mm/min for a specimen-length of 160 mm. As an adhesive and not a cohesive failure is desired in the test, a high test temperature increases the risk of a cohesive material failure in the asphalt mastic. To realize synergy effects as well as an extended valuation basis of the results, the tests were performed at 5 °C with strain rate of 1 mm/min according to RENKEN, WISTUBA, GRÖNNINGER and SCHINDLER [RENKEN et al., 2010].

The ratio of the tensile strength after conditioning and the tensile strength before conditioning ( $\beta_{Z,R}$ ) should allow a quantitative evaluation criterion to characterize the adhesion behavior of asphalt mixtures.

It can be noticed that with increasing strain due to a static water immersion a reduction of the remaining tensile strength is achieved (Fig. 5). A clear and quantitative distinction of the adhesion behavior of the different aggregate types, however, could not be determined with the static water immersion. The same applied to the expansion of the conditioning according to the SATS-Test [DIN EN 12697-45, 2012].

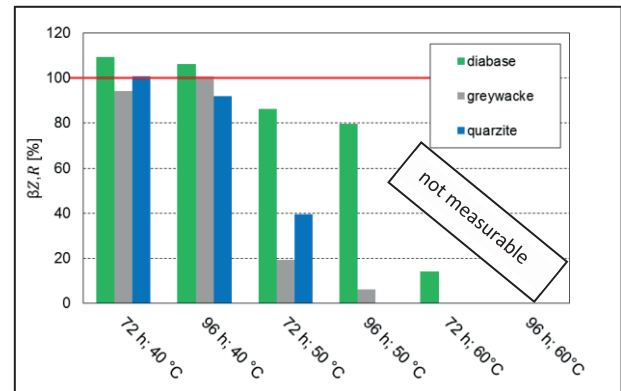


Figure 5:  $\beta_{Z,R}$  as a function of the conditioning – AC 16 BS; B1 50/70

To increase process reliability of the test procedure, various modifications of the test conditions were performed. Because of the wide range of the results after conditioning, the process reliability of the test has to be considered critical.

The test results, for which the adapter boards were installed after conditioning, showed that the instant of time has a significant influence to the measured tensile stress. The evaluation showed that the ratio

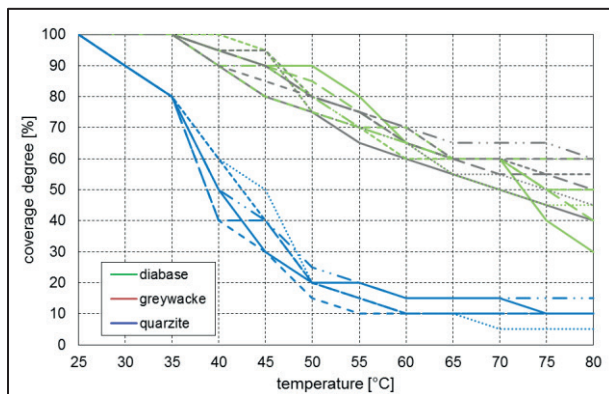
of the tensile strength was below 100 % for the series tested after conditioning. This means that the tensile strength decreases during the conditioning process. The examination after 48 h, under otherwise identical conditions, caused an increase of the tensile strength. A comparable effect was also noticed for the further test series.

A sufficient differentiation between the individual test series could not be obtained. However, this is necessary to describe all influence parameters of a material conception.

#### 4.4 Modification of the conditioning medium

A concentrated moisture damage caused by static water immersion is primarily possible through an increase of the temperature and/or an extension of the exposure duration. However, an increase > 60 °C is not appropriate because the increasing risk of plastic deformation of the samples. Consequently, a testing medium, which accelerates the binder detachment, but does not cause a complete destruction of the asphalt mastic at the same time, without changing the material components chemically, was desirable.

The influence of the conditioning medium was determined with the approach to determine the temperature at which the binder detachment begins ("Haftgrenztemperatur"). The influence of different thawing agents and additives on the adhesion behavior of diabase, greywacke and quartzite was analyzed.



**Figure 6:** decrease of the coverage degree while the conditioning

Figure 6 shows a clear distinction between diabase and greywacke and the aggregate type quartzite. Quartzite showed a critical adhesion behavior for the examined variants. A clear distinction between greywacke and diabase could not be determined. The curve shapes however indicates a comparable behavior, so that compared to de-ionized water an

accelerated stripping behavior was not noticed by using different additives.

## 5 Evaluation of the project stage 2 – adhesion behavior of typical HMA

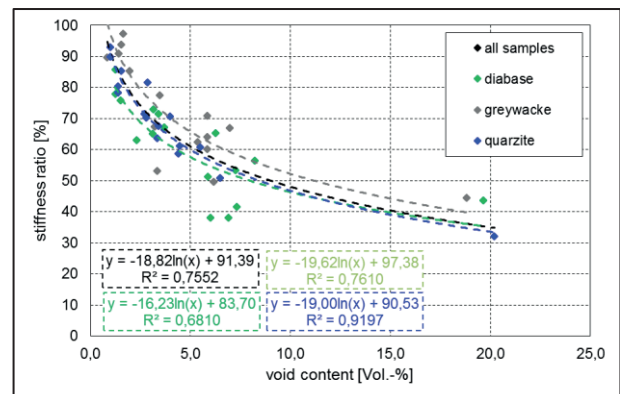
To validate the test procedure and creating a valuation basis, 48 HMA-concepts were examined.

Basically it was to determine whether the modified SATS-Test confirmed the test results from the pre-investigation and constitute a suitable tool to simulate an accelerated adhesion failure.

The comparison of the stiffness ratio as a separate evaluation criterion provides no comprehensive approach for evaluating the adhesion behavior. Thus, a review based on a single value is not an effective and sustainable approach for a quantified assessment.

Based on the results of project stage 2, a fundamental relationship between the stiffness ratio and the void content is shown in Figure 7, considering all HMA-concepts.

Density HMA-concepts with low void contents should theoretically have a better adhesion behavior and thus better durability than open HMA-concepts with high void contents. This theory is essentially confirmed regardless of the type of aggregate. By a subdivision of the examination results in aggregate types, the coefficient of determination increases generally for each aggregate type (Fig. 7).



**Figure 7:** stiffness ratio as a function of void content considering the aggregate type

The degree of compaction can also be associated with a principled influence on the stiffness ratio. This influence is rather secondary, because a reduced compaction causes an increased void content. Consequently, there are lower dependencies between the degree of compaction and the stiffness ratio than between the void content and the stiffness ratio.



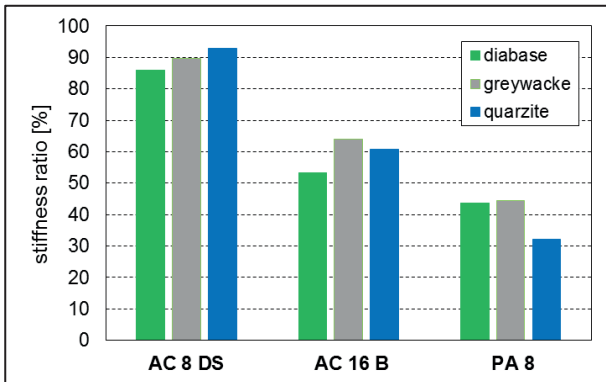


Figure 8: stiffness ratio as a function of HMA-concepts

Previous attempts to quantify the adhesion behavior failed partly already in the identification of various types of asphalt. Figure 8 shows clearly that the separate consideration of the stiffness ratio can be used to show a differentiation between the HMA-concepts, without consideration of the void content. Making a distinction between the different aggregate types without additional details is not possible.

## 6 Evaluation of the project stage 3 – Optimize the adhesion behavior

### 6.1 Evaluation of the modified SATS-Test

Based on the investigation results in project stage 2 it became clear that the void content represents a significant influence factor. In project stage 3, the influence of various additives on the adhesion behavior should be analyzed. The influence of the additives are critical asphalt compositions with a void content of about 10 to 15 vol.-%. The aggregate > 0,063 mm of the investigated variants consisted of quartzite. Finally, a series with the aggregate type diabase was tested without additives.

The void-independent bar chart of stiffness ratios in Figure 9 showed that the investigation series did not permit a clear conclusion on the adhesion behavior. The reference series, consisting of the aggregate quartzite and quartz filler, regardless of HMA-concept showed a similar stiffness level to the other test series. Just the test series with quartzite plus hydrated lime and diabase plus quartz filler showed a higher stiffness ratio.

The additional consideration of the void content is shown in Figure 10. The valuation basis was built by the regression curve of the aggregate quartzite of the project stage 2. A quantitative approach to evaluate the adhesion behavior is possible by evaluation of the stiffness ratio as a function of the void content. If the stiffness ratio is above the regression

curve (from the results of project stage 2), there will be expected an improved adhesion behavior of the HMA-conception.

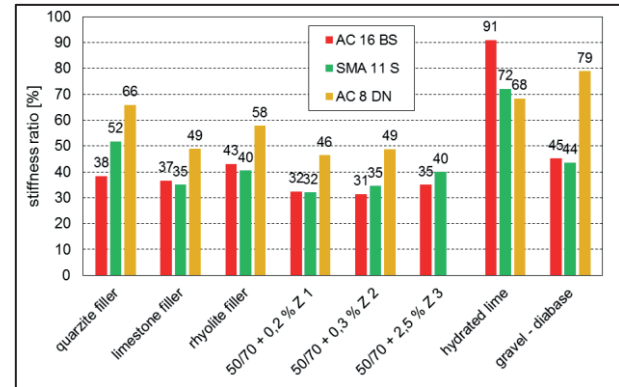


Figure 9: stiffness ratio as a function of the addition/ HMA-concept

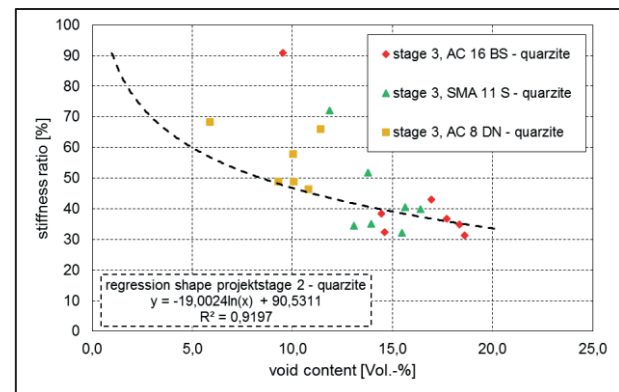


Figure 10: stiffness ratio as a function of void content – project stage 3

A relationship between the stiffness ratio and the void content could also be proven in these investigations. However, quantitative statements on the adhesion behavior are not possible. Rather, there are further more influence factors due to the parameters of the modified SATS-Test, which have not been sufficiently analyzed yet. The gained insights lead to a need for the consideration of the outstanding parameters.

### 6.2 Evaluation of the Rolling-Bottle-Test

In addition to the performance-oriented testing process, the influences of additives Z.1 to Z.3 on the adhesion behavior in interaction with the aggregate types diabase, greywacke and quartzite were analyzed with the Rolling-Bottle-Test according to [DIN EN 12697-11, 2012].

After a rolling time of 6 hours, there was no obvious differentiation recognizable. As expected, the lowest coverage degree was achieved after 24 and 48 h with the aggregate type quartzite (Fig. 11). The

coverage degrees of the other two types of aggregates have been at a higher level. It is identifiable that the chemical and the organic adhesion promoter (Z.1 and Z.2) have a positive effect on adhesion critical aggregates (quartzite). With increasing coverage degree, a reduction of this effect is detectable. The lowest coverage degree has been achieved after 48 h.

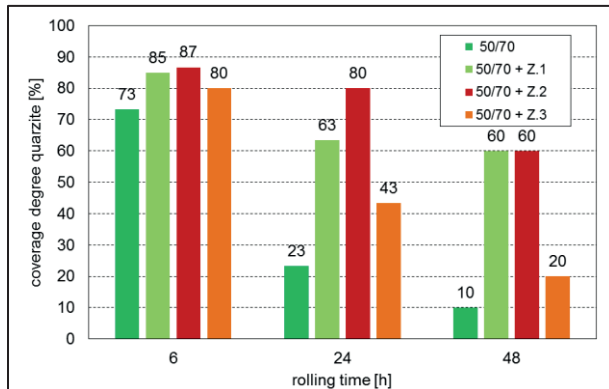


Figure 11: coverage degree (aggregate type quartzite)

### 6.3 Extension project stage 3

The findings of the project stage 3, in combination with the results of project stage 2, lead to the conclusion that a quantitative and differentiating assessment of adhesion behavior, on the basis of investigations carried out, is not possible. The factors influencing the SATS-Test have not been analyzed in a complete parameter study. A varied pressure regime or even a sharply deviating level of the water regime has not been ascertained. Finally, four HMA-concepts from project stage 3, which had a rather high stiffness ratio, were selected and claimed by the SATS-conditioning process without the use of water. Thus, there was a pure temperature and pressure strain. The aim was to separate the influence of the adhesive components on reducing the stiffness of any existing pressure-dependent components. The results in Figure 12 show a systematically lower stiffness ratio after conditioning the sample without water than after conditioning the samples with water. This result was not expected in this form.

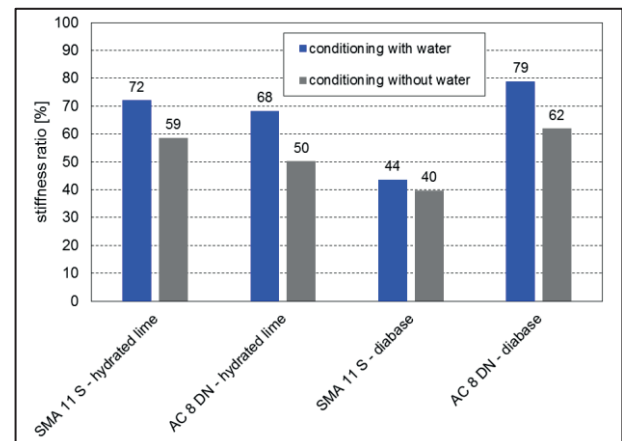


Figure 12: comparison of the stiffness ratios

To evaluate the degree of aging, the binder was extracted and recovered according to TP Asphalt-StB [TP Asphalt-StB – Teil 3, 2007]. Subsequent by the determination of the complex shear moduli. The bitumen showed clear aging influences in form of an increased stiffness, but a systematic distinction between the two different conditioning concepts could not be determined, so that the effect of pressurization has an urgent need for further research, which should be focused in the future.

## 7 Review of the criteria of adhesion behavior

A safe and practice-oriented test method for quantitative and rapid evaluation of the adhesion behavior of HMA-concepts is a complex approach, which requires a systematic consideration of all factors influencing a test method. It could be successfully proven, which significant impact the type of preconditioning on the adhesion behavior causes and what comprehensive approaches to targeted quantification of the affinity are required.

The findings of the research project further demonstrate the importance of systematic and structured consideration of the entire HMA-concept. In addition to the particle size distribution, the binder content and a sufficient compression efficiency during construction, the selection of the aggregate and the binder is of fundamental importance for a durable asphalt layer.

It could be shown which problems exist in determining the adhesion behavior, respectively the stripping behavior from asphalt concepts. Both the Rolling-Bottle-Test and the test to determine the temperature where the binder detachment begins (“Haftgrenztemperatur”) are qualitative methods for assessing the interactions between binder and aggregate. The complete mixture components, includ-

ing the resulting volumetric characteristics, however, could not be considered by this test method. It is generally possible to quantify the qualitative influence of adhesion promoters and other additives due to the Rolling-Bottle-Test.

The adequate conditioning of the specimens before the major test procedure has proven to be indispensable for targeted results. The development of a robust and quantitative test method for characterization and evaluation of adhesion behavior of HMA-concepts remains current state of research at this time. The influence of the HMA-concepts was qualitatively assessed on the basis of examination results. Therefore, it should be noticed that the highest stiffness ratios were achieved by dense HMA-concepts. This confirms the trend towards durable and dense HMA-concepts, how it is implemented consistently by importing the [ARS 11/12] in the [ZTV Asphalt-StB 07, 2013].

## 8 Literatur

**AL Sp-Asphalt:** Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als Eingangsgröße in die Dimensionierung (AL Sp-Asphalt), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2009

**ARS, Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 11/2012:** Änderungen und Ergänzungen des Technischen Regelwerkes Asphaltstraßen. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn, 2012

**AASHTO T283-14:** Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage; American Association of State Highway and Transportation Officials, Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, 2014

**DIN EN 12697-11:** Asphalt – Prüfverfahren für Heiasphalt, Teil 11 – Bestimmung der Affinität von Gesteinskörnungen und Bitumen; Beuth Verlag, Berlin, 2012

**DIN EN 12697-12:** Asphalt – Prüfverfahren für Heiasphalt, Teil 12 – Bestimmung der Wasserempfindlichkeit von Asphalt-Probekörpern; Beuth Verlag, Berlin, 2008

**DIN EN 12697-45:** Asphalt – Prüfverfahren für Heiasphalt, Teil 45 – Alterungsprüfung an gesättigten Asphalt-Probekörpern (SATS-Prüfung); Beuth Verlag, Berlin, 2012

**DIN EN 12697-46:** Asphalt – Prüfverfahren für Heiasphalt, Teil 46 – Widerstand gegen Kälterisse

und Tieftemperaturverhalten bei einachsigen Zugversuchen; Beuth Verlag, Berlin, 2012

**DIN EN 14770:** Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel - Bestimmung des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels - Dynamisches Scherrheometer (DSR); Beuth Verlag, Berlin, 2012

**Hunter, E.; Ksaibati, K.:** Evaluating moisture susceptibility of asphalt mixes, Department Civil and Architectural Engineering, University of Wyoming, Laramie, 2002

**Renken, P., et al:** Adhäsion von Bitumen am Gestein, Forschungsbericht Heft 1043 des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; 2010

**TP Asphalt-StB, Teil 3:** Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 3: Rückgewinnung des Bindemittels - Rotationsverdampfer, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2007

**ZTV Asphalt-StB:** Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt 2007, Ausgabe 2013, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2013

## Inhalt

<b>1</b>	<b>Einleitung und Problemstellung</b> .....	13	5.1	Gesteinskörnung.....	30
<b>2</b>	<b>Zielsetzung</b> .....	14	5.2	Bitumen.....	31
<b>3</b>	<b>Theoretische Grundlagen und Stand der Kenntnisse</b> .....	15	<b>6</b>	<b>Projektphase 1 – Verfahrensdefinition</b> ...	32
3.1	Theoretische Grundlagen des Haftverhaltens.....	15	6.1	Erstprüfungen der Asphaltkonzepte.....	32
3.1.1	Adhäsionstheorien.....	15	6.2	Stripping-Test im Spurbildungsgerät.....	33
3.1.2	Versagenstheorien.....	16	6.2.1	Versuchsdurchführung.....	33
3.2	Einflussgrößen auf das Haftverhalten.....	18	6.2.2	Versuchsergebnisse.....	35
3.3	Labortechnische Konditionierungsmöglichkeiten für Asphaltprobekörper.....	18	6.2.3	Bewertung der Versuchsergebnisse.....	35
3.3.1	Allgemeines.....	18	6.2.4	Erweiterung des Spurbildungsversuchs....	36
3.3.2	Konditionierungsverfahren.....	19	6.3	Schüttelabrieb-Prüfung am Asphaltprobekörper.....	38
3.3.3	Einfluss des Konditionierungsmediums....	19	6.4	Schüttelabrieb-Prüfung am Asphaltprobekörper.....	38
<b>4</b>	<b>Projekttablauf</b> .....	21	6.4.1	Versuchsdurchführung.....	38
4.1	Untersuchungsprogramm.....	21	6.4.2	Versuchsergebnisse.....	39
4.1.1	Projektübersicht.....	21	6.4.3	Bewertung der Versuchsergebnisse.....	41
4.1.2	Verfahrensdefinition (Projektphase 1).....	22	6.4.4	Prüftechnische Problemstellung.....	42
4.1.3	Haftverhalten typischer Asphalte (Projektphase 2).....	22	6.4.5	Erweiterte Konditionierungsansätze.....	42
4.1.4	Kriterien und Möglichkeiten zur Optimierung des Haftverhaltens (Projektphase 3).....	23	6.5	Einaxialer Zugversuch.....	44
4.2	Auswahl der Baustoffe und Zusammensetzungen.....	23	6.5.1	Versuchsdurchführung und Voruntersuchungen.....	44
4.2.1	Auswahl und Untersuchungen der Gesteinskörnung.....	23	6.5.2	Versuchsergebnisse.....	47
4.2.2	Auswahl und Untersuchungen der Bitumen.....	23	6.5.3	Bewertung der Versuchsergebnisse.....	50
4.2.3	Auswahl und Untersuchungen der Zusätze, etc.....	27	6.6	Veränderung des Konditionierungsmediums.....	53
4.3	Auswahl der Prüfverfahren.....	28	<b>7</b>	<b>Projektphase 2 – Haftverhalten typischer Asphalte</b> .....	57
4.3.1	Stripping-Test im Spurbildungsgerät.....	28	7.1	Grundlagen der SATS-Prüfung.....	57
4.3.2	Schüttelabrieb-Prüfung am Asphaltprobekörper.....	28	7.1.1	Anpassung der SATS-Prüfung.....	58
4.3.3	Einaxialer Zugversuch.....	29	7.1.2	Modifizierte SATS-Prüfung.....	59
<b>5</b>	<b>Materialuntersuchungen</b> .....	30	7.2	Asphaltkonzepte Projektphase 2.....	60
			7.3	Versuchsergebnisse Projektphase 2.....	61
			7.4	Bewertung Projektphase 2.....	67
			7.4.1	Bewertung der Eignung der modifizierten SATS-Prüfung auf Basis des gesamten Probenumfangs.....	67
			7.4.2	Bewertung auf Grundlage der Mischgutsorte.....	68

7.4.3	Bewertung auf Grundlage der Bitumensorte.....	68
7.4.4	Weitere Auswertungen .....	70
7.5	Robustheit des Prüfverfahrens .....	71
<b>8</b>	<b>Projektphase 3 – Optimierung des Haftverhaltens.....</b>	<b>72</b>
8.1	Asphaltkonzepte Projektphase 3 .....	72
8.2	Versuchsergebnisse Projektphase 3.....	72
8.2.1	Bindemitteluntersuchungen .....	72
8.2.2	Ergebnisse mit der modifizierten SATS- Prüfung .....	73
8.2.3	Ergebnisse mit dem Rolling-Bottle-Test ....	75
8.3	Bewertung Projektphase 3.....	75
8.3.1	Bewertung der Bindemitteluntersuchungen .....	75
8.3.2	Bewertung der Ergebnisse der modifizierten SATS-Prüfung.....	75
8.3.3	Bewertung der Ergebnisse des Rolling-Bottle-Tests .....	76
8.4	Erweiterung Projektphase 3.....	77
<b>9</b>	<b>Bewertung der Kriterien zur Ansprache des Haftverhaltens .....</b>	<b>79</b>
<b>10</b>	<b>Literatur .....</b>	<b>80</b>
<b>Bilder</b>	<b>.....</b>	<b>84</b>
<b>Tabellen</b>	<b>.....</b>	<b>86</b>
<b>Anhang A: Wasserqualität</b>	<b>.....</b>	<b>88</b>



## 1 Einleitung und Problemstellung

Das stetig wachsende Verkehrsaufkommen – insbesondere der steigende Schwerlastverkehr – und die damit verbundenen Belastungen und Anforderungen an das nationale Straßennetz stellen eine fortwährend steigende Belastung an die Infrastruktur Deutschlands dar.

Das Inkrafttreten des Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau Nr. 11/2012 [ARS 11/12] zeigt in diesem Zusammenhang die Bedeutung eines nachhaltigen Straßenbaukonzeptes auf und fordert eine Ergänzung der Prüfverfahren zur Erfahrungssammlung im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit. Der Haftverbund zwischen dem Bitumen und der Gesteinskörnung stellt einen signifikanten Einflussfaktor für die Nutzungsdauer einer Straße dar. Die hohe Bedeutung einer dauerhaften Adhäsion liegt darin begründet, dass die Verdrängung des Bindemittelfilms von der Gesteinskörnung zu irreparablen Schäden mit progressiver Schadensentwicklung des Straßenaufbaus führt. Zur Beschreibung dieses Effektes sowie zur Beschreibung des Adhäsionsverhaltens bestehen verschiedene Versagens- bzw. Adhäsionstheorien, wobei stets zu berücksichtigen ist, dass die einzelnen Theorien differente Aspekte der komplexen Adhäsionswirkung erfassen. Die Adhäsion zwischen Bitumen und Gestein kann folglich nicht vollständig durch eine autonome Adhäsionstheorie erfasst werden, sondern stellt ein Symposium verschiedener Theorien dar.

In der Literatur finden sich bereits zahlreiche Prüfverfahren zur Quantifizierung der Adhäsion. Im Wesentlichen wird jedoch speziell das Haftverhalten zwischen Bitumen und Gestein in Form von bitumenumhüllter Gesteinskörnung erfasst. So wurden durch die [DIN EN 12697-11] bereits drei Verfahren – Flaschen-Rollverfahren (Rolling-Bottle-Test), Statisches Prüfverfahren und Prüfverfahren des Ablösens in siedendem Wasser – in die deutsche Normung eingeführt. Ein Verfahren zur direkten, quantifizierten Beschreibung des Haftverhaltens durch Untersuchungen an Asphaltprobekörpern besteht hingegen zurzeit in Deutschland nicht. Zwar bestehen grundlegende Versuche, wie beispielsweise die Ermittlung des ITSR (Indirect Tensile Stress Ratio) nach [DIN EN 12697-12], welche die Dauerhaftigkeit erfassen, es ist jedoch keine repräsentative Basis vorhanden, welche als fundierte Bewertungsgrundlage für die Bestimmung eines bestmöglichen Bewertungsverfahrens dienen könnte.

## 2 Zielsetzung

Zielsetzung des Forschungsprojektes ist es ein wirtschaftliches und einfaches Prüfverfahren zur quantitativen Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Asphaltmischgutkonzepten, respektive zur Ansprache des Haftverhaltens an Asphaltprobekörpern zu evaluieren. Aktuell wird eine ausreichende und dauerhafte Verklebung der Asphaltkomponenten vorausgesetzt, ohne dass ein praktikables Prüfverfahren für die Beurteilung des Haftverhaltens von Asphaltprobekörpern ausreichend eruiert ist.

Auf Grund der Komplexität der Haft- und Versagensmechanismen von Asphalt besteht eine große Bandbreite an unterschiedlichen Veröffentlichungen welche z.T. bereits über ein halbes Jahrhundert zurückliegen. Mit wachsendem Wissensstand wurden folglich die Zusammenhänge und Korrelationen von einzelnen Einflussgrößen und Auswirkungen deutlich.

Sowohl die Mineralogie des Gesteins, als auch die Zusammensetzung des Bitumens sowie die des Wassers spielen beim Haftungsprozess eine wichtige Rolle. Bedingt durch unterschiedliche Hohlraumgehalte verschiedener Asphaltkonzepte kommt ein weiterer Einflussfaktor hinzu. Differenziert betrachtet soll somit vor der Entwicklung eines geeigneten Prüfverfahrens eine Einteilung der Wertigkeit der Einflussfaktoren geschaffen werden.

- Ziel ist es durch eine vertiefte nationale und internationale Literaturrecherche die Zusammenhänge zwischen Einflussfaktoren sowie Adhäsions- bzw. Versagenstheorien zu ermitteln. Somit soll eine Basis geschaffen werden, um eine Wertigkeit der einzelnen Einflussfaktoren bzw. der Interaktion mit den spezifischen Theorien zu ermöglichen und diese strukturiert aufzuarbeiten.
- Die mittels Literaturrecherche gewonnenen Erkenntnisse sollen im folgenden Schritt in die (Weiter-) Entwicklung eines Prüfverfahrens zur Ansprache des Haftverhaltens von Asphalt integriert werden. Hierzu werden in der ersten Projektphase drei Untersuchungsverfahren (Spurbildungsversuch, Schüttelabtriebsversuch, zentrischer Zugversuch) analysiert. Durch eine systematische Optimierung der Prüfungsbedingungen (Probekörper-Konditionierung, Versuchsrandbedingungen, etc.) sowie einer Variation der Asphaltmischgutkonzepte (Asphaltsorte, Bitumensorte, Gesteinskörnungssorte) sollen Prüfbedingungen erarbeitet werden, die die Einflussfaktoren auf das Haftverhalten hinreichend differenziert abbilden.

- Das so optimierte Prüfverfahren soll anschließend anhand praxisrelevanter Asphaltkonzepte überprüft werden.
- Nach erfolgreicher Eruiierung des Prüfverfahrens sollen Kriterien und Möglichkeiten zur Optimierung des Haftverhaltens analysiert werden. Die Einflüsse von Zusätzen, chemischen und organischen Haftmitteln sowie verschiedener Füller und Kalkhydrat sind nachweislich vorhanden und sollen durch weitere Versuchsreihen quantitativ bewertet werden, um hiermit einen fundierten Ansatz zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit der Adhäsion in einem Asphaltkonzept zu ermöglichen.

Zusammenfassend soll ein aussagekräftiges Bewertungskriterium für die Dauerhaftigkeit von Asphaltmischgutkonzepten geschaffen werden, welches den Ansprüchen der CEN Ad-hoc Gruppe „Adhesion/Durability“ entspricht und eine verbesserte Abschätzung der Nutzungsdauer von Asphaltmischgutkonzepten, bereits während der Mischgutherstellung, gewährleisten kann.

### 3 Theoretische Grundlagen und Stand der Kenntnisse

#### 3.1 Theoretische Grundlagen des Haftverhaltens

##### 3.1.1 Adhäsionstheorien

Das Haftverhalten zwischen Bitumen und Gestein stellt einen sehr umfangreichen und komplexen Sachverhalt dar. Einerseits haben die physikalischen und chemischen Eigenschaften sowie die Petrologie der Gesteinskörnung einen maßgebenden Einfluss auf das Haftverhalten, andererseits wird dieses auch von der Zusammensetzung und den Eigenschaften des Bitumens beeinflusst.

Grundlegend muss zwischen der Adhäsionswirkung von Bitumen und Gestein sowie des Versagensvorgangs – dem Versagen des Haftverbundes – differenziert werden. Sowohl die Thematik der Adhäsionstheorien, als auch der Versagenstheorien umfasst aktuell eine Vielzahl an Veröffentlichungen, welche bis in die 1930er Jahre zurückreichen [RENKEN, 2003].

So umfangreich die Anzahl der Veröffentlichungen auch sein mag, so unklar ist die Definition eines Prüfverfahrens zur Bestimmung des Haftverhaltens an Asphaltprobekörpern. Wie bereits einleitend formuliert, ist die Dauerhaftigkeit aufgrund der aktuellen Infrastruktursituation ein immer bedeutsamer werdender Aspekt im Straßenbau. RENKEN analysierte 1990 bereits 150 Laborverfahren zur Bestimmung des Haftverhaltens, respektive der Adhäsionseigenschaften. Die große Vielzahl verschiedener Prüfungen lässt die Komplexität der Adhäsionsproblematik erkennen.

Die große Anzahl der Prüfungen ist auch den verschiedenen Ansätzen der Prüfverfahren zuzuordnen. So lassen sich die Prüfverfahren im Wesentlichen in drei große Kategorien unterteilen [RENKEN, 1992]:

- Reine Baustoffuntersuchung (z.B. Kontaktwinkelmessung, Grenzflächenspannung, Polarität)
- Prüfungen am Einzelkorn mit Bitumenumhüllung (z.B. Rolling Bottle-Test, statische Wasserlagerung, dynamische Wasserlagerung)
- Prüfung an Asphaltprobekörpern (Druck-Schwell-Versuch, Schüttelabrieb)

Die Beurteilung der einzelnen Baustoffkomponenten kann in diesem Zusammenhang als gute Basis zur Abschätzung der Dauerhaftigkeit angesehen

werden. Auf Grund der physikalischen, chemischen und thermodynamischen Wechselwirkungen der Baustoffkomponenten ist die Beschreibung allein durch die isolierte Betrachtung der einzelnen Baustoffe nicht der ideale Weg, um eine vollständige Beschreibung des Haftverhaltens zu gewährleisten.

Um die Problematik zur Bestimmung von Kriterien für die Dauerhaftigkeit, insbesondere zur Ansprache des Haftverhaltens ausreichend zu verstehen, ist es notwendig sowohl die strukturellen Grundlagen der Baustoffkomponenten als auch die Grundlagen der Adhäsions- und Versagenstheorien zu berücksichtigen. Das Adhäsionsverhalten kann dabei nicht durch eine alleinstehende Theorie beschrieben werden, sondern ist vermutlich eine Komposition der nachstehenden Theorien (Tab. 1).

Adhäsionstheorien
Thermodynamische Theorie/ Theorie der Grenzflächenenergie
Theorie der molekularen Orientierung
Theorie der Mehrschichtenadsorption
Mechanische Theorie
Dispersionstheorie
Diffusionstheorie

Tab. 1: Übersicht der bekannten Adhäsionstheorien

#### Thermodynamische Theorie/ Theorie der Grenzflächenenergie

(Auch: Adsorptionstheorie) Die thermodynamische Theorie, oftmals auch Theorie der Grenzflächenenergie genannt, gilt in Fachkreisen als maßgebende Theorie zur Beschreibung des Adhäsionsverhaltens. Die Theorie beruht auf dem thermodynamischen Potential in Verbindung mit der Oberflächenenergie von Bitumen und Gestein.

Zur Beschreibung dieser Theorie ist kein molekulares Modell erforderlich. Die Theorie besagt, dass (di-)polare Flüssigkeiten eine erhöhte Anziehungskraft zu Gesteinsoberflächen gegenüber unpolare Flüssigkeiten aufweisen. Die Begründung liegt darin, dass es (di-)polare Flüssigkeiten leichter möglich ist, ihre freie Oberflächenenergie auf den thermodynamischen stabilen Zustand der kleinsten Oberflächenenergie minimieren können. Bitumen ist im Vergleich zu Wasser eine nicht bzw. sehr gering polare Flüssigkeit. Diese Erkenntnis spiegelt sich in der Bitumenablösung durch Wasser (Versagenstheorien) wider.

Die Theorie der Grenzflächenenergie ist ebenfalls bei der Benetzung der Gesteinskörnung maßge-

bend. So ist eine Benetzung der Gesteinskörnungsoberfläche nachweislich nur möglich, wenn die Oberflächenspannung des Gesteins größer als die Oberflächenspannung des Bitumens ist. Folglich nimmt die Benetzungsfähigkeit des Bindemittels mit abnehmender Oberflächenspannung zu [GRAGGER, 1971]. Die während des Benetzungsvorgangs freigesetzte Energie erzeugt eine Immersionswärme, welche mittels Temperatursensoren nachweisbar ist und in zeitlicher Abhängigkeit darstellbar ist [RENKEN, 2003].

### Theorie der molekularen Orientierung

(Auch: Polarisierungstheorie) Gemäß dieser Theorie orientieren sich die Bitumenmoleküle im Bereich der Gesteinsoberfläche in Richtung der Grenzfläche, sodass die Gesteinsoberfläche optimal gesättigt wird. Eine negative Oberfläche wird demnach durch positiv geladene Bitumenmoleküle ausgeglichen und die Ladungen der Gesteinsoberfläche werden folglich neutralisiert. Gemäß NÖSLER beträgt die Dicke der molekular orientierten Bitumenschicht ca.  $10^{-12}$  m und ist somit sehr dünn [NÖSLER, 2000].

### Theorie der Mehrschichtenadsorption

Die Theorie der Mehrschichtenadsorption wurde 1975 von ENSLEY aufgestellt. Basierend auf der Theorie der molekularen Orientierung ist es demnach möglich, dass sich die polaren Bitumenmoleküle zu Polymolekülen assoziieren, da sich weitere Bitumenmoleküle an den negativ geladenen Polen des Bitumens anlagern und somit die molekular orientierte Bitumenschicht erweitern. Auf Grund der elektrostatischen Bindung der Moleküle ist eine Dissoziation der Bitumenmoleküle jederzeit möglich, beispielsweise bei Kontakt mit Gesteinsoberflächen mit größerer Polarität. [NÖSLER, 2000]

### Chemische Theorie

(Auch: Chemisorption) Die Verbindung der chemischen Elemente zwischen Bitumen und Gesteinskörnung und die somit einhergehenden Adhäsionspotentiale werden durch die Chemische Theorie beschrieben. Chemische Reaktionen sind irreversibel, können jedoch durch geeignete Lösungsmittel aufgelöst werden.

Die geologische Einteilung der Gesteine erfolgt unter anderem durch die Beurteilung des Kieselsäuregehalts ( $\text{SiO}_2$ -Gehalt) in saure, intermediäre und basische Gesteine. Weitestgehend gilt der Ansatz, dass basische Gesteine ein besseres Haftverhalten gegenüber Bitumen aufweisen, als saure Gesteine. Dieser Ansatz sollte jedoch nur als grobe

Abschätzung dienen und wird in der Literatur oftmals nicht anerkannt [GRAGGER, 1971].

### Mechanische Theorie

Die Mechanische Theorie bezieht sich auf das physikalische Haftvermögen von Gestein, welches durch die Porosität und der damit einhergehenden mechanischen Verzahnung zwischen Bitumen und Gestein resultiert. Während des Mischprozesses dringt das Bitumen in die Hohlräume der Gesteinskörnung ein. Kühlt das Asphaltmischgut ab, so entsteht, aufgrund der unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten, in den mit Bindemittel gefüllten Hohlräumen, ein Vakuum und das Bitumen wird an das Gestein „angesaugt“. Die Verschmutzung der Gesteinskörnung hat folglich bei dieser Theorie einen nicht zu unterschätzenden Einfluss auf das Adhäsionsvermögen des Gesteins. Eine große Porosität eines Gesteins führt des Weiteren zu einer großen spezifischen Oberfläche welche bezüglich der Theorie der molekularen Orientierung zu einer verbesserten Adhäsion führt. [GRAGGER, 1971; NÖSLER, 2000]

### Dispersionstheorie

Die Dispersionstheorie entspricht keiner Adhäsionstheorie im klassischen Sinn. Aufgrund der gegenseitigen Beeinflussung von Kernladungen und Elektronen durch Dispersionskräfte (London- und Van-der-Waals-Kräfte) im molekularen Bereich werden die äußeren Elektronenschalen z.T. durchdrungen und es kommt zu einer Haftung. In diesem Fall werden jedoch kohäsive Kräfte der Baustoffe zur Beschreibung einer Adhäsionswirkung herangezogen [NÖSLER, 2000].

### Diffusionstheorie

Die Diffusionstheorie definiert das Haftverhalten über die Molekularbewegung der Moleküle. Diese diffundieren von der Gesteinskörnungsoberfläche in die Bitumenoberfläche. Dieser Vorgang erfolgt reziprok von der Bitumen- in die Gesteinsoberfläche [NÖSLER, 2000].

### 3.1.2 Versagenstheorien

Grundlegend kann beim Versagen des Haftverbundes zwischen zwei Versagenszuständen differenziert werden. Einerseits besteht die Möglichkeit eines Materialversagens innerhalb der Gefügestruktur eines Baustoffes (Bitumen oder Gestein) – kohäsives Versagen, andererseits kann das Versagen des Asphaltmischgutes im Bereich der Grenzflächen von Bitumen und Gestein auftreten – adhäsives Versagen.



Ein Kohäsionsbruch erfolgt für gewöhnlich in der Bitumenstruktur, da die Gesteinskörnung deutlich höhere Zugfestigkeiten aufweist. Verschmutzte oder feuchte Gesteinskörnung verhindert eine ausreichende Benetzung des Gesteins und fördert somit ein adhäsives Versagen, da kein ausreichender Haftverbund gegeben ist.

Eine Straßenbefestigung aus Asphalt ist im Zuge der Nutzungsdauer sowohl den dynamischen und walkenden Belastungen des Straßenverkehrs als auch den klimatischen Randbedingungen ausgesetzt. Die mechanische Belastung alleine führt in der Regel jedoch nicht zu einem vollständigen Versagen des Haftverbundes. So kommt der Anwesenheit von Wasser eine tragende Rolle bei Adhäsionsbrüchen zu. Vergleichbar zur Beschreibung des Adhäsionsverhaltens ist die Reduzierung der komplexen Versagensmechanismen auf eine autonome Versagenstheorie nicht möglich. Im nachstehenden Abschnitt wird somit auf die verschiedenen Theorien des Haftversagens in Gegenwart von Wasser eingegangen. Eine Übersicht über der bekannten Versagenstheorie ist in Tab. 2 dargestellt.

Versagenstheorien
Verdrängungstheorie
Unterwanderungstheorie
Porendrucktheorie
Filmbruchtheorie

Tab. 2: Übersicht der bekannten Versagenstheorien

### Verdrängungstheorie

Die Bindemittelverdrängung durch Wasser (auch: Bindemittelablösung) wird durch eine nicht ausreichende Benetzung der Gesteinskörnung initialisiert. Gelangt Wasser an die Grenzfläche zwischen Bitumen und Gestein, so wird das vorherrschende Gleichgewicht gestört. Aufgrund der höheren Oberflächenspannungen des Wassers kommt es zu einer Verschiebung der Grenzfläche und das Bitumen wird von der Oberfläche des Gesteins verdrängt. Je nach Gesteinssorte (basisch oder sauer, bzw. hydrophob oder hydrophil) und Bitumeneigenschaften fällt die Bindemittelverdrängung unterschiedlich stark aus [MAJIDZADEH UND BROVOLD, 1968].

Generell gilt, dass hochviskose Bindemittel einen erhöhten Verdrängungswiderstand gegenüber Wasser aufweisen als Bindemittel mit einer geringen Viskosität. [MAJIDZADEH UND BROVOLD, 1968], [NÖSLER, 2000]. Somit ist dieser Vorgang auch temperaturabhängig.

ARAND betont in diesem Zusammenhang den schädlichen Einfluss von Niederschlagsereignissen während des Einbauprozesses. Auf Grund der Temperaturabhängigkeit weist ein Bitumen während des Einbauprozesses deutlich geringere Viskosität als während der Nutzungsphase auf. Folglich ist die Möglichkeit des schädlichen Einflusses zu diesem Zeitpunkt deutlich erhöht [ARAND und RENKEN, 1991].

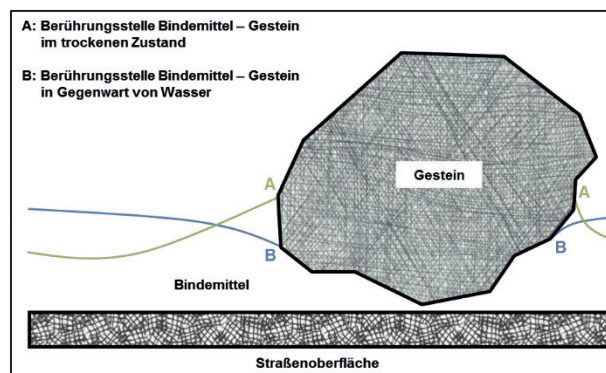


Bild 1: Wasserverdrängung des Bitumens an der Kontaktfläche nach [RAUDENBUSCH, 1970]

### Unterwanderungstheorie

Setzt die Verdrängungstheorie den direkten Kontakt von Wasser und an der Bitumen/Gestein-Grenzfläche durch eine fehlerhafte Benetzung der Gesteinskörnung voraus, so wird bei der Unterwanderungstheorie ein Adhäsionsversagen bei vollkommen intaktem Bindemittelfilm beschrieben.

Die Feuchtigkeit kann durch die Kapillarwirkung aus dem inneren der Gesteinskörnung an dessen Oberfläche gelangen und in den Bereich der Bitumen/Gestein-Grenzfläche wandern. Des Weiteren besteht die Möglichkeit, dass Wassermoleküle von außen durch den Bitumenfilm diffundieren und sich somit ein infinitesimaler Wasserfilm an der Gesteinsoberfläche ausbildet.

Der Wasserfilm führt zur Bildung von Elektrolyten an der Grenzfläche und einer Auslaugung von Alkali- und Erdalkalimetallionen, was wiederum zu einem Anstieg des pH-Wertes des Wassers führt. Folglich können im Bitumen absorbierte Säuren dissoziiert werden und das Bitumen erhält eine negative Polarität. Das Bitumen weist somit eine vergleichbare Ladung zum Wasser auf und wird infolgedessen von dem Wasserfilm abgestoßen, sodass weitere Wassermoleküle durch den Bitumenfilm diffundieren können und der Wasserfilm bis zum vollständigen Adhäsionsversagen expandiert [NÖSLER, 2000].

Die Diffusion des Wassers und die einhergehende Bindemittelunterwanderung durch den entstehen-



den Wasserfilm ist gemäß HUGHES vollständig reversibel [RAUDENBUSCH, 1970]. Bei trockenen Randbedingungen kann der Wasserfilm demnach erneut durch den Bitumenfilm diffundieren und die Adhäsionswirkung zwischen Bitumen und Gestein wird wieder vollständig hergestellt.

### Porendrucktheorie

Die Porendrucktheorie basiert auf den mechanischen Einflüssen der Verkehrsbelastung und den thermisch induzierten Spannungen im Porenraum.

Werden bei feuchter Witterung die Hohlräume vom Verkehr überrollt, so wird das anstehende Wasser mit großem Druck in die Porenräume gepresst. Nach der Überrollung erzeugt das Rad eine Sogwirkung und saugt das eingepresste Wasser mit einem Unterdruck heraus. Durch den hohen Druck können während der Überrollung kleinste Bitumenpartikel gelöst werden, welche anschließend durch die Sogwirkung herausgerissen werden.

Bedingt durch die unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten von Gestein, Wasser und Bitumen kann es durch thermische Einflüsse im inneren einer Asphaltsschicht ebenfalls zu Porendrücken kommen. Befindet sich Wasser in einem geschlossenen Porensystem führt die Ausdehnung des Bitumens zu einer Reduktion des Porenraumes, zeitgleich erfährt das Wasser eine Volumenzunahme, wodurch Spannungen in das System eingebracht werden. In einem geschlossenen System können sich diese Spannungen nicht abbauen (bspw. durch die Umverteilung des Wassers in anschließende Hohlräume), die Spannungen übersteigen die Adhäsionskräfte und zerstören das Gefüge, sodass Wasser an die Bitumen/Gestein-Grenzfläche gelangen kann und es zu einer Bitumenverdrängung kommt (vgl. Verdrängungstheorie).

### Filmbruchtheorie

Die Filmbruchtheorie beschreibt die Schädigung eines vorab intakten Bindemittelfilms durch eine Riss- oder Bruchbildung. Durch diverse Faktoren (z.B. UV-Strahlung, oxidative Prozesse, Strukturalterung, etc.) kommt es zu einer Versprödung des Bindemittels. Die Verkehrsbelastung induziert einen Spannungszustand in die Asphaltsschicht, welcher zu einem mechanischen Versagen des Bitumenfilms aufgrund einer Überbelastung führt. Die Spannungsspitzen treten in den Eck- und Kantenbereichen der Gesteinskörnung auf, in denen physikalisch bedingt die geringsten Bitumenfilmdicken vorhanden sind. Der somit entstehende Riss

ermöglicht den Zutritt von Wasser in den Bitumen/Gestein-Grenzbereich und leitet die Bitumenverdrängung (vgl. Verdrängungstheorie) ein.

## 3.2 Einflussgrößen auf das Haftverhalten

Die Einflussfaktoren des ungestörten Systems auf die Adhäsion sind, wie z.T. bereits im vorherigen Abschnitt beschrieben, vielfältig. Eine Zusammenfassung, unterteilt nach den Parametern der Systemkomponenten Gestein, Bitumen und Wasser ist in Tab. 3 gegeben.

Gesteinskörnung
Mineralogische/ petrographische Zusammensetzung
Chemische Zusammensetzung, Polarität
Oberflächenrauigkeit, Porosität
Verstaubung
Feuchtigkeit (intern/ extern)
Lösliche Salze
Zeta-Potential
Bitumen
Oberflächen-/ Grenzflächenspannung
Chemische Zusammensetzung, Polarität
Viskosität
Provenienz, Säurezahl, Parafingehalt
Polymermodifizierung (Modifizierungsgrad)
Modifizierung mittels sonstigen Zusätzen
Alterungsverhalten
Wasser
Temperatur
Chemische Zusammensetzung
pH-Wert

Tab. 3: Einflussgrößen auf das Haftverhalten in Anlehnung an [RENKEN, 2011; GROTHE, WISTUBA, 2010; HIRSCH, FRIEMEL-GÖTTLICH, 2009; LABIB, 1992]

## 3.3 Labortechnische Konditionierungsmöglichkeiten für Asphaltprobekörper

### 3.3.1 Allgemeines

An der Vielzahl von Adhäsions- und Versagenstheorien ist zu erkennen, dass das Adhäsionsverhalten von Bitumen und Gestein ein komplexes und vielschichtiges Phänomen ist. Unstrittig ist, dass der Einfluss von Wasser der maßgebende Faktor auf die Dauerhaftigkeit – hinsichtlich des Stripping-Verhaltens – ist. Vergleichbar mit der Vielzahl an Prüf-

verfahren, bestehen dementsprechend viele unterschiedlichen Belastungsverfahren zur zeitraffenden Schädigung des Gesamtsystems „Asphalt“, bzw. der jeweiligen Untersuchungsobjekte. Dabei wird zum Teil individuell eine Wasserschädigung erzeugt, teilweise werden auch weitergehende Dauerhaftigkeitseffekte, wie beispielsweise verschiedene Alterungsprozesse (destillativ, oxidativ und strukturell) mit in die Konditionierung einbezogen. Im nachstehenden Abschnitt liegt der Schwerpunkt auf den wasserbedingten Schädigungsvorgängen.

### 3.3.2 Konditionierungsverfahren

#### DIN EN 12697-12; Bestimmung der Wasserempfindlichkeit

Die Bestimmung der Wasserempfindlichkeit von Asphalt-Probekörpern gemäß DIN EN 12697-12 erfolgt über die Bestimmung des Verhältniswertes der indirekten Zugfestigkeit vor und nach der Wasserlagerung. Die Wasserlagerung erfolgt 68 bis 72 h bei einer Temperatur von 40 °C, anschließend erfolgt für 2 h eine Temperierung auf 25 °C (Norm-Prüftemperatur). [DIN EN 12697-12, 2008]

#### Bestimmung der Wasserempfindlichkeit nach ARAND und RENKEN

ARAND und RENKEN schlagen vor, die Randbedingungen der Konditionierung durch eine Erhöhung der Temperatur bei zeitgleicher Reduzierung der Einwirkdauer zu forcieren [ARAND und RENKEN, 1991]. Diese Konditionierungsrandbedingungen wurden auch von GRAF und VASSILIOU übernommen [GRAF und VASSILIOU, 2007]. Zusätzlich zur Reduzierung der Prüftemperatur von 25 °C auf 10 °C, wurde die Wasserlagerung auf 48 h bei 50 °C festgelegt.

#### AASHTO T 283, Modified Lottman Test

LOTTMAN entwickelte in den Jahren von 1968 bis 1982 ein Prüfverfahren, um die Dauerhaftigkeit von Asphaltmischgut gegenüber der Wasserempfindlichkeit zu untersuchen. Neben einer 24-stündigen, statischen Wasserlagerung werden die Probekörper einer Frosteinwirkung von 15 h bei -18 °C unterzogen. [ASCHEBRENER und MC GENNIS, 1993]

ASCHEBRENER und MC GENNIS führten auf Basis des im amerikanischen Regelwerk AASHTO T 283 verankerten Modified Lottman Test Untersuchungen durch, wodurch der Einfluss verschiedener Faktoren während der Konditionie-

rungsphase erfasst wurde. Ausgehend von den Ergebnissen der Untersuchungen definierte sich folgende Rangfolge der Konditionierungsrandbedingungen, mitabsteigendem Schädigungsindex (jeweils zusätzlich zu einer Wasserlagerung von 24 h bei 60 °C) [ASCHEBRENER und MC GENNIS, 1993]:

- 30-min Wassersättigung (ca. 90 kPa), 7 Vol.-% Hohlraum, Frostbelastung,
- 30-min Wassersättigung (ca. 90 kPa), 4 Vol.-% Hohlraum, Frostbelastung
- 55-80 % Sättigung, 7 Vol.-% Hohlraum, Frostbelastung
- 55-80 % Sättigung, 7 Vol.-% Hohlraum, keine Frostbelastung

#### DIN EN 12697-45; SATS-Prüfung

Die Saturation Ageing Tensile Stiffness-Prüfung (SATS-Prüfung) ist eine an der Universität von Nottingham entwickelter Prüfung, welche sowohl eine Langzeitalterung als auch einen Schädigungsprozess durch Wassereinflüsse simuliert. Bewertungskriterium ist hierbei ebenfalls der Verhältniswert der indirekten Zugspannung von konditionierten gegenüber nicht konditionierten Probekörpern. Vorzugsweise sollte die Steifigkeit mittels IT-CY-Steifigkeitsprüfung (Spaltzug-Schwellversuch) ermittelt werden.

Im Anschluss an eine 30-minütige Wassersättigung bei 40 bis 70 kPa erfolgt der eigentliche Konditionierungsvorgang. In einem mit Wasser gefüllten Druckreaktor werden die Probekörper bei 85 °C für 65 h mit einem Überdruck von 2,1 MPa (21 bar) beansprucht. Das Prüfverfahren hat neben dem schädigenden Wassereinfluss somit einen deutlichen Effekt bezüglich der Langzeitalterung. [Collop et. al, 2004]

### 3.3.3 Einfluss des Konditionierungsmediums

Eine konzentriertere Schädigung mittels statischer Wasserlagerung ist primär durch eine Steigerung der Temperatur und/oder eine Verlängerung der Einwirkzeit möglich. Anforderungen der CEN TC227 – TC336 Ad-hoc Group 'Adhesion and Durability' und der Industry Ad-hoc Group 'Adhesion' setzen den Konditionierungsverfahren Grenzen. Konditionierungen länger als 96 h führen zu Untersuchungsdauern von > 1 Woche, welche nicht im Interesse des Forschungsprojektes stehen, da die Zielsetzung des Projektes eine möglichst kurze und praxisorientierte Untersuchungsmethodik vorsieht. Eine weitere Temperaturerhöhung > 60 °C ist eben-

falls nicht zweckmäßig, da die Möglichkeit plastischer Verformungen der Probekörper signifikant zunimmt.

Interessant ist folglich ein Prüfmedium, welches einen beschleunigenden Effekt auf die Bindemittelablösung zur Folge hat und zeitgleich keine komplette Zerstörung der Asphaltmatrix herbeiführt, ohne die Materialkomponenten chemisch zu verändern.

Zur Gewährleistung des Bezuges zum Straßenbau ist die Verwendung von Aufbaumitteln, bzw. Anti-backmitteln (welche verwendet werden, um ein aneinanderhaften des Aufbaumittels zu verhindern) als Katalysator interessant. Es ist bekannt, dass sowohl Natriumacetat, Kaliumacetat als auch Natriumformiat und Kaliumformiat einen schädigenden Einfluss auf das Haftverhalten zwischen Bitumen und Gestein haben [CHRISTENSEN, et. al., 2010; SHI, et. al, 2009; ALATYPPÖ und VALTON, 2007]. Das Konditionierungsmedium als quantifizierbare Einflussgröße im Rahmen der Vorschädigung wird in Abschnitt 6.5 vertieft betrachtet.

## 4 Projekttablauf

### 4.1 Untersuchungsprogramm

#### 4.1.1 Projektübersicht

Das Forschungsprojekt hatte zum Ziel ein schnelles und geeignetes Prüfverfahren zur Bewertung der Adhäsion eines Asphaltgemisches zu evaluieren. Somit sollte die Möglichkeit geschaffen werden, im Rahmen von Asphaltuntersuchungen, bereits während der Planungs- bzw. der Bauausführungsphase, eine quantitative Aussage über das

Haftverhalten des Asphalttes zu erhalten. Bei bestehendem Bewertungshintergrund und der sich daraus abgeleiteten Konsequenzen, lassen sich dann Rückschlüsse hinsichtlich Qualitätssicherungsmaßnahmen ziehen, welche direkt die Gebrauchseigenschaften und die Dauerhaftigkeit von Asphaltstraßen verbessern können.

Bei der Entwicklung des Prüfverfahrens sollten sowohl die Einflussfaktoren auf das Haftverhalten hinreichend differenziert abgebildet werden als auch wirtschaftliche und ökonomische Gesichtspunkte berücksichtigt werden.

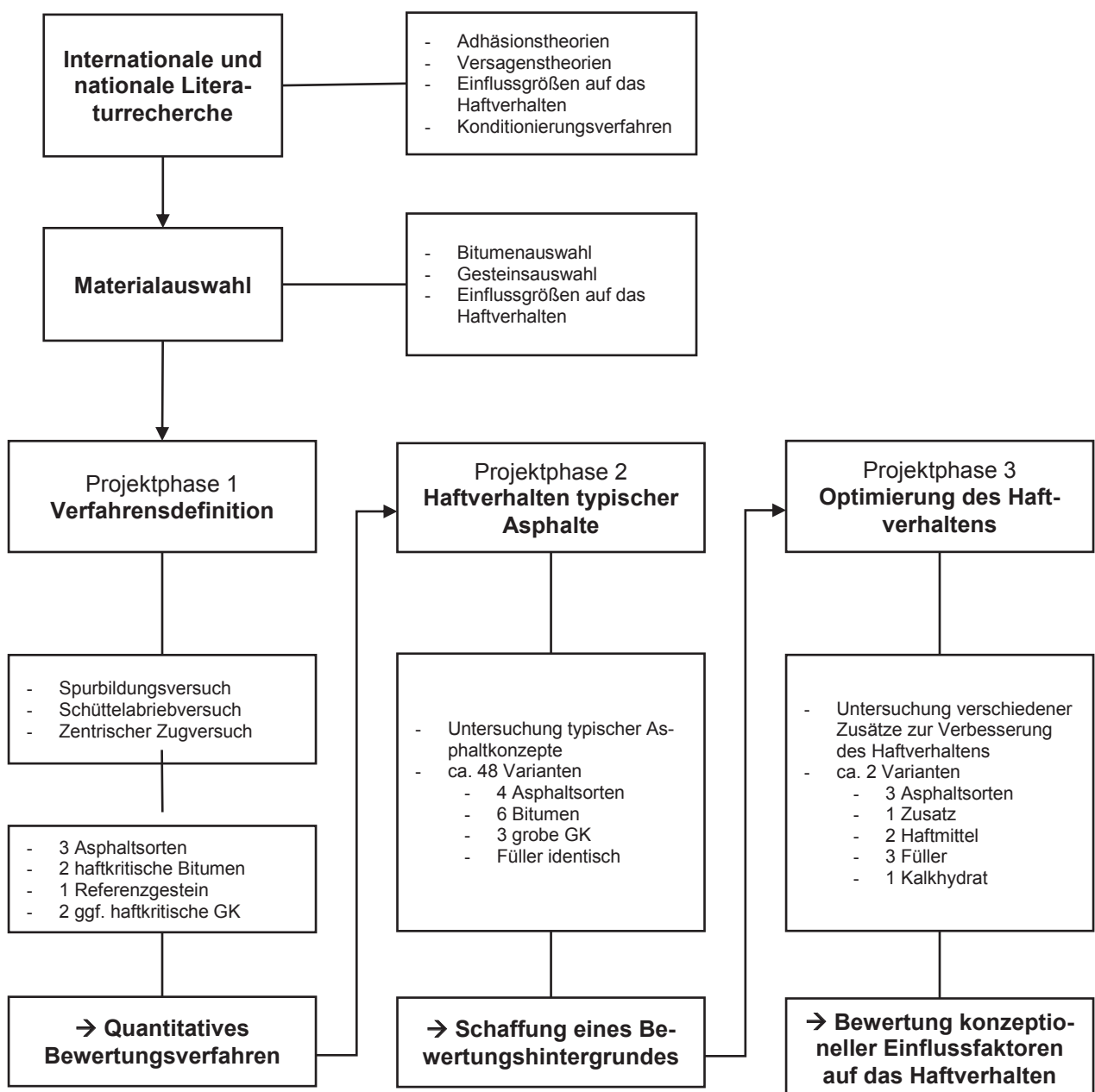


Bild 2: Ablaufschema des Untersuchungsprogrammes

Die maßgebenden Einflussfaktoren sowie die Mechanismen des Haftprozesses wurden anhand einer Literaturrecherche ermittelt. Die ermittelten Einflussgrößen und Mechanismen wurden in der anschließenden Verfahrensdefinition und Materialauswahl berücksichtigt.

Im Anschluss an Projektphase 1 sollte ein Prüfverfahren ausgewählt werden, für welches ein Bewertungshintergrund auf Basis typischer Asphalte geschaffen werden sollte, um somit den Einfluss verschiedener Zusätze und Additive auf das Haftverhalten zu bewerten.

Eine strukturierte Übersicht zum gesamten Projektablauf ist in Bild 2 dargestellt.

**4.1.2 Verfahrensdefinition (Projektphase 1)**

Ziel der ersten Projektphase war die Bestimmung eines geeigneten Prüfverfahrens zur Quantifizierung des Haftverhaltens. Um möglichst differenzierbare Ergebnisse zu erhalten, wurden drei unterschiedliche Asphaltarten (PA 8, SMA 11 S und AC 16 BS) untersucht. Die Zusammensetzung bestand aus drei Gesteinskörnungssorten (Grauwacke, Quarzit und Diabas) sowie zwei möglichst haftkritischen Straßenbaubitumen (50/70 und 70/100). Um mögliche Einflüsse aus unterschiedlichen Haftverhalten der Gesteinssorten separat abbilden zu können und sich eventuelle kompensierende Einflüsse auszuschließen, wurden Kombinationen der feinen und groben Gesteinskörnung der unterschiedlicher Gesteinssorten in dieser Projektphase ausgeschlossen.

Maßgebende Prüfverfahren für das Forschungsvorhaben bildeten der Stripping-Test im Spurbildungsgerät, der Schüttelabriebversuch an Asphaltprobekörpern und der zentrische Zugversuch an Asphaltprobekörpern. Abschließende Erkenntnis der ersten Projektphase sollte die Auswahl des am besten geeigneten Prüfverfahrens zur Bestimmung des Haftverhaltens sowie die zugehörigen Definitionen der Prüfungsrandbedingungen sein.

Das grundlegende Ablaufschema der ersten Projektphase ist in Bild 3 dargestellt.

Anhand der ausgewählten Prüfverfahren konnte im Rahmen der Projektphase 1 keine ergebnisorientierte Versuchsdurchführung ermittelt werden. Für weitere Untersuchungen in der Projektphase 2 wurde nach Rücksprache mit dem Betreuungsausschuss die modifizierte SATS-Prüfung ausgewählt (vgl. Abschnitt 7.1.2).

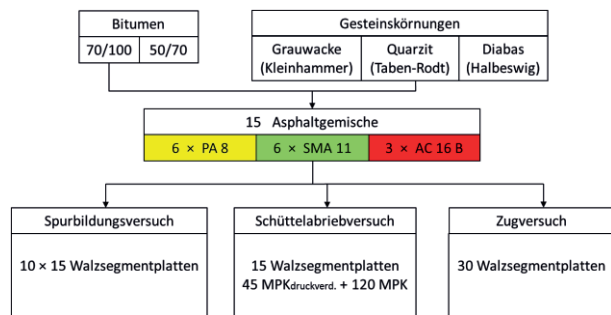


Bild 3: Ablaufschema Projektphase 1

**4.1.3 Haftverhalten typischer Asphalte (Projektphase 2)**

Nach Abschluss der Verfahrensdefinition wurde die Eignung der modifizierten SATS-Prüfung anhand von mehreren praxisnahen Asphaltkonzepten überprüft. Somit sollte eine quantitative Verifizierung der Eignung des Prüfverfahrens sichergestellt werden.

Neben der Variation der Asphaltarten (AC D, SMA, PA und AC B) wurden weitere Bindemittel in die Untersuchungen einbezogen, um möglichst praxisnahe Ergebnisse zu erhalten. Die Auswahl der Asphaltarten gemäß Tab. 6 stellt eine möglichst umfassende Spanne der nationalen Mischgutsorten nach [TL Asphalt-StB 07, 2013] dar. Somit wurden sowohl Mischgutsorten, welche ein eher kritisches Haftverhalten ausweisen, als auch solche, die eher unkritisch einzustufen sind, in das Untersuchungsprogramm einbezogen. Folglich wurde eine große Bandbreite an volumetrischen und gravimetrischen Mischgutparametern, wie z.B. das Füller/Bitumen-Verhältnis oder der Anteil grober bzw. feiner Gesteinskörnung, durch die vorgesehenen Prüfvarianten implementiert.

Zur Validierung des Prüfverfahrens und Schaffung eines Bewertungshintergrundes wurden die Mischgutkonzepte gemäß Tab. 4 untersucht.

	AC D	SMA	PA	AC B
Größtkorn in mm	8 und 11	5 und 11	8	16
Anzahl der Bitumen	3	3	1	3
Anzahl grobe GK	3	3	3	3
Anzahl feine GK	analog grobe GK			
<b>Σ Varianten</b>	<b>18</b>	<b>18</b>	<b>3</b>	<b>9</b>

Tab. 4: Prüfprogramm Projektphase 2

Aus Projektphase 2 wurden zwei Varianten ausgewählt, um die Wiederholbarkeit des Prüfverfahrens zu ermitteln. Durch die Mehrfachuntersuchung sollen erste Erkenntnisse zur Robustheit des Prüfverfahrens analysiert werden.



#### 4.1.4 Kriterien und Möglichkeiten zur Optimierung des Haftverhaltens (Projektphase 3)

In der abschließenden Projektphase wurden zur systematischen Optimierung des Haftverhaltens die Einflüsse verschiedener Materialkomponenten bzw. Additive (Zusätze, Haftmittel, Füller, Kalkhydrat) auf unterschiedliche Asphaltarten (AC D, SMA und AC B) untersucht (vgl. Tab. 5). Die somit gewonnenen Erkenntnisse sollten folglich eine kompositionelle Optimierung während der Mischgutzusammenstellung hinsichtlich eines dauerhaften Straßenbaus ermöglichen, ohne weitere Asphalteeigenschaften negativ zu beeinflussen. Um den Einsatz und die Wirksamkeit der einzelnen Komponenten isoliert zu betrachten, wurde in diesem Projektabschnitt die Gesteinskörnung Quarzit als Ausgangsbasis der Mischgutzusammensetzung gewählt. Als Bindemittel wird ein Straßenbaubitumen der Sorte 50/70 eingesetzt.

	AC D	SMA	PA	AC B
Zusätze	1	1	0	1
Haftmittel	2	2	0	2
Füller	3	3	0	3
Kalkhydrat	1	1	0	1
<b>Σ Varianten</b>	<b>7</b>	<b>7</b>	<b>0</b>	<b>7</b>

Tab. 5: Prüfprogramm Projektphase 3

## 4.2 Auswahl der Baustoffe und Zusammensetzungen

### 4.2.1 Auswahl und Untersuchungen der Gesteinskörnung

Basierend auf den Erkenntnissen aus Abschnitt 3.2.1 wurden die Einflussgrößen auf das Haftverhalten analysiert und die Gesteinskörnungen ausgewählt. Dabei wurde sowohl die mineralogische/ petrographische Zusammensetzung als auch physikalische Eigenschaften wie Kornform, Porosität und Oberflächenrauigkeit berücksichtigt. Abgeschlossene Forschungsarbeiten zeigen eine starke Abhängigkeit des Haftverhaltens zur Mineralogie des Gesteins. So weisen Gesteine mit einem hohen Siliziumdioxid-Anteil ( $\text{SiO}_2$ -Anteil) – saure Gesteine – oftmals eine hohe Affinität gegenüber Wasser auf und haben folglich ein schlechtes Haftverhalten [RENKEN et. al., 2010; ARAND, 2000]. Diese Aussage kann jedoch nicht als allgemeingültig angesehen werden. So widerlegte VOGLER in Untersuchungen von verschiedenen Gesteinsarten die Aussage, dass saure Gesteinsarten allgemein

ein schlechteres Haftvermögen aufweisen. [VOGLER, 1980]. RENKEN bestätigt die Aussage, dass eine geologische Einteilung in saure und basische Gesteine die Wechselwirkungen zwischen Bitumen und Gestein nicht hinreichend genau differenziert [RENKEN, 2003].

Tendenziell kann daher die Einteilung in basische und saure Gesteine nur als erste Vorabschätzung dienen. Die vorherrschende Bitumenaffinität sollte jedoch stets überprüft werden.

Maßgebend für dieses Forschungsprojekt war darüber hinaus eine gleichbleibende und kontinuierliche Qualität der Gesteinsvorkommen. Diese ermöglicht die Vergleichbarkeit der Ergebnisse über dieses Forschungsprojekt hinaus und gewährleistet eine fundierte Basis für die Untersuchungen.

Die Auswahl der Gesteinsarten für die erste Projektphase (Verfahrensdefinition) sollte zwei als eher kritisch eingestufte Gesteinsarten umfassen, welche ein schlechteres Haftverhalten prognostizieren (Grauwacke und Quarzit). Darüber hinaus wurde eine Variante ausgewählt, welche als Referenzvariante dient und ein eher gutes Haftverhalten erwarten ließ (Diabas).

### 4.2.2 Auswahl und Untersuchungen der Bitumen

#### Auswahl der Bindemittel für Projektphase 1

Neben der Gesteinskörnung hat die Auswahl des Bindemittels einen maßgebenden Einfluss auf das Haftverhalten des Asphaltes. Die Wechselwirkungen zwischen Gestein und Bitumen werden dabei sowohl von den physikalischen als auch von den chemischen Kenngrößen des Bitumens beeinflusst.

Im Rahmen des AiF-Forschungsvorhabens: „Einfluss der chemischen, rheologischen und physikalischen Grundeigenschaften von Straßenbaubitumen auf das Adhäsionsverhalten unterschiedlicher Gesteinsarten“, FE-Nr. IGF 16639N, wurden ca. 90 Bitumenproben hinsichtlich ihrer physikalischen Grundeigenschaften charakterisiert. An ausgewählten Bitumen wurden darüber hinaus die chemischen Zusammensetzungen mittels SARA-Fraktionierung und Asphaltstatus nach ZENKE analysiert. [Radenberg et. al, 2015]

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen fließen in die Bindemittelauswahl des vorliegenden Projektes ein und sollen die Charakterisierung eines möglichst haftkritischen Bitumens, speziell in Hinblick auf die Verfahrensdefinition, unterstützen.

Die Darstellung der Einflüsse des Bitumens auf das Haftverhalten zeigt, dass in Korrelation mit den verschiedenen Versagenstheorien die Viskosität als

maßgebender, temperaturabhängiger Faktor zur Bitumenauswahl herangezogen werden kann, da diese einen erheblich Anteil zum Verdrängungswiderstand beiträgt. Des Weiteren soll mit Kenntnis der chemischen Zusammensetzung des Bitumens ein möglichst haftkritisches Verhalten des Bindemittels angestrebt werden.

Die Verfahrensdefinition beschränkt sich auf zwei häufig zum Einsatz kommende Straßenbaubitumen. Eine Erweiterung des Bindemittelspektrums hinsichtlich weiterer Straßenbaubitumen sowie modifizierter Bitumen erfolgt in den Projektphasen 2 und 3.

Tab. 6 und Tab. 7 enthalten die physikalischen Eigenschaften sowie die chemische Zusammensetzung der Bitumen.

Aus der Literaturanalyse der Einflüsse auf das Haftverhalten ist weiterhin bekannt, dass ein hoher Anteil polarer Verbindungen zu einer guten Haftung des Bitumens beitragen soll. Aufgrund einer hohen Polarität verfügt das Bitumen über eine erhöhte Kapazität die freie Oberflächenenergie des Gesteins zu sättigen und lässt sich folglich erschwert von Wasser verdrängen. Aus der Literatur geht ferner hervor, dass ein steigender Asphaltengehalt die Haftfähigkeit des Bitumens herabsetzen kann.

Bekanntlich wird ein Bitumen aufgrund von Alterungsvorgängen während des Nutzungszeitraums spröder und verliert seine viskosen Eigenschaften, was prinzipiell zu einer Erhöhung des Verdrängungswiderstandes führen sollte. Die mit dem Alte-

rungsprozess einhergehende strukturelle Veränderung des Bitumens führt einerseits zu einer Veränderung der Viskosität, andererseits wird durch destillative, oxidative und strukturelle Alterung ebenfalls die chemische Struktur des Bitumens verändert, sodass es zu einer Verschiebung zwischen den chemischen Gruppen kommt [NEUMANN und RAHIMIAN, 1973]. Nach HIRSCH [HIRSCH und RIPKE, 2008] führt die Oxidation des Bindemittels zu einer Erhöhung des Asphaltengehaltes zulasten der polaren Verbindungen. Die Polyaromaten reagieren hingegen mit Sauerstoff und bilden z.T. neue Bestandteile der polaren Verbindungen.

Der Asphaltstatus verändert sich ebenfalls während der Bitumenalterung. So lassen sich Verschiebungen der Asphaltengruppen von leichtlöslichen über mittellöslich hin zu schwerlöslichen Asphaltene nachweisen. Die Zunahme der Asphaltene – insbesondere der schwerlösliche Asphaltene – in Verbindung mit der Abnahme der leicht flüchtigen Bestandteile trägt somit wesentlich zur Versprödung des Bindemittels bei.

Ein haftkritisches Bindemittel verfügt demzufolge theoretisch über eine möglichst geringe Viskosität in Kombination mit einem geringen Anteil polarer Verbindungen sowie einem hohen Anteil Asphaltene – idealer Weise schwerlösliche Asphaltene.

Alternativ zur Viskosität kann auch der Widerstand des Bitumens gegen eine erzwungene Verformung, in Form des komplexen Schermoduls, zur Beurteilung herangezogen werden, da dieser eine gute Korrelation zur Viskosität der untersuchten Bindemittel aufweist (vgl. Bild 4).

		Konventionell						
		EP RuK	RTFOT	$\Delta$ EP	PEN	RTFOT	% PEN	BP Fraaß
<b>50/70</b>								
Raffinerie 1	MW A-B	50,7	57,2	6,4	46,7	32,6	69,8	-13,5
Raffinerie 2	MW A-C	49,8	55,9	6,1	54,8	35,3	64,6	-10,7
Raffinerie 3	A.3 50/70	49,5	56,1	6,6	48,4	32,6	67,4	-10
Raffinerie 4	MW A-B	49,8	55,2	5,4	56,0	39,0	70,2	-9,5
Raffinerie 5	A.5 50/70	48,7	54,2	5,5	52,3	35,4	67,7	-17
Raffinerie 6	A.6 50/70	50,3	55,3	5,0	57,1	37,1	65,0	-11
Raffinerie 7	A.7 50/70	50,5	56,6	6,1	50,9	33,6	66,0	-10
Raffinerie 8	A.8 50/70	52,2	58,7	6,5	48,2	29,8	61,8	-10
<b>70/100</b>								
Raffinerie 1	MW A-C	46,2	51,8	5,6	71,9	43,9	61,1	-12,0
Raffinerie 2	MW B-C	46,0	51,7	5,7	82,6	50,1	60,6	-14,5
Raffinerie 5	A.5 70/100	46,4	50,9	4,5	59,1	-	-	-13
Raffinerie 7	B.7 70/100	46,3	49,9	3,6	71,5	50,5	70,6	-7

Tab. 6: Physikalische Bitumeneigenschaften [Radenberg et. al, 2015]

		Chemische Bitumenuntersuchungen									
		Aliphate	Mono-Arom.	Di-Arom.	Poly-Arom.	ges. Arom.	polare Verb.	Asphaltene	LLA	MLA	SLA
<b>50/70</b>											
Raffinerie 1	MW A-B	11,5	12,1	9,4	13,0	35,4	32,1	18,6	4,0	8,3	6,2
Raffinerie 2	MW A-C	6,4	11,9	12,0	17,9	41,8	29,5	20,6	5,3	9,7	5,6
Raffinerie 3	A.3 50/70	10,6	12,5	11,7	18,6	42,8	26,2	17,6	4,6	5,7	7,4
Raffinerie 4	MW A-B	11,9	13,3	11,8	18,7	43,7	23,1	19,2	3,8	12,9	2,5
Raffinerie 5	A.5 50/70	10,6	11,5	11,8	20,2	43,4	28,0	15,3	5,3	9,0	1,0
Raffinerie 6	A.6 50/70	6,6	11,1	11,1	18,4	40,6	33,0	18,3	7,2	10,1	1,1
Raffinerie 7	A.7 50/70	10,9	11,7	11,5	18,8	42,1	28,5	17,2	2,1	8,5	6,6
Raffinerie 8	A.8 50/70	11,5	12,4	12,2	18,2	42,8	28,0	16,2	3,5	9,3	3,4
<b>70/100</b>											
Raffinerie 1	MW A-C	10,0	13,9	10,8	14,7	39,3	30,0	16,1	4,2	9,2	2,7
Raffinerie 2	MW B-C	7,0	12,4	12,5	18,2	43,1	29,8	19,1	5,6	7,3	6,2
Raffinerie 5	A.5 70/100	10,0	12,0	12,7	19,1	43,8	24,8	17,7	5,8	9,5	2,5
Raffinerie 7	B.7 70/100	8,2	12,5	12,6	18,5	43,6	34,8	12,0	4,6	6,3	1,2

LLA – Leichtlösliche Asphaltene; MLA – Mittellösliche Asphaltene; SLA – Schwerlösliche Asphaltene

Tab. 7: Chemische Zusammensetzung der Bitumen [Radenberg et. al, 2015]

Zur Auswertung dieser drei Einflussgrößen wurde die Darstellung in einem Dreiachsdiagramm gewählt. Die prozentualen Anteile der chemischen Bestandteile wurden der Viskosität, respektive dem Schermodul gegenübergestellt und normiert.

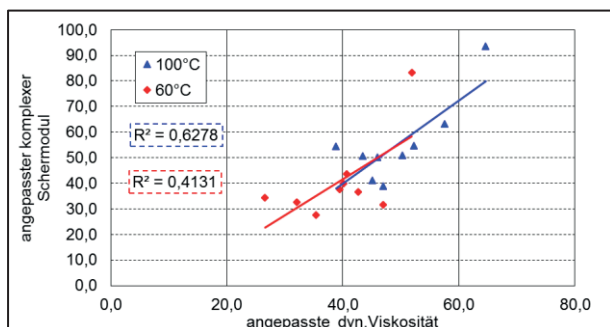


Bild 4: Korrelation zwischen Viskosität und komplexem Schermodul

Anpassungsfaktor Viskosität / Schermodul	
Viskosität 60 °C	0,1
Viskosität 100 °C	10
Schermodul 60 °C	0,01
Schermodul 100°C	1

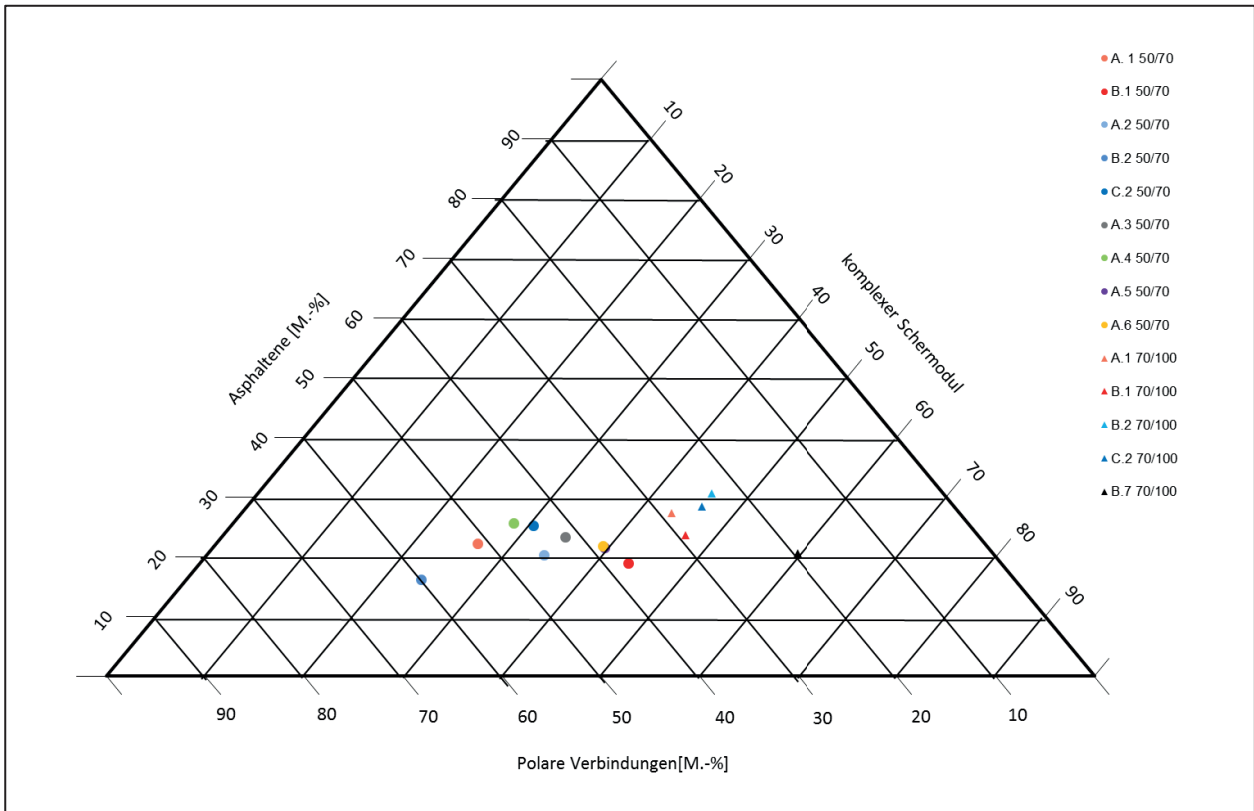
Tab. 8: Anpassungsfaktor Viskosität / Schermodul

Um eine differenziertere Darstellung zu ermöglichen und die Spreizung zwischen den Bitumensorten zu verdeutlichen, wurde die Viskosität bzw. der

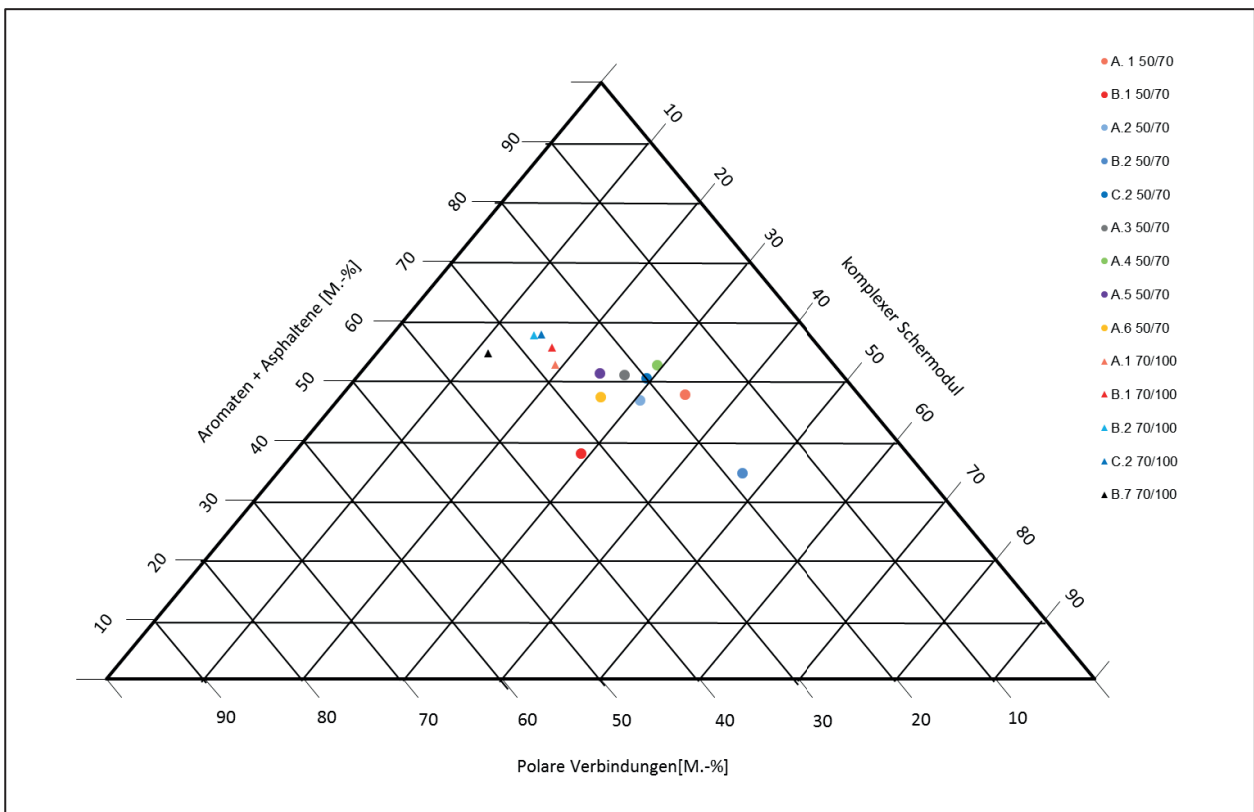
komplexe Schermodul mit einem Anpassungsfaktor gemäß Tab. 8 berücksichtigt.

Eine quantitative Aussage über die gesamte Zusammensetzung ist nach diesem Ansatz nicht möglich. Es lassen sich jedoch Bereiche definieren, welche ein haftkritisches Verhalten des Bindemittels erwarten lassen. Die Auswertung des Dreiachsdiagramms „Asphaltene – komplexer Schermodul – polare Verbindungen“ (Bild 5) stellt keine aussagekräftige Darstellung der Einflüsse dar. Es wurden sowohl Viskosität, respektive Schermodule bei 60 °C als auch bei 100 °C betrachtet. Auf Grund der geringen Schermodule ließ sich bei 100 °C keine klare Differenzierung erkennen, sodass zur Bewertung eine Temperatur von 60 °C zugrunde gelegt wurde.

Wie in Abschnitt 3.2 erläutert haben sowohl der Aliphatenanteil als auch der Aromatenanteil eine Reduzierung der Viskosität zufolge und lassen somit ebenfalls einen negativen Einfluss auf das Haftverhalten erwarten. Da der Anteil der Aromaten im Bitumen für gewöhnlich 3 bis 4 mal höher ist als der Anteil der gesättigten Verbindungen [HIRSCH, 2001], werden diese gemeinsam mit den Asphaltene in das Auswerteschema integriert (Bild 6). Für die erste Projektphase wurde, nach aufgezeigtem Bewertungsansatz, jeweils ein Straßenbaubitumen 50/70 sowie ein 70/100 ausgewählt. Durch die Verwendung von Straßenbaubitumen werden darüber hinaus mögliche haftverbessernde Einflüsse aus der Bitumenmodifizierung ausgeschlossen.



**Bild 5::** Dreiecksdiagramm: Asphaltene – komplexer Schermodul (60 °C) – Polare Verbindungen



**Bild 6:** Dreiecksdiagramm: Aromaten + Asphaltene – komplexer Schermodul (60 °C) – Polare Verbindungen

**Auswahl der Bindemittel für Projektphase 2**

Zur Realisierung einer möglichst deutlichen Ergebnisspreizung, wurden für die Projektphase 2 verschiedene Bindemittelsorten zur Mischgutherstellung vorgesehen. Die Sorten wurden jeweils in Abhängigkeit von der Mischgutsorte eingesetzt und gliedern sich gemäß Tab. 9 wie folgt:

Bitumensorte	Mischgutsorten	Konditionierungstemperatur
50/70	AC 16 B; AC 11 D; AC 8 D; SMA 11; SMA 5	65 °C
70/100	AC 11 D; AC 8 D; SMA 11	59 °C
25/55-55	AC 16 B; AC 11 D; AC 8 D; SMA 11; SMA 5	69 °C
10/40-65	AC 16 B	79 °C
45/80-50	SMA 5 S	66 °C
40/100-65	PA 8	74 °C

Tab. 9: Bindemittelübersicht Projektphase 2

Gemäß Abschnitt 7.1.2 ist die Temperatur des Konditionierungsvorgangs in Abhängigkeit von der Bindemittelsorte vorzusehen. Hierbei wird eine viskoäquivalente Konditionierungstemperatur angestrebt, für dessen Festlegung der komplexe Schermodul in Anlehnung an [DIN EN 14770, 2012] ermittelt wurde. Die Bestimmung der Temperatur ist in Bild 7 aufgezeigt, die ermittelten Werte sind in Tab. 9 aufgeführt.

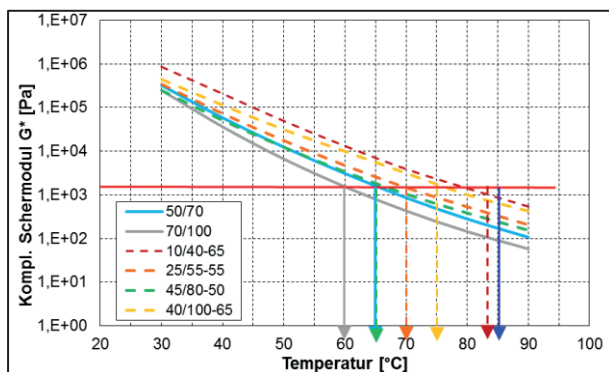


Bild 7: Bestimmung der viskoäquivalenten Konditionierungstemperatur – Projektphase 2

**4.2.3 Auswahl und Untersuchungen der Zusätze, etc.**

Die Auswahl der Zusätze und Additive zur Optimierung des Haftverhaltens wurden im engen Dialog mit der Praxis und dem Betreuungsausschuss getroffen. Zur Abbildung eines möglichst vielseitigen

und realitätsnahen Spektrums, wurden folgende Additivierungen der Asphaltmischgutkonzepte vorgesehen:

- Haftmittel: chemischer Haftverbesserer (Z.1)  
organischer Haftverbesserer (Z.2)
- Zusatz: Fischer-Tropsch Wachs (Z.3)
- Füller: Kalksteinfüller; Rhyolithfüller
- Kalkhydrat:  $Ka_{20}$

Zur Gewährleistung einer viskoäquivalenten Steifigkeit des Bindemittels während des Konditionierungsvorgangs, wurde auch hier der Komplexe Schermodul in Anlehnung an [DIN EN 14770, 2012] bestimmt (Bild 8). Das Vorgehen zur Ermittlung der Temperatur erfolgte konvergent zu Projektphase 2. Die entsprechenden Temperaturen sind in Tab. 10 aufgezeigt.

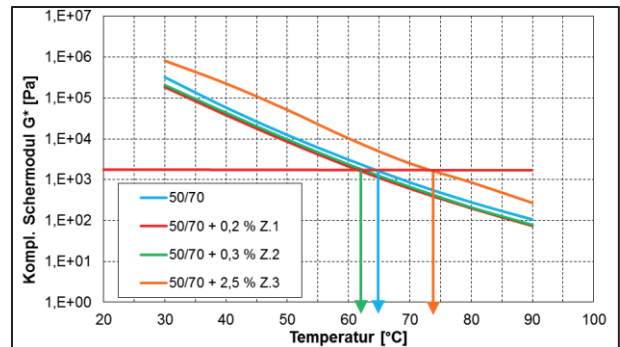


Bild 8: Bestimmung der viskoäquivalenten Konditionierungstemperatur – Projektphase 3

Bitumensorte	Mischgutsorten	Konditionierungstemperatur
50/70	AC 16 BS; SMA 11; AC 8 BN	65 °C
50/70 + 0,2 % Z.1	AC 16 BS; SMA 11; AC 8 BN	63 °C
50/70 + 0,3 % Z.3	AC 16 BS; SMA 11; AC 8 BN	63 °C
50/70 + 2,5 % Z.3	AC 16 BS; SMA 11; AC 8 BN	74 °C

Tab. 10: Bindemittelübersicht Projektphase 3



### 4.3 Auswahl der Prüfverfahren

#### 4.3.1 Stripping-Test im Spurbildungsgerät

Bereits mit Beginn der regelmäßigen Durchführung von Spurbildungsversuchen in den 1990er Jahren, wurde vermutet, dass die Prüfergebnisse im Wasserbad nicht nur vom Verformungswiderstand, sondern auch vom Strippingverhalten eines Asphaltmischgutes beeinflusst werden. Dieser Ansatz wurde aufgegriffen und sollte so optimiert werden, dass eine möglichst hohe Differenzierbarkeit des Haftverhaltens eines Asphaltes bei Wassereinwirkung und gleichzeitiger dynamischer Lasteintragung ermöglicht wird. [Solaimanian et al., 2003; Baganpadde et al., 2004]

Die Mischgutsorten (PA 8, SMA 11 S und AC 16 BS) sind so gewählt, dass eine möglichst breite Spreizung der Ergebnisse zu erwarten ist. Neben der Variation der Mischgutsorten wird eine Modifikation der Prüfbedingungen gemäß Tab. 11 angestrebt.

Die Durchführung erfolgt in Anlehnung an [DIN EN 12697-22, 2007] – Asphalt - Prüfverfahren für Heißasphalt, Teil 22 – Spurbildungstest.

Versuchsparameter - Spurbildungsversuch
Konditionierung
Prüftemperatur
Radauflast
Überrollungsanzahl
Verdichtungsgrad

Tab. 11: Versuchsparameter - Spurbildungstest

#### 4.3.2 Schüttelabrieb-Prüfung am Asphaltprobekörper

An der Ruhr-Universität Bochum wurden im Rahmen des AiF-Projektes (FE-Nr.: IGF 16639N) Schüttelabriebversuche an Sandasphaltprobekörpern durchgeführt [Radenberg et. al, 2014]. Die Durchführung erfolgt in Anlehnung an [DIN EN 12274-7, 2005] – Dünne Asphaltsschichten in Kaltbauweise (DSK), Teil 7: Schüttelabrieb-Prüfung.

Eine Weiterentwicklung der DSK-Untersuchungen wurde von GRAF und VASSILIOU, in Form der Bestimmung des Schüttelabriebs am Marshall-Probekörper durchgeführt. Hierzu wurden MPK in wassergefüllten Prüfzylindern mit einer Höhe von 42 cm und einem Durchmesser von 25 cm, bei einer Umdrehungsgeschwindigkeit von 20 U/min 3 Stunden belastet. Anschließend wurden die Probe-

körper bis zur Massekonstanz getrocknet. Der prozentuale Masseverlust des Probekörpers nach der Belastung entspricht dem Schüttelabrieb. [GRAF und VASSILIOU, 2007]

Ziel der modifizierten Schüttelabrieb-Prüfung in diesem Forschungsvorhaben ist es die auftretenden mechanischen Belastungen weitestgehend zu reduzieren und dennoch Effekte des Haftverhaltens effizient abbilden zu können. Folglich soll gewährleistet werden, dass im Wesentlichen die Stripping-Effekte des Bitumens durch die Wassereinwirkung erfasst werden und weitere Einflussfaktoren möglichst eliminiert werden.

Um dieses Ziel zu erreichen wurden die Dimensionen der Prüfzylinder optimiert – der Durchmesser beträgt 110 mm, die Höhe 450 mm. Aufgrund des geringen Wandabstandes der Probekörper wird somit ein weitgehend reines Gleiten des Probekörpers im Prüfzylinder gewährleistet und der mechanische Abrieb durch Überroll- und Aufprallbelastungen in den Randbereichen des Probekörpers vermieden. Das grundlegende Prinzip der Belastung kann Bild 9 entnommen werden. Die relevante Prüfbelastung wird maßgebend durch das umströmende Wasser erzeugt.

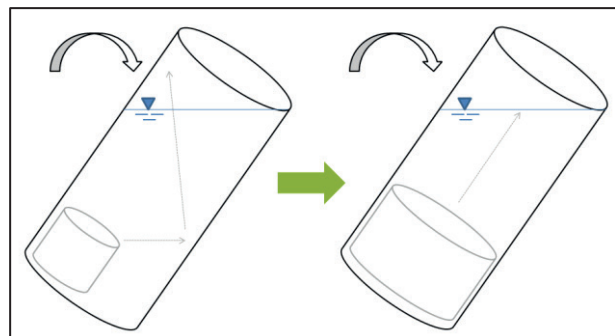


Bild 9: Prinzip der reduzierten mechanischen Einwirkungen

Supplementär zur Änderung der primären Prüfbelastungen, werden die Variationen der Versuchsrandbedingungen gemäß Tab. 12 durchgeführt.

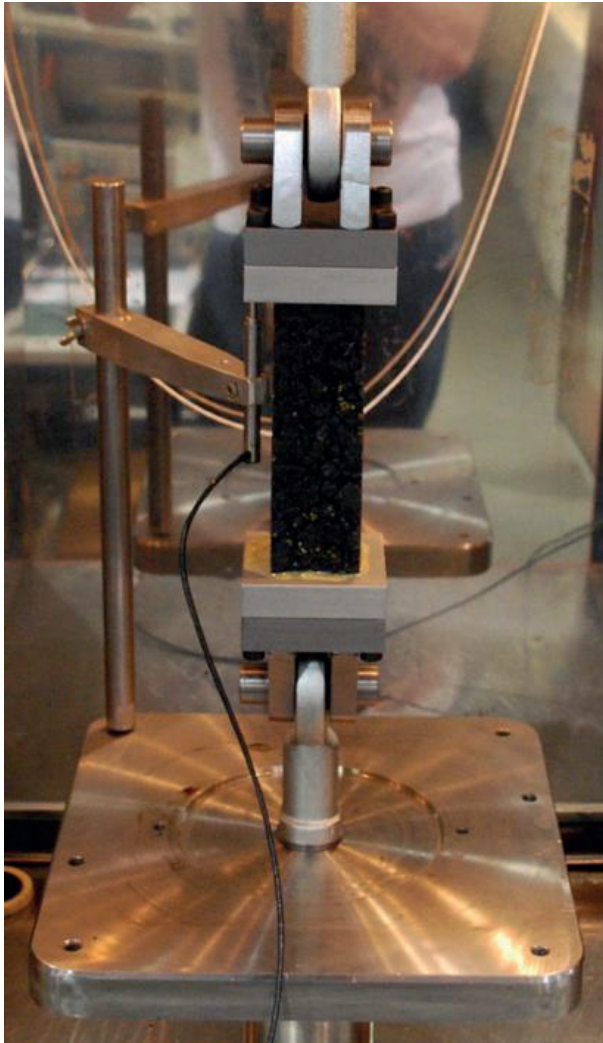
Versuchsparameter – Schüttelabrieb-Prüfung
Konditionierung
Prüfdauer
Prüftemperatur
Wasserqualität (pH-Wert, Salzgehalt)
Umdrehungsgeschwindigkeit
Verdichtungsart (MPK, WSV-Platte, druckverd. MPK)

Tab. 12: Versuchsparameter – Schüttelabrieb-Prüfung

Die Auswertung erfolgt analog zum Prinzip von GRAF und VASSILIOU, nach dem prozentualen Masseverlust der rückgewogenen Probekörper.

#### 4.3.3 Einaxialer Zugversuch

Ein weiteres Prüfverfahren, welches eine quantifizierte Ansprache des Haftverhaltens ermöglichen sollte, ist der einaxiale, zentrische Zugversuch an Asphaltprobekörpern. Basierend auf den Erkenntnissen von RENKEN, WISTUBA, GRÖNNINGER und SCHINDLER [RENKEN et al., 2010] werden Zugversuche an konditionierten und nicht konditionierten prismatischen Probekörpern durchgeführt. Vergleichbar mit dem ITSr-Ergebnis (Indirect Tensile Stress Ratio) des Spaltzugversuchs wird über die Probekörperkonditionierung ein Abfall der Zugfestigkeit erwartet, welcher den Adhäsionsverlust charakterisiert.



**Bild 10:** Versuchsaufbau des Einaxialen Zugversuch

Neben der Konditionierung sind darüber hinaus die Variationen der Randbedingungen gemäß Tab. 13 in den Untersuchungsreihen zu berücksichtigen.

Versuchsparameter – Einaxialer Zugversuch
Konditionierung
Zuggeschwindigkeit
Prüftemperatur

**Tab. 13:** Versuchsparameter – Einaxialer Zugversuch

## 5 Materialuntersuchungen

### 5.1 Gesteinskörnung

Die Korngrößenverteilung wurde gemäß TP Gestein-StB, Teil 4.1.2, Bestimmung der Korngrößenverteilung durch Siebung, bestimmt. Die Rohdichten wurden darüber hinaus gemäß TP Gestein-StB, Teil 3.2.2, Rohdichte, ermittelt. Die Zusammensetzung der einzelnen Korngruppen können Tab. 14, Tab. 16 und Tab. 17 entnommen werden.

Lieferkörnungen - Diabas					
	Siebrückstand M.-%				
mm	0/2	2/5	5/8	8/11	11/16
22,4					0,0
16,0				0,0	10,0
11,2			0,0	10,4	74,5
8,0		0,0	9,7	75,3	13,8
5,6	0,0	2,9	77,1	13,2	0,7
2,0	4,4	88,0	12,3	0,6	
1,0					
0,25					
0,125	84,7	8,3	0,4		
0,063	6,6	0,0			
< 0,063	4,3	0,8	0,5	0,4	0,9
Überkorn	4,4	2,9	9,7	10,4	10,0
Sollkorn	95,6	88,0	77,1	75,3	74,5
Unterkorn		9,1	13,2	14,2	15,4
Rohdichte [g/cm <sup>3</sup> ]	2,844	2,844	2,853	2,860	2,843

Tab. 14: Kornzusammensetzung der Lieferkörnungen - Diabas

Die ausgewählten Gesteine waren darüber hinaus Teil des Forschungsvorhabens FE 07.0261/2012/BRB. In diesem Forschungsprojekt wurden weitere Eigenschaften der Gesteine analysiert, welche zur Klassifizierung des Haftverhaltens dienen. [Radenberg et. al, 2015].

In Tab. 15 sind die Rohdichten, Reindichte und Porosität der verwendeten Gesteine dargestellt.

	Rohdichte 8/11 mm	Reindichte	Porosität
Gestein	[g/cm <sup>3</sup> ]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[%]
Diabas	2,860	2,881	0,7
Grauwacke	2,706	2,754	1,7
Quarzit	2,669	2,699	1,1

Tab. 15: Rohdichte, Reindichte und Porosität [Radenberg et. al, 2015]

Lieferkörnungen - Grauwacke					
	Siebrückstand M.-%				
mm	0/2	2/5	5/8	8/11	11/16
22,4					
16,0					8,5
11,2				12,9	72,1
8,0			10,5	76,2	11,4
5,6	0,0	5,2	70,8	10,1	3,3
2,0	10,3	84,8	18,3	0,2	2,6
1,0					
0,25				0,1	0,2
0,125	66,1	9,4		0,1	0,6
0,063	8,9	0,0	0,0	0,1	0,9
< 0,063	14,6	0,6	0,3	0,3	0,4
Überkorn	10,3	5,2	10,5	12,9	8,5
Sollkorn	89,7	84,8	70,8	76,2	72,1
Unterkorn		10,0	18,7	10,9	19,4
Rohdichte [g/cm <sup>3</sup> ]	2,708	2,710	2,705	2,706	2,756

Tab. 16: Kornzusammensetzung der Lieferkörnungen - Grauwacke

Lieferkörnungen - Quarzit					
	Siebrückstand M.-%				
mm	0/2	2/5	5/8	8/11	11/16
22,4					
16,0					7,3
11,2				10,4	77,0
8,0			9,7	74,7	13,6
5,6		4,5	83,5	14,3	0,2
2,0	11,7	89,7	6,7		
1,0					
0,25					
0,125	80,2	5,5			
0,063	7,8			0,5	0,7
< 0,063	0,3	0,3	0,1	0,1	1,2
Überkorn	11,7	4,5	9,7	10,4	7,3
Sollkorn	88,3	89,7	83,5	74,7	77,0
Unterkorn		5,8	6,8	14,9	15,7
Rohdichte [g/cm <sup>3</sup> ]	2,676	2,671	2,675	2,669	2,662

Tab. 17: Kornzusammensetzung der Lieferkörnungen - Quarzit

Tab. 18 zeigt die Ergebnisse der Zusammensetzung, welche mittels Röntgenfluoreszenzspektroskopie (RFS) bestimmt wurden.

	Diabas	Grauwacke	Quarzit
Elementoxid	[M-%]	[M-%]	[M-%]
SiO <sub>2</sub>	50,50	78,10	92,83
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	14,80	10,00	3,83
TiO <sub>2</sub>	1,80	0,84	0,30
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	12,30	4,10	1,61
CaO	6,88	1,82	0,06
K <sub>2</sub> O	0,48	2,36	1,07
MgO	9,03	1,489	0,21
Na <sub>2</sub> O	3,43	0,89	< 0,01
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,23	0,09	0,03
SO <sub>3</sub>	0,15	0,10	< 0,01
Summe	100,0	100,0	100,0
Glühverlust	5,5	3,4	0,7
Quarzgehalt	10-15	50-60	86-88

Tab. 18: Ergebnisse der RFA, berechnet auf geglähtes Material [Radenberg et. al, 2015]

### 5.2 Bitumen

Zur Verifikation der in Abschnitt 4.2.2 beschriebenen Auswahlkriterien wurden sowohl die physikalischen Bitumeneigenschaften als auch die chemische Zusammensetzung der Bitumen analysiert.

Die physikalischen Eigenschaften können Tab. 19 entnommen werden. Tab. 20 zeigt die chemischen Ergebnisse der Glassäulenchromatographie zur Bestimmung der Anteile der einzelnen Stoffkomponenten (SARA-Fraktionierung) und den Asphaltstatus nach Zenke zur Bestimmung der Anteile der leicht-, mittel- und schwerlöslichen Asphaltene.

		Bitumensorte	
		B1 50/70	B1 70/100
EP RuK	°C	50,3	46,2
RTFOT	°C	55,1	50,4
Δ EP	°C	4,8	4,2
PEN	1/10 mm	52,0	74
RTFOT	1/10 mm	39,0	45,1
Δ PEN	%	75,0	60,9
BP Fraaß	°C	-13	-10,0

Tab. 19: Physikalische Bitumeneigenschaften

Die Ergebnisse des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels, welche in Anlehnung an [DIN EN 14770,2012] ermittelt wurden, sind in Bild 11 und Bild 12 dargestellt.

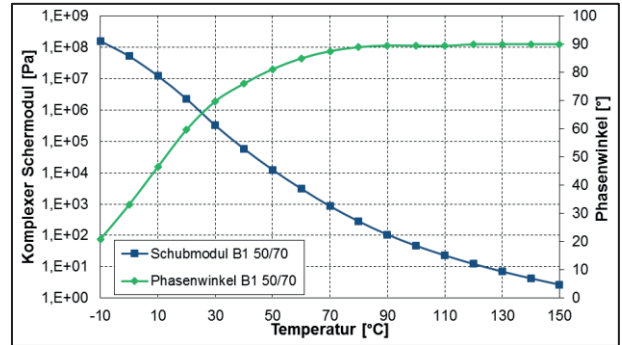


Bild 11: Komplexer Schermodul und Phasenwinkel – B1 50/70

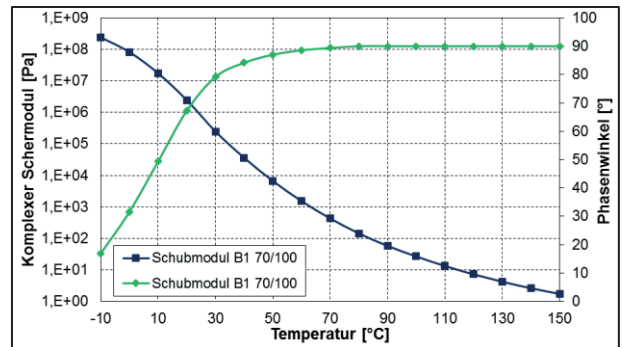


Bild 12: Komplexer Schermodul und Phasenwinkel – B1 70/100

Chemische Bestandteile	Bitumensorte			
	B1 50/70		B1 70/100	
	IST	SOLL	IST	SOLL
Aliphate	6,1	11,9	4,7	8,2
Mono- Aromaten	11,6	13,3	12,6	12,5
Di-Aromromaten	13,7	11,8	13,6	12,6
Poly- Aromaten	20,9	18,7	22,4	18,5
ges. Aromaten	46,2	43,7	48,6	43,6
polare Verbind.	30,2	23,1	35,7	34,8
Asphaltene	17,5	19,2	11,1	12
LLA	15,1	19,8	10,4	38,0
MLA	43,6	67,2	56,0	52,1
SLA	41,3	13,0	33,6	9,9

LLA – Leichtlösliche Asphaltene; MLA – Mittellösliche Asphaltene; SLA – Schwerlösliche Asphaltene

Tab. 20: Ergebnis der SARA-Fraktionierung und des Asphaltstatus nach Zenke

## 6 Projektphase 1 – Verfahrensdefinition

### 6.1 Erstprüfungen der Asphaltkonzepte

Der grundlegende Ansatz in der Asphaltkonzeptionierung dieses Forschungsvorhabens ist es, auf Basis einer granulometrisch identischen Mischgutzusammensetzung, übereinstimmende Hohlraumgehalte unter Verwendung unterschiedlicher Gesteinskörnungen zu ermöglichen. Demzufolge soll eine einheitliche Basis zur Beurteilung des Haftverhaltens geschaffen werden und der Einflussfaktor „Hohlraumgehalt“ weitestgehend ausgeschlossen werden. Zur Gewährleistung einer Einhaltung der volumetrischen Kenngrößen werden diese darüber hinaus überprüft und eine eventuelle Anpassung der Mischgutkonzepte berücksichtigt.

Zur Beurteilung eines möglichst weit aufgestellten Bewertungsspektrums, wurden ein Asphaltbinderkonzept (AC 16 BS) sowie zwei Asphaltdeckschichtkonzepte (SMA 11 S und PA 8) für die erste Projektphase ausgewählt. Ein mittlerer Hohlraumgehalt sowie ein dünner Bindemittelfilm, bedingt durch einen geringen Bindemittelgehalt, sollen hierbei für ein noch ausreichend stabiles Korngefüge bei gleichzeitig haftkritischen Bedingungen führen.

Die Erstellung der Erstprüfung erfolgte mit einem Kalksteinfüller. Kalksteinfüller verfügt bekanntlich über haftverbessernde Eigenschaften. Aus diesem Grund wurde der Kalksteinfüller durch einen Quarzfüller substituiert, von welchem ein reduziertes Haftverhalten sowie, basierend auf einer geringeren spezifischen Oberfläche im Vergleich zum Kalksteinfüller, ein geringerer Bindemittelbedarf erwartet wurde. Um den Einfluss des Füllers in allen Zusammensetzungen zu harmonisieren, wurde der Eigenfüller der 0/2 mm Lieferkörnungen entfernt und durch Fremdfüller ersetzt.

Der Bindemittelbedarf der Mischgutkonzepte verhält sich, unabhängig von der Mischgutsorte, antiproportional gegenüber der Gesteinskörnungsrohichte. Unabhängig von der Gesteinssorte sind sowohl die Kornverteilungslinie als auch der Hohlraumgehalt bei den Asphaltarten PA 8 und SMA 11 S zielkonform. Die Ergebnisse der Varianten des AC 16 BS sind bei den Zusammensetzungen mit Diabas und Grauwacke ebenfalls zu vereinheitlichen. Einzig die Quarzitivariante des AC 16 BS liegt außerhalb der angestrebten Zielkri-

terien. Verglichen mit der Diabas- und Grauwackevariante weist diese Zusammensetzung einen um ca. 2 Vol.-% reduzierten Hohlraumgehalt auf. Ausgehend von den theoretischen Erkenntnissen, wird dem Quarzit das schlechteste Haftverhalten zugeordnet, ein geringer Hohlraumgehalt wirkt sich hingegen positiv auf die Dauerhaftigkeit des Asphalts aus, sodass sich die Einflüsse auf das Haftverhalten kompensieren könnte. Die Untersuchungsergebnisse der Quarzitivariante sind folglich trotz abweichendem Hohlraumgehalt qualitativ mit der Diabas- und Grauwackevariante vergleichbar.

Tab. 22 beinhaltet die Ergebnisse der Erstprüfung mit dem Straßenbaubitumen B1 50/70. Die volumetrische Überprüfung der Ergebnisse befindet sich in Tab. 23. Die Untersuchung der Asphaltkonzepte mit dem Straßenbaubitumen B1 70/100 basieren auf dem Äquiviskositätsprinzip (vgl. Bild 13). Demnach wurde auf Basis des komplexen Schermoduls der Bindemittel die Temperatur ermittelt, bei der die Bindemittel die gleiche Steifigkeit aufweisen. Ziel des Prinzips ist es, eine möglichst identische Rezeptur trotz unterschiedlicher Bindemittel zu gewährleisten. Tab. 21 zeigt die Hohlraumgehalte in Abhängigkeit von der Asphaltart.

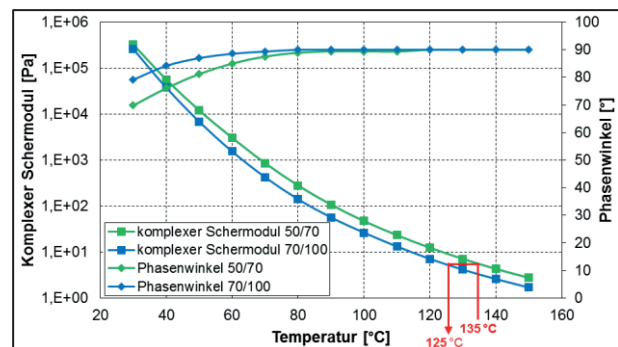


Bild 13: Ermittlung der äquiviskosen Verdichtungstemperatur

Asphaltart	Gestein	Hohlraumgehalt
		[Vol.-%]
PA 8	Diabas	29,0
PA 8	Grauwacke	28,1
PA 8	Quarzit	27,4
SMA 11 S	Diabas	1,6
SMA 11 S	Grauwacke	4,0
SMA 11 S	Quarzit	2,2

Tab. 21: Hohlraumgehalte der Erstprüfung B1 70/100



Asphalt-sorte	Gestein	Hohlraum-gehalt	Bindemittel-gehalt	Roh- und Raumdichten			Zusätze
		V	B	$\rho_m$	$\rho_b$	$\rho_p$	
		[Vol.-%]	[M.-%]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[M.-%]
PA 8	Diabas	26,2	4,4	2,658	1,961	2,858	0,50%
PA 8	Grauwacke	26,2	4,6	2,515	1,855	2,716	0,50%
PA 8	Quarzit	26,0	4,8	2,496	1,847	2,674	0,50%
SMA 11 S	Diabas	2,4	6,5	2,541	2,481	2,843	0,30%
SMA 11 S	Grauwacke	2,3	6,8	2,426	2,370	2,713	0,30%
SMA 11 S	Quarzit	2,4	7,0	2,415	2,357	2,670	0,30%
AC 16 BS	Diabas	6,5	4,5	2,614	2,445	2,844	-
AC 16 BS	Grauwacke	7,2	4,8	2,505	2,324	2,720	-
AC 16 BS	Quarzit	4,6	5,0	2,465	2,352	2,670	-

Tab. 22: Gravimetrische Ergebnisse der Erstprüfung B1 50/70

Asphalt-sorte	Gestein	Hohlraumgehalt	Bindemittelgehalt	Fiktiver Hohlraum-gehalt	Hohlraumausfüllungsgrad
		V	Bvol	VMA	VFB
		[Vol.-%]	[Vol.-%]	[Vol.-%]	[Vol.-%]
PA 8	Diabas	26,2	8,5	34,7	24,5
PA 8	Grauwacke	26,2	8,4	34,6	24,3
PA 8	Quarzit	26,0	8,7	34,7	25,1
SMA 11 S	Diabas	2,4	15,9	18,3	86,9
SMA 11 S	Grauwacke	2,3	15,9	18,2	87,3
SMA 11 S	Quarzit	2,4	16,3	18,7	87,1
AC 16 BS	Diabas	6,5	10,8	17,3	62,5
AC 16 BS	Grauwacke	7,2	11,0	18,2	60,4
AC 16 BS	Quarzit	4,6	11,6	16,2	71,6

Tab. 23: Volumetrische Ergebnisse der Erstprüfung B1 50/70

## 6.2 Stripping-Test im Spurbildungsgerät

### 6.2.1 Versuchsdurchführung

Wie bereits in Abschnitt 4.3.1 beschrieben, sollen mit dem Spurbildungsversuch neben der primären Ermittlung des Verformungswiderstandes unter Auswahl geeigneter Randbedingungen auch Aussagen zur Affinität möglich sein. Grundgedanke dabei ist, dass nach einer charakteristischen Überrollungszahl der für das Verformungsverhalten typische degressive Spurrinnenverlauf durch ein progressiv verlaufendes Stripping-Verhalten überlagert wird [HUNTER und KSAIBATI, 2002; SOLAIMANIAN et. al., 2003]. Diese charakteristische Überrollungszahl stellt sich demnach als Wende-

punkt im Spurbildungsverlauf dar („Stripping Inflection Point“), der analytisch festzustellen sein sollte und eine quantitative Aussage über die Affinität erlauben würde (Bild 14).

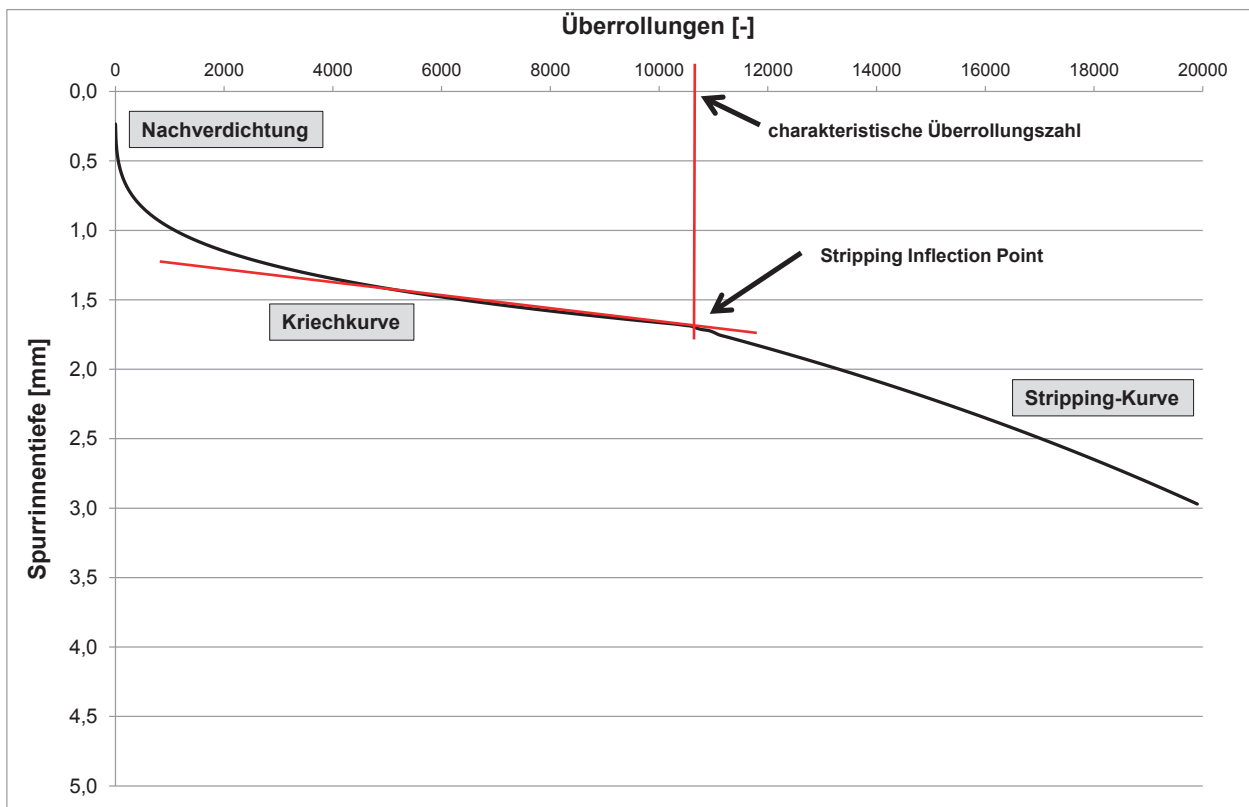
Damit der Stripping-Effekt nicht durch das Verformungsverhalten überdeckt wird, wurden bereits im Vorfeld zahlreiche Versuche durchgeführt, deren Parameter dahingehend variiert wurden, ein möglichst deutliches Stripping-Verhalten zu generieren. Variiert wurden u. a.:

- die Prüftemperatur (40 °C, 50 °C, 60 °C)
- der Reifentyp (Stahl, Gummi)
- die Auflast (500 N, 700 N)
- der Einsatz von Tensiden zur Schwächung der Oberflächenspannung des Wassers (vgl. Abschnitt 6.3.5)
- Vorkonditionierung der Prüfplatten (72-stündige Wasserlagerung bei 60 °C)

Die wesentliche Erkenntnis dieser Voruntersuchungen ist die starke Dominanz des Verformungsverhaltens. Im Allgemeinen ist kein bzw. kein ausgeprägtes progressives Spurrinnenverhalten auffindbar, das nur durch starke Belastung (hohe Temperatur und Auflast) in Erscheinung tritt.

Daher wurde für Projektphase 1 der Schwerpunkt auf Prüfungen bei 60 °C gelegt. Der Einsatz von Stahlrädern hat keinen dem Stripping fördernden Effekt aufzuweisen, sodass im Weiteren auf die inzwischen üblichen und realistischere Belastungen erzeugenden Gummiräder zurückgegriffen wird. Die Tenside bewirkten keinerlei Änderung im Spurbildungsverlauf, so dass sie ebenfalls keinen weiteren Einsatz finden.

Um den Grad der Sensibilität des Prüfverfahrens für die Aufgabenstellung zu erfassen, wurden die Versuchsreihen jeweils ohne bzw. mit einer Vorkonditionierung in Form einer vorherigen 72-stündigen Wasserlagerung durchgeführt. Im Idealfall, d. h. für die Einsatztauglichkeit als Prüfverfahren am zuträglichsten, erfahren die Ergebnisse der haftkritischen Gesteine, insbesondere der Quarzit, dabei eine deutlich größere Spreizung als die des Diabas. Begonnen wurde mit dem AC 16 B S, der mutmaßlich das gutmütigste Spurbildungsverhalten aufweist.



**Bild 14:** Theoretischer Spurrinnenverlauf im Stripping-Test nach [Solaimanian et al., 2003]

## 6.2.2 Versuchsergebnisse

Die Spurbildungsverläufe, unterschieden nach Höhe der Auflast, sind in Bild 15 und Bild 16 dargestellt.

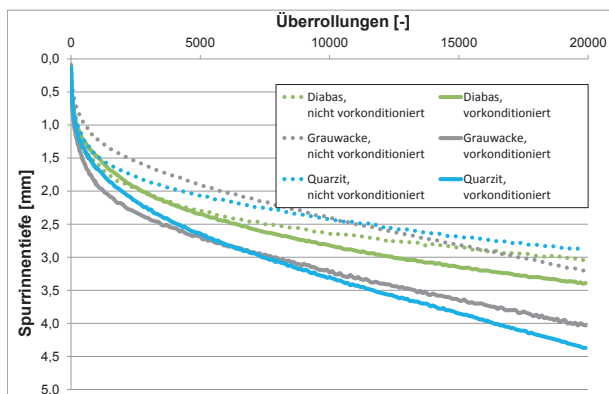


Bild 15: Spurbildungsverläufe des AC 16 B S, Auflast: 500 N

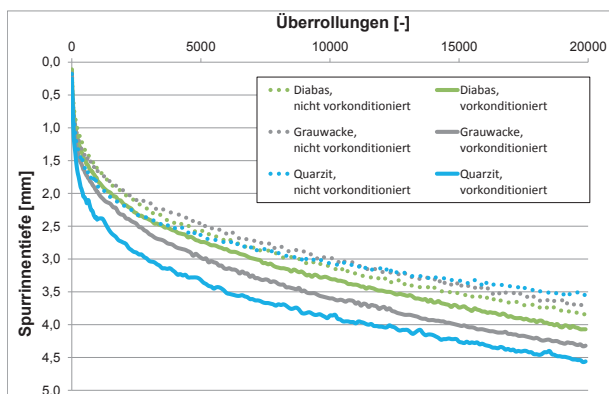


Bild 16: Spurbildungsverläufe des AC 16 B S, Auflast: 700 N

## 6.2.3 Bewertung der Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse nach 20.000 Überrollungen zeigen eine mutmaßliche Systemschwächung in der erwarteten Rangfolge Quarzit – Grauwacke – Diabas in Folge der Wasserlagerung auf, wenn die absoluten Werte der Spurbildungsverläufe in die Betrachtung gezogen werden. Hierbei muss jedoch berücksichtigt werden, dass die Graphen einen überwiegend degressiv verlaufenden Charakter aufweisen, was auf einen vorwiegenden Einfluss des Verformungsverhaltens hindeutet.

Obwohl augenscheinlich keine klaren Wendepunkte auszumachen sind, erfolgte eine analytische Betrachtung, die jedoch aufgrund der prüftechnischen Eigenheiten erschwert wird. Das Vorhandensein eines Wendepunktes im Spurbildungsgraphen bedeutet ein Minimum in der Funktion der Spurbildungsrate. Da aber die Genauigkeit der messtechnischen Erfassung der Spurrinnentiefe ihre systembedingten Grenzen hat („Messrauschen“), ist eine unmittelbare Betrachtung der

Spurrinnenrate vermutlich nicht zielführend (Bild 17).

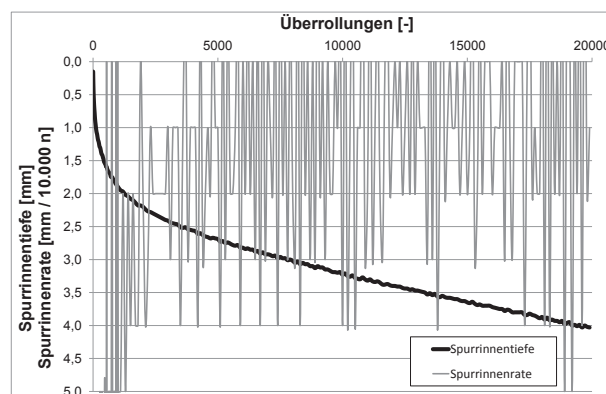


Bild 17: Exemplarischer Verlauf von Spurrinnentiefe und Spurrinnenrate

Um die Charakteristik der Kurvenverläufe nicht zu sehr zu verfälschen und damit ggf. das Auffinden eines Wendepunktes unmöglich zu machen, bietet sich die Verwendung gleitender Mittelwerte an. Bild 18 zeigt den Spurbildungsverlauf mit gleitenden Mittelwerten fünfter Ordnung samt zugehöriger Spurrinnenrate. Da auch diese Funktion noch einen sehr unregelmäßigen Verlauf vorweist, ist zusätzlich noch der daraus ermittelte Graph in Form von gleitenden Mittelwerten zehnter Ordnung angegeben. Eine weitere Angleichung wird nicht empfohlen, da so bereits ca. 1.000 Überrollungen überspannt werden (unter Annahme der gemäß Prüfnorm aufzeichneten Datenrate).

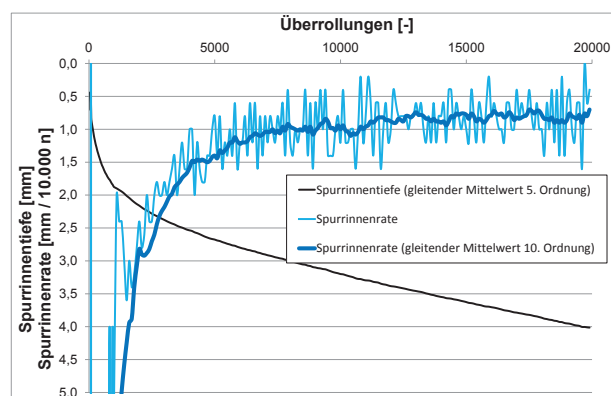


Bild 18: Angleichung der Spurbildungs-Graphen anhand von gleitenden Mittelwerten

An diesem „finalen“ Graphen der Spurrinnenrate lässt sich nun immerhin abschätzen, ab welcher Überrollungszahl eine Linearität eintritt, also ein Ende des degressiven Spurbildungsverlaufes. In diesem Beispiel sind das ca. 13.000 Überrollungen. Nach diesem Schema wurden alle Verläufe untersucht. Die Ergebnisse sind in Tab. 24 und Tab. 25 aufgelistet.

Gesteinsorte/ Konditionierung	max. Spurrinnentiefe [mm]	Wendepunkt kriterium
Diabas, nicht vorkonditioniert	3,0	rein degressiv
Diabas, vorkonditioniert	3,4	rein degressiv
Grauwacke, nicht vorkonditioniert	3,2	Linearität bei n ~ 15.000
Grauwacke, vorkonditioniert	4,0	Linearität bei n ~ 13.000
Quarzit, nicht vorkonditioniert	2,9	rein degressiv
Quarzit, vorkonditioniert	4,4	Linearität bei n ~ 14.000

Tab. 24: Spurbildungsparameter, Auflast: 500 N

Gesteinsorte/ Konditionierung	max. Spurrinnentiefe [mm]	Wendepunkt kriterium
Diabas, nicht vorkonditioniert	3,8	rein degressiv
Diabas, vorkonditioniert	4,1	rein degressiv
Grauwacke, nicht vorkonditioniert	3,7	rein degressiv
Grauwacke, vorkonditioniert	4,3	rein degressiv
Quarzit, nicht vorkonditioniert	3,5	Linearität bei n ~ 15.000
Quarzit, vorkonditioniert	4,5	Linearität bei n ~ 13.000

Tab. 25: Spurbildungsparameter, Auflast: 700 N

Die Ergebnisse zeigen zwar eine generelle Tendenz zur stärkeren Stripping-Neigung der haftkritischen Gesteine, eine quantitative Erfassung des Haftverhaltens ist jedoch nicht möglich.

Somit ist festzuhalten, dass die Untersuchungen in dieser Form kein klares, praxistaugliches Bild liefern, sodass der Spurbildungsversuch in der durchgeführten Form kein sinnvolles Prüfverfahren darstellt. Zusätzlich zu einer Vorkonditionierung der Asphalt-Probepplatten sowie den bereits untersuchten Einflussfaktoren auf den Prozess des Spurbildungsversuches, ist eine Erhöhung der Überrollungen ein möglicher Einflussfaktor.

### 6.2.4 Erweiterung des Spurbildungsversuchs

Die bisher untersuchten Varianten konnten noch keinen verwendbaren Ansatz des Spurbildungsversuchs aufzeigen. Eine Vorschwächung des Prüfkörpers, die zwar die grundsätzliche Charakteristik nicht beeinflusst, aber das Stripping- gegenüber dem Verformungsverhalten in den Vordergrund rückt, ist eine zwingende Voraussetzung für eine grundlegende Bewertung des Haftverhaltens.

Im Projektverlauf konnte festgestellt werden, dass die Erhöhung der Überrollung auf 100.000 Lastwechsel einen möglicherweise zielführenden Ansatz bietet, um einen Strippingeffekt, respektive einen Verlust des Haftversagens zu provozieren. Dies entspricht einer Steigerung der Überrollungsanzahl der [TP Asphalt-STB – Teil 22; 2007] um den Faktor 5. Durch die hohe Anzahl der Überrollungen konnte zum Teil bei bestimmten Probekörpern und Versuchsbedingungen ein Wendepunkt im Verlauf der Spurrinnenbildung festgestellt werden und ein deutlicher Stripping Inflection Point (SIP) ermittelt werden (vgl. Bild 19).

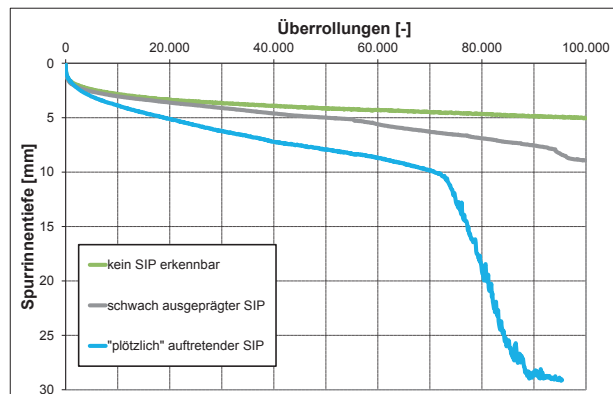
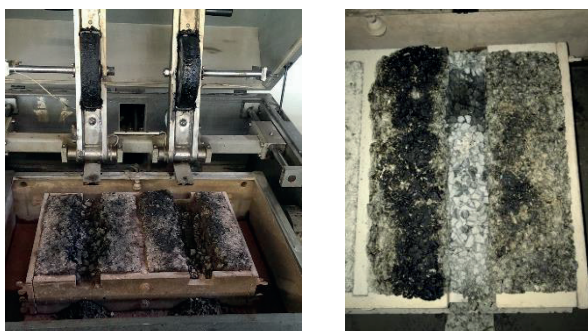


Bild 19: Exemplarischer Spurrinnenverlauf im Stripping-Test bei 100.000 Überrollungen

Während einige Probekörper weiterhin einen klassischen degressiven Spurbildungsverlauf zeigen, kann bei anderen der Stripping Inflection Point im Diagramm als Wendepunkt nachgewiesen werden, wobei dieser unterschiedlich stark ausfällt. Bei dem „plötzlichen“ Auftreten kommt es während des Versuchs zu drastischen Gefügestörungen der Asphaltstruktur (vgl. Bild 20). Im Anschluss an die Nachverdichtung und die sogenannte Kriechkurve ist daher eine massive „Spurrinnenzunahme“ in der Datenerfassung festzustellen, welche auf ein zunehmendes Versagen des Asphaltes hindeutet.



**Bild 20:** Schädigung der Asphalt-Probeplatten nach 100.000 Überrollungen

Unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus den vorherigen Versuchsreihen, wurden unter den bewährten Rahmenbedingungen (Prüftemperatur: 60 °C, Gummirad) folgende Parameter variiert:

- 3 Asphaltarten (AC 16 B S, SMA 11 S, PA 8)
- 3 Gesteinsorten (Diabas, Grauwacke, Quarzit)
- 2 Auflasten (500 N, 700 N)
- Vorkonditionierung (72 h Wasserlagerung bei 60 °C) ja / nein

Die Ergebnisse der Spurbildungsversuche für den AC 16 B S und den SMA 11 S sind in Tab. 26 bis Tab. 29 aufgezeigt. Der PA 8 zeigte im Spurbildungsverlauf ein nahezu sofortiges Versagen, so dass keine verwertbaren Daten erzeugt werden konnten.

Gestein	Überrollung bei Auftreten des SIP [-]		Bemerkung
	Einzelwerte	Mittelwert	
Diabas, nicht vorkond.	> 100.000	> 100.000	mittlere Spurrinnentiefe bei 100k Überrollungen: <b>3,5 mm</b>
	> 100.000		
Diabas, vorkond.	> 100.000	> 100.000	mittlere Spurrinnentiefe bei 100k Überrollungen: <b>3,9 mm</b>
	> 100.000		
Grauwacke, nicht vorkond.	> 100.000	> 100.000	mittlere Spurrinnentiefe bei 100k Überrollungen: <b>3,9 mm</b>
	> 100.000		
Grauwacke, vorkond.	> 100.000	> 100.000	mittlere Spurrinnentiefe bei 100k Überrollungen: <b>4,3 mm</b>
	> 100.000		
Quarzit, nicht vorkond.	52.000	72.000	---
	92.000		
Quarzit, vorkond.	> 100.000	> 100.000	mittlere Spurrinnentiefe bei 100k Überrollungen: <b>7,4 mm</b>
	> 100.000		

**Tab. 26:** Spurbildungsparameter für 100.000 Überrollungen, AC 16 B S, Auflast: 500 N

Gestein	Überrollung bei Auftreten des SIP [-]		Bemerkung
	Einzelwerte	Mittelwert	
Diabas, nicht vorkond.	> 100.000	> 100.000	mittlere Spurrinnentiefe bei 100k Überrollungen: <b>7,7 mm</b>
	> 100.000		
Diabas, vorkond.	> 100.000	> 100.000	mittlere Spurrinnentiefe bei 100k Überrollungen: <b>5,7 mm</b>
	> 100.000		
Grauwacke, nicht vorkond.	> 100.000	> 100.000	mittlere Spurrinnentiefe bei 100k Überrollungen: <b>7,8 mm</b>
	> 100.000		
Grauwacke, vorkond.	66.000	76.000	kein „plötzliches“ Auftreten des Stripping Inflection Points
	86.000		
Quarzit, nicht vorkond.	38.000	32.500	---
	27.000		
Quarzit, vorkond.	22.000	25.500	---
	29.000		

**Tab. 27:** Spurbildungsparameter für 100.000 Überrollungen, AC 16 B S, Auflast: 700 N

Gestein	Überrollung bei Auftreten des SIP [-]		Bemerkung
	Einzelwerte	Mittelwert	
Diabas, nicht vorkond.	> 100.000	> 100.000	mittlere Spurrinnentiefe bei 100k Überrollungen: <b>5,3 mm</b>
	> 100.000		
Diabas, vorkond.	> 100.000	> 100.000	mittlere Spurrinnentiefe bei 100k Überrollungen: <b>3,7 mm</b>
	> 100.000		
Grauwacke, nicht vorkond.	76.000	69.500	kein „plötzliches“ Auftreten des Stripping Inflection Points
	63.000		
Grauwacke, vorkond.	70.000	~ 85.000	kein „plötzliches“ Auftreten des SIP bei Versuch Nr. 1
	> 100.000		
Quarzit, nicht vorkond.	86.000	76.000	kein „plötzliches“ Auftreten des Stripping Inflection Points
	66.000		
Quarzit, vorkond.	50.000	57.000	kein „plötzliches“ Auftreten des Stripping Inflection Points
	64.000		

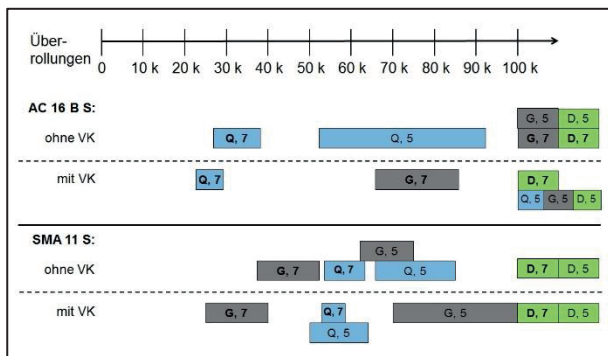
**Tab. 28:** Spurbildungsparameter für 100.000 Überrollungen, SMA 11 S, Auflast: 500 N

Gestein	Überrollung bei Auftreten des SIP [-]		Bemerkung
	Einzelwerte	Mittelwert	
Diabas, nicht vorkond.	> 100.000	> 100.000	mittlere Spurrinnentiefe bei 100k Überrollungen: <b>5,7 mm</b>
	> 100.000		
Diabas, vorkond.	> 100.000	> 100.000	mittlere Spurrinnentiefe bei 100k Überrollungen: <b>4,4 mm</b>
	> 100.000		
Grauwacke, nicht vorkond.	38.000	45.000	---
	52.000		
Grauwacke, vorkond.	25.000	32.500	---
	40.000		
Quarzit, nicht vorkond.	63.000	58.000	kein „plötzliches“ Auftreten des Stripping Inflection Points
	53.000		
Quarzit, vorkond.	53.000	56.000	kein „plötzliches“ Auftreten des Stripping Inflection Points
	59.000		

**Tab. 29:** Spurbildungsparameter für 100.000 Überrollungen, SMA 11 S, Auflast: 700 N

Es zeigt sich eine teilweise recht hohe Spannweite des Stripping Inflection Points, weshalb die Ergebnisse zur besseren Übersicht in Bild 21 zusätzlich grafisch dargestellt werden.





D – Diabas; G – Grauwacke; Q – Quarzit;  
5 – 500 N Auflast; 7 – 700 N Auflast; VK – Vorkonditionierung

**Bild 21:** Darstellung des Wendepunktes nach 100.000 Überrollungen

Obwohl grundsätzlich eine qualitative Tendenz des frühzeitigen Versagens bei der haftkritischen Gesteinssorte Quarzit auszumachen ist, scheint für eine quantitative und differenzierte Bewertung der Mischgutzusammensetzung dieses Verfahren in dieser Form aufgrund der Spannweite der Doppelbestimmungen sowie der Überschneidung von Messergebnissen (Quarzit, Grauwacke) nicht optimal geeignet zu sein. Asphaltvarianten mit einem guten Haftverhalten (Diabas), zeigen bei den durchgeführten Untersuchungen hingegen keinen Wendepunkt im Verlauf der Spurrinnentiefe über 100.000 Überrollungen, was ggf. als ausreichend gutes Haftverhalten definiert werden könnte.

Aufgrund des vergleichsweise hohen Prüfaufwandes ist eine Aussage zur Reproduzierbarkeit der Ergebnisse zum aktuellen Zeitpunkt nicht möglich. Als kritisch ist darüber hinaus der extrem intensive Verschleiß der Prüfgeräte zu bewerten. In diesem Zusammenhang ist zu betonen, dass diese Versuchsanordnung prinzipiell keine reine Affinitätsprüfung darstellt, sondern als Ergebnis die nahezu vollständige Zerstörung des Probekörpers liefert. Da sich die Ergebnisse mit der höheren Auflast von 700 N tendenziell plausibler gestalten, ist auch eine (starke) Reduzierung der Auflast zur etwaigen Schonung der Probekörper nicht zielführend.

Grundlegend kann jedoch festgestellt werden, dass durch die Erhöhung der Überrollungsanzahl eine semi-quantitative Bewertung möglich ist. Als ein mögliches Bewertungskriterium für eine gute Dauerhaftigkeit infolge eines ausreichenden Haftverhaltens, welches durch den Stripping-Test im Spurbildungsgerät ermittelt werden konnte, ist dabei in erster Linie der Absolutwert der Überrollungen bis zum Auftreten des Stripping Inflection Points zu sehen, der Einfluss einer Vorkonditionierung zum Zweck der Vorschädigung hat hier keinen erkennbaren Einfluss gezeigt, wobei sicherlich noch weitere Randbedingungen denkbar wären.

Als Anforderung wäre schließlich die Vorgabe einer minimalen Überrollungsanzahl denkbar, welche bis zum Erreichen des Stripping Inflection Points erfüllt werden muss, um ein ausreichendes Haftverhalten zu attestieren.

Grundlegend ist die Festlegung eines geeigneten Bewertungskriteriums jedoch erst nach der Schaffung eines ausreichenden Bewertungshintergrundes möglich. Aufgrund der erfolgversprechenden quantitativen Ansätze und verfahrenstechnischen Vorteile der modifizierten SATS-Prüfung (vgl. Abschnitt 7.1.2) und der vergleichsweise hohen Spannweite der Einzelergebnisse, wurde der Stripping-Test im Spurbildungsgerät nicht für die Bearbeitung der Projektphase 2 herangezogen. Dennoch bietet dieser Versuch einen möglichen Ansatz das grundsätzliche Haftverhalten eines Asphaltes anhand einer quantifizierbaren Kenngröße zu bewerten.

## 6.3 Schüttelabrieb-Prüfung am Asphaltprobekörper

### 6.3.1 Versuchsdurchführung

Die Durchführung der Versuche erfolgte analog zu der in Abschnitt 4.3.2 beschriebenen Prüfmethodik.

Wie bereits erläutert, entspricht der Schüttelabrieb dem prozentualen Substanzverlust des bis zur Massekonstanz getrockneten Probekörpers nach dem Versuch (Gl. 6-1). Die Versuche wurden als Doppelbestimmung durchgeführt.

$$SA = \frac{m_2}{m_1} * 100 \quad (\text{Gl. 6-1})$$

mit:

SA: = Schüttelabrieb [%]

m<sub>1</sub>: = Masse vor der Versuchsdurchführung [g]

m<sub>2</sub>: = Masse nach der Versuchsdurchführung [g]

Vergleichbar mit dem Vorgehen in Abschnitt 6.2, wurden für eine Abschätzung der Variation der prüftechnischen Randbedingungen der Schüttelabrieb-Prüfung vorab Untersuchungsreihen durchgeführt. Die Variation der Randbedingungen erfolgte wie nachstehend:

- Prüfdauer: 3 h; 6 h
- Prüftemperatur: 20 °C; 30 °C; 40 °C

Zur Gewährleistung eines möglichst großen Bewegungsradius des Probekörpers im Prüfzylinder wurde darüber hinaus die Umdrehungsgeschwindigkeit von 20 U/min auf 7 U/min angepasst.

Die Veränderung der Prüfbedingungen, ohne vorhergehende Schwächung der Asphaltmatrix durch Konditionierungsmaßnahmen ist nicht zielführend,

sodass für eine differenzierte Ergebnisdarstellung mit dem modifizierten Schüttelabrieb ebenfalls eine Konditionierungsphase erforderlich ist.

Ausgehend von den in Abschnitt 3.3 aufgezeigten Konditionierungsverfahren wurden vier Belastungsstufen in die Untersuchungen einbezogen:

- 72 h bei 40 °C [DIN EN 12697-12, 2008]
- 24 h bei 60 °C [AASHTO T 283]
- 72 h bei 60 °C
- 96 h bei 60 °C

Eine erhöhte Temperatur führt zu einer Reduzierung der Viskosität des Bindemittels und somit zu einem beschleunigten Verlust der Wechselwirkungen in der Bitumen/Gestein-Grenzfläche – folglich zu einer beschleunigten Verdrängung des Bindemittels durch das Prüfmedium. Zeitgleich sinkt auch die Oberflächenenergie des Wassers. Der Einfluss der geringeren Viskosität übersteigt indes den Einfluss der verringerten Oberflächenenergie des Wassers.

Eine erhöhte Konditionierungstemperatur, ergänzt mit einer verlängerten Beanspruchungsdauer, entspricht somit dem stärksten Schädigungsprozess.

Der statischen Wasserlagerung wurde eine Wassersättigung im Vakuumschrank vorgeschaltet. Zur Anpassung an die Prüftemperatur, wurden die Probekörper darüber hinaus im Anschluss an die Konditionierungsphase 4 h im Wasserbad temperiert.

Im Fortgang der Untersuchungen wurden die Konditionierungsrandbedingungen fortlaufend verschärft, sodass die nachstehenden Belastungsstufen zusätzlich zu den bereits aufgezeigten Beanspruchungsszenarien Eingang in das Untersuchungsprogramm fanden:

- 168 h (1 Woche) bei 40 °C
- 336 h (2 Woche) bei 40 °C
- 168 h (1 Woche) bei 60 °C
- 336 h (2 Woche) bei 60 °C
- 24 h bei 60 °C und 2,1 MPa (in Anlehnung an DIN EN 12697-45)
- 96 h bei 60 °C und 2,1 MPa (in Anlehnung an DIN EN 12697-45)

Ebenfalls wurde eine Variante entsprechend dem vollständigen Konditionierungsverfahrens des Modified Lottman Tests (AASHTO T 283) untersucht. Neben einer 24-stündigen, statischen Wasserlagerung bei 60 °C wurden die Probekörper einer Frosteinwirkung von 15 h bei -18 °C unterzogen [ASCHENBRENER und MC GENNIS, 1993].

Die Herstellung der Asphalte für die Marshall-Probekörper und die Asphaltprobekörper erfolgte mit

dem Straßenbaubitumen B1 50/70 bei einer Temperatur von  $135 \pm 5$  °C.

Ergänzend zu den Konditionierungsrandbedingungen wurden zwei weitere Probekörperherstellverfahren untersucht. Es wurden zum einen Asphaltprobekörper mit Abmessungen von 320 x 260 x 60 mm im Walzsegmentverdichter gemäß [TP Asphalt-StB – Teil 33, 2007], Herstellung von Asphalt-Probekörpern im Laboratorium mit dem Walzsektor-Verdichtungsgerät (WSV), hergestellt. Aus den Probekörpern wurden Bohrkörper mit einem Durchmesser von 100 mm für die weiteren Untersuchungen gewonnen. Die geschnittenen Mantelflächen ermöglichen einen direkten Wasserzugang an der Bitumen/Gestein-Grenzfläche.

Zum anderen wurden druckverdichtete Marshall-Probekörper mittels weggeregelter und kraftbegrenzter statischer Verdichtung hergestellt. Infolge der statischen Verdichtung sollen gegebenenfalls auftretende Gefügezerstörung und Kornzertrümmerung während des Verdichtungsprozesses vermieden werden. Die Randbedingungen des Verdichtungsprozesses können Tab. 30 entnommen werden.

Parameter	Einheit	
Verdichtungstemp.	°C	165
Vorschub	mm/s	0,1
Max. Kraft	kN	60
Konsolidierungszeit	min	5,0

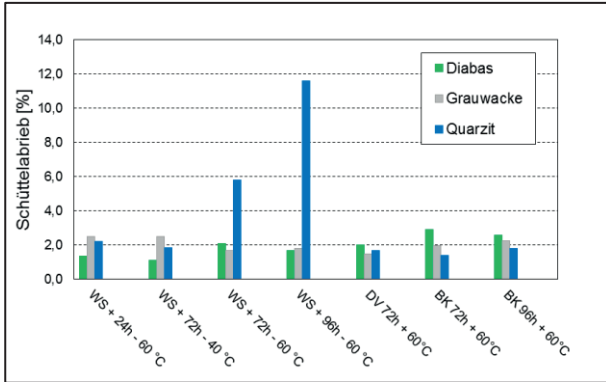
Tab. 30: Parameter statische Verdichtung

Die abschließende Untersuchungsserie der Schüttelabrieb-Prüfungen erfolgte an Bohrkörpern aus Asphaltprobekörpern, welche einen Durchmesser von 100 mm und eine vollständig geschnittene Oberfläche aufwiesen. Die Bohrkörper wiesen einen Verdichtungsgrad von ca. 90 % auf, um den Einfluss des Hohlraumgehaltes nachhaltig zu betonen, eine weitere Schwächung in die Asphaltmatrix zu implizieren und somit eine optimierte Differenzierbarkeit der Ergebnisse zu generieren.

### 6.3.2 Versuchsergebnisse

Aufgrund zu geringer Substanzverluste bei den Untersuchungen ohne Konditionierungsmaßnahmen werden diese aus redaktionellen Gründen nicht abgebildet. Nachstehend sind die Ergebnisse mit Vorschädigung dargestellt. Der modifizierte Schüttelabriebversuch wurde bei 40 °C und 7 U/min durchgeführt. Die Prüfdauer lag bei 3000 U – was einer Belastungsdauer von ca. 7 h, 10 min entspricht. Die Kombination der Prüfserien (Konditionierungsverfahren, Probekörperherstellung und mittlerer Hohlraumgehalt je Prüfserie) sind in den Tab. 32 bis Tab.

33 dargestellt. Jeder Versuch wurde als Doppelbestimmung durchgeführt. Die nachstehenden Ergebnisse des Schüttelabriebversuchs enthalten die arithmetischen Mittelwerte der Doppelbestimmung. Bild 22 bis Bild 24 zeigen den ermittelten Schüttelabrieb in Abhängigkeit von den verschiedenen Konditionierungsverfahren.

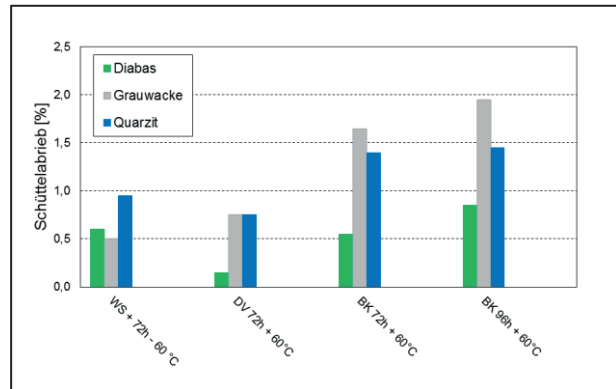


**Bild 22:** Schüttelabrieb in Abhängigkeit von Konditionierungsart und Probekörperherstellung – AC 16 BS

Konditionierung		Probekörper	Gestein	Hohlraumgehalt
Zeit	Temperatur			V
[h]	[°C]	[-]	[-]	[Vol.-%]
72	60	MPK <sup>1)</sup>	Diabas	2,3
			Grauwacke	2,3
			Quarzit	2,3
72	60	MPK <sub>dv</sub> <sup>2)</sup>	Diabas	9,2
			Grauwacke	9,7
			Quarzit	8,9
72	60	BK <sup>3)</sup>	Diabas	2,4
			Grauwacke	4,4
			Quarzit	4,9
96	60	BK	Diabas	2,0
			Grauwacke	4,8
			Quarzit	4,8

- 1) Marshall-Probekörper
- 2) druckverdichteter Marshall-Probekörper
- 3) Bohrkern aus Asphaltprobeplatte

**Tab. 31:** Konditionierungsrandbedingungen und Hohlraumgehalte mod. Schüttelabrieb – SMA 11 S

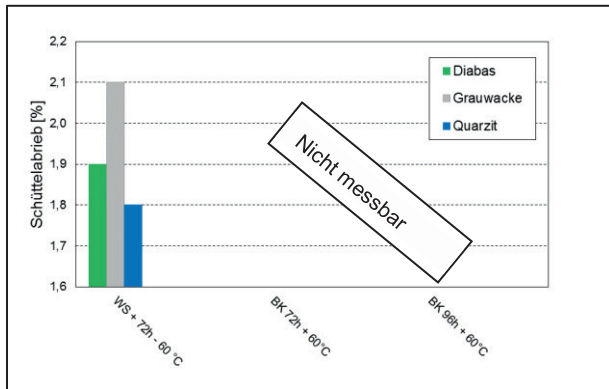


**Bild 23:** Schüttelabrieb in Abhängigkeit von Konditionierungsart und Probekörperherstellung – SMA 11 S

Konditionierung		Probekörper	Gestein	Hohlraumgehalt
Zeit	Temperatur			V
[h]	[°C]	[-]	[-]	[Vol.-%]
24	60	MPK <sup>1)</sup>	Diabas	5,4
			Grauwacke	7,3
			Quarzit	4,1
72	40	MPK	Diabas	6,8
			Grauwacke	7,4
			Quarzit	4,9
72	60	MPK	Diabas	6,5
			Grauwacke	7,1
			Quarzit	4,6
96	60	MPK	Diabas	6,3
			Grauwacke	7,2
			Quarzit	4,9
72	60	MPK <sub>dv</sub> <sup>2)</sup>	Diabas	10,7
			Grauwacke	11,1
			Quarzit	11,3
72	60	BK <sup>3)</sup>	Diabas	6,8
			Grauwacke	6,2
			Quarzit	4,4
96	60	BK	Diabas	6,7
			Grauwacke	6,9
			Quarzit	4,7

- 1) Marshall-Probekörper
- 2) druckverdichteter Marshall-Probekörper
- 3) Bohrkern aus Asphaltprobeplatte

**Tab. 32:** Konditionierungsrandbedingungen und Hohlraumgehalte mod. Schüttelabrieb – AC 16 BS



**Bild 24:** Schüttelabrieb in Abhängigkeit von Konditionierungsart und Probekörperherstellung – PA 8

Konditionierung		Probekörper	Gestein	Hohlraumgehalt
Zeit	Temperatur			V
[h]	[°C]	[-]	[-]	[Vol.-%]
72	60	MPK <sup>1)</sup>	Diabas	26,2
			Grauwacke	26,2
			Quarzit	26,0
72	60	BK <sup>2)</sup>	Diabas	32,6
			Grauwacke	31,8
			Quarzit	30,3
96	60	BK	Diabas	32,6
			Grauwacke	31,8
			Quarzit	30,3

1) Marshall-Probekörper

2) Bohrkern aus Asphaltprobeplatte

**Tab. 33:** Konditionierungsrandbedingungen und Hohlraumgehalte mod. Schüttelabrieb – PA 8

### 6.3.3 Bewertung der Versuchsergebnisse

#### Einfluss der Konditionierung

Die Betrachtung des Gesamtsystems „Asphaltmischgut“, in Kombination mit einem Verdichtungsgrad von  $k = 100\%$ , resultierend aus der Herstellung als Marshall-Probekörper, erfordert folglich eine Schwächung des Systems durch eine optimale Konditionierung der Probekörper. Somit soll eine quantitative Beurteilung des Mischgutkonzeptes anhand des Substanzverlusts gewährleistet werden. Unabhängig von Konditionierung und Asphaltart wird der Diabas-Variante, gefolgt von der Grauwacke-Variante, das vermutlich beste Haftverhalten prognostiziert. Dem Quarzit wird aufgrund des hohen Quarzgehaltes das vermutlich schlechteste Haftverhalten zugeordnet.

Die Untersuchung des AC 16 BS zeigen für den Quarzit mit zunehmender Intensität der Konditionierung einen deutlichen Anstieg des Schüttelabriebs von ca. 2 % auf 12 %. Bild 25 zeigt den visuellen Eindruck der belasteten Probekörper in Abhängigkeit von der Konditionierung mit zunehmendem Substanzverlust. Bei identischen Prüfungsrandbedingungen zeigen sowohl der Diabas als auch die Grauwacke keine Auffälligkeiten (vgl. Bild 26).



**Bild 25:** Einfluss der Konditionierungsverfahren am Beispiel Quarzit

#### Einfluss der Probekörperherstellung

Die Variation der Probekörperherstellung, bei identischer Mischgutzusammensetzung, zeigt, dass druckverdichtete Marshall-Probekörper und Bohrkern aus Asphaltprobeplatten wesentlich geringere Ablösungserscheinungen aufweisen als Marshall-Probekörper. Dieser Effekt lässt sich auf das schlagende Verdichtungsprinzip der MPK-Herstellung zurückführen, wodurch ggf. einzelne Gesteinskörner zerstört werden und ein Auslösen aus der Asphaltmatrix begünstigt wird. Der deutlich erhöhte Hohlraumgehalt der druckverdichteten Marshall-Probekörper zeigt, dass dieser Effekt nicht abhängig vom Verdichtungsgrad des Probekörpers ist.

#### Einfluss der Mischgutkonzeption

Der Stripping-Effekt ist ein durch Wassereinfluss bedingter Verlust der Dauerhaftigkeit einer Asphaltbefestigung. Eine systematische Analyse der aktuellen Regelbauweisen in Deutschland zeigt eine Entwicklung hin zu „dichteren“ Mischgutkonzepten, um die Dauerhaftigkeit des Straßenbaus proaktiv zu fördern [TL Asphalt-StB 07, 2013].





**Bild 26:** Einfluss der Gesteinskörnung am Beispiel 72 h, 60°C Wasserlagerung

Die Untersuchung dichter Deckschichtkonzepte hinsichtlich der Stripping-Tendenz ist folglich konsequent. Nach bisherigem Kenntnisstand der Untersuchungen, weist die Asphaltart SMA 11 S geringe bzw. keine Stripping-Tendenzen auf. Zur Überprüfung „dichter“ Mischgutkonzepte somit ist eine intensivere Vorkonditionierung und/oder eine Variation der Probekörperherstellung erforderlich, sodass der Probekörper höhere Hohlraumgehalte und somit eine größere spezifische Bitumen/Gestein-Grenzfläche aufweist. Die Untersuchung der statisch, druckverdichteten Marshall-Probekörper, welche einen deutlich höheren Hohlraumgehalt als normkonforme Marshall-Probekörper aufweisen, zeigt hinsichtlich dieser Problematik jedoch ebenfalls keine Auffälligkeiten in Bezug auf den Schüttelabrieb.

### 6.3.4 Prüftechnische Problemstellung

Die (Weiter-)Entwicklung eines Prüfverfahrens ist grundsätzlich ergebnisoffen. Problemstellungen, die im Verlauf des Projektes die Ergebnisse der Schüttelabrieb-Prüfungen beeinflusst haben, sind im Wesentlichen das Verkleben der Probekörper in den Prüfzylindern. Dieses Problem tritt speziell bei den Varianten mit großen Hohlraumgehalten auf, da sich abgelöste Gesteinskörner der groben Gesteinskörnung den Probekörper zwischen der Zylinderwand und der Probekörpermantelfläche verkeilen. Dies tritt speziell bei den offenporigen Mischgutkonzepten sehr häufig auf.

Neben der Verklebung besteht die Problematik, dass bei haftkritischen Mischgutvarianten die bereits gelöste Gesteinskörnung einen weiteren, nicht zu vernachlässigen mechanischen Einfluss verursacht. Dieser zusätzliche Abrieb und der generelle Substanzverlust können so weit reichen, dass die minimale Diagonale des Prüfkörpers

110 mm unterschreitet. Ab diesem Zeitpunkt besteht die Möglichkeit, dass der Probekörper eine veränderte Belastung, in Form einer Rollbewegung erfährt. Es besteht demzufolge ein Prüfzeitpunkt, ab dem ein stark progressiver zunehmender Schädigungsprozess möglich ist.

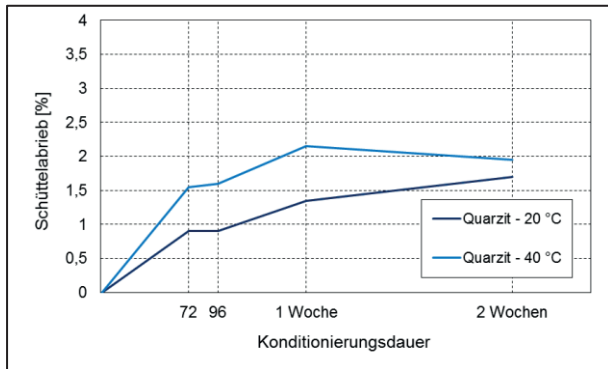
Neben den Einflüssen der mechanischen Schädigung und der Verklebung der Probekörper besteht speziell für den offenporigen Asphalt ein weiteres Problem. Offenporige Asphalte werden für gewöhnlich mit hoch modifizierten Bindemitteln (40/100-65) hergestellt. Im Rahmen des vorliegenden Projektes wurden die Asphaltkonzepte jedoch mit Straßenbaubitumen (50/70 und 70/100) erstellt. Durch diese Modifikation weisen die Zusammensetzungen ein sehr instabiles Korngerüst auf, welches einer Konditionierung der Probekörper bei 60 °C im Wasserbad nicht standhält. Für die Konditionierung der offenporigen Mischgüter muss folglich ein gesondertes Konditionierungsverfahren in Betracht gezogen werden, um somit eine Gefügezerstörung zu vermeiden.

### 6.3.5 Erweiterte Konditionierungsansätze

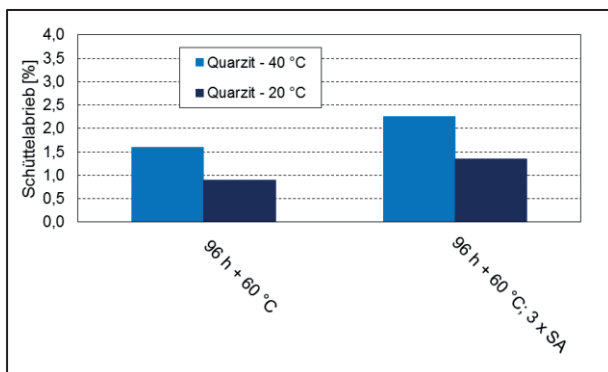
Die in Abschnitt 6.3.2 aufgezeigten Ergebnisse lieferten keine zielführende Methodik zur Ansprache des Haftverhaltens von Asphaltsschichten. Für eine ausgeprägte Ergebnisspreizung der einzelnen Mischgutkonzepte, wurden im Fortgang des Projektes die in Abschnitt 6.3.1 aufgeführten Beanspruchungsszenarien zur schärferen Konditionierung der Probekörper analysiert.

Bild 27 zeigt den Einfluss der Prüftemperatur während der Schüttelabrieb-Prüfung sowie die Auswirkungen des Beanspruchungszeitraums bei einer statischen Wasserlagerung von 60 °C. Als Mischgutkonzept wurde bei dieser Untersuchungsserie ein AC 16 BS unter Verwendung der haftkritischen Gesteinssorte Quarzit eingesetzt. Es ist zu erkennen, dass eine Verlängerung des Beanspruchungszeitraumes der statischen Wasserlagerung über 96 h keine signifikanten Änderungen des Schüttelabriebs bewirkt. Tendenziell weisen die Ergebnisse der Schüttelabrieb-Prüfung bei 40 °C einen leicht höheren Schüttelabrieb gegenüber den Ergebnissen bei einer Prüftemperatur von 20 °C auf. Ein maßgebender Unterschied kann hier jedoch nicht verzeichnet werden.





**Bild 27:** Schüttelabrieb in Abhängigkeit von der Konditionierungsdauer bei 60 °C – AC 16 BS



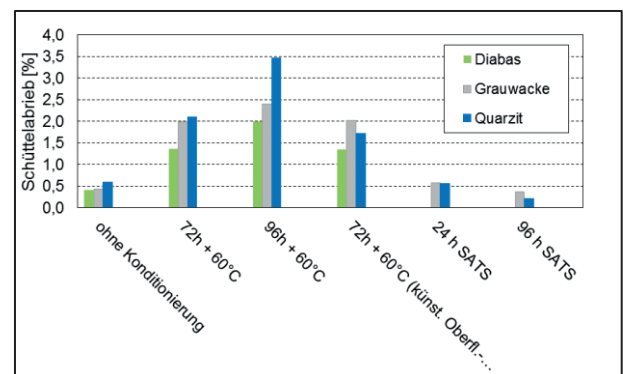
**Bild 28:** Schüttelabrieb in Abhängigkeit von der Prüfungsdauer – AC 16 BS

Eine deutliche Erhöhung der Beanspruchungszeit während der Schüttelabrieb-Prüfung bei identischer statischer Wasserlagerung von 96 h bei 60 °C um den Faktor 3 (Verdreifachung der Umdrehungsanzahl bei identischer Umdrehungsgeschwindigkeit) ist, wie in Bild 28 festzustellen, für eine hinreichende Differenzierung der Ergebnisse ebenfalls nicht ausreichend.

Für eine ergebnisorientierte Gestaltung der Schüttelabrieb-Prüfung wurde daher eine weitere Variation der Vorkonditionierung umgesetzt. In der [DIN EN 12697-45, 2012] ist ein Konditionierungsverfahren beschrieben, bei welchem Asphaltprobekörper in einem Druckreaktor einer Temperatur von 85 °C für 65 h mit einem Überdruck von 2,1 MPa beansprucht werden (vgl. Abschnitt 3.3.2). Basis dieser harmonisierten Prüfnorm ist ein Straßenbaubitumen der Sorte 10/20, welches in Deutschland keine Verwendung findet. Die Darstellung in Bild 29 zeigt den Vergleich der Ergebnisse der Schüttelabrieb-Prüfungen unter Einbeziehung der Ergebnisse nach der statischen Wasserlagerung der Mischgutsorte AC 16 BS mit dem Bindemittel 50/70. Die Konditionierung in Anlehnung an die SATS-Prüfung erfolgte unter Berücksichtigung der Härte des Bindemittels 50/70 bei einer Temperatur

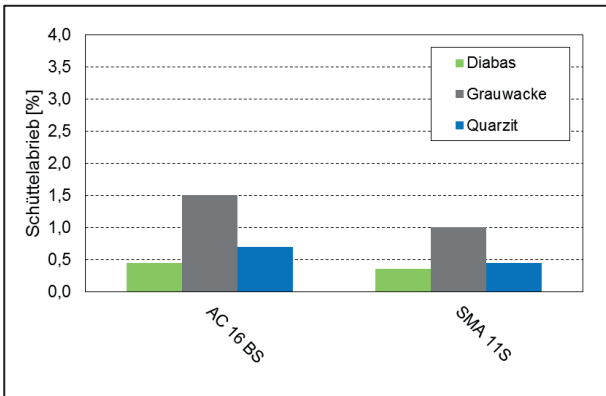
von 60 °C, analog zu der Beanspruchung während der statischen Wasserlagerung.

Die Differenzierung der Ergebnisse nach der Konditionierung in Anlehnung an die SATS-Prüfung zeigt, unabhängig von der Beanspruchungsdauer, keine zielführende Beeinflussung der Schüttelabriebversuche. Wider Erwarten zeigen die Ergebnisse der Konditionierung nach 96 h bei 60 °C und 2,1 MPa einen geringeren Schüttelabrieb als die nicht konditionierten Probekörper. Die Erwartungen eines erhöhten Schüttelabriebs der Prüferien mit der Gesteinskörnung Quarzit, gegenüber den Prüferien mit der Gesteinskörnung Diabas konnten ebenfalls nicht herausgestellt werden.



**Bild 29:** Schüttelabrieb nach der Konditionierung in Anlehnung an die SATS-Prüfung [DIN EN 12697-45, 2012] – AC 16 BS

Der Einfluss einer zusätzlichen Frostbeanspruchung in einer NaCl-Lösung wurde anhand einer Konditionierung in Anlehnung an den Modified Lottman Test [AASHTO T 283] durchgeführt. Im Anschluss an eine Temperierdauer von 15 h bei -18 °C folgt eine Beanspruchungsphase von 24 h bei 60 °C (vgl. Abschnitt 3.3.2). Die Ergebnisse in Bild 30 offenbaren die unzureichende Schwächung der Asphaltmatrix bedingt durch die Konditionierung vor der Schüttelabrieb-Prüfung für das eingesetzte Straßenbaubitumen der Sorte 50/70. Tendenziell lässt sich ein unwesentlich geringerer Abrieb der Splittmastixasphalt-Probekörper gegenüber den Asphaltbinder-Probekörpern feststellen. Grundlegend sind jedoch keine bewertungsrelevant höheren Schüttelabriebwerte als bei Probekörpern feststellbar, welche im statischen Wasserbad konditioniert wurden. Die zuvor beschriebene Konditionierung bietet folglich auch keinen zum Ziel führenden Beanspruchungsansatz für eine Vorkonditionierung der Schüttelabrieb-Prüfung.



**Bild 30:** Schüttelabrieb nach der Konditionierung in Anlehnung an den Modified Lottman Test [AASHTO T 283]

Neben der Variation der Beanspruchungsart der Vorkonditionierung wurde in einer abschließenden Serie die Auswirkung eines reduzierten Verdichtungsgrades eruiert. Die Problematik eines instabilen Korngerüsts bei der Konditionierung während der statischen Wasserlagerung zeigte sich, wie bereits erläutert, bei der Konditionierung von offenporigen Asphalten (vgl. Bild 24). Eine zu starke Schwächung des Gefüges der Asphaltprobekörper durch eine mangelnde Verdichtung, bei fehlender Abstützung der Probekörper im Randbereich, zeigt hingegen auch bei Asphaltarten wie dem AC 16 BS eine Zerstörung des Korngerüsts während der statischen Wasserlagerung. Bild 31 zeigt exemplarisch einen zerstörten Marshall-Probekörper mit einem Verdichtungsgrad von ca. 85 %, nach einer statischen Wasserlagerung für 96 h bei 60 °C.

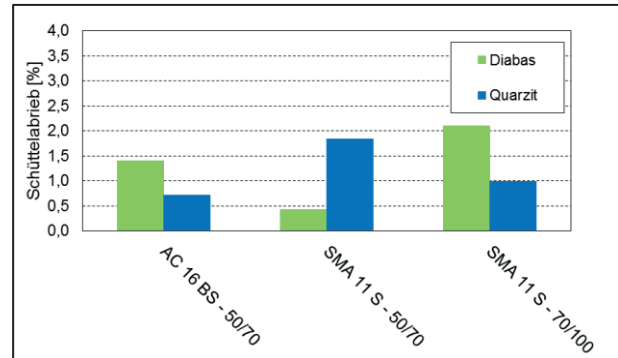


**Bild 31:** MPK AC 16 BS, Quarzit, k = ca. 85 % nach 96 h statischer Wasserlagerung bei 60 °C

Zur Vermeidung von Zerstörungen der Probekörper bereits im Vorlauf der eigentlichen Schüttelabrieb-Prüfung, wurde ein Verdichtungsgrad von k = 90 % vorgesehen. Als Probekörper wurden Bohrkern mit einem Durchmesser von 100 mm aus Asphaltprobplatten eingesetzt. Zur Gewährleistung einer direkten Beanspruchung der Bitumen-/Gesteingrenzfläche wurden die Stirnseiten planparallel geschliffen, sodass die Probekörper eine Höhe von h = 60 mm aufwiesen. Die

Konditionierung erfolgte anschließend durch eine statische Wasserlagerung für 72 h bei 60 °C.

Die Ergebnisse der Schüttelabrieb-Prüfung ermöglichen unter Berücksichtigung der untersuchten Randbedingungen weder eine systematische Differenzierung zwischen der Gesteinsart Diabas und Quarzit, noch lässt sich eine klare Unterscheidung der Asphalt- und Bitumensorte quantifizieren (vgl. Bild 32).



**Bild 32:** Schüttelabrieb in Abhängigkeit von der Asphalt- und Bitumensorte mit einem Verdichtungsgrad von k = 90 % nach 72 h statischen Wasserlagerung bei 60 °C

Eine quantitative Bewertung des Haftverhaltens und des damit korrelierenden Stripping-Verhaltens der Gestein-Bitumen-Kombination ist demzufolge anhand der vorstehenden Erkenntnisse mit Hilfe des Ansatzes der Schüttelabrieb-Prüfung am Asphaltprobekörper nicht zielführend umsetzbar.

## 6.4 Einaxialer Zugversuch

### 6.4.1 Versuchsdurchführung und Voruntersuchungen

Gemäß Abschnitt 4.3.3 soll mit Hilfe des einaxialen Zugversuchs auf Basis von Verhältniswerten ein quantitatives Bewertungskriterium zur Ansprache des Haftverhaltens definiert werden.

Das Ergebnis des direkten Zugversuchs (Uniaxial Tension Stress Test, UTST) sind die Zugfestigkeit (Gl. 6-2) und die Ausfalldehnung (Gl. 6-3) bei der Prüftemperatur.

$$\beta_z = \frac{F}{A} \tag{Gl. 6-2}$$

- mit:
- $\beta_z$ : = Zugfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]
- F: = maximale Zugkraft [N]
- A: = anfängliche Querschnittsfläche [mm<sup>2</sup>]

$$\epsilon_{Ausfall} = \frac{l_2 - l_1}{l_1} * 100 \quad (\text{Gl. 6-3})$$

mit:

- $\epsilon_{Ausfall}$ : = Ausfalldehnung, maximale Dehnung bei Bruch [%]
- $l_1$ : = Ursprungslänge der Probe [mm]
- $l_2$ : = Länge der Probe bei max. Zugspannung [mm]

Neben dem Verhältniswert der Zugfestigkeit (Gl. 6-4) sowie der maximalen Zugfestigkeit, werden für eine quantitative Bewertung des Haftverhaltens ebenfalls der Verhältniswert der Ausfalldehnung (Gl. 6-5) und der Maximalwert der Ausfalldehnung betrachtet.

$$\beta_{Z,R} = \frac{\beta_{Z,2}}{\beta_{Z,1}} * 100 \quad (\text{Gl. 6-4})$$

mit:

- $\beta_{Z,R}$ : = Verhältniswert der Zugfestigkeit [%]
- $\beta_{Z,1}$ : = Zugfestigkeit vor Konditionierung [N/mm<sup>2</sup>]
- $\beta_{Z,2}$ : = Zugfestigkeit nach Konditionierung [N/mm<sup>2</sup>]

$$\epsilon_{Z,R} = \frac{\epsilon_{Z,2}}{\epsilon_{Z,1}} * 100 \quad (\text{Gl. 6-5})$$

mit:

- $\epsilon_{Z,R}$ : = Verhältniswert der Ausfalldehnung [%]
- $\epsilon_{Z,1}$ : = Ausfalldehnung vor Konditionierung [%]
- $\epsilon_{Z,2}$ : = Ausfalldehnung nach Konditionierung [%]

Die Wahl der Probekörpergeometrie erfolgte in Anlehnung an [DIN EN 12697-46, 2012] "Widerstand gegen Kälterisse und Tieftemperaturverhalten bei einachsigen Zugversuchen", in Abhängigkeit zum Größtkorndurchmesser gemäß Tab. 34.

Größtkorn	Breite und Höhe	Länge
D	b1; b2	l
[mm]	[mm]	[mm]
≤ 11,2	40 ± 2	160
11,2 < D < 22,4	50 ± 2	160
≥ 22,4	60 ± 2	160

Tab. 34: Probekörperabmessung in Abhängigkeit vom Größtkorn [DIN EN 12697-46, 2012]

Die Versuchsdurchführung erfolgt als Dreifachbestimmung.

In [DIN EN 12697-46, 2012] wird für den direkten Zugversuch eine Zuggeschwindigkeit (Dehngeschwindigkeit) in Abhängigkeit zur Probekörperlänge von 0,625 ± 0,025 %/min gefordert. Dies entspricht bei einer Probekörperlänge von 160 mm einer Zuggeschwindigkeit von 1 mm/min. Als Prüftemperatur wird in der Norm eine Temperatur von +20 °C, +5 °C, -10 °C oder -25 °C empfohlen. Der prinzipielle Einfluss der Prüftemperatur ist in Bild 33 dargestellt. Der Betreuungsausschuss weist auf die Gefahr hin, im Temperaturbereich <10 °C ggf.

die Zugfestigkeit der Gesteine zu prüfen, da jedoch ein adhesives und kein kohäsives Versagen bei der Prüfung angestrebt wird, ist eine zu hohe Prüftemperatur konträr zur Problemstellung, da die Gefahr des kohäsiven Materialversagens der Asphaltmatrix ansteigt. Der Spannungsverlauf in Bild 33 bestätigt diese Problematik aufgrund des ausgeprägt degressiv abfallenden Kurvenverlaufes bei der höheren Temperatur.

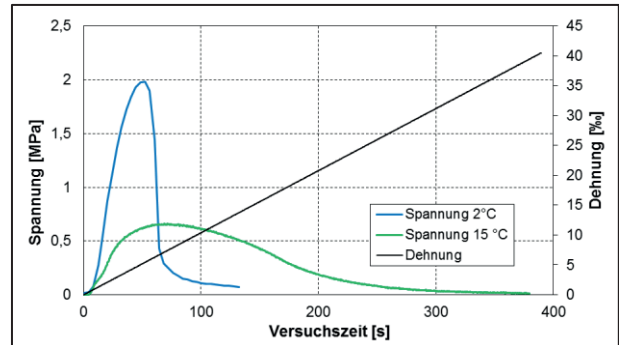


Bild 33: Spannungsentwicklung eines AC 16 BS bei unterschiedlichen Prüftemperaturen

Die Auswirkung der Zuggeschwindigkeit in Wechselwirkung mit der Prüftemperatur wurde in einer vorgeschalteten Untersuchungsserie an einem Mischgut der Sorte AC 16 BS mit dem Straßenbaubitumen B1 50/70 analysiert.

Um Synergieeffekte sowie eine erweiterte Bewertungsgrundlage der Ergebnisse zu ermöglichen, wurden die Versuche, in Anlehnung an RENKEN, WISTUBA, GRÖNNINGER und SCHINDLER [RENKEN et al., 2010], bei einer Temperatur von 5 °C und einer Zuggeschwindigkeit von 1 mm/min durchgeführt. Eine Erhöhung der Prüftemperatur auf 15 °C führt zu einer exponentiellen Abnahme der Steifigkeit des Bindemittels (Reduzierung des komplexen Schermoduls). Wird der komplexe Schermodul G\* äquivalent zum Elastizitätsmodul behandelt, so ergibt sich unter starker Vereinfachung und der Voraussetzung des linearen-elastischen Materialverhaltens durch Anwendung des Hookeschen Gesetzes eine äquivalente Zuggeschwindigkeit von 9 mm/min.

Prüftemperatur	Zuggeschwindigkeit	Zugfestigkeit	Ausfalldehnung
[°C]	[mm/min]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]
5	1	1,70	2,2
15	1	0,78	6,6
5	9	2,27	1,2
15	9	1,60	3,7

Tab. 35: Ergebnisse der einaxialen Zugversuche vor der Konditionierung

Prüf-temperatur	Zug-geschwindigkeit	Zugfestig-keit	Ausfalldeh-nung
[°C]	[mm/min]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%o]
5	1	1,56	2,50
15	1	0,58	1,1
5	9	-	-
15	9	1,46	0,6

Tab. 36: Ergebnisse der einaxialen Zugversuche nach der Konditionierung im statischen Wasserbad für 96 h bei 40 °C

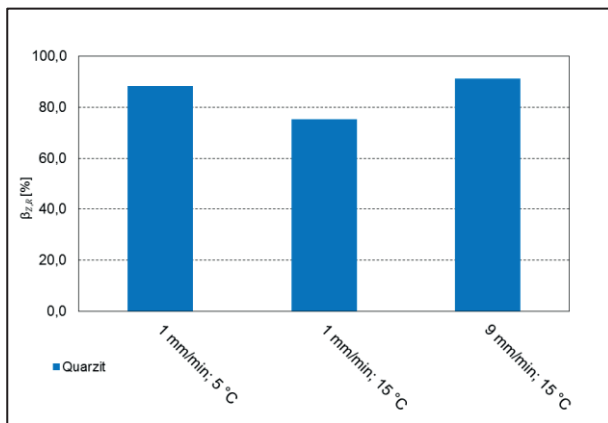


Bild 34:  $\beta_{Z,R}$  Verhältniswert der Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der Prüftemperatur und Zuggeschwindigkeit

Der nachhaltige Einfluss der Zuggeschwindigkeit auf die Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur ist anhand der Prüfergebnisse in Tab. 35 und Tab. 36 klar zu erkennen. Die Zugfestigkeit bei der Zuggeschwindigkeit von 1 mm/min ist bei der Prüftemperatur von 5 °C mehr als doppelt so hoch wie bei 15 °C. Die Betrachtung der Zuggeschwindigkeit von 9 mm/min bei der Prüftemperatur von 15 °C weist hingegen eine vergleichbare Zugfestigkeit auf. Die theoretisch gewonnenen Erkenntnisse auf Basis der Bitumenrheologie konnten somit, trotz starker Vereinfachung, bestätigt werden. Der Vergleich der Verhältniswerte der Zugfestigkeiten  $\beta_{Z,R}$  der Untersuchungsserien in Bild 34 zeigt einen geringfügig kleineren Wert der Prüfserie mit einer Zuggeschwindigkeit von 1 mm/min bei einer Prüftemperatur von 15 °C. Dies lässt sich vermutlich auf den verringerten Absolutwert der Zugfestigkeit zurückführen. Der Verlust der Zugfestigkeit durch die Konditionierung für 96 h bei 40 °C beträgt bei allen Untersuchungsserien 0,2 N/mm<sup>2</sup>.

Basierend auf den Erkenntnissen der vorgeschalteten Untersuchungsserie sowie der Diskussion aus dem Betreuungsausschuss, wurde für die weiteren Untersuchungen ein Prüftemperatur von 5 °C und eine Zuggeschwindigkeit analog zur

[DIN EN 12697-46, 2012] von 1,0 mm/min festgelegt.

Die verschiedenen Konditionierungsverfahren wurden unter Beachtung der aus Abschnitt 3.3 bekannten Verfahren sowie der in Abschnitt 6.3 gewonnenen Erkenntnisse ausgewählt. Analog zur Konditionierung vor der Schüttelabrieb-Prüfung erfolgte vor der eigentlichen Beanspruchung eine Wassersättigung der Probekörper im Vakuum. Es wurden die vier nachstehenden Belastungsstufen in die Untersuchungen einbezogen:

- 72 und 96 h bei 40 °C
- 72 und 96 h bei 50 °C
- 72 und 96 h bei 60 °C
- 24 h bei 60 °C und 2,1 MPa (in Anlehnung an DIN EN 12697-45)

Um eine bewertungsfähige Ergebnisbasis zu generieren, wurden die Untersuchungen vorrangig mit dem Straßenbaubitumen B1 50/70 durchgeführt. Somit wurde eine Überlagerung bitumenrelevanter Einflussfaktoren auf die verschiedenen Konditionierungskonzepte verhindert.

Die theoretischen Ansätze der Versagenstheorien belegen, dass der Prozess des Adhäsionsverlustes durchaus reversible Anteile einschließt. Die bedeutet für die Durchführung der Untersuchungen, dass der Zeitpunkt der Bestimmung der Zugfestigkeit nach der Konditionierung möglicher Weise einen Einfluss auf das Ergebnis haben kann. Nach der Entnahme aus dem Wasserbad, erfolgte eine sechsstündige Temperierung in einem weiteren Wasserbad auf die Prüftemperatur von 5 °C.

Die Prüfserien umfassen die folgenden Mischgutsorten AC 16 BS, SMA 11 S und PA 8.

Aufgrund der Durchführung des einaxialen Zugversuchs direkt nach der Konditionierung, wurden die Probekörper bereits vor der Beanspruchung an die erforderlichen Adapter geklebt. Dies führte während der Versuchsdurchführung zu erheblichen Komplikationen, da die Adhäsion zwischen Aluminiumadapterplatte und Klebstoff teilweise signifikant beeinflusst wurde und die Haftzugfestigkeit des Klebstoffes die Zugfestigkeit des Asphaltens nach der Konditionierung unterschritt.

Basierend auf dieser Erkenntnis sowie der Ergebnisauswertung in Abschnitt 6.4.3, wurde eine Veränderung der Reihenfolge der Probenvorbereitung angestrebt, um somit ein robusteres Prüfverfahren zu generieren. Nach der Konditionierung der Probekörper wurden die Probekörper für 24 h bei Raumtemperatur getrocknet, die anschließende Montage der Adapterplatten bedingt eine zusätzliche Verzögerung der Prüfung um weitere 24 h, sodass die



Durchführung des einaxialen Zugversuchs ca. 48 h nach der Beendigung der Konditionierung erfolgte.

Zur Abbildung der Sensibilität des Prüfverfahrens wurden hierzu die Asphaltmischgutsorte SMA 11 S mit den Bindemitteln B1 50/70 und B1 70/100 eingesetzt. Hiermit sollte sowohl der Einfluss auf dichte Asphaltmischgutkonzepte als auch der Effekt der Bindemittelviskosität abgebildet werden. Die nachstehenden Belastungsstufen wurden bei dieser Vorgehensweise vertieft analysiert. Die Temperatur der Konditionierung in Anlehnung an die SATS-Prüfung betrug bei Verwendung des Bitumens B1 50/70 60 °C. Zur Gewährleistung eines vergleichbaren Beanspruchungsszenarios des Bitumens B1 70/100, wurde die Temperatur zur Generierung einer viksoäquivalenten Beanspruchung auf 55 °C reduziert.

- 72 h bei 50 °C
- 24 h bei 60 °C
- 24 h bei 55 °C und 2,1 MPa (in Anlehnung an DIN EN 12697-45) [B1 70/100]
- 24 h bei 60 °C und 2,1 MPa (in Anlehnung an DIN EN 12697-45) [B1 50/70]

Eine weitere abschließende Variation der Parameterstudie wurde durch die Reduzierung der Zuggeschwindigkeit erreicht. Hierdurch sollte die absolute Zugfestigkeit der Asphalte soweit verringert werden, dass kein Versagen in der Klebstoff/Adapterplatte-Grenzfläche auftritt. Die Zuggeschwindigkeit wurde hierzu auf 0,3 mm/min festgelegt. Die Konditionierung erfolgte durch eine statische Wasserlagerung für 72 h bei 50 °C.

#### 6.4.2 Versuchsergebnisse

Tab. 37 enthält die gemittelten Hohlraumgehalte der Asphaltprismen in Abhängigkeit von der Mischgutzusammensetzung.

#### Versuchsergebnisse – Klebung vor der Konditionierung

Die Ergebnisse der Zugfestigkeiten und der Ausfalldehnungen in Abhängigkeit von der vorgeschalteten Konditionierungsmethode sind, unterteilt nach den Mischgutsorten in Tab. 38 bis Tab. 41 aufgeführt. Die Zuggeschwindigkeit betrug 1 mm/min bzw. 0,3 mm/min bei einer Prüftemperatur von 5 °C. Während der Konditionierung kam es teilweise zu signifikanten Schädigungen der Asphaltprismen. Diese Schädigungen führten bis zu einer vollständigen Zerstörung des Probekörpers, sodass eine Prüfung der Zugfestigkeit, respektive der Ausfalldehnung, nicht mehr möglich war. Die Ergebnisse dieser Versuchsreihen sind mit der Kennzeichnung n.m. – „nicht messbar“ bezeichnet.

Asphaltsorte	Gestein	Hohlraumgehalt
[-]	[-]	[Vol.-%]
AC 16 BS	Diabas	6,4
	Grauwacke	7,6
	Quarzit	5,9
SMA 11 S	Diabas	2,6
	Grauwacke	2,2
	Quarzit	1,8
PA 8	Diabas	32,6
	Grauwacke	31,8
	Quarzit	30,3

Tab. 37: Mittlerer Hohlraumgehalt Asphaltprismen mit B1 50/70

#### Versuchsergebnisse – Klebung nach der Konditionierung

Analog zur Ergebnisdarstellung der Versuche mit der Anbringung der Adapterplatten vor dem Konditionierungsvorgang, befinden sich die Ergebnisse mit der Klebung der Adapterplatten nach dem Konditionierung in Tab. 42 und Tab. 43.

Konditionierung		Gestein	Zugfestigkeit	Verhältnis der Zugfestigkeit	Ausfalldehnung	Verhältnis der Dehnung
Zeit	Temperatur					
[h]	[°C]	[-]	$\beta_z$	$\beta_{z,R}$	$\epsilon_z$	$\epsilon_{z,R}$
			[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]	[mm]	[%]
-	-	Diabas	0,32	-	2,1	-
		Grauwacke	0,32	-	3,0	-
		Quarzit	0,31	-	2,0	-
72	40	Diabas	0,19	60	1,3	63
		Grauwacke	0,22	68	1,1	36
		Quarzit	0,24	79	1,9	94

Tab. 38: Ergebnisse einaxiale Zugversuche – PA 8 mit B1 50/70



Konditionierung		Asphaltsorte	Zugfestigkeit	Verhältnis der Zugfestigkeit	Ausfalldehnung	Verhältnis der Dehnung
Zeit	Temperatur		$\beta_z$	$\beta_{z,R}$	$\epsilon_z$	$\epsilon_{z,R}$
[h]	[°C]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]	[mm]	[%]
-	-	AC 16 BS – B1 50/70	1,8	-	4,2	-
		SMA 11 – B1 50/70	2,1	-	4,2	-
		SMA 11 S – B1 70/100	2,2	-	7,1	-
72	50	AC 16 BS – B1 50/70	1,4	79	4,9	117
		SMA 11 – B1 50/70	1,9	91	4,3	101
		SMA 11 S – B1 70/100	2,1	97	6,8	95

Tab. 39: Ergebnisse einaxiale Zugversuche – Zuggeschwindigkeit 0,3 mm/min; Quarzit

Konditionierung		Gestein	Zugfestigkeit	Verhältnis der Zugfestigkeit	Ausfalldehnung	Verhältnis der Dehnung
Zeit	Temperatur		$\beta_z$	$\beta_{z,R}$	$\epsilon_z$	$\epsilon_{z,R}$
[h]	[°C]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]	[mm]	[%]
-	-	Diabas	1,55	-	2,9	-
		Grauwacke	1,50	-	0,9	-
		Quarzit	1,70	-	2,2	-
72	40	Diabas	1,69	109	1,7	59
		Grauwacke	1,41	94	1,9	214
		Quarzit	1,71	101	2,2	100
96	40	Diabas	1,64	106	1,6	54
		Grauwacke	1,51	101	2,2	249
		Quarzit	1,56	92	2,5	113
72	50	Diabas	1,33	86	2,2	75
		Grauwacke	0,29	19	0,7	82
		Quarzit	0,67	40	0,8	37
96	50	Diabas	1,23	80	2,3	78
		Grauwacke	0,09	6	0,7	83
		Quarzit	n.m.	-	n.m.	-
72	60	Diabas	0,22	14	0,6	21
		Grauwacke	n.m.	-	n.m.	-
		Quarzit	n.m.	-	n.m.	-
96	60	Diabas	n.m.	-	n.m.	-
		Grauwacke	n.m.	-	n.m.	-
		Quarzit	n.m.	-	n.m.	-
24	60 + 2,1 MPa	Diabas	0,83	54	3,7	127
		Grauwacke	0,32	21	4,6	510
		Quarzit	0,98	58	2,1	93

Tab. 40: Ergebnisse einaxiale Zugversuche – AC 16 BS mit B1 50/70

Konditionierung		Gestein	Zugfestigkeit	Verhältnis der Zugfestigkeit	Ausfalldehnung	Verhältnis der Dehnung
Zeit	Temperatur					
[h]	[°C]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]	[mm]	[%]
-	-	Diabas	2,10	-	3,4	-
		Grauwacke	2,29	-	3,1	-
		Quarzit	1,99	-	4,4	-
72	40	Diabas	2,00	95	3,8	111
		Grauwacke	2,04	89	3,4	112
		Quarzit	1,94	97	2,8	62
96	40	Diabas	1,82	87	2,1	61
		Grauwacke	1,58	69	1,2	38
		Quarzit	1,20	60	2,1	48
72	50	Diabas	1,38	66	1,1	32
		Grauwacke	1,46	64	1,8	60
		Quarzit	1,35	68	2,2	50

Tab. 41: Ergebnisse einaxiale Zugversuche – SMA 11 S mit B1 50/70

Konditionierung		Gestein	Zugfestigkeit	Verhältnis der Zugfestigkeit	Ausfalldehnung	Verhältnis der Dehnung
Zeit	Temperatur					
[h]	[°C]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]	[mm]	[%]
-	-	Diabas	2,1	-	3,4	-
		Grauwacke	2,3	-	3,1	-
		Quarzit	2,0	-	4,4	-
72	50	Diabas	3,1	147	2,8	146,9
		Grauwacke	2,4	105	6,9	126,0
		Quarzit	2,5	126	6,8	104,8
24	60	Diabas	3,3	156	6,0	176
		Grauwacke	2,6	112	4,9	158
		Quarzit	2,9	143	5,6	127
24	60 + 2,1 MPa	Diabas	1,9	91	4,8	141
		Grauwacke	0,6	27	7,4	239
		Quarzit	1,6	78	3,8	86

Tab. 42: Ergebnisse einaxiale Zugversuche – Klebung nach der Konditionierung – SMA 11 S mit B1 50/70

Konditionierung		Gestein	Zugfestigkeit	Verhältnis der Zugfestigkeit	Ausfalldehnung	Verhältnis der Dehnung
Zeit	Temperatur		$\beta_Z$	$\beta_{Z,R}$	$\epsilon_Z$	$\epsilon_{Z,R}$
[h]	[°C]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]	[mm]	[%]
-	-	Diabas	3,9	-	4,9	-
		Grauwacke	2,9	-	4,9	-
		Quarzit	3,2	-	5,9	-
72	50	Diabas	4,0	103	10,8	220
		Grauwacke	4,3	148	6,0	122
		Quarzit	3,6	111	7,0	119
24	55 + 2,1 MPa	Diabas	2,1	54	6,3	129
		Grauwacke	2,0	69	6,5	133
		Quarzit	2,1	65	6,0	101

Tab. 43: Ergebnisse einaxiale Zugversuche – Klebung nach der Konditionierung – SMA 11 S mit B1 70/100

### 6.4.3 Bewertung der Versuchsergebnisse

#### Bewertung der Versuchsergebnisse – Klebung vor der Konditionierung

Die Auswertung des Verhältnisses der Zugfestigkeit nach der Konditionierung dividiert durch die Zugfestigkeit vor der Konditionierung ( $\beta_{Z,R}$ ) soll ein quantitatives Bewertungskriterium zur Charakterisierung des Haftverhaltens von Asphalt ermöglichen (vgl. Gl. 6-4). Eine grafische Analyse des Einflusses verschiedener Konditionierungsbeanspruchung auf die Mischgutsorte AC 16 BS ist in Bild 35 aufgezeigt. Grundlegend ist festzustellen, dass sich mit zunehmender Beanspruchung durch die statische Wasserlagerung eine Reduzierung der verbleibenden Zugfestigkeit einstellt. Die Konditionierung bei 40 °C zeigt weder nach einer Dauer von 72 h, noch nach einer Dauer von 96 h, einen klaren Effekt auf die Ergebnisse. Nach einer Beanspruchung für 72 h bei 50 °C ist hingegen eine deutliche Reduzierung der Zugfestigkeit erkennbar. Wider Erwarten zeigt die Untersuchungsserie mit der Gesteinssorte Grauwacke eine stärkere Abnahme der Haftfestigkeit als die Untersuchungsserie mit der Gesteinssorte Quarzit. Die Ergebnisse der Untersuchungsserie mit der Gesteinssorte Diabas bestätigen die Wahl des Diabases als Referenzgestein und zeigen den geringsten Einfluss der Konditionierung. Dies wird ebenfalls anhand der Ergebnisse der Prüfserie mit einer Beanspruchung der Probekörper für 96 h bei 50 °C im statischen Wasserbad bestätigt. Zeigen die Diabas-Probekörper hier mit einem Verhältniswert von 80 % noch eine vergleichsweise hohe Zugfestigkeit, so ist die Zugfestigkeit der Grauwacke-Probekörper mit 6 % gegenüber den nicht konditionierten Probekörpern sehr gering. Die Probekörper mit der Gesteinssorte

Quarzit sind aufgrund von Deformationen und Zerstörungen während der Wasserlagerung nicht mehr prüfbar. Analog lassen sich die Untersuchungsreihen mit einer Beanspruchung von 72 und 96 h bei 60 °C interpretieren. Eine klare und quantitative Abgrenzung des Haftverhaltens der verschiedenen Gesteinssorten lässt sich folglich anhand der statischen Wasserlagerung auf Basis des Verhältnisses der Zugfestigkeiten nicht erfassen.

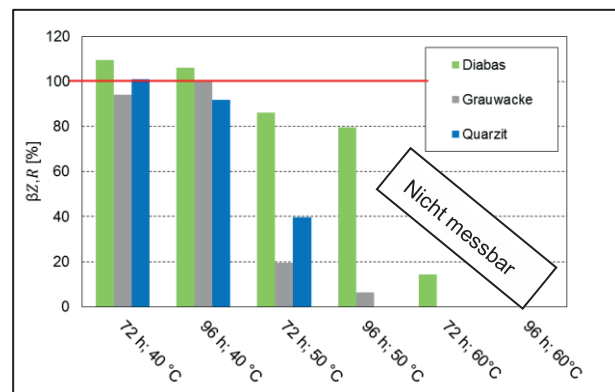
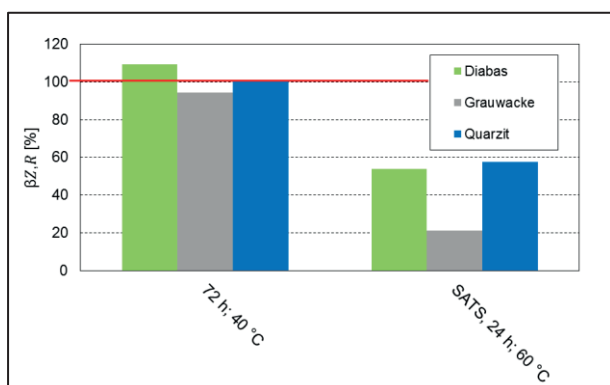
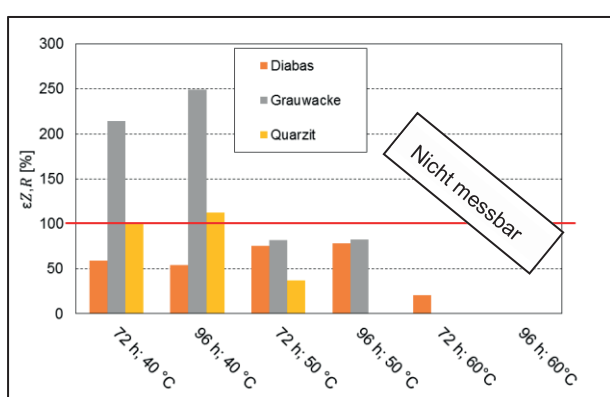


Bild 35:  $\beta_{Z,R}$  in Abhängigkeit von der Konditionierungsart Teil 2 – AC 16 BS; B1 50/70

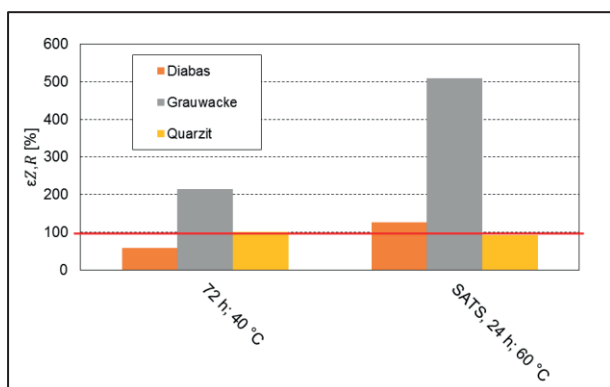
Die Verschärfung der Beanspruchung durch eine zusätzliche Druckbeanspruchung für 24 h bei 60 °C ist in Bild 36 dargestellt. Zu Vergleichszwecken sind zusätzlich die Ergebnisse der Prüfserien, welche für 72 h bei 40 °C im statischen Wasserbad konditioniert wurden, angeführt. Zwar zeigt sich durch die zusätzliche Druckbeanspruchung eine deutliche Reduzierung der Zugfestigkeiten und damit einhergehend ein geringerer Verhältniswert der Zugfestigkeiten, jedoch ist auch hier eine plausible Unterscheidung in Abhängigkeit von der Gesteinsart nicht feststellbar.



**Bild 36:**  $\beta_{Z,R}$  in Abhängigkeit von der Konditionierungsart Teil 2 – AC 16 BS; B1 50/70



**Bild 37:**  $\epsilon_{Z,R}$  in Abhängigkeit von der Konditionierungsart Teil 1 – AC 16 BS; B1 50/70

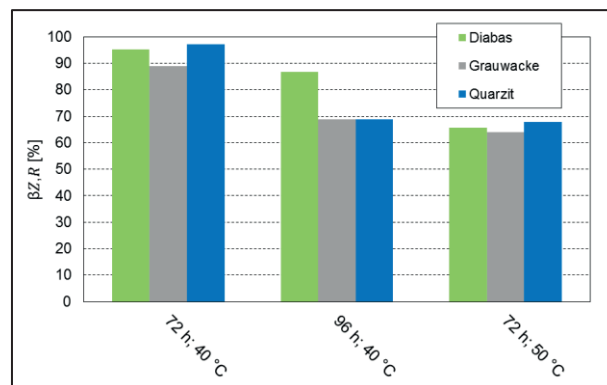


**Bild 38:**  $\epsilon_{Z,R}$  in Abhängigkeit von der Konditionierungsart Teil 2 – AC 16 BS; B1 50/70

Die Auswirkung der einzelnen Konditionierungsstufen der statischen Wasserlagerung auf den Verhältniswert der Ausfalldehnung ( $\epsilon_{Z,R}$ ) zeigt nur teilweise einen systematischen Effekt. Die Gesteinsorte Diabas weist bei einer Konditionierungstemperatur von 40 und 50 °C einen Verhältniswert der Ausfalldehnung zwischen 54 und 78 % auf. Auffällig ist die teilweise signifikante Steigerung der Ausfalldehnung nach der Konditionierung bei der Gesteinsorte Grauwacke bei einer Beanspruchung

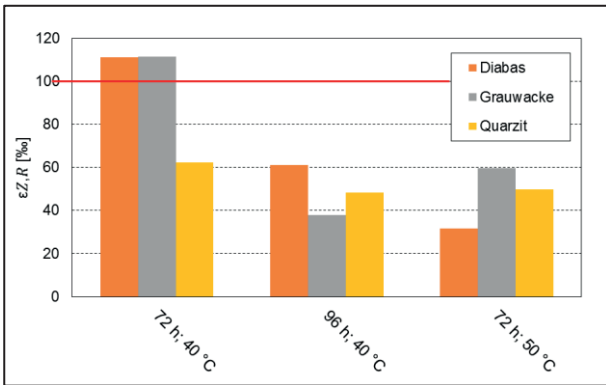
von 40 °C, welche sich ebenfalls bei der Beanspruchung für 24 h und 60 °C im Druckreaktor feststellen lässt (Bild 37 und Bild 38). Bei einer Temperatur von 50 °C während der Wasserlagerung ist bei den Grauwacke-Probekörpern ebenfalls keine klare Differenzierung zwischen 72 und 96 h zu erkennen. Ein systematischer Abfall der Ausfalldehnung ist bei der Gesteinsorte Quarzit nur bei der Erhöhung der Konditionierungstemperatur von 40 auf 50 °C festzustellen.

Generell weisen dichte, hohlraumarme Mischgutkonzepte eine erhöhte Dauerhaftigkeit gegenüber offenen, hohlraumreichen Mischgutkonzepten auf. Die Untersuchungsergebnisse der Asphaltorte SMA 11 S, welche ca. ein Drittel des Hohlraumgehaltes gegenüber der Asphaltorte AC 16 BS aufweist (vgl. Tab. 37), unter Berücksichtigung drei unterschiedlicher Konditionierungsstufen, zeigt hingegen bereits bei einer Temperaturbeanspruchung von 40 °C einen reduzierten Verhältniswert der Zugfestigkeit. Eine Steigerung der Beanspruchungsdauer von 72 auf 96 h führt bei den Gesteinsorten Grauwacke und Quarzit zu einer weiteren Reduzierung der Zugfestigkeit. Die Erhöhung der Konditionierungstemperatur von 40 auf 50 °C, für eine Dauer von 72 h, lässt auf einen vergleichbaren Einfluss der Konditionierungsstufen schließen.



**Bild 39:**  $\beta_{Z,R}$  in Abhängigkeit von der Konditionierungsart – SMA 11 S; B1 50/70

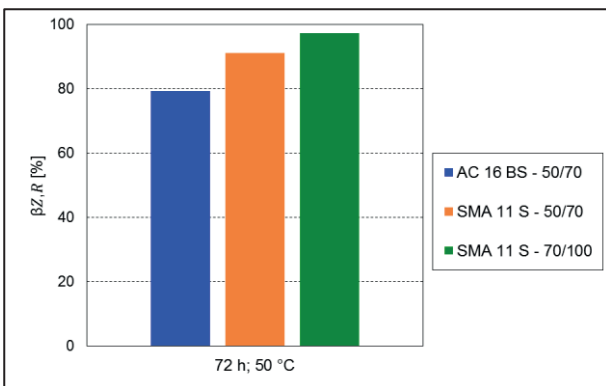
Wird der Fokus auf die Veränderung der Ausfalldehnung gelegt, zeigt sich in Bild 40 eine Differenzierung analog zur Abnahme des Verhältniswertes der Zugfestigkeit zwischen den Konditionierungsreihen.



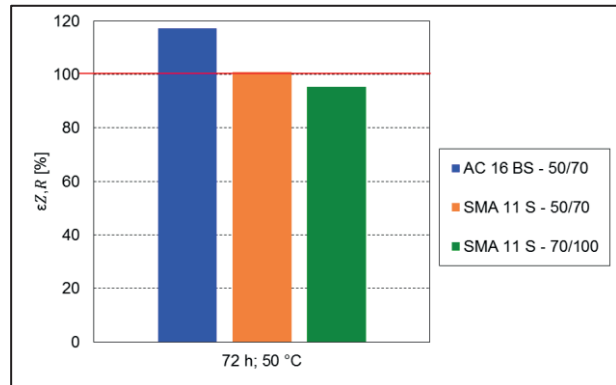
**Bild 40:**  $\epsilon_{Z,R}$  in Abhängigkeit von der Konditionierungsart – SMA 11 S; B1 50/70

Aufgrund des verwendeten Größtkorns für das Asphaltbindermischgut und den Splittmastixasphalt wurden unterschiedliche Probekörperabmessungen gemäß Tab. 34 eingesetzt. Möglicherweise führt diese Reduzierung des Querschnitts zu dem verstärkten Einfluss der Konditionierungsmaßnahmen, trotz des geringeren Hohlraumgehalts.

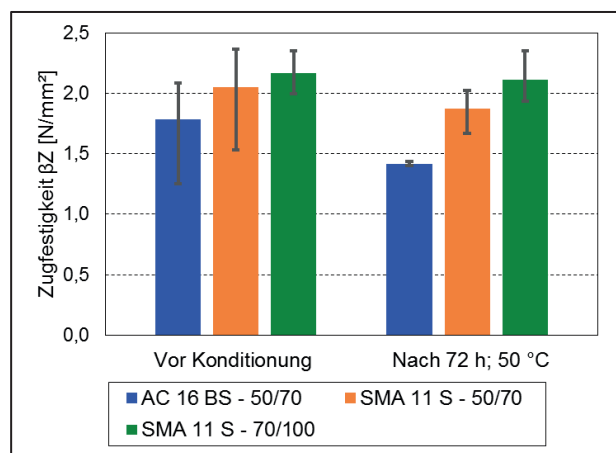
Wie bereits in Abschnitt 6.4.1 erläutert, wurde aufgrund der beschriebenen Problematiken eine weitere Versuchsserie mit einer Zuggeschwindigkeit von 0,3 mm/min durchgeführt. Hierbei wurde der einaxiale Zugversuch direkt nach dem Konditionierungsvorgang durchgeführt. Die Untersuchungen wurden an drei unterschiedlichen Mischgutkonzepten, unter Verwendung der haftkritischsten Gesteinssorte (Quarzit), durchgeführt. Die Ergebnisse der Verhältniswerte der Zugfestigkeiten (Bild 41) sowie die Verhältniswerte der Ausfalldehnungen (Bild 42) zeigen ein übereinstimmendes Materialverhalten zu den vorgenannten Versuchen.



**Bild 41:**  $\beta_{Z,R}$  bei einer Zuggeschwindigkeit 0,3 mm/min und der Gesteinssorte Quarzit



**Bild 42:**  $\epsilon_{Z,R}$  bei einer Zuggeschwindigkeit 0,3 mm/min und der Gesteinssorte Quarzit



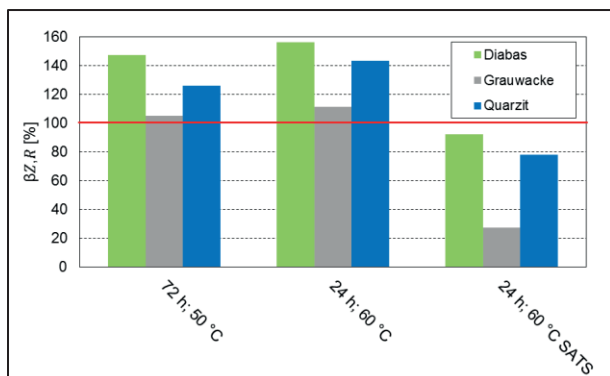
**Bild 43:**  $\beta_Z$  bei einer Zuggeschwindigkeit 0,3 mm/min und der Gesteinssorte Quarzit

Die Präzision des Verfahrens zur Bestimmung der Zugfestigkeit durch den axialen Zugversuch (UTST) ist gemäß [DIN EN 12697-46, 2012] bei 5 °C mit 0,3 N/mm<sup>2</sup> angegeben. Bild 43 zeigt exemplarisch die Spannweite der Prüfergebnisse der Prüferreien, welche durch eine Zuggeschwindigkeit mit 0,3 mm/min geprüft wurden. Es ist ersichtlich, dass die Spannweite der Einzelwerte der Zugfestigkeiten teilweise Überschneidungsbereiche aufweisen.



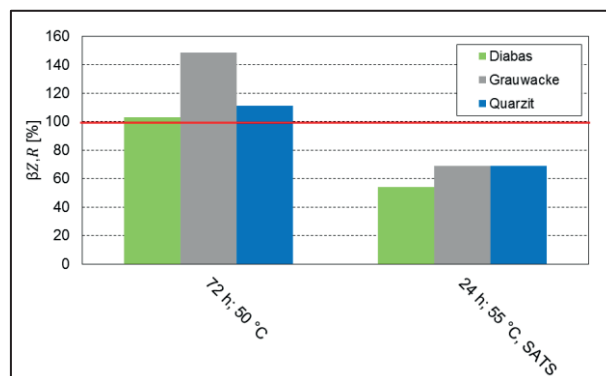
### Bewertung der Versuchsergebnisse – Klebung nach der Konditionierung

Wie in Abschnitt 6.4.1 beschrieben, wurden zum Abschluss der Parameterstudie des zentrischen Zugversuchs 15 abschließende Serien untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass der Einfluss des Zeitpunktes nach der Prüfung nicht zu vernachlässigen ist. Die Analyse der Untersuchungsserien mit dem Bitumen B1 50/70 zeigt, dass der Verhältniswert der Zugfestigkeit bei jeder Serie, welche unmittelbar nach der Konditionierung geprüft unter 100 % lag, was bedeutet, dass sich die Zugfestigkeit aufgrund des Konditionierungsvorgangs reduziert hat (vgl. Bild 39). Die Prüfung nach einer definierten Zeitspanne von 48 h, unter sonst gleichen Randbedingungen, führte hingegen zu einem Anstieg der Zugfestigkeit. Ein vergleichbarer Effekt wurde, wie in Bild 44 dargestellt, bei der Konditionierung für 24 h bei 60 °C festgestellt.



**Bild 44:**  $\beta_{Z,R}$  in Abhängigkeit von der Konditionierungsart – SMA 11 S; B1 50/70 – Klebung nach der Konditionierung

Analog zu den Ergebnissen zur Splittmastixkonzeption mit dem Bitumen B1 50/70 lassen sich die Ergebnisse der Untersuchungen mit dem Bitumen B1 70/100 zusammenfassen. Das Balkendiagramm in Bild 45 verdeutlicht, dass der Verhältniswert der Zugfestigkeit nach dem Konditionierungsvorgang größer oder gleich 100 % ist. Einen aussichtsreicher Ansatz zur Konditionierung scheint hingegen eine Vorbeanspruchung der Probekörper in Anlehnung an die SATS-Prüfung [DIN EN 126967-45, 2012] zu bieten. Bei den bisher durchgeführten Untersuchungen konnte jedoch noch keine hinreichende Differenzierung zwischen den einzelnen Prüferien erlangt werden. Zur Abbildung sämtlicher Einflussparameter einer Mischgutkonzeption ist dies jedoch unabdingbar. Folglich muss das Ziel sein, die Gewichtung des Einflusses der Parameter „Mischgut“, „Bindemittel“ und „Gestein“ möglichst optimal abzubilden.



**Bild 45:**  $\beta_{Z,R}$  in Abhängigkeit von der Konditionierungsart – SMA 11 S; B1 70/100 – Klebung nach der Konditionierung

### 6.5 Veränderung des Konditionierungsmediums

Die Ausführungen in Abschnitt 3.3.3, in Kombination mit den bisherigen Erkenntnissen der Untersuchungen des Projektes, machen deutlich, dass eine verstärkte Schwächung des Haftverhaltens, zusätzlich zur statischen Wasserlagerung, ein wirksames Werkzeug für die beschleunigte Ansprache des Haftverhaltens darstellt. Ergänzend zum Ansatz einer Druckbeanspruchung entsprechend der SATS-Prüfung ist eine Modifizierung des Konditionierungsmediums ein weitreichender Ansatz. In einer Testreihe wurde der Einfluss des pH-Wertes auf den Schüttelabrieb von druckverdichtete Asphaltprobekörper mit 5 mm Größtkorn untersucht. Zur pH-Wert-Einstellung wurde dabei Essigsäure ( $C_2H_4O_2$ ) und Di-Natriumhydrogenphosphat ( $Na_2HPO_4 \cdot 2 H_2O$ ) verwendet. Die Essigsäure ermöglichte einen pH-Wert von ca. 1, der pH-Wert der Lauge des Di-Natriumhydrogenphosphats lag bei ca. 9. Die Ergebnisse zeigten deutlich erhöhte Schüttelabriebe bei den Versuchen mit einem erhöhten pH-Wert. Der Ansatz den pH-Wert mittels Natriumhydroxid (NaOH) zu erhöhen, wurde aufgrund der stark gesundheitsgefährdenden Eigenschaften von Natriumhydroxid verworfen. Darüber hinaus kommt es bei dem Kontakt von Natriumhydroxid und Aluminium in Verbindung mit Wasser zu einer Auflösung der Schutzschicht aus Aluminiumhydroxid, welche sich in Wasser um Aluminium ausbildet. Dies hat eine vollständige Auflösung des Aluminiums, unter Bildung von hochentzündlichem Wasserstoff, zufolge. [Wiberg, 2007]

Ausgehend von diesen Erkenntnissen wurden die Einflüsse verschiedener Auftaumittel auf die Wasserqualität in Form von Leitfähigkeit, pH-Wert und Wasserhärte analysiert, wobei die Pufferlösungen aus den Voruntersuchungen mit in das Untersuchungsprogramm aufgenommen wurden.

Tabelle A1 (Anhang A) zeigt den Einfluss verschiedener Konzentrationen der untersuchten Substanzen auf die entsprechenden Parameter. Tabelle A2 (Anhang A) zeigt für ausgewählte Lösungen eine mittelfristige Entwicklung der Parameter. Nach Messung der Ausgangswerte, wurden mit Bitumen benetzte Gesteinsproben (Grauwacke mit B1 50/70 und B1 70/100) in den Lösungen bei 20 °C gelagert.

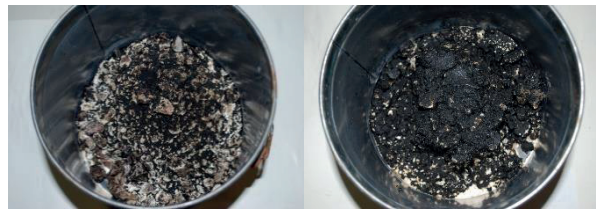
Die Analyse dieser Messwerte lässt jedoch keine klare Schlussfolgerung zu, da im Untersuchungszeitraum keine Bindemittelablösungen auftraten. Wie bereits erläutert, hat die Temperatur einen substanziellen Einfluss auf den Stripping-Effekt. Die Ergebnisse der Schüttelabrieb-Prüfung mit Di-Natriumhydrogenphosphat wurden hinsichtlich des Temperaturverhaltens vertieft betrachtet. Eine weitere Prüferie mit umhüllter Gesteinskörnung (Diabas, Grauwacke, Quarzit mit B1 50/70) wurde sowohl bei 40 °C als auch bei 60 °C untersucht. In beiden Fällen ergaben sich, bei einer Konzentration von 10,0 M.-% Di-Natriumhydrogenphosphat, deutliche Bindemittelablösungen, welche Ansätze einer Bitumenemulsion aufzeigen (Bild 46).



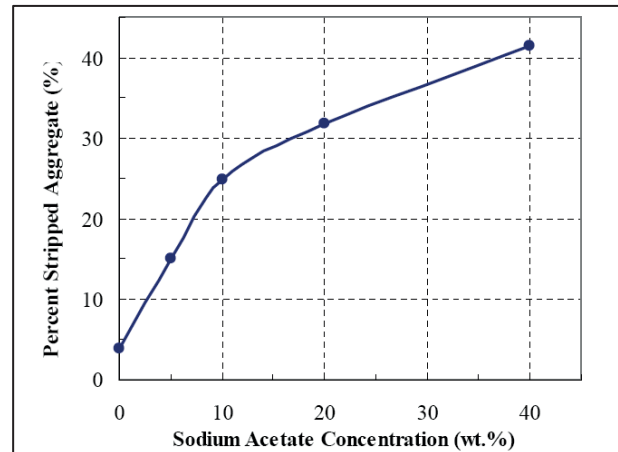
**Bild 46:** Bindemittelablösung nach 6 h bei 60 °C durch Di-Natriumhydrogenphosphat (von links Diabas, Grauwacke, Quarzit)

Die Konditionierung von Marshall-Probekörpern in 10-%iger Di-Natriumhydrogenphosphat-Lauge führt bei einer Temperatur von 60 °C nach einer Dauer von 48 h bereits zu einer völligen Ablösung des Bindemittels vom Quarzit, sowie zu einer vollständigen Zerstörung des Probekörpers, unabhängig von der Gesteinssorte (Bild 47).

Diese Ablösungserscheinungen haben vergleichbare Charakteristiken mit den Schadensfällen im Bereich von Flughäfen in Skandinavien. PAN et al. haben festgestellt, dass Auftaumittel auf Acetatbasis einen stark negativen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit von Asphaltbefestigungen haben. Die Auftaumittel verursachen einerseits einen markanten Verlust der Steifigkeit, andererseits führen sie zu extrem beschleunigten Stripping-Erscheinungen. PAN et al. stellten dabei sowohl eine Temperaturabhängigkeit als auch eine Abhängigkeit zur Acetatkonzentration fest (Bild 48). [PAN et al., 2008]



**Bild 47:** Bindemittelablösung vom MPK nach 48h, 60 °C durch Di-Natriumhydrogenphosphat (von links: Quarzit, Grauwacke)



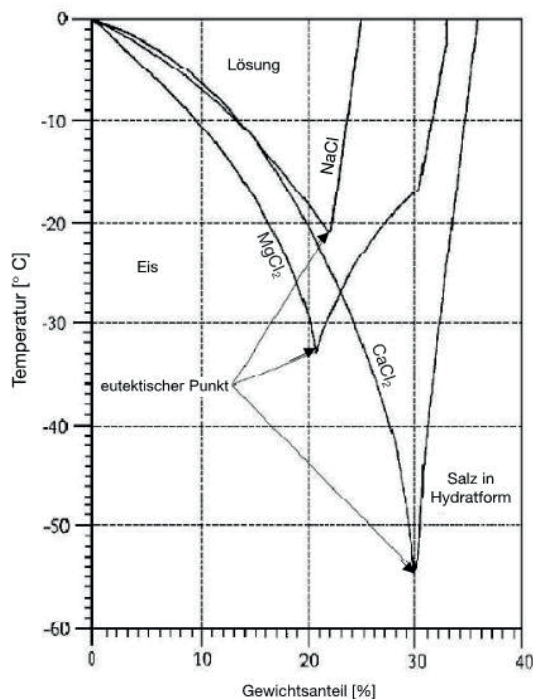
**Bild 48:** Strippingverhalten in Abhängigkeit der Natriumacetatkonzentration und Temperatur für den „Modified Boiling Water Test“ [PAN et. al, 2008]

Die Auftaumittel fungierten teilweise als Emulgatoren und deuten somit auf einen vergleichbaren Schadensmechanismus wie bei Di-Natriumhydrogenphosphat hin.

Di-Natriumhydrogenphosphat reagiert mit den im Wasser vorhandenen Calciumionen und reagiert zu schwerlöslichem Calciumhydrogenphosphat. Somit wird die Oberflächenspannung des Wasser herabgesetzt und folglich die Bitumenablösung begünstigt. Calciumhydrogenphosphat hat den Nachteil, dass es oberflächenaktiv ist und somit als Emulgator wirken kann, wodurch sich die Vorstufe einer Bitumenemulsion bildet. [Hirsch]

Für eine verbesserte Benetzbarkeit ohne zu starke Dispersionsneigung, wurde in Abstimmung mit dem Betreuungsausschuss ein nicht-ionisches Tensid, mit einem HLB-Wert von etwa 7 bis 9, favorisiert. Diese Konditionierungsmöglichkeit konnte im weiteren Verlauf des Forschungsvorhabens jedoch nicht weiter verfolgt werden. Grundlegend sollte im Rahmen des Projektes ein Prüfverfahren entwickelt werden, welches nur realitätsnahe Beanspruchungsszenarien des Straßenraums berücksichtigt. Eine intensive Analyse der tauenden Streustoffe (Tausalze) auf Basis der „Technischen Lieferbedingungen für Streustoffe des Straßenwinterdienstes“

[TL-Streu, 2003] zeigt im Wesentlichen eine Belastung durch Natriumchlorid (NaCl), Calciumchlorid (CaCl<sub>2</sub>) und/ oder Magnesiumchlorid (MgCl<sub>2</sub> \* 6 H<sub>2</sub>O). Weitere tauende Streustoffe, beispielsweise organische Taumittel auf Formiat-Basis oder Acetat-Basis, kommen im öffentlichen Straßenraum nicht zum Einsatz und sind in der [TL-Streu, 2003] nicht erwähnt. Das gebräuchlichste Tausalz ist aufgrund der unkomplizierten Handhabung, der hohen Verfügbarkeit und der kostengünstigen Beschaffung Natriumchlorid. Die Tauleistung von Calciumchlorid ist trotz wesentlich höherer Beschaffungskosten nur geringfügig höher im Vergleich zu Natriumchlorid, daher wird Calciumchlorid nur selten eingesetzt. Magnesiumchlorid weist eine geringere Tauleistung als Natrium- und Calciumchlorid auf, die Tauwirkung erreicht eine tiefere Temperatur als Natriumchlorid, ist jedoch nicht so stark ausgeprägt wie bei Calciumchlorid (vgl. Bild 49). [KOMM TL-Streu, 2004]



**Bild 49:** Gefrier- und Löslichkeitskurven von Natrium-, Calcium- und Magnesiumchlorid in Wasser [KOMM TL-Streu, 2004]

Grundsätzlich sind Tausalze hygroskopisch, speziell Calcium- und Magnesiumchlorid sind stark hygroskopisch und binden Feuchtigkeit bereits ab einer relativen Luftfeuchtigkeit > 35 %. Zur Gewährleistung eines technisch, ökologisch und wirtschaftlich vorteilhaften Einsatzes von Auftaumitteln, werden zur Verhinderung von Verklumpungen sogenannte Antibackmittel (auch Rieselhilfe genannt) eingesetzt, welche der Verhärtung des

Tausalzes entgegenwirken. Hierzu werden gewöhnlich Natriumferrocyanid (Na<sub>4</sub>Fe(CN)<sub>6</sub>) und Kaliumferrocyanid (K<sub>4</sub>Fe(CN)<sub>6</sub>) eingesetzt. [KOMM TL-Streu, 2004]

Im Untersuchungsumfang des Forschungsvorhabens FE 07.0261/2012/BRB: „Weiterführende Untersuchungen zur Beurteilung des Adhäsionsverhaltens zwischen Bitumen und Gestein“ wurde unter anderem die Bestimmung der Haftgrenztemperatur durchgeführt. Aufgrund der engen Verknüpfung beider Projekte, wurde mit Hilfe des Versuches zur Bestimmung der Haftgrenztemperatur der Einfluss verschiedener Auftaumittel und Antibackmittel-Konzentrationen auf das Haftverhalten detaillierter untersucht.

„Bei diesem Versuch wurde die Kornklasse 5/8 mm mit Bitumen analog zu der Bitumenumhüllung beim Rolling-Bottle-Test umhüllt, in ein mit der entsprechenden Lösung gefülltes Becherglas gegeben und alle 24 h die Temperatur um 5 °C erhöht. Begonnen wurde mit einer Temperatur von 25 °C. Alle 24 h wurde dann überprüft, ob erste Ablösungen des Bitumens vom Gestein festzustellen sind. Die Temperatur, bei der ein Umhüllungsgrad von 90 % entsprechend der Umhüllungskategorien des Rolling-Bottle-Versuchs festgestellt wurde, wurde festgehalten. Nach dem ersten Ablösen wurde die Temperatur noch weiter erhöht, um das weitere Ablöseverhalten der jeweiligen Bitumen-Gesteinskombination zu bewerten.“ [Radenberg et. al., 2015]

Der Versuch wurde mit den folgenden Variationen für die drei Gesteinssorten Diabas, Grauwacke und Quarzit durchgeführt:

- Deionisiertes Wasser
- Natriumchlorid-Lösung (NaCl)
- Natriumchlorid-Lösung + 4 % Ferrocyanid (NaCl + 4 % Ferrocyanid)
- Natriumchlorid-Lösung + 20 % Ferrocyanid (NaCl + 20 % Ferrocyanid)
- Calciumchlorid-Lösung (CaCl<sub>2</sub>)
- Magnesiumchlorid -Lösung (MgCl<sub>2</sub>)

Bild 50 zeigt eine klare Differenzierung zwischen den Gesteinssorten Diabas und Grauwacke gegenüber Quarzit. Der Quarzit zeigt bei den untersuchten Varianten stets das kritischste Haftverhalten. Die Haftgrenztemperatur des Quarzits beträgt unabhängig vom eingesetzten Konditionierungsmedium immer 30 °C. Zwischen den Gesteinssorten Grauwacke und Diabas kann keine klare Differenzierung erfolgen. Die Haftgrenztemperatur liegt zwischen 40 und 50 °C. Tendenziell weisen die Kurvenverläufe auf eine vergleichbares Ablöseverhalten hin, sodass durch den Einsatz der verschiede-

nen Auftaumittel und Antibackmittel-Konzentrationen kein beschleunigtes Stripping-Verhalten gegenüber deionisiertem Wasser festgestellt werden kann. Für weitere Konditionierungsansätze ist folglich eine Beanspruchung ohne Zusätze im Konditionierungsmedium Wasser vorzusehen.

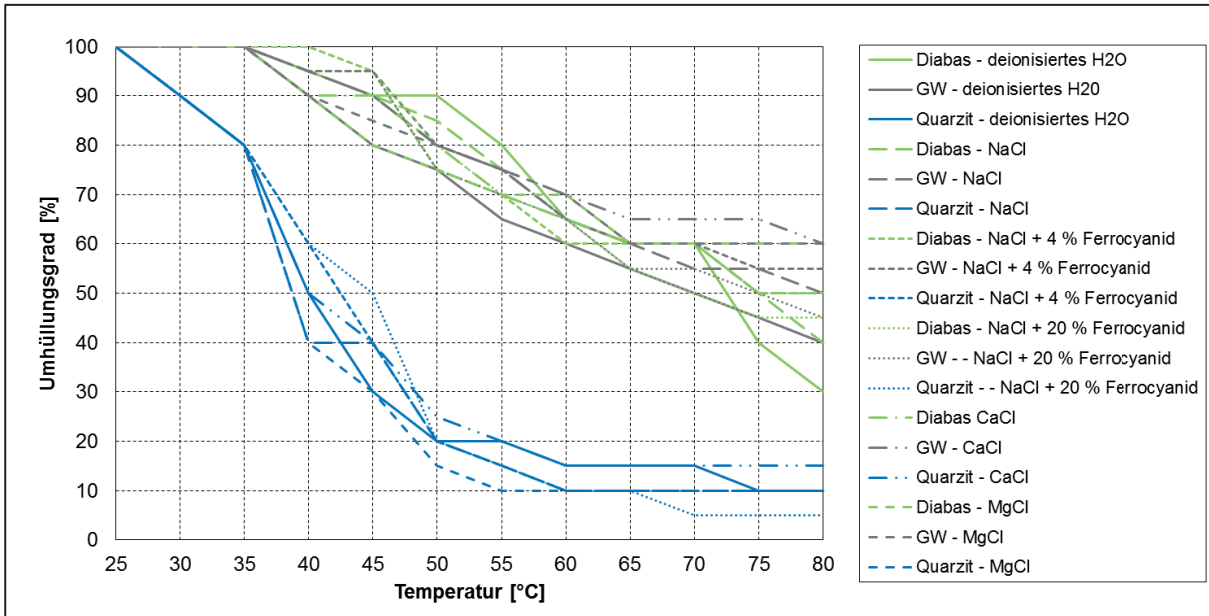


Bild 50: Abnahme des Umhüllungsgrades während des Versuchs zur Bestimmung der Haftgrenztemperatur



## 7 Projektphase 2 – Haftverhalten typischer Asphalte

### 7.1 Grundlagen der SATS-Prüfung

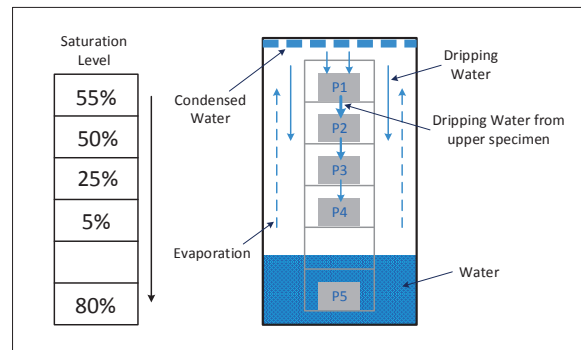
Die bisherigen Untersuchungen mit den Prüfverfahren „Schüttelabrieb am Asphaltprobekörper“, „Einaxialer Zugversuch“ und „Stripping Test im Spurbildungsgerät“ haben gezeigt, dass aufgrund der mangelnden Abgrenzung der geprüften Varianten untereinander keine hinreichende Differenzierung zur Bewertung des Haftverhaltens möglich war.

Eine praxisadäquate Simulation des Haftverhaltens von verdichteten Asphaltprobekörpern ist folglich allein durch eine statische Wasserlagerung bei unterschiedlichen Temperaturen nicht zu erreichen. Daher wurde mit der SATS-Konditionierung eine weitere Variante überprüft.

Die Randbedingungen sind in der Europäischen Normung [DIN EN 12697-45, 2012] verankert. Erste Erfahrungen hinsichtlich der Übertragbarkeit der Ergebnisse konnten bereits mit dem Forschungsvorhaben FE 07.0229/2008/ERB: „Verifikation eines Europäischen Prüfverfahrens zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Asphalt“ an der Technischen Universität Darmstadt gesammelt werden [Böhm, et. al, 2013].

Die Ergebnisse aus dem vorgenannten Forschungsvorhaben ließen jedoch darauf schließen, dass bei von der Norm abweichenden Bitumensorten die Konditionierungsphase der SATS-Prüfung teilweise sehr starke Schädigung des Probekörpers impliziert. Nach [DIN EN 12697-45, 2012] ist aufgrund des starken Schädigungsprozesses ein sehr hartes Straßenbaubitumen (Sorte 10/20) vorgeschrieben, das für Deutschland keine Praxisbedeutung hat. Darüber hinaus ist ein Hohlraumgehalt von 6 bis 8 Vol.-% vorgeschrieben.

Die Probekörper einer Prüferie werden gemäß Bild 51 im Druckreaktor angeordnet. Nach [COLLOP, et. al, 2007] besagt die Theorie des Konditionierungsprozesses der SATS-Prüfung, dass sich im Druckreaktor in Abhängigkeit von der Position (P1 bis P5) eine unterschiedliche ausgeprägte Sättigung des Probekörpers einstellt.



**Bild 51:** Prinzip SATS-Konditionierung [COLLOP, et. al, 2007]

Die Sättigung der Probekörper vor und nach der Konditionierung wird gemäß Gl. 7-1 und Gl. 7-2 bestimmt [DIN EN 12697-45, 2012]:

Sättigung vor der Konditionierung:

$$S = \frac{M_W - M_d}{M_d * \left( \frac{1}{G_{mb}} - \frac{1}{G_{mm}} \right)} * 100 \quad (\text{Gl. 7-1})$$

mit:

- S: = Anteilige Sättigung vor der Konditionierung [%]
- $M_d$ : = Masse des trockenen Probekörpers [g]
- $M_W$ : = Masse des feuchten Probekörpers [g]
- $G_{mb}$ : = Raumdichte ( $\rho_b$ ) im trockenen Zustand [g/cm<sup>3</sup>]
- $G_{mm}$ : = Rohdichte ( $\rho_m$ ) [g/cm<sup>3</sup>]

Sättigung nach der Konditionierung:

$$S_a = \frac{M_{W2} - M_d}{M_d * \left( \frac{1}{G_{mb}} - \frac{1}{G_{mm}} \right)} * 100 \quad (\text{Gl. 7-2})$$

mit:

- $S_a$ : = Anteilige Sättigung nach der Konditionierung [%]
- $M_d$ : = Masse des trockenen Probekörpers [g]
- $M_{W2}$ : = Masse des feuchten Probekörpers nach der Klimatisierung [g]
- $G_{mb}$ : = Raumdichte ( $\rho_b$ ) im trockenen Zustand [g/cm<sup>3</sup>]
- $G_{mm}$ : = Rohdichte ( $\rho_m$ ) [g/cm<sup>3</sup>]

Die Bewertung der Dauerhaftigkeit des Asphaltmischgutes erfolgt im Wesentlichen durch die Berechnung des Steifigkeitsverhältnisses. Hierzu wird, wie bereits erwähnt, vorrangig die IT-CY-Steifigkeitsprüfung empfohlen [DIN EN 12697-45, 2012]. Die Bestimmung des Steifigkeitsverhältnisses für jeden Probekörper erfolgt gemäß Gl. 7-3.

$$CTR_R = \frac{CTR_C}{CTR} * 100 \quad (\text{Gl. 7-3})$$

mit:

- $CTR_R$ : = Steifigkeitsverhältnis [%]
- $CTR_C$ : = Steifigkeit im klimatisierten Zustand [MPa]
- $CTR_U$ : = Steifigkeit im nicht klimatisierten Zustand [MPa]



Wird die Steifigkeit mittels indirektem Spaltzugschwellversuch (IT-CY-Steifigkeitsprüfung) ermittelt, entspricht der Mittelwert des Steifigkeitsverhältnisses der Probekörper P1 bis P4 (Probekörper oberhalb der Wasseroberfläche) dem SATS-Dauerhaftigkeitsindex.

### 7.1.1 Anpassung der SATS-Prüfung

Basierend auf den Ergebnissen des Forschungsvorhabens FE 07.0229/2008/ERB kann abgeleitet werden, dass eine exakte Umsetzung der normativen Randbedingungen zur Prüfung nationaler Mischgutkonzepte nicht zweckmäßig ist [Böhm, et. al, 2013]. Veränderungen innerhalb der Bitumenstruktur und folglich auch Veränderungen der viskoelastischen Eigenschaften von Asphaltprobekörpern sind in sehr ausgeprägten Maß von der Temperatur abhängig. In Anbetracht des Straßenbaubitumens 10/20, ist die Prüftemperatur von 85 °C für weichere Bitumen zu hinterfragen.

Basierend auf den in Deutschland eingesetzten Bindemittelsorten ist eine viskoäquivalente Prüftemperatur, entsprechend der Steifigkeit des jeweiligen Bindemittels in Betracht zu ziehen.

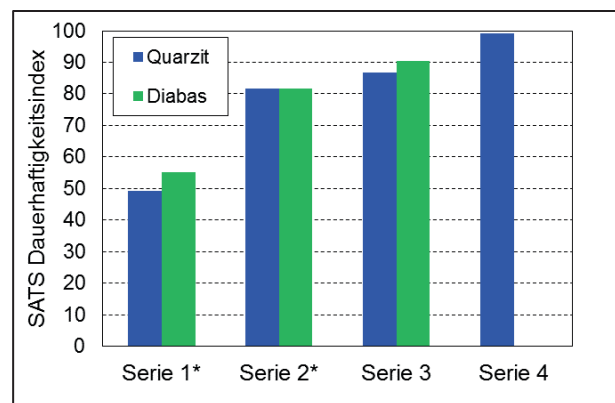
Zur Überprüfung der Eignung einer angepassten SATS-Prüfung wurde ein Untersuchungsprogramm durchgeführt, wobei nachstehende Einflussfaktoren betrachtet wurden:

- Bindemittel
- Mischgutzusammensetzung
- Gesteinsart
- Konditionierungstemperatur
- Konditionierungsdauer

Die Konditionierung der Probekörper erfolgte in vier Serien (vgl. Tabelle 1). Die Probekörper wurden mit einem Verdichtungsgrad von 97 % hergestellt.

Bild 52 zeigt die Ergebnisse der Steifigkeitsverhältnisse der jeweiligen Prüfserien, unterteilt nach Gesteinsart. Die Prüfung der Steifigkeit nach dem Konditionierungsvorgang erfolgte 5 h nach Entnahme aus dem Druckreaktor (Vorgabe gemäß DIN EN 12697-45: innerhalb von 8 h).

Die Prüfung direkt nach der Konditionierung zeigt keine aussagekräftigen Unterschiede zwischen den Gesteinsarten Quarzit und Diabas. Zu diesem Zeitpunkt herrschen im Probekörper je nach Gesteinsart unterschiedliche Sättigungsgrade, wobei im Rahmen der Untersuchungen keine Abhängigkeit zwischen der Position des Probekörpers im Druckalterungsbehälter und dem Sättigungsgrad festzustellen war. Dies bestätigt die Erkenntnisse von [Böhm, et. al, 2013].



**Bild 52:** SATS-Dauerhaftigkeitsindex, 5 h nach der Entnahme aus dem Druckreaktor

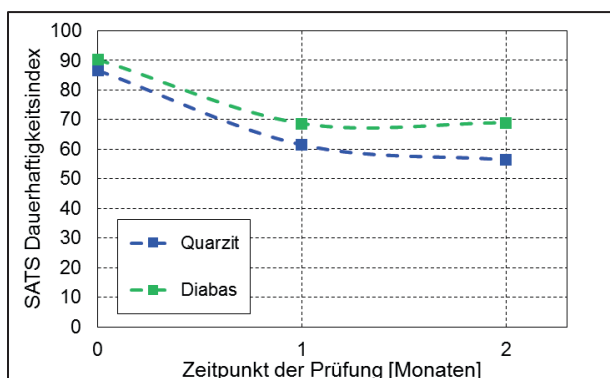
Der theoretische Ansatz des Haftverhaltens, nach welchem die Adhäsion ein reversibler Vorgang ist, lässt den Schluss zu, dass die Probekörper im abgetrockneten Zustand erhöhte Steifigkeitsverhältnisse aufweisen und möglicherweise wieder auf das Ursprungsniveau vor der Konditionierung ansteigen.

Serie	Asphaltsorte	Gesteinsart	Bitumen	Randbedingungen	Prüfzeitpunkt
Serie 1*	AC 16 BS	Diabas / Quarzit	10/20	65 h; 85 °C; 21 Bar	5 h
Serie 2*	SMA 11S	Diabas / Quarzit	50/70	65 h; 85 °C; 21 Bar	5 h
Serie 3	SMA 11S	Diabas / Quarzit	50/70	65 h; 60 °C; 21 Bar	5 h
Serie 4	SMA 11S	Quarzit	50/70	41 h; 60 °C; 21 Bar	5 h

**Tab. 44:** Prüfprogramm der Voruntersuchungen der angepassten SATS-Prüfung

Zur Überprüfung dieser Theorie wurden die Probekörper der Serie 3 nach ein und zwei Monaten Lagerung bei Raumtemperatur erneut geprüft. Bild 53 zeigt, dass die Steifigkeitsverhältnisse nach einem Monat deutlich unterhalb des Niveaus des Steifigkeitsverhältnisses, welches 5 h nach der Konditionierung bestimmt wurde, liegen. Basierend auf der Restfeuchtigkeit innerhalb des Probekörpers direkt nach der Entnahme aus dem Druckreaktor, baut sich bei der Prüfung mittels Spaltzug-Schwellversuch möglicherweise ein Wasserdruckregime auf, welches zu einer fiktiven Erhöhung der gemessenen Steifigkeit und somit zu einem verfälschten Ergebnis des realen Steifigkeitsverhältnisses zwischen Probekörper vor und nach der Konditionierung führt.

Als Probekörper dienten bei dieser Prüferserie Bohrkern aus Asphaltprobepplatten, welche beidseitig geschliffen wurden. Somit wurde die Möglichkeit geschaffen, dass das Wasser während der Konditionierungsphase von allen Seiten in die Grenzfläche Bitumen/Gestein eindringen kann.



**Bild 53:** Zeitliche Abhängigkeit des SATS-Dauerhaftigkeitsindexes der Voruntersuchungen

Gemäß der „Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als Eingangsgröße in die Dimensionierung“ [AL Sp-Asphalt 09, 2009] ist die auf den Probekörper aufzubringende Oberspannung so zu wählen, dass die resultierenden elastischen horizontalen Dehnungen zwischen 0,05 und 0,10 ‰ liegen. Würde dieser Ansatz für die Bestimmung der Steifigkeit vor und nach der Konditionierung gewählt, müsste für jede Prüferserie nach der Konditionierung eine neue Oberspannung festgelegt werden. Diese Problematik wird umgangen, indem die Oberspannung für die Mischgutzusammensetzung vor der Konditionierung innerhalb der Grenzen gemäß [AL Sp-Asphalt 09, 2009] liegen (möglichst an der Untergrenze). Die Prüfung nach der Konditionierung er-

folgt dementsprechend mit den identischen Randbedingungen wie vor dem Konditionierungsvorgang.

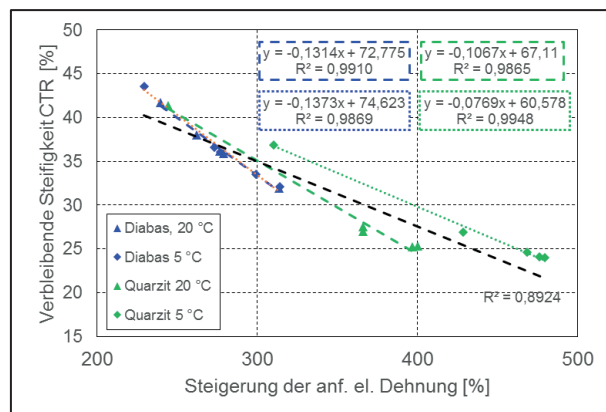
Die Berechnung des Steifigkeitsmoduls erfolgt gemäß Gl. 7-4 [AL Sp-Asphalt 09, 2009].

$$|E| = \frac{\Delta F * (0,274 + \mu)}{h * \Delta u} \quad (\text{Gl. 7-4})$$

mit:

- |E|: = Steifigkeitsmodul [MPa]
- ΔF: = Differenz zwischen min. und max. Kraft [N]
- μ: = Querdehnzahl [-]
- h: = Probekörperhöhe [mm]
- Δu: = Differenz zwischen min. und max. Horizontalverformung des Probekörpers pro Lastwechsel

Bei konstanter Temperatur sind sowohl die Probekörperhöhe als auch die Querdehnzahl konstant. Der Steifigkeitsmodul wird darüber hinaus von der aufgetragenen Kraft und der resultierenden Querverformung beeinflusst. Hieraus lässt sich schlussfolgern, dass bei identischer Oberlast vor und nach der Konditionierung, einzig die veränderte Querverformung eine Differenz des Steifigkeitsmoduls und somit eine Veränderung des Steifigkeitsverhältnisses bewirkt. Dieser Zusammenhang wird durch die Kurvenverläufe in Bild 54 verdeutlicht.



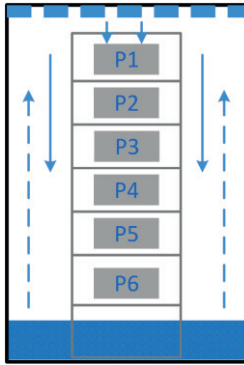
**Bild 54:** Abhängigkeit zwischen der Erhöhung der anfänglichen elastischen Dehnung und des Steifigkeitsverhältnisses (Verbleibende Steifigkeit CTR<sub>R</sub>)

Die Betrachtung der Erhöhung der anfänglichen elastischen Dehnung ist folglich während der Auswertung der Untersuchungen vertieft zu betrachten.

### 7.1.2 Modifizierte SATS-Prüfung

Aufgrund der Erkenntnis, dass keine nachhaltige Abhängigkeit der Sättigung in Anbetracht der Positionierung des Probekörpers innerhalb des Druckreaktors vorherrscht und sich die Positionierung auch nicht auf das Steifigkeitsverhältnis auswirkt, wurde

ein modifiziertes Prüfgestell entwickelt. Dieses Prüfgestell bietet die Möglichkeit zwei vollständige Prüfserien innerhalb eines Konditionierungsvorgangs zu beanspruchen. Zu beachten ist, dass durch ein reduziertes Wasservolumen kein Probekörper im wassergesättigten Zustand beansprucht wird.



**Bild 55:** Prinzip der modifizierten SATS-Konditionierung

Neben der Positionierung des Probekörpers innerhalb des Druckreaktors sind weitere Randbedingungen der Prüfung für die modifizierte SATS-Prüfung festzuhalten.

Auf Basis der Untersuchungen an der TU Darmstadt konnten keine ausgeprägte Abhängigkeiten zwischen Hohlraumgehalt und SATS-Dauerhaftigkeitsindex festgestellt werden, insofern wird eine Verdichtung gemäß TP Asphalt-StB, Teil 33 für die Asphaltprobekörperherstellung angestrebt. Probleme hinsichtlich der Dauerhaftigkeit eines Mischgutkonzeptes treten vorrangig bei kritischen Verdichtungsgraden auf. Folglich ist ein leicht reduzierter Verdichtungsgrad von ca. 98 % vorgesehen.

Die Herstellung der Probekörper erfolgt durch die Bohrkernentnahme aus Asphaltprobekörpern, welche im Walzsegmentverdichter verdichtet wurden. Aus 60 mm dicken Asphaltprobekörpern wurden drei Bohrkörper mit einem Durchmesser von 100 mm entnommen. Die Höhe der Bohrkörper wurde durch planparallele Schnitte auf 40 mm reduziert.

An den vorbereiteten Probekörpern erfolgte die Bestimmung der Raumdichte sowie die Bestimmung des Steifigkeitsmoduls vor der Konditionierung gemäß [AL Sp-Asphalt 09, 2009] bei 10 °C. Der Steifigkeitsmodul jedes Probekörpers wurde an drei Positionen des Probekörpers, jeweils um 120 ° versetzt, ermittelt. Somit erfolgte die Berechnung des Mittelwerts der Steifigkeitsmoduln jeweils aus neun Einzelwerten. Die Oberspannung wurde so gewählt, dass die anfängliche elastische Dehnung möglichst 0,05 % betrug.

Im Anschluss an die Steifigkeitsprüfung erfolgte die Konditionierungsphase im Druckreaktor. Hierzu wurden die Probekörper vorab in Anlehnung an [DIN EN 12697-45, 2012] wassergesättigt und mit dem Trägergestell in den Druckreaktor eingebaut.

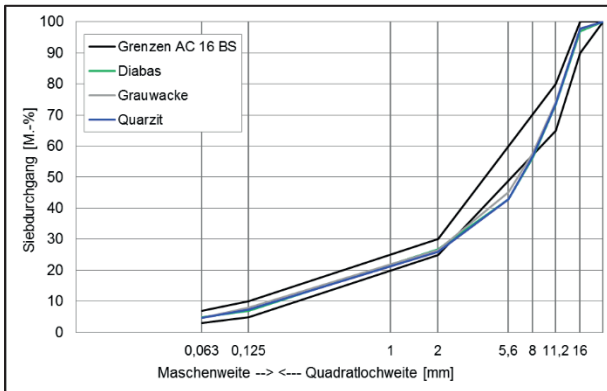
Die Konditionierungsdauer betrug einheitlich 65 h, der Druckbeaufschlagung erfolgt durch eine konstante Belastung mit 2,1 MPa (21 bar). Die Temperatur wurde abhängig vom Bindemittel gewählt. Zur Gewährleistung einer viskoäquivalenten Steifigkeit des Bindemittels während der Konditionierung war vorab die Bestimmung des komplexen Schermoduls mittels Dynamischen Scherrheometer in Anlehnung an [DIN EN 14770, 2012] erforderlich.

Nach der Konditionierung wurde der Steifigkeitsmodul am getrockneten Probekörper bestimmt. Zur Prüfung wurde hierbei die identische Oberspannung sowie eine analoge Vorgehensweise wie bei den Versuchen vor der Konditionierung gewählt.

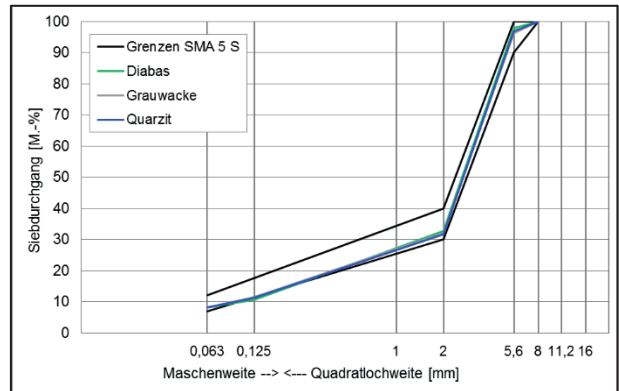
Für die Bewertung der Ergebnisse wurde Gl. 7-3 verwendet. Die Ermittlung des Steifigkeitsverhältnisses ( $CTR_R$ ) erfolgte als Quotienten des Steifigkeitsmoduls nach der Konditionierung ( $CTR_C$ ) dividiert durch den Steifigkeitsmodul vor der Konditionierung ( $CTR_U$ ). Analog wurde die prozentuale Erhöhung der anfänglichen elastischen Dehnung bestimmt.

## 7.2 Asphaltkonzepte Projektphase 2

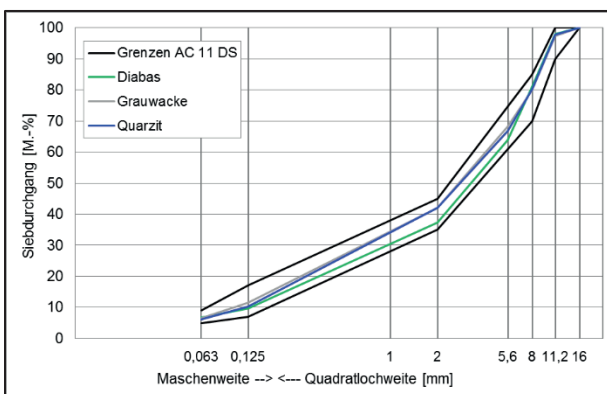
Basis der Projektphase 2 sind entsprechend Tab. 4 48 Untersuchungsreihen, zusammengesetzt aus der Kombination von drei Gesteinssorten (Diabas, Grauwacke und Quarzit), zwei Straßenbaubitumen (50/70 und 70/100), vier Polymermodifizierte Bitumen (40/100-65, 25/55-55, 10/40-65 und 45/80-50) sowie je Gesteinssorte sechs verschiedene Korngrößenverteilungen. Die Korngrößenverteilung der Mischgutkonzepte sollte einen möglichst hohen Anteil grober Gesteinskörnung aufweisen, um somit eine eher kritische Mischgutzusammensetzung mit einem hohen Anteil grober Gesteinskörnung und einem geringen Füllergehalt zu ermöglichen. Bild 56 bis Bild 61 zeigen die Korngrößenverteilung und die Ober- bzw. Untergrenzen der eingesetzten Mischgutsorten gemäß [ZTV Asphalt-StB 07, 2013].



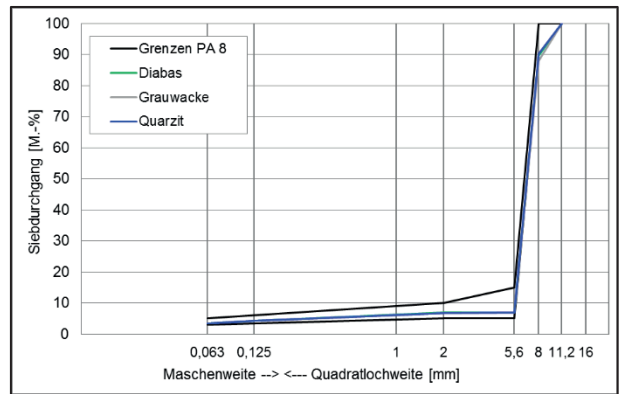
**Bild 56:** Korngrößenverteilung AC 16 BS



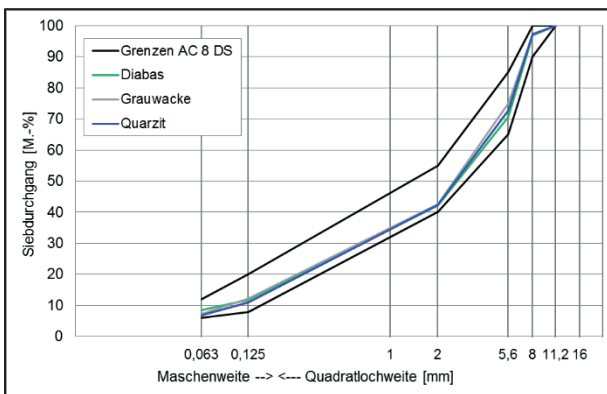
**Bild 60:** Korngrößenverteilung SMA 5 S



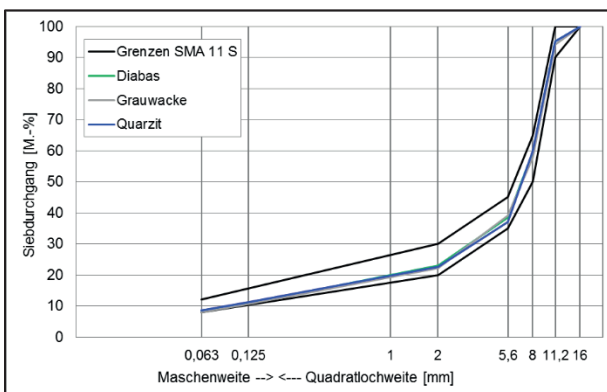
**Bild 57:** Korngrößenverteilung AC 11 DS



**Bild 61:** Korngrößenverteilung PA 8



**Bild 58:** Korngrößenverteilung AC 8 DS

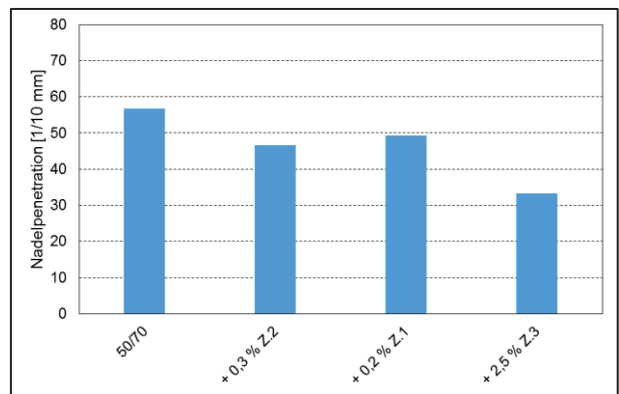


**Bild 59:** Korngrößenverteilung SMA 11 S

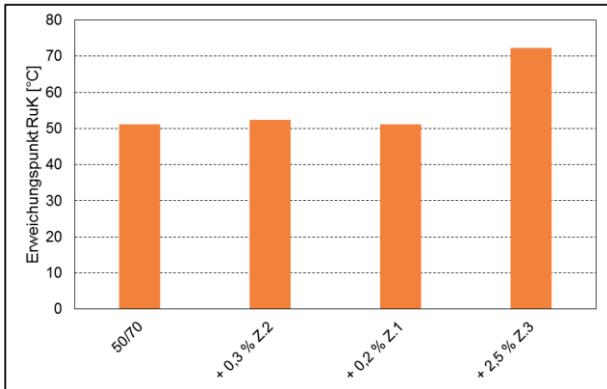
### 7.3 Versuchsergebnisse Projektphase 2

Ergänzend zu den asphalttechnologischen Untersuchungen, wurden die Nadelpenetration und der Erweichungspunkt Ring und Kugel der verwendeten Bitumen ermittelt. Die Ergebnisse sind in Bild 62 und Bild 63 angeführt.

Die Ergebnisse der Bestimmung des komplexen Schermoduls sind aus redaktionellen Gründen in Abschnitt 4.2.2 abgebildet.



**Bild 62:** Ergebnisse der Nadelpenetration – Projektphase 2



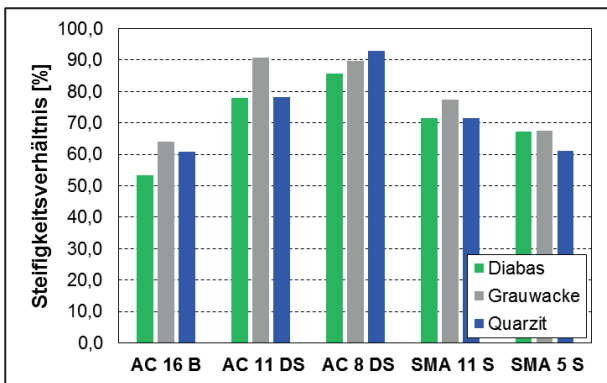
**Bild 63:** Ergebnisse des EP RuK – Projektphase 2

Tab. 45 bis einschließlich Tab. 52 zeigen die volumetrischen Kennwerte und die Performance-Kennwerte der 48 untersuchten Serien.

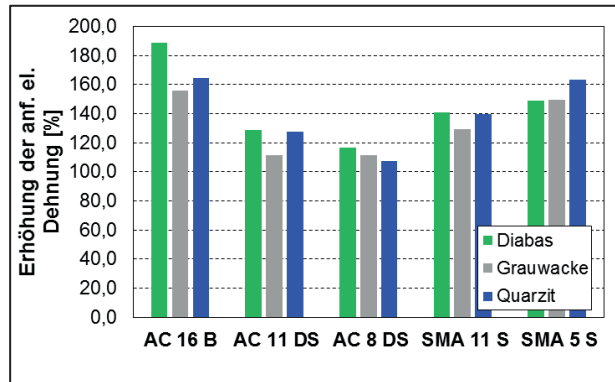
Aufgrund der Vielzahl der Einflussparameter sind für eine strukturiertere Darstellung die Steifigkeitsverhältnisse, welche aus der Steifigkeiten nach der Konditionierung dividiert durch die Steifigkeiten vor der Konditionierung bestimmt werden, in Abhängigkeit von den relevanten Bitumensorten grafisch abgebildet.

**Ergebnisse Bitumensorte 50/70**

In Bild 64 und Bild 65 sind die Untersuchungsergebnisse der Bitumensorte 50/70 in Abhängigkeit von den geprüften Mischgutsorten dargestellt.



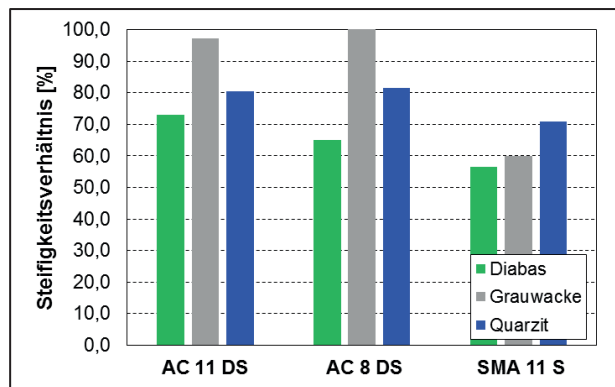
**Bild 64:** Steifigkeitsverhältnis – Bitumen 50/70



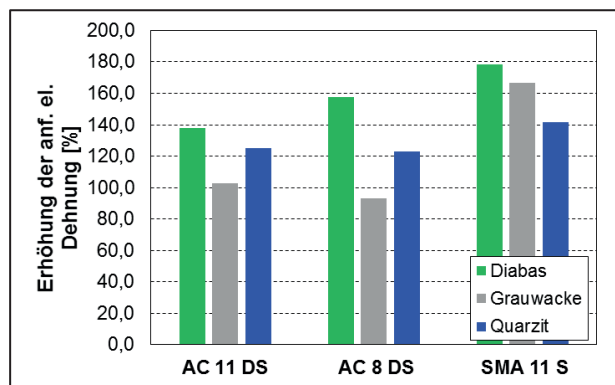
**Bild 65:** Erhöhung der anfänglichen elastischen Dehnung – Bitumen 50/70

**Ergebnisse Bitumensorte 70/100**

Die Grafiken in Bild 66 und Bild 67 bilden das Steifigkeitsverhältnis sowie die Erhöhung der anfänglichen elastischen Dehnung der Bitumensorte 70/100 in Abhängigkeit der geprüften Mischgutsorten ab.



**Bild 66:** Steifigkeitsverhältnis – Bitumen 70/100



**Bild 67:** Erhöhung der anfänglichen elastischen – Bitumen 70/100

**Ergebnisse Bitumensorte 25/55-55**

Analog zu den vorstehenden Ergebnisabbildungen sind Bild 68 und Bild 69 das Steifigkeitsverhältnis sowie die Erhöhung der anfänglichen elastischen Dehnung der Bitumensorte 25/55-55 in Abhängigkeit von den geprüften Mischgutsorten abgebildet.



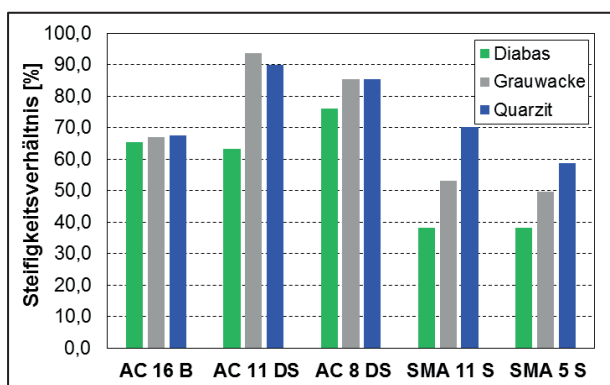


Bild 68: StEIFigkeitsverhaltnis – Bitumen 25/55-55

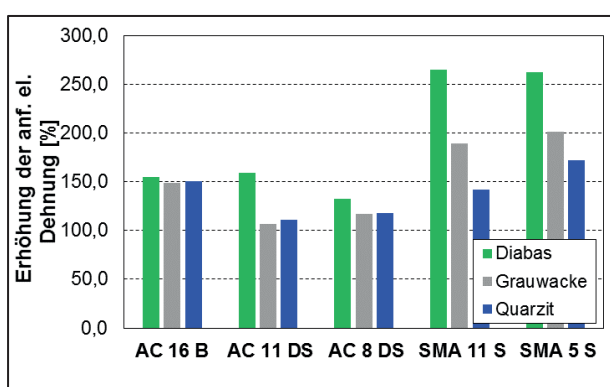


Bild 69: Erhöhung der anfänglichen elastischen Dehnung – Bitumen 25/55-55

### Ergebnisse Bitumensorten 10/40-65, 45/80-50 und 40/100-65

Die Darstellung der Ergebnisse der StEIFigkeitsuntersuchungen der Bitumensorten 10/40-65, 45/80-50 und 40/100-65 erfolgt mischgutsortenubergreifend aus redaktionellen Gründen in Bild 70.

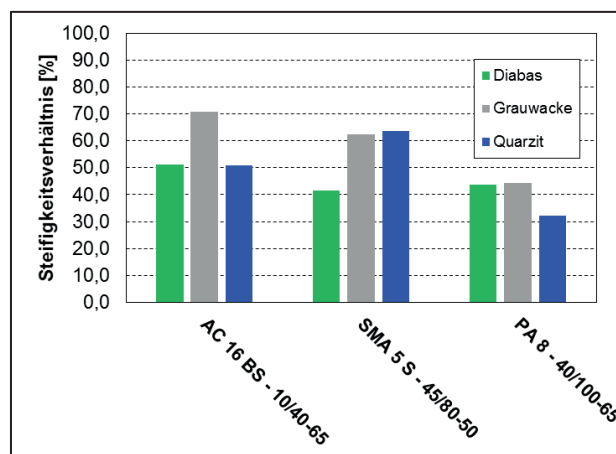


Bild 70: StEIFigkeitsverhaltnis – Bitumen 10/40-65, 45/80-50 und 40/100-65

Versuchsreihe	Asphaltsorte	Bindemittel	Gestein	Hohlraum-	Hohlraum-	Verdichtungs-
				gehalt MPK	gehalt BK	
				[Vol.-%]	[Vol.-%]	[%]
Serie 1	AC 16 B	50/70	Diabas	5,0	7,2	97,6
Serie 2			Grauwacke	3,4	5,9	97,4
Serie 3			Quarzit	4,1	5,5	98,5
Serie 4	AC 11 D		Diabas	1,4	1,2	100,2
Serie 5			Grauwacke	1,1	1,4	99,7
Serie 6			Quarzit	0,9	1,4	99,6
Serie 7	AC 8 D		Diabas	1,0	1,3	99,7
Serie 8			Grauwacke	0,9	0,8	100,1
Serie 9			Quarzit	0,9	1,0	100,0
Serie 10	SMA 11		Diabas	2,3	3,4	98,8
Serie 11			Grauwacke	2,5	3,5	99,0
Serie 12			Quarzit	1,7	2,7	99,0
Serie 13	SMA 5		Diabas	2,5	3,7	98,7
Serie 14			Grauwacke	2,1	3,2	98,9
Serie 15			Quarzit	2,1	4,5	97,6

Tab. 45: Volumetrische Kennwerte – Bitumen 50/70 (Serie 1 bis 15)

Versuchsreihe	E-Modul vor der Konditionierung	E-Modul nach der Konditionierung	Steifigkeitsverhältnis	Anf. El. Dehnung vor der Konditionierung	Anf. El. Dehnung nach der Konditionierung	Erhöhung der anf. el. Dehnung
	[MPa]	[MPa]	[%]	[‰]	[‰]	[%]
Serie 1	11499	6135	53	0,055	0,103	189
Serie 2	12986	8312	64	0,062	0,096	156
Serie 3	13651	8303	61	0,071	0,117	165
Serie 4	13367	10405	78	0,073	0,093	129
Serie 5	13467	12239	91	0,072	0,080	111
Serie 6	13594	10651	78	0,071	0,091	128
Serie 7	13416	11516	86	0,072	0,084	117
Serie 8	14410	12915	90	0,067	0,075	112
Serie 9	14468	13460	93	0,067	0,072	108
Serie 10	11932	8533	72	0,081	0,115	141
Serie 11	9741	7546	78	0,065	0,084	129
Serie 12	10620	7603	72	0,075	0,105	140
Serie 13	10173	6838	67	0,062	0,092	149
Serie 14	9689	6531	67	0,065	0,097	149
Serie 15	11071	6774	61	0,072	0,118	164

Tab. 46: Performance-Kennwerte – Bitumen 50/70 (Serie 1 bis 15)

Versuchsreihe	Asphaltsorte	Bindemittel	Gestein	Hohlraumgehalt MPK	Hohlraumgehalt BK	Verdichtungsgrad
				[Vol.-%]	[Vol.-%]	[%]
Serie 16	AC 16 B	25/55-55	Diabas	4,2	6,2	97,8
Serie 17			Grauwacke	4,8	7,0	97,7
Serie 18			Quarzit	3,1	3,4	99,7
Serie 19	AC 11 D		Diabas	1,9	2,3	99,6
Serie 20			Grauwacke	0,8	1,5	99,2
Serie 21			Quarzit	0,8	1,0	99,8
Serie 22	AC 8 D		Diabas	1,2	1,5	99,7
Serie 23			Grauwacke	2,6	2,0	100,7
Serie 24			Quarzit	3,2	1,5	101,7
Serie 25	SMA 11		Diabas	4,7	6,9	97,7
Serie 26			Grauwacke	1,9	3,3	98,5
Serie 27			Quarzit	2,1	2,8	99,2
Serie 28	SMA 5		Diabas	3,5	6,0	97,4
Serie 29			Grauwacke	4,1	6,2	97,8
Serie 30			Quarzit	3,5	4,4	99,0

Tab. 47: Volumetrische Kennwerte – Bitumen 25/55-55 (Serie 16 bis 30)

Versuchsreihe	E-Modul vor der Konditionierung	E-Modul nach der Konditionierung	Steifigkeitsverhältnis	Anf. El. Dehnung vor der Konditionierung	Anf. El. Dehnung nach der Konditionierung	Erhöhung der anf. el. Dehnung
	[MPa]	[MPa]	[%]	[‰]	[‰]	[%]
Serie 16	10926	7135	65	0,073	0,113	155
Serie 17	12151	8151	67	0,066	0,098	149
Serie 18	18229	12322	68	0,063	0,095	150
Serie 19	11555	7292	63	0,069	0,110	160
Serie 20	12110	11349	94	0,066	0,070	107
Serie 21	12082	10864	90	0,066	0,074	111
Serie 22	12154	9231	76	0,066	0,087	132
Serie 23	13143	11220	85	0,061	0,071	117
Serie 24	13437	11470	85	0,060	0,070	118
Serie 25	9200	3505	38	0,068	0,181	265
Serie 26	10027	5325	53	0,063	0,118	189
Serie 27	11752	8257	70	0,068	0,097	142
Serie 28	8689	3314	38	0,072	0,190	262
Serie 29	9937	4929	50	0,063	0,127	202
Serie 30	8705	5117	59	0,072	0,125	173

Tab. 48: Performance-Kennwerte – Bitumen 25/55-55 (Serie 16 bis 30)

Versuchsreihe	Asphaltsorte	Bindemittel	Gestein	Hohlraumgehalt MPK	Hohlraumgehalt BK	Verdichtungsgrad
				[Vol.-%]	[Vol.-%]	[%]
Serie 31	AC 16 B	10/40-65	Diabas	4,9	5,9	99,0
Serie 32			Grauwacke	5,1	5,9	99,2
Serie 33			Quarzit	4,8	6,5	98,2
Serie 34	SMA 5	45/80-50	Diabas	4,9	7,3	97,5
Serie 35			Grauwacke	3,8	5,4	98,4
Serie 36			Quarzit	2,2	3,4	98,8
Serie 46	PA 8	40/100-65	Diabas	25,4	22,7	-
Serie 47			Grauwacke	23,5	22,3	-
Serie 48			Quarzit	18,5	22,8	-

Tab. 49: Volumetrische Kennwerte – Bitumen 10/40-65 + 45/80-50 + 40/100-65 (Serie 31 bis 36, 46 bis 48)

Versuchsreihe	E-Modul vor der Konditionierung	E-Modul nach der Konditionierung	Steifigkeitsverhältnis	Anf. El. Dehnung vor der Konditionierung	Anf. El. Dehnung nach der Konditionierung	Erhöhung der anf. el. Dehnung
	[MPa]	[MPa]	[%]	[‰]	[‰]	[%]
Serie 31	12433	6377	51	0,064	0,127	197
Serie 32	15361	10897	71	0,063	0,089	141
Serie 33	15832	8059	51	0,072	0,144	199
Serie 34	6927	2885	42	0,066	0,160	243
Serie 35	9005	5623	62	0,070	0,112	161
Serie 36	10402	6635	64	0,077	0,121	157
Serie 46	4409,3	1929,6	44	0,064	0,147	229
Serie 47	4347,6	1930,4	44	0,065	0,147	225
Serie 48	4047,3	1302,1	32	0,070	0,220	313

Tab. 50: Performance-Kennwerte – Bitumen 10/40-65 + 45/80-50 + 40/100-65 (Serie 31 bis 36, 46 bis 48)

Versuchsreihe	Asphaltsorte	Bindemittel	Gestein	Hohlraumgehalt MPK	Hohlraumgehalt BK	Verdichtungsgrad
				[Vol.-%]	[Vol.-%]	[%]
Serie 37	AC 11 D	70/100	Diabas	2,1	3,1	98,9
Serie 38			Grauwacke	1,4	1,6	99,8
Serie 39			Quarzit	1,1	1,4	99,8
Serie 40	AC 8 D		Diabas	1,5	3,1	98,3
Serie 41			Grauwacke	1,3	1,2	100,1
Serie 42			Quarzit	1,3	2,9	98,4
Serie 43	SMA 11		Diabas	2,6	8,2	94,2
Serie 44			Grauwacke	2,5	5,9	96,6
Serie 45			Quarzit	2,5	4,0	98,4

Tab. 51: Volumetrische Kennwerte – Bitumen 70/100 (Serie 37 bis 45)

Versuchsreihe	E-Modul vor der Konditionierung	E-Modul nach der Konditionierung	Steifigkeitsverhältnis	Anf. El. Dehnung vor der Konditionierung	Anf. El. Dehnung nach der Konditionierung	Erhöhung der anf. el. Dehnung
	[MPa]	[MPa]	[%]	[‰]	[‰]	[%]
Serie 37	11397	8313	73	0,070	0,097	138
Serie 38	12037	11720	97	0,066	0,068	103
Serie 39	13235	10650	81	0,060	0,075	125
Serie 40	10277	6697	65	0,076	0,120	158
Serie 41	12634	13531	107	0,063	0,059	93
Serie 42	11753	9599	82	0,068	0,084	123
Serie 43	7857	4444	57	0,080	0,143	178
Serie 44	9103	5470	60	0,069	0,115	167
Serie 45	10218	7234	71	0,061	0,087	142

Tab. 52: Performance-Kennwerte – Bitumen 70/100 (Serie 37 bis 45)

## 7.4 Bewertung Projektphase 2

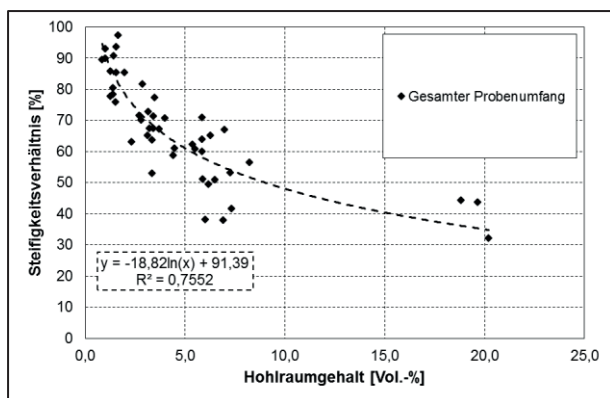
### 7.4.1 Bewertung der Eignung der modifizierten SATS-Prüfung auf Basis des gesamten Probenumfangs

Grundlegend war zu klären, ob die modifizierte SATS-Prüfung die Ergebnisse der Voruntersuchungen (Abschnitt 7.1.1) bestätigt und ein geeignetes Werkzeug zur Simulation des frühzeitigen Haftversagens darstellt.

Der Vergleich des Steifigkeitsverhältnisses als separat betrachtetes Bewertungskriterium liefert keinen umfassenden Ansatz zur Bewertung des Haftverhaltens. Dies lässt sich bereits anhand der grafischen Darstellung der Ergebnisse des Steifigkeitsverhaltens in Abschnitt 7.3 ableiten (Bild 65 ff.). Analog ist demnach auch die Bewertung der anfänglichen elastischen Dehnung zu bewerten. Eine Bewertung anhand eines Einzelwertes ist folglich für eine quantifizierte Bewertung kein effektiver und nachhaltiger Ansatz.

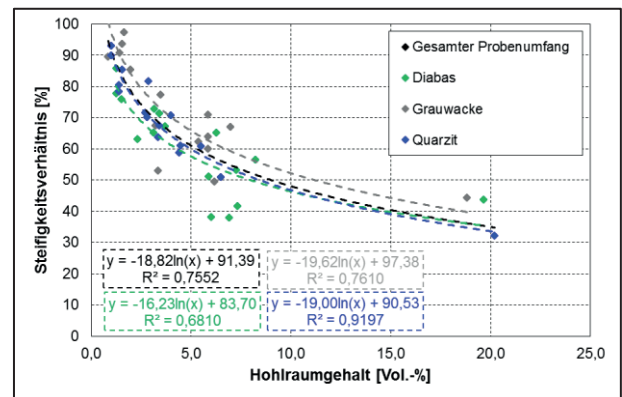
Basierend auf der Grundgesamtheit der Untersuchungen der Projektphase 2, zeigt Bild 71 hingegen einen grundsätzlichen Zusammenhang zwischen dem Steifigkeitsverhältnis und dem Hohlraumgehalt, bei Betrachtung aller Mischgutvarianten.

Dichte Mischgutkonzepte mit einem geringen Hohlraumgehalt sollten theoretisch ein besseres Haftverhalten und somit eine bessere Dauerhaftigkeit als hohlraumreiche Mischgutkonzepte aufweisen. Diese Theorie wird, unabhängig von der Gesteinsart, grundsätzlich bestätigt.



**Bild 71:** Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt

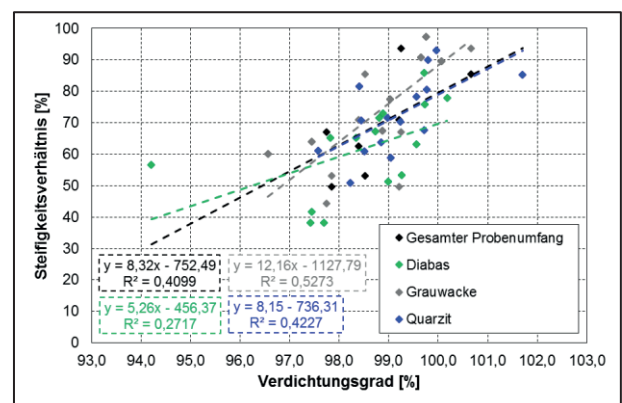
Erfolgt eine Unterteilung der Untersuchungsergebnisse nach Gesteinsarten, steigern sich in der Regel die Bestimmtheitsmaße für jede Gesteinsart (vgl. Bild 72).



**Bild 72:** Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt unter Berücksichtigung der Gesteinsart

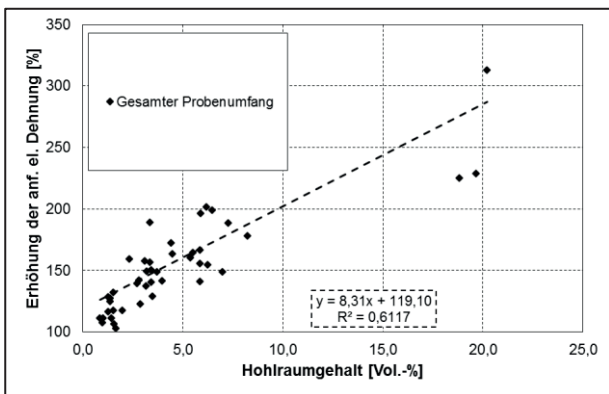
Dem Verdichtungsgrad kann gemäß Bild 73 ebenfalls ein grundsätzlicher Einfluss auf das Steifigkeitsverhältnis zugeordnet werden. Dieser Einfluss ist allerdings eher sekundär, da sich ein reduzierter Verdichtungsgrad im erhöhten Hohlraumgehalt widerspiegelt. Folglich sind zwischen dem Hohlraumgehalt und dem Steifigkeitsverhältnis höhere Abhängigkeiten feststellbar als zwischen dem Verdichtungsgrad und dem Steifigkeitsverhältnis.

Der Zusammenhang zwischen dem Hohlraumgehalt und der Erhöhung der anfänglichen elastischen Dehnung bei Betrachtung aller Mischgutsorten ist in Bild 74 aufgezeigt. Analog zum Steifigkeitsverhältnis erhöht sich das Bestimmtheitsmaß der linearen Korrelationen bei der Berücksichtigung der Gesteinsarten, in Anbetracht des abnehmenden Bestimmtheitsmaßes verhalten sich die Ergebnisse hier wider Erwartend divergierend (vgl. Bild 75).

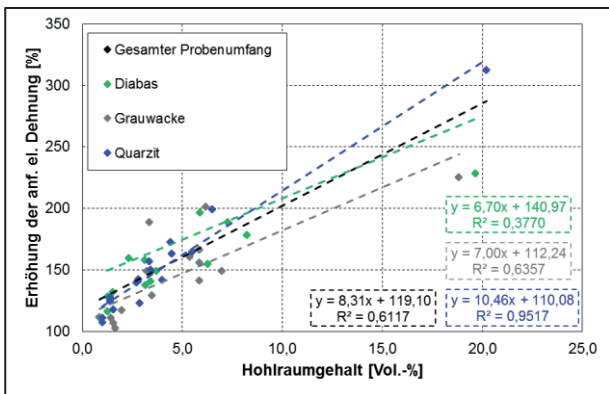


**Bild 73:** Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad unter Berücksichtigung der Gesteinsart



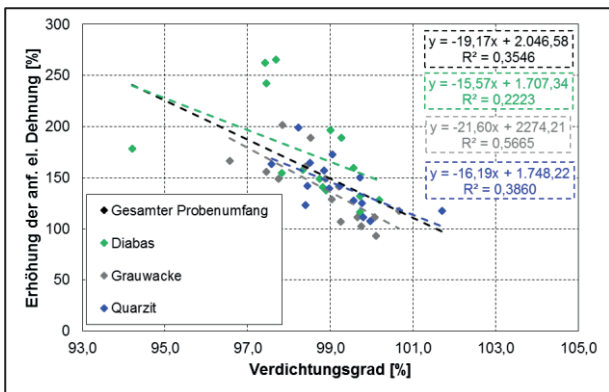


**Bild 74:** Erhöhung der anf. el. Dehnung in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt



**Bild 75:** Erhöhung der anf. el. Dehnung in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt unter Berücksichtigung der Gesteinsart

Bei Betrachtung des Verdichtungsgrades kann diesem in Bezug auf die Erhöhung der anfänglichen elastischen Dehnung ebenfalls ein sekundärer Einfluss zugeordnet werden (vgl. Bild 76).

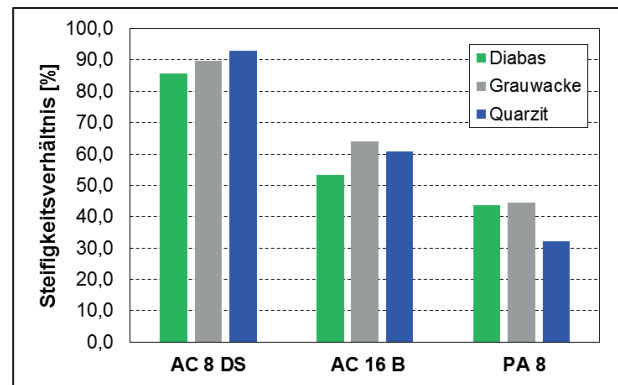


**Bild 76:** Erhöhung der anf. el. Dehnung in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad unter Berücksichtigung der Gesteinsart

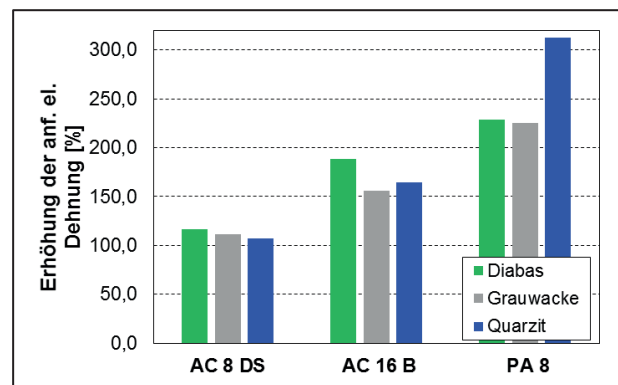
### 7.4.2 Bewertung auf Grundlage der Mischgutsorte

Die bisherigen Versuche zur Quantifizierung des Haftverhaltens scheiterten zum Teil bereits bei der Abgrenzung verschiedener Asphaltarten untereinander.

Das Bild 77 zeigt deutlich, dass die separate Betrachtung des Steifigkeitsverhältnisses, ohne die Berücksichtigung des Hohlraumgehaltes herangezogen werden kann, um eine Differenzierung zwischen den einzelnen Mischgutsorten aufzuzeigen. Eine Unterscheidung zwischen den Gesteinssorten ist hier jedoch nicht zu erkennen. Das Bild 78 bestätigt diese Erkenntnis für die Betrachtung der Erhöhung der anfänglichen elastischen Dehnung.



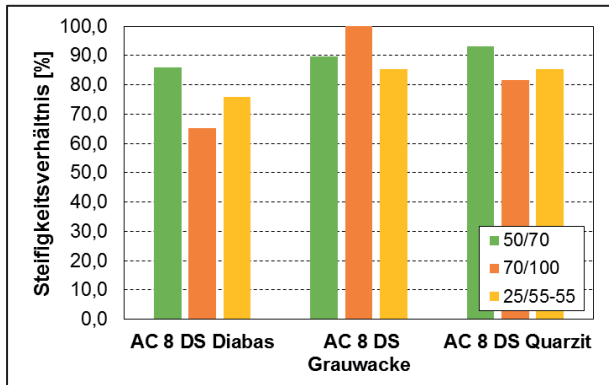
**Bild 77:** Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit von der Mischgutsorte



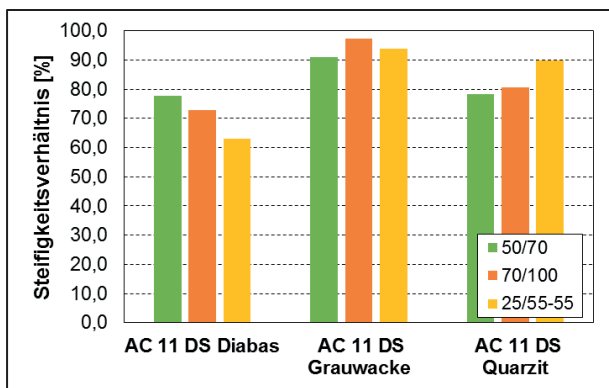
**Bild 78:** Erhöhung der anf. el. Dehnung in Abhängigkeit von der Mischgutsorte

### 7.4.3 Bewertung auf Grundlage der Bitumensorte

Die Abbildungen Bild 79 und Bild 80 zeigen den Einfluss der Bindemittelsorte auf das Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit von der Mischgutsorten AC 8 DS und AC 11 DS.

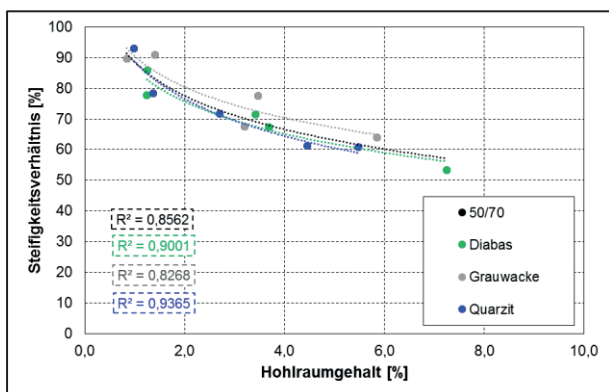


**Bild 79:** Einfluss der Bindemittelsorte auf das Steifigkeitsverhältnis – AC 8 DS



**Bild 80:** Einfluss der Bindemittelsorte auf die Erhöhung der anf. el. Dehnung – AC 11 DS

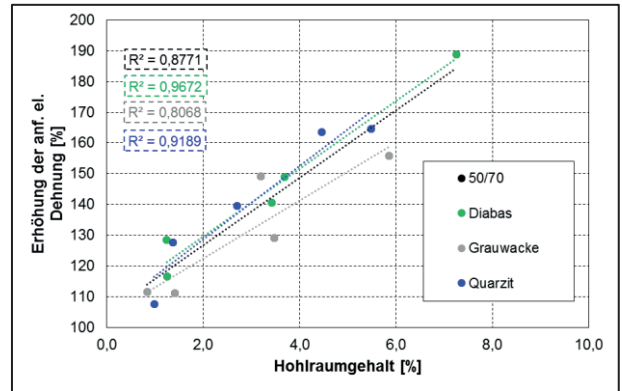
Basierend auf den unterschiedlichen Konditionierungstemperaturen gemäß der Tab. 9, wurde ein vergleichbares Steifigkeitsverhältnis trotz unterschiedlicher Bindemittelleigenschaften erwartet. Unabhängig von dem Einfluss des Hohlraumgehaltes konnte die Tendenz dieses Ansatzes teilweise bestätigt werden.



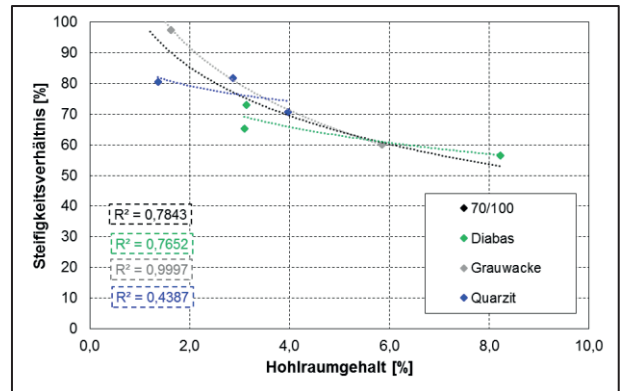
**Bild 81:** Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt – 50/70

Die Korrelationen zwischen dem Steifigkeitsverhältnis und dem Hohlraumgehalt (vgl. Bild 81) sowie zwischen der Erhöhung der anfänglichen elastischen Dehnung und dem Hohlraumgehalt (vgl.

Bild 82) weisen unter Betrachtung aller Mischgutvarianten bei der Bitumensorte 50/70 eine gute Abhängigkeit auf.

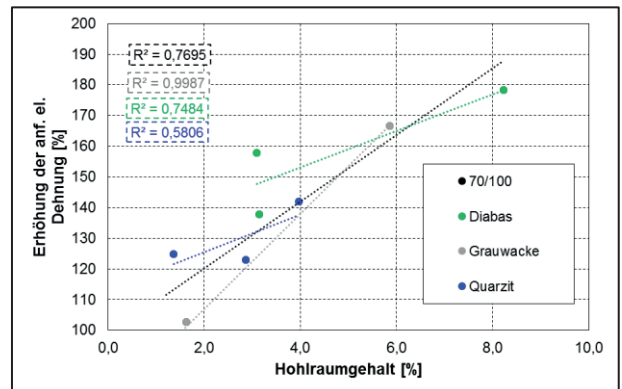


**Bild 82:** Erhöhung der anf. el. Dehnung in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt – 50/70



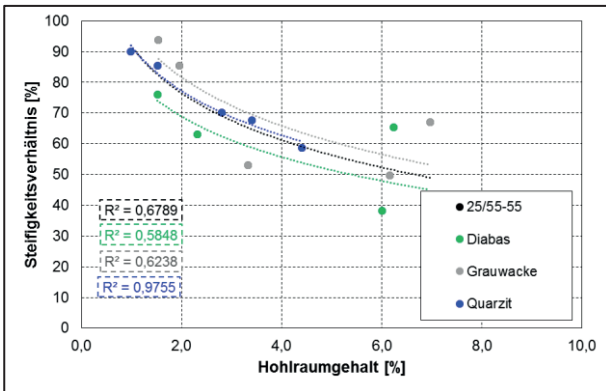
**Bild 83:** Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt – 70/100

Diese Abhängigkeit ist hingegen nicht bei allen Bindemitteln vorhanden, die Auswertung des Bindemittels 70/100 zeigt gegenüber der Gesteinssorte Grauwacke eine gute Korrelation, die Regression gegenüber den Mischgutkonzepten mit den Gesteinssorten Diabas und Quarzit ist hingegen trotz geringerer Anzahl der Prüfserien signifikant geringer (vgl. Bild 83 und Bild 84).

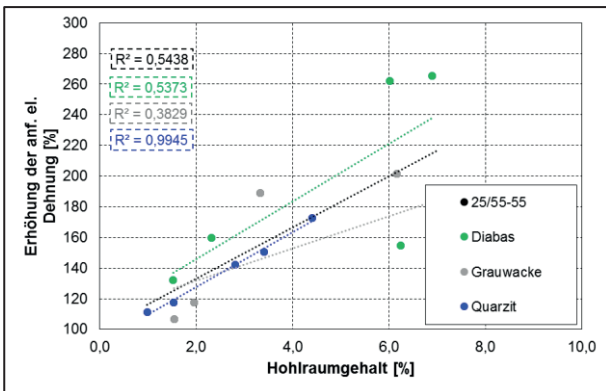


**Bild 84:** Erhöhung der anf. el. Dehnung in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt – 70/100

Das Polymermodifizierte Bitumen 25/55-55 weist wiederum eine sehr gute Abhängigkeit zwischen dem Hohlraumgehalt und dem Steifigkeitsverhältnis unter der Verwendung von quarzitischer Gesteinskörnung auf. Die direkt feststellbaren Wechselwirkungen unter Berücksichtigung der Gesteinssorten Diabas und Grauwacke sind wesentlich geringer.



**Bild 85:** Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt – 25/55-55

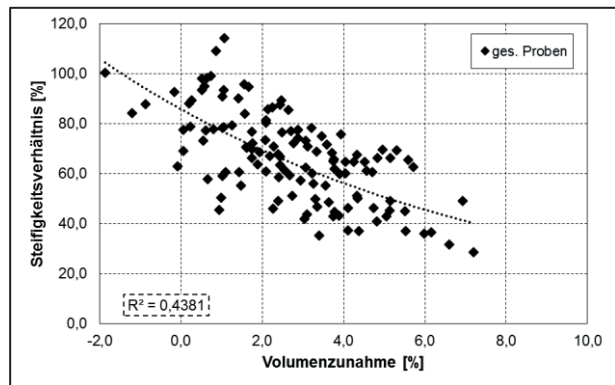


**Bild 86:** Erhöhung der anf. el. Dehnung in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt – 25/55-55

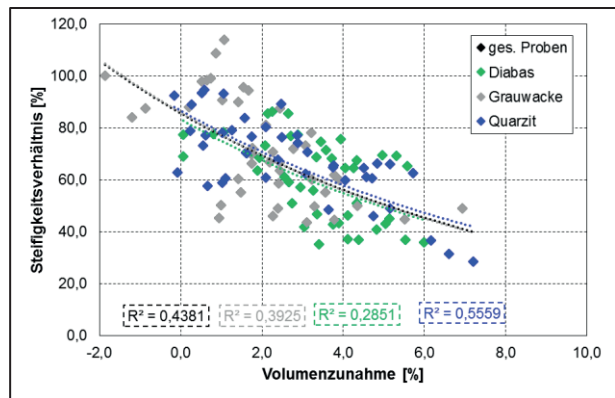
### 7.4.4 Weitere Auswertungen

Eine Definition der Größenordnung der einzelnen Einflussfaktoren ist anhand der bisherigen Untersuchungsergebnisse noch nicht möglich. Die Auswertung der Volumenzunahme, welche sich aus dem Volumen des Probekörpers vor der Beanspruchung ergibt und eine mögliche Abhängigkeit zum Steifigkeitsverhältnis ist in Bild 87 dargestellt. Mit zunehmender Volumenvergrößerung ist tendenziell ein geringeres Steifigkeitsverhältnis festzustellen. Ein verstärkter Einfluss der Gesteinssorte auf diesen Zusammenhang ist nicht feststellbar (vgl. Bild 88). Bild 89 zeigt, dass eine Betrachtung der einzelnen Asphaltmischgutsorten ohne eine Berücksichtigung der Gesteinssorte eine

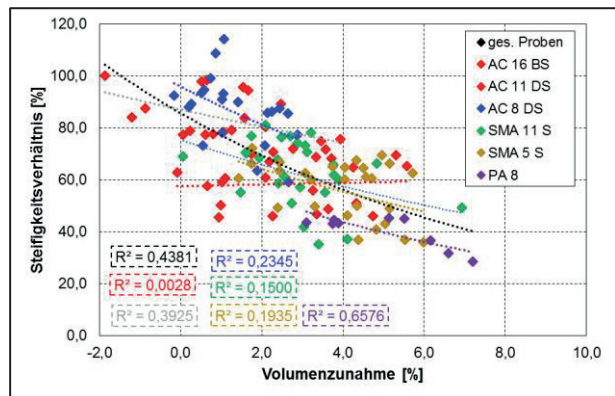
verminderte Korrelation zwischen Volumenzunahme und Steifigkeitsverhältnis bewirkt.



**Bild 87:** Einfluss der Volumenzunahme auf das Steifigkeitsverhältnis

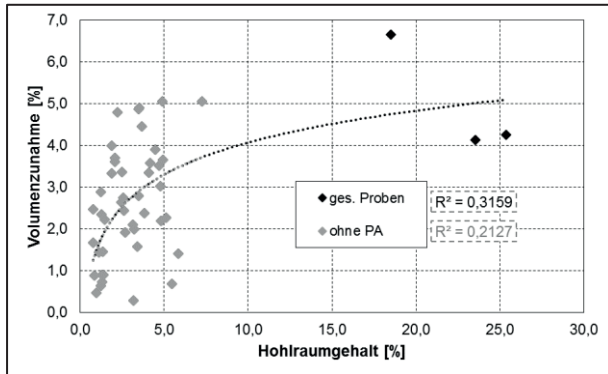


**Bild 88:** Einfluss der Volumenzunahme auf das Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit von der Gesteinssorte



**Bild 89:** Einfluss der Volumenzunahme auf das Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit von der Asphaltart

Die Auswertung des Einflusses des Hohlraumgehaltes vor der Konditionierung auf die Volumenzunahme ist in Bild 90 aufgezeigt. Die geringe Korrelation lässt keine Abhängigkeiten erkennen und zeigt, dass für eine gesamte Betrachtung der Schädigung und Differenzierung der Einflussfaktoren ein komplexerer Ansatz mit mehreren variablen Faktoren anzunehmen ist.



**Bild 90:** Einfluss des Hohlraumgehaltes auf die Volumenzunahme

## 7.5 Robustheit des Prüfverfahrens

Zur Überprüfung der Robustheit und der Präzision des Prüfverfahrens wurden zwei ausgewählte Prüfserien erneut untersucht. Hierzu wurde die Asphaltzusammensetzung des AC 16 BS mit der Gesteinsorte Quarzit herangezogen. Als Bindemittel

wurde ein Straßenbaubitumen 50/70 sowie ein Polymermodifiziertes Bitumen 25/55-55 eingesetzt. Die Mischgutzusammensetzungen erfolgte analog zu den bisher untersuchten Prüfserien 3 und 18. Trotz Steigerung der Absolutwerte der E-Moduli vor und nach der Konditionierung von 17 und 27 % liegt das Steifigkeitsverhältnis nur 5 % über dem Verhältnis der ersten Prüfserie. Ähnlich verhält sich die Reproduzierbarkeit der Prüfserie 18. Hier weisen die E-Moduli vor, respektive nach der Konditionierung einen um 7 % und 4 % geringeren Wert auf. Die Bestimmung des Steifigkeitsverhältnisses weicht hingegen mit 69 % um nur 1 % von der ersten Serie 18 ab.

Eine Reproduzierbarkeit des Prüfverfahrens ist folglich gegeben. Zur Bestimmung einer Wiederhol- und Vergleichspräzision ist hingegen eine größere Datengrundlage erforderlich.

Versuchsreihe	E-Modul vor der Konditionierung	E-Modul nach der Konditionierung	Steifigkeitsverhältnis	Anf. El. Dehnung vor der Konditionierung	Anf. El. Dehnung nach der Konditionierung	Erhöhung der anf. el. Dehnung
	[MPa]	[MPa]	[%]	[‰]	[‰]	[%]
Serie 3	13651	8303	61	0,071	0,117	165
Serie 3 II	15996	10581	66	0,061	0,095	156
Serie 18	18229	12322	68	0,063	0,095	150
Serie 18 II	16972	11811	69	0,068	0,099	145

**Tab. 53:** Performance-Kennwerte – Wiederholungsprüfungen Serie 3 und Serie 18

## 8 Projektphase 3 – Optimierung des Haftverhaltens

### 8.1 Asphaltkonzepte Projektphase 3

Anhand der Untersuchungsergebnisse in Projektphase 2 wurde deutlich, dass der Hohlraumgehalt einen nicht zu vernachlässigenden Einflussfaktor darstellt. In Projektphase 3 soll nunmehr der Einfluss verschiedener Additive und Zusätze auf das Haftverhalten analysiert werden. Der Hohlraumgehalt des gesamten Probenumfangs von Projektphase 2 impliziert eine Spannweite von 1 bis 20 Vol.-%, ohne die Betrachtung der offenporigen Asphaltzusammensetzungen liegt der maximale Hohlraumgehalt bei 8 Vol.-%. Die Beurteilung kritischer Asphaltzusammensetzungen, welche einen Hohlraumgehalt von ca. 10 bis 15 Vol.-% aufweisen und bedingt durch einen mangelhaften Verdichtungsgrad, in Kombination mit einer Korngrößenverteilung im Grenzbereich der normativ verträglichen Mischgutkonzepte, sollten den Ansatz zur Bewertung des Einflusses der Additive darstellen.

Dieser Ansatz wurde durch die Anpassung der Kornverteilungslinie an die durch die Grenzwerte Kontrollprüfung gemäß [ZTV Asphalt-STB 07, 2013] mögliche Kornverteilungslinie erreicht. Zusätzlich wurde für die Herstellung der Probekörper ein reduzierter Verdichtungsgrad angestrebt. Die Herstellung der Probekörper erfolgte analog zu Projektphase 2 (vgl. Abschnitt 7.1.2).

Die Mischgutkonzeption erfolgte anhand der nachstehenden Kornverteilungslinien (Bild 91 bis Bild 93). Für die Prüfserien mit Rhyolith-, Kalksteinfüller und Kalkhydrat wurde der Quarzfüller durch die entsprechenden Baustoffe substituiert.

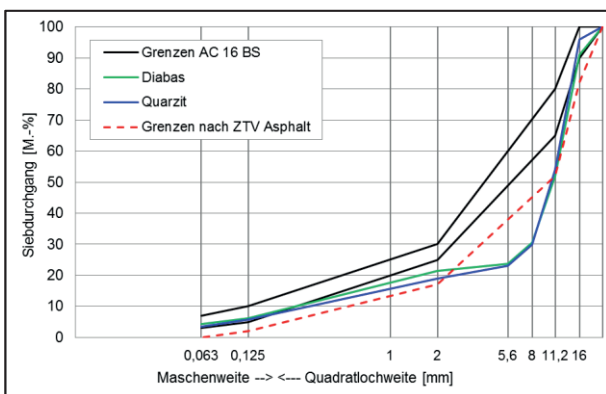


Bild 91: Exemplarische Korngrößenverteilung AC 16 BS

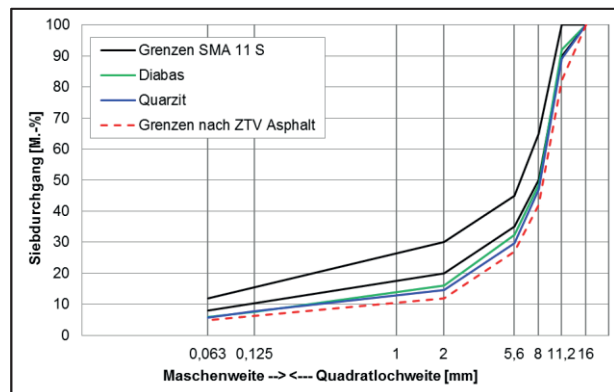


Bild 92: Exemplarische Korngrößenverteilung SMA 11 S

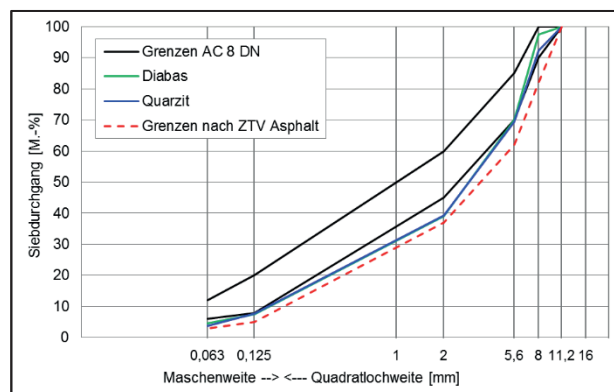


Bild 93: Exemplarische Korngrößenverteilung SMA 5 S

Als Grundbindemittel wurde ein Straßenbaubitumen der Sorte 50/70 eingesetzt. Anhand der Mischgutsorten AC 16 BS, SMA 11 S und AC 8 DN wurde jeweils eine Referenzserie mit der Gesteinsorte Diabas und Quarzit hergestellt, welche als Vergleichsuntersuchung dienen sollte. Die Zusätze Z.1 bis Z.3 wurden entsprechend den Herstellervorgaben in das Grundbindemittel eingebracht.

Zusätzlich zu dem performance-orientierten Prüfverfahren der modifizierten SATS-Prüfung, wurden die Einflüsse der Zusätze Z.1 bis Z.3 auf das Haftverhalten in Wechselwirkung mit den Gesteinssorten Diabas, Grauwacke und Quarzit durch die Prüfung mit dem Rolling-Bottle-Test gemäß [DIN EN 12697-11, 2012] analysiert.

### 8.2 Versuchsergebnisse Projektphase 3

#### 8.2.1 Bindemitteluntersuchungen

Ergänzend zu den asphalttechnologischen Untersuchungen, wurden die Nadelpenetration und der Erweichungspunkt Ring und Kugel der verwendeten Bitumen ermittelt. Die Ergebnisse sind in Bild 94 und Bild 95 dargestellt. Die Ergebnisse der Bestimmung des komplexen Schermoduls sind aus redaktionellen Gründen in Abschnitt 4.2.3 abgebildet.



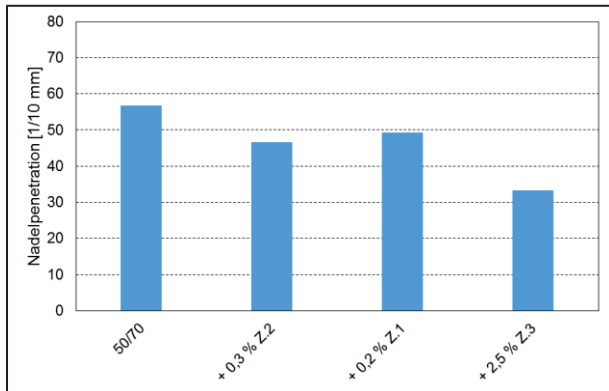


Bild 94: Ergebnisse der Nadelpenetration – Projektphase 3

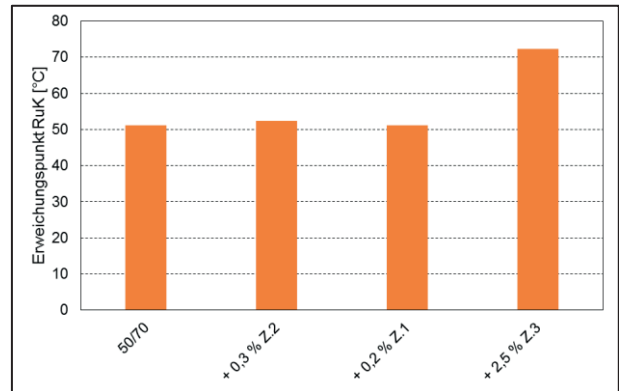


Bild 95: Ergebnisse des EP RuK– Projektphase 3

### 8.2.2 Ergebnisse mit der modifizierten SATS-Prüfung

Tab. 54 bis Tab. 56 zeigen die volumetrischen Kennwerte und die Performance-Kennwerte der 48 untersuchten Serien.

Versuchsreihe	Asphaltsorte	Additiv	Gestein	Hohlraum- gehalt MPK (Basis: $\rho_{b,SSD}$ )	Hohlraum- gehalt BK (Basis: $\rho_{b,SSD}$ )	Verdichtungs- grad
				[Vol.-%]	[Vol.-%]	[%]
Serie A	AC 16 BS	-	Quarzit	7,4	8,9	98,4
Serie B	SMA 11 S			7,7	11,1	96,3
Serie C	AC 8 DN			6,7	10,8	95,7
Serie D	AC 16 BS	KSM		7,7	10,4	97,2
Serie E	SMA 11 S			6,9	10,1	96,6
Serie F	AC 8 DN			6,3	8,7	97,4
Serie G	AC 16 BS	Rhyolithfüller		8,8	8,7	100,1
Serie H	SMA 11 S			9,8	11,3	98,3
Serie I	AC 8 DN			6,6	9,3	97,0
Serie J	AC 16 BS	2,5 % Z.3		6,8	10,1	96,5
Serie K	SMA 11 S			8,3	11,1	96,9
Serie L	AC 8 DN			5,3	9,1	95,9
Serie M	AC 16 BS	0,3 % Z.2		6,2	8,9	97,1
Serie N	SMA 11 S			7,7	10,3	97,2
Serie O	AC 8 DN			6,5	9,9	96,4
Serie P	AC 16 BS	0,2 % Z.1		7,5	10,6	96,7
Serie Q	SMA 11 S			6,6	10,6	95,7
Serie R	AC 8 DN			3,8	15,1	88,2

Tab. 54: Volumetrische Kennwerte – Bitumen 50/70 (Serie A bis R)

Versuchsreihe	Asphaltsorte	Additiv	Gestein	Hohlraum- gehalt MPK	Hohlraum- gehalt BK	Verdichtungs- grad
				(Basis: $\rho_{b,SSD}$ )	(Basis: $\rho_{b,SSD}$ )	
				[Vol.-%]	[Vol.-%]	[%]
Serie S	AC 16 BS	Ka20	Quarzit	3,5	4,6	98,9
Serie T	SMA 11 S			7,2	9,6	97,4
Serie U	AC 8 DN			4,8	4,7	100,1
Serie V	AC 16 BS	-	Diabas	6,5	9,1	97,2
Serie W	SMA 11 S			5,9	8,7	97,0
Serie X	AC 8 DN			7,3	9,1	98,1

Tab. 55: Volumetrische Kennwerte – Bitumen 50/70 (Serie S bis X)

Versuchsreihe	E-Modul vor der Konditio- nierung	E-Modul nach der Konditio- nierung	Steifigkeits- verhältnis	Anf. El. Deh- nung vor der Konditionie- rung	Anf. El. Deh- nung nach der Konditionie- rung	Erhöhung der anf. el. Deh- nung
	[MPa]	[MPa]	[%]	[‰]	[‰]	[%]
Serie A	7.732	2.968	38,4	0,060	0,156	262,1
Serie B	4.851	2.507	51,7	0,058	0,114	194,3
Serie C	6.947	4.577	65,9	0,058	0,089	153,0
Serie D	8.929	3.272	36,6	0,051	0,140	272,0
Serie E	5.885	2.059	35,0	0,063	0,180	286,7
Serie F	8.064	3.943	48,9	0,057	0,119	209,3
Serie G	8.300	3.577	43,1	0,077	0,185	239,5
Serie H	7.705	3.113	40,4	0,059	0,147	247,3
Serie I	9.360	5.409	57,8	0,067	0,119	177,8
Serie J	10.467	3.660	35,0	0,068	0,196	286,9
Serie K	7.202	2.873	39,9	0,075	0,189	250,4
Serie L	8.657	1.920	22,2	0,073	0,328	451,9
Serie M	12.060	3.909	32,4	0,067	0,207	310,9
Serie N	6.360	2.039	32,1	0,072	0,224	311,8
Serie O	8.984	4.171	46,4	0,070	0,154	220,8
Serie P	8.242	2.586	31,4	0,056	0,177	317,5
Serie Q	6.795	2.347	34,5	0,067	0,195	289,8
Serie R	7.958	3.885	48,8	0,068	0,142	208,4
Serie S	12.505	11.364	90,9	0,078	0,087	111,1
Serie T	11.459	8.258	72,1	0,063	0,087	138,5
Serie U	15.879	10.849	68,3	0,072	0,105	145,5
Serie V	10.706	4.832	45,1	0,076	0,166	219,8
Serie W	8.772	3.825	43,6	0,072	0,164	229,3
Serie X	8.874	7.005	78,9	0,071	0,090	126,4

Tab. 56: Performance-Kennwerte – Bitumen 50/70 (Serie A bis X)

### 8.2.3 Ergebnisse mit dem Rolling-Bottle-Test

Die Ergebnisse des Rolling-Bottle-Tests nach 6 h, 24 h und 48 h sind in Abhängigkeit von der Gesteinssorte in Bild 96 bis Bild 98 dargestellt.

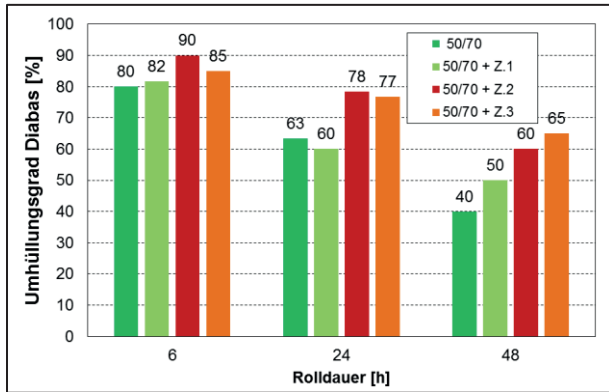


Bild 96: Umhüllungsgrad der Gesteinssorte Diabas

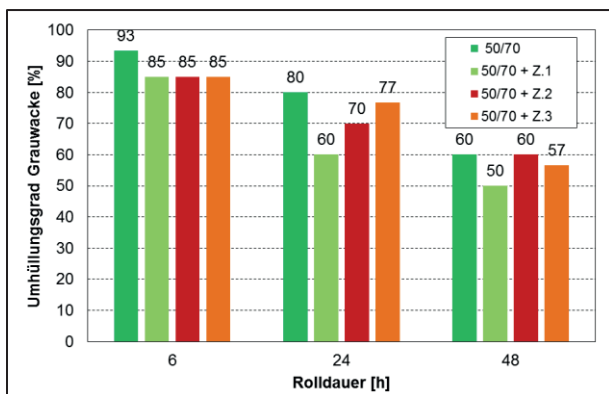


Bild 97: Umhüllungsgrad der Gesteinssorte Grauwacke

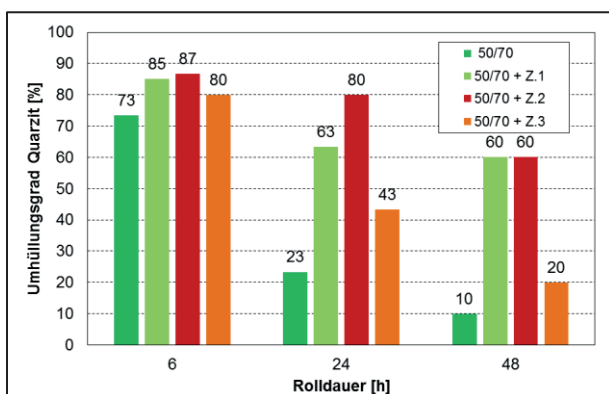


Bild 98: Umhüllungsgrad der Gesteinssorte Quarzit

## 8.3 Bewertung Projektphase 3

### 8.3.1 Bewertung der Bindemitteluntersuchungen

Durch die Zugabe der Haftverbesserer Z.1 und Z.2 konnten geringfügige Änderungen der Bindemittel-

eigenschaften festgestellt werden. Die Nadelpenetration (vgl. Bild 94) der Proben mit Haftverbesser ist leicht geringer als bei dem ursprünglichen Bindemittel. Die Zugabe von 2,5 % Fischer-Tropsch Wachs bewirkt hingegen eine verstärkte Abnahme der Nadelpenetration. Die Erhöhung der Steifigkeit viskositätsveränderten Bindemittels zeigt sich auch mit der deutlichen Zunahme des Erweichungspunktes Ring und Kugel um 20 °C gegenüber dem Straßenbaubitumen.

### 8.3.2 Bewertung der Ergebnisse der modifizierten SATS-Prüfung

Die hohlraumunabhängige Darstellung der Steifigkeitsverhältnisse in Bild 99 zeigt, dass Untersuchungsserien keinen eindeutigen Rückschluss auf das Haftverhalten zulassen. Die Referenzserie, bestehend aus der Gesteinssorte Quarzit und Quarzfüller, zeigt unabhängig von der Mischgutsorte ein vergleichbares Steifigkeitsniveau zu den weiteren Prüfserien. Abzugrenzen sind die Prüfserien mit Quarzit und Kalkhydrat sowie die Prüfserie mit der groben Gesteinskörnung Diabas und Quarzfüller.

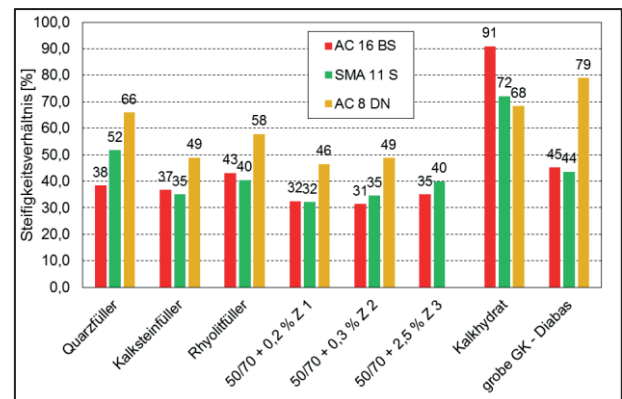
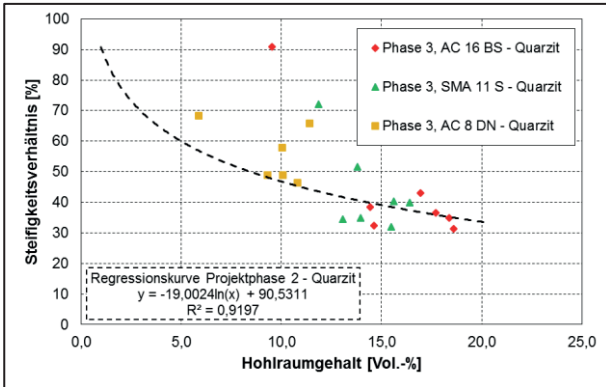


Bild 99: Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit von der Additivierung/Substantivierung

In Abhängigkeit von der Mischgutsorte weist erneut die Asphaltdeckschicht mit 8 mm Größtkorn die besten Ergebnisse auf, wohingegen die Asphaltarten mit einem hohen Anteil grober Gesteinskörnung ein vergleichsweise geringeres Steifigkeitsverhältnis aufzeigen.

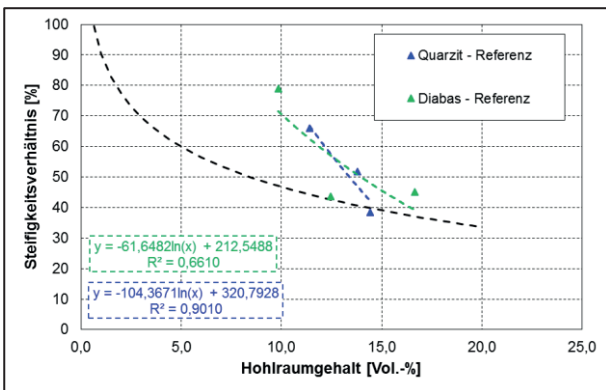
Die zusätzliche Berücksichtigung des Hohlraumgehaltes ist in Bild 100 dargestellt. Als Bewertungsgrundlage wurde die Regressionskurve der Gesteinskörnung Quarzit aus Projektphase 2 herangezogen. Diese Regressionskurve basiert auf einer logarithmischen Anpassung einer mathematischen Funktion an die Versuchsergebnisse und wies bei der Projektphase 2 ein Bestimmtheitsmaß von ca. 0,92 auf. Ein quantitativer Ansatz zur Bewertung des Haftverhaltens ist durch die Bewertung des

Steifigkeitsverhältnisses in Abhängigkeit des Hohlraumgehaltes möglich. Befindet sich das Steifigkeitsverhältnis oberhalb der Regressionskurve, so wäre von einem verbesserten Haftverhalten der Mischgutkonzeption auszugehen.



**Bild 100:** Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt

Im Widerspruch zu diesem Ansatz steht die Betrachtung der Untersuchungsserien, bestehend aus der groben Gesteinskörnung Quarzit bzw. Diabas und Quarzfüller, hergestellt mit einem Straßenbaubitumen 50/70. Bei der Gesteinskörnung Diabas ist ein Steifigkeitsverhältnis oberhalb der Regressionskurve zu erwarten. In Bild 101 ist hingegen dargestellt, dass die Steifigkeitsverhältnisse der Prüfserien mit der Gesteinskörnung Quarzit, trotz eines erhöhten Hohlraumgehaltes, ebenfalls deutlich oberhalb der Regressionskurve liegen. Dies widerspricht den Erwartungen.



**Bild 101:** Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt der Referenz-Serien

Eine Prüfung anhand einer logarithmischen Regressions-Funktion zeigt analog zu Projektphase 2 gute Korrelationen zwischen dem Hohlraumgehalt sowie dem Steifigkeitsverhältnis. Aufgrund des hohen Hohlraumgehaltes zwischen ca. 10 und 15 Vol.-%, wurde die Bestimmung der Raumdicke gemäß [TP Asphalt-StB – Teil 6, 2012] mittels Verfahren V: Raumdicke – SSD (Tauchwägung) und

mittels Verfahren D: Raumdicke durch Ausmessen bestimmt. Die Regressionsparameter bestätigen, dass eine Bestimmung der Raumdicke durch Ausmessen bei den vorliegenden Hohlraumgehalten sinnvoll und geeignet ist. Es ist zu beachten, dass jede Regressionskurve nur auf einen Datensatz von drei Prüfungen zurückzuführen ist, welche drei unterschiedliche Asphaltmischgutsorten implizieren.

Additiv	Bestimmtheitsmaß R <sup>2</sup>	
	Hohlraumgehalt „Ausmessen“, (ρ <sub>b,dim</sub> )	Hohlraumgehalt „Tauchwägung“, (ρ <sub>b,ssd</sub> )
Vollständiger Probenumfang	0,487	0,309
Probenumfang ohne Diabas	0,485	0,363
Quarzfüller	0,901	0,618
Kalksteinfüller	0,781	0,935
Rhyolithfüller	0,919	0,156
50/70 + 0,2 % Z.1	-	-
50/70 + 0,3 % Z.2	0,984	0,061
50/70 + 2,5 % Z.3	0,819	0,977
Kalkhydrat	0,132	0,150
Grobe GK Diabas	0,661	0,198

**Tab. 57:** Bestimmtheitsmaße der Regressionen

Ein grundlegender Zusammenhang konnte auch im Rahmen dieser Untersuchungen nachgewiesen werden. Quantitative Aussagen zum Haftverhalten sind jedoch nicht möglich. Vielmehr bestehen noch weiterführenden Fragestellungen zum Einfluss der Parameter der modifizierten SATS-Prüfung, welche bisher noch nicht ausreichend analysiert wurden, da die nunmehr gewonnenen Erkenntnisse zu einer Notwendigkeit der Betrachtung der ausstehenden Parameter führen. Diese Betrachtung erfolgt in Abschnitt 8.4.

### 8.3.3 Bewertung der Ergebnisse des Rolling-Bottle-Tests

Die Ergebnisse nach einer Rolldauer von 6 Stunden lassen noch keine klare Differenzierung erkennen.

Die geringsten Umhüllungsgrade werden nach 24 und 48 h, wie erwartet, beim Quarzit erreicht. Bei den anderen beiden Gesteinssorten liegen die Umhüllungsgrade auf einem höheren Niveau. Es ist festzustellen, dass der Umhüllungsgrad der Grauwacke sowohl nach 24 h als auch nach 48 h höher als der Umhüllungsgrad des Diabases liegt. Dies bestätigt die bisherigen Erkenntnisse zum guten Haftverhalten der Grauwacke. Grundsätzlich lässt

sich feststellen, dass der organische und der chemische Haftverbesserer (Z.1 und Z.2) einen positiven Effekt auf haftkritische Gesteine (Quarzit) aufweist. Mit zunehmendem Umhüllungsgrad des Gesteins ohne Additiv, ist eine Verringerung dieses Effektes feststellbar. Die geringsten Umhüllungsgrade werden nach 48 h erreicht, hier weisen auch die Additive den deutlichsten Einfluss auf. Bei der Gesteinssorte Diabas ist nur ein geringer Einfluss erkennbar, bei der Gesteinssorte Grauwacke ist kein Einfluss der Additive zu erkennen. Die signifikantesten Veränderungen des Umhüllungsgrades sind bei der Gesteinssorte Quarzit feststellbar. Die Zugabe des Fischer-Tropsch Wachses zum Straßenbaubitumen führt zu keiner systematischen Veränderung des Umhüllungsgrades. Die Steigerung des Umhüllungsgrades gegenüber dem nicht modifizierten Bitumen ist lediglich auf die in Abschnitt 8.3.1 festgestellte erhöhte Steifigkeit des Bindemittels zurückzuführen. Bei haftkritischen Gesteinen ermöglichen es demzufolge sowohl der chemische Haftverbesserer Z.1 als auch der organische Haftverbesserer Z.2 den Umhüllungsgrad zu erhöhen und prognostizieren folglich ein verbessertes Haftverhalten.

#### 8.4 Erweiterung Projektphase 3

Die Erkenntnisse der Projektphase 3, in Kombination mit den Ergebnissen der Projektphase 2, ließen den Schluss zu, dass eine quantitative und differenzierende Bewertung des Haftverhaltens anhand der durchgeführten Untersuchungen noch nicht möglich ist. Begründet durch die komplexen und vielseitigen Ansätze der Prüfmethode in der Projektphase 1 (Schüttelabrieb-Prüfung, Stripping-Test im Spurbildungsgerät und einaxialer Zugversuch), wurden die Einflussfaktoren auf die SATS-Prüfung bisher nicht in einer vollständigen Parameterstudie analysiert. Ein variiertes Druckregime oder auch eine deutlich abweichender Füllstand des Wasserregimes wurden bisher noch nicht eruiert. Abschließend wurden vier Mischgutzusammensetzungen aus Projektphase 3, welche ein eher gutmütiges, vergleichsweise hohes Steifigkeitsverhältnis aufwiesen, ausgewählt und mittels SATS-Konditionierungsverfahren ohne den Einsatz von Wasser beansprucht. Somit erfolgte eine reine Temperatur- und Druckbeanspruchung. Ziel war es, den Anteil der adhäsiven Anteile auf die Reduzierung der Steifigkeit von eventuell bestehenden druckabhängigen Komponenten zu trennen. Speziell bei hohlraumreichen, instabilen Korngerüsten ist der Einfluss des Überdrucks möglicherweise vorhanden.

Die Ergebnisse der Untersuchungsserie bestätigen diese Vermutung. Die Ergebnisse in Bild 102 zeigen ein systematisch geringeres Steifigkeitsverhältnis nach der Konditionierung der Proben ohne Wasser als nach der Konditionierung der Proben mit Wasser. Dieses Ergebnis wurde in dieser Form nicht erwartet.

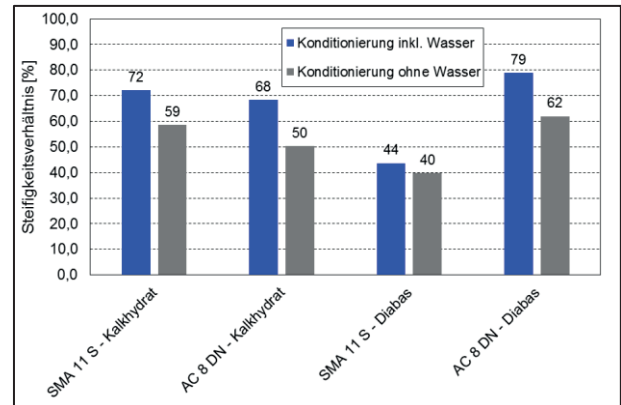


Bild 102: Vergleich der Steifigkeitsverhältnisse

Der Einfluss der unterschiedlichen Beanspruchungen auf das Bindemittel ist in Bild 103 aufgezeigt. Zur Bewertung des Alterungsgrades, wurde das Bindemittel nach TP Asphalt-StB extrahiert und rückgewonnen. Anschließend erfolgte die Bestimmung der komplexen Schermoduli. Eine Analyse der viskoäquivalenten Steifigkeitstemperatur bei  $G^* = 15.000 \text{ Pa}$ , welche nach RADENBERG etwa dem Erweichungspunkt Ring und Kugel entspricht [Radenberg et. al., 2015], zeigt einen deutlichen Effekt der Alterung auf das Bindemittel. Die Zunahme der viskoäquivalenten Steifigkeitstemperatur beträgt 8,9 bis 17,2 K (vgl. Tab. 58). Diese Spannweite deutet auf ein deutlich unterschiedliches Alterungsverhalten der Prüfserien hin. Die Prüfserien mit Quarzit und Kalkhydrat weisen unabhängig von der Mischgutzusammensetzung und der Konditionierung einen Mittelwert von 11,2 K auf, die Bestimmung des Mittelwertes der Prüfserien mit Diabas und Quarzfüller weist einen um ca. 4,5 K höheren Wert (15,7 K) auf. Eine autonome Abhängigkeit zum Hohlraumgehalt besteht hierbei nicht.

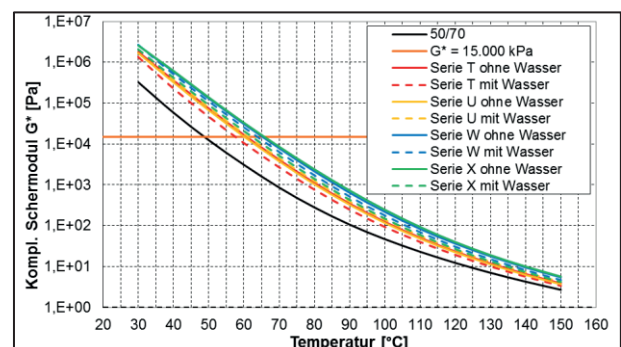


Bild 103: Komplexer Schermodul der extrahierten Bindemittel



Prüfserie	Serie		V <sub>dim</sub>	T <sub>G*=15kPa</sub>	ΔT
[-]		[-]	[Vol.-%]	[°C]	[°C]
50/70	-	-	-	48,7	-
SMA 11 S – Kalkhydrat	T	O	9,6	60,6	11,9
SMA 11 S – Kalkhydrat	T	M	9,6	57,6	8,9
AC 8 DN – Kalkhydrat	U	O	4,7	60	11,3
AC 8 DN – Kalkhydrat	U	M	4,7	61,3	12,6
SMA 11 S – Diabas	W	O	8,7	65,1	16,4
SMA 11 S – Diabas	W	M	8,7	63,9	15,2
AC 8 DN – Diabas	X	O	9,1	65,9	17,2
AC 8 DN – Diabas	X	M	9,1	62,5	13,8

M – Konditionierung mit Wasser; O – Konditionierung ohne Wasser

**Tab. 58:** Viskoäquivalente Steifigkeitstemperatur bei 15 kPa  
(T<sub>G\*=15kPa</sub>)

## 9 Bewertung der Kriterien zur Ansprache des Haftverhaltens

Ein sicheres und praxisrelevantes Prüfverfahren zur quantitativen und schnellen Bewertung des Haftverhaltens von Asphaltmischgutkonzepten ist ein vielschichtiger und komplexer Ansatz, welcher eine systematische Betrachtung sämtlicher Einflussfaktoren auf ein Prüfverfahren erfordert. Im Rahmen der Untersuchungen konnte erfolgreich herausgestellt werden, welchen signifikanten Einfluss die Art der Vorkonditionierung auf das Haftverhalten bewirkt und welche umfassenden Ansätze für eine zielorientierte Quantifizierung des Haftverhaltens notwendig sind.

Die Erkenntnisse des Forschungsvorhabens zeigen weiter die Bedeutung einer systematischen und strukturierten Betrachtung des gesamten Mischgutkonzeptes. Neben der Korngrößenverteilung, dem Bindemittelgehalt und einer ausreichenden Verdichtungsleistung während des Einbaus, sind die Wahl der Gesteinskörnung und des Bindemittels von elementarer Bedeutung für eine dauerhafte Asphaltsschicht.

Mit Hilfe der Untersuchungen konnte gezeigt werden, welche Problematiken bei der Bestimmung des Adhäsionsverhaltens, respektive der Stripingneigung eines Mischguts bestehen. Sowohl der Rolling-Bottle-Test als auch der Versuch zur Bestimmung der Haftgrenztemperatur erweisen sich als qualitatives Mittel zur Bewertung der Interaktionen zwischen Bindemittel und Gestein. Die vollständigen Mischgutkomponenten, sowie die sich daraus ergebenden volumetrischen Kennwerte, können jedoch mit Hilfe dieser Prüfverfahren nicht erfasst werden. Generell ist es mit dem Rolling-Bottle-Test möglich den Einfluss von haftverbessernden Zusätzen auf eine Bitumen-Gestein-Kombination mittels qualitativem Prüfverfahren zu quantifizieren.

Die ausreichende Konditionierung der Probekörper vor der eigentlichen Versuchsdurchführung hat sich als unabdingbar für möglichst zielführende Ergebnisse erwiesen. Dennoch sollte die Konditionierungsmethodik nicht zu intensiv gestaltet werden, da aufgrund der viskosen Materialeigenschaften und der bedingt durch die Größe der Probekörper fehlenden Abstützung des Korngerüsts, durchaus viskoplastische Einflüsse den Probekörper bereits vor der Versuchsdurchführung beschädigen oder zerstören.

Eine intensiviertere Beanspruchung durch Auftaumittel (Tausalze) und normativ zulässige Additive gemäß [TL-Streu, 2003] zeigte darüber hinaus ebenfalls kein beschleunigtes Adhäsionsverhalten gegenüber Wasser. Dieses Ergebnis ist unter Berücksichtigung des praxisrelevanten Aspektes sehr positiv zu bewerten.

Die Bestimmung eines robusten und quantitativen Prüfverfahrens zur Ansprache und Bewertung des Haftverhaltens von Asphaltzusammensetzungen bleibt hingegen zum jetzigen Zeitpunkt weiterhin aktueller Stand der Forschung. Der Einfluss der Mischgutzusammensetzung konnte anhand der Untersuchungsergebnisse qualitativ erfasst werden. So ist festzuhalten, dass die höchsten Steifigkeitsverhältnisse von dichten Mischgutkonzepten erreicht wurden. Dies bestätigt die Entwicklung hin zu dauerhaften und dichten Mischgutkonzepten, wie sie durch die Implementierung des [ARS 11/12] in die [ZTV Asphalt-StB 07, 2013] konsequent umgesetzt wird.

Dennoch sind weitere Unschärfen bei der Ergebnisinterpretation der modifizierten SATS-Prüfung vorhanden, welche im Rahmen des Forschungsvorhabens nicht abschließend untersucht werden konnten. Im weiteren Verlauf der Forschung sollten speziell der Einfluss der Druckbeaufschlagung während des Konditionierungsprozesses der modifizierten SATS-Prüfung eingehender betrachtet werden, um somit möglichst einen rein adhäsiven Schädigungsprozess zu generieren.

## 10 Literatur

### *Normen, Vorschriften und Merkblätter*

**AL Sp-Asphalt:** Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als Eingangsgröße in die Dimensionierung (AL Sp-Asphalt), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2009

**ARS, Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 11/2012:** Änderungen und Ergänzungen des Technischen Regelwerkes Asphaltstraßen. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn, 2012

**AASHTO T283-14:** Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage; American Association of State Highway and Transportation Officials, Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, 2014

**DIN EN 1097-6:** Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen, Teil 6 – Bestimmung der Rohdichte und der Wasseraufnahme; Beuth Verlag, Berlin, 2013

**DIN EN 1426:** Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel - Bestimmung der Nadelpenetration; Beuth Verlag, Berlin, Ausgabe 2007

**DIN EN 1427:** Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel - Bestimmung des Erweichungspunktes – Ring- und Kugel-Verfahren; Beuth Verlag, Berlin, Ausgabe 2007

**DIN EN 12274-7:** Dünne Asphaltschichten in Kaltbauweise, Teil 7 – Schüttel-Abriebprüfung; Beuth Verlag, Berlin, 2005

**DIN EN 12593:** Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel - Bestimmung des Brechpunktes nach Fraaß; Beuth Verlag, Berlin, 2013

**DIN EN 12607-1:** Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel - Bestimmung der Beständigkeit gegen Verhärtung unter Einfluss von Wärme und Luft, Teil 1 – RTFOT-Verfahren; Beuth Verlag, Berlin, 2014

**DIN EN 12697-11:** Asphalt – Prüfverfahren für Heiasphalt, Teil 11 – Bestimmung der Affinität von Gesteinskörnungen und Bitumen; Beuth Verlag, Berlin, 2012

**DIN EN 12697-12:** Asphalt – Prüfverfahren für Heiasphalt, Teil 12 – Bestimmung der Wasserempfindlichkeit von Asphalt-Probekörpern; Beuth Verlag, Berlin, 2008

**DIN EN 12697-22:** Asphalt – Prüfverfahren für Heiasphalt, Teil 22 – Spurbildungstest; Beuth Verlag, Berlin, 2007

**DIN EN 12697-45:** Asphalt – Prüfverfahren für Heiasphalt, Teil 45 – Alterungsprüfung an gesättigten Asphalt-Probekörpern (SATS-Prüfung); Beuth Verlag, Berlin, 2012

**DIN EN 12697-46:** Asphalt – Prüfverfahren für Heiasphalt, Teil 46 – Widerstand gegen Kälterisse und Tieftemperaturverhalten bei einachsigen Zugversuchen; Beuth Verlag, Berlin, 2012

**DIN EN 14770:** Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel - Bestimmung des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels - Dynamisches Scherrheometer (DSR); Beuth Verlag, Berlin, 2012

**TL Asphalt-StB:** Technische Lieferbedingungen für Asphaltmischgut für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen 2007, Ausgabe 2013, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2013

**TL-Streu:** Technische Lieferbedingungen für Streustoffe des Straßenwinterdienstes, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2003

**TP Asphalt-StB, Teil 1:** Technische Prüfvorschriften für Asphalt (TP Asphalt-StB), Teil 1: Bindemittelgehalt, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2012

**TP Asphalt-StB, Teil 2:** Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 2: Korngrößenverteilung, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2007

**TP Asphalt-StB, Teil 3:** Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 3: Rückgewinnung des Bindemittels - Rotationsverdampfer, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2007

**TP Asphalt-StB, Teil 5:** Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 5: Rohdichte von Asphalt, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2007

**TP Asphalt-StB, Teil 6:** Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 6: Raumdichte von Asphalt-Probekörpern, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2007

**TP Asphalt-StB, Teil 23:** Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 23: Spaltzugfestigkeit von Asphalt-Probekörpern, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2007

**TP Asphalt-StB, Teil 30:** Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 30: Herstellung von Asphalt-Probekörpern mit dem Marshall-Verdichtungsgerät (MVG), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2007

**TP Asphalt-StB, Teil 33:** Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 33: Herstellung von Asphalt-Probeplatten im Laboratorium mit dem Walzsektor-Verdichtungsgerät (WSV), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2007

**TP Asphalt-StB, Teil 35:** Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 35: Asphaltmischgutherstellung im Laboratorium, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2007

**ZTV Asphalt-StB:** Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt 2007, Ausgabe 2013, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2013

**TP Gestein-StB, Teil 3.2.2:** Technische Prüfvorschriften für Gesteinskörnungen im Straßenbau, Teil 3.2.2: Rohdichte, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2008

**TP Gestein-StB, Teil 4.1.2:** Technische Prüfvorschriften für Gesteinskörnungen im Straßenbau, Teil 4.1.2: Bestimmung der Korngrößenverteilung, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2008

#### **Literaturquellen und Internetpräsenzen**

**Alatypö, V., Valtonen, J.:** Experiences on the effects of de-icing chemicals on bituminous airfield runways in Finland, Laboratory of Highway engineering, Helsinki University of Technology, FFA Worldwide Airport Technology Transfer Conference, Atlantic City, USA, April 2007

**Arand, W.:** Bewertungshintergrund zur Beurteilung des Haftverhaltens von Asphalten – Teil 1, Straße und Autobahn, Heft 10/2000, Seite 643-648, 2000

**Arand, W.:** Bewertungshintergrund zur Beurteilung des Haftverhaltens von Asphalten – Teil 2, Straße und Autobahn, Heft 11/2000, Seite 690-698, 2000

**Arand, W.; Renken, P.:** Auswahl und Optimierung einer Methodik zur Prüfung des Haftverhaltens zwischen Bindemittel und Mineralstoffe, Abschlussbericht zum FE 07.133 G 87 E, Institut für Straßenwesen, Technische Universität Braunschweig, Lehrstuhl für Straßenwesen, Braunschweig, 1991

**Aschenbrener, T.; Mc Gennis, R.:** Investigation on the Modified Lottman Test to Predict the Stripping Performance of Pavements in Colorado, Final Report, Report No. CDOT-DTD-R-93-3, Colorado Department of Transportation, 1993

**Baganpadde et al.:** Classical and Contemporary Aspects of Stripping in Bituminous Mixes, Road Materials and Pavement Design. Volume 5 No. 1/2004, Cambridge, USA, 2004

**Baganpadd, U.; Kiggundu, B., M.:** Fundamentals of Stripping in Bituminous Pavements – State of the Art, Research Report Trita-VT AR 03:01, Stockholm, 2003

**Böhm, S.; Beara, Lada:** Verifikation eines Europäischen Prüfverfahrens zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Asphalt, BAST-Forschungsvorhaben FE 07.0229/2008/ERB, Darmstadt, unveröffentlicht, 2013

**CEN TC227 – TC336 Ad-hoc Group ‘Adhesion and Durability’ and the Industry Ad-hoc Group ‘Adhesion’:** Activity Report of the Ad-hoc Group “Adhesion/Durability”, 2009

**Christensen, D. et. al:** Effect of deicing and anti-icing chemicals on HMA airfield runways, FFA Worldwide Airport Technology Transfer Conference, Atlantic City, USA, April 2010

**Collop, A. et. al:** Development of the saturation aging tensile stiffness (SATS) test, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, S. 163-171, August 2004

**Collop, A. et. al:** Effects of Pressure and Aging in SATS Test, Journal of Transportation Engineering, S. 618-624, November 2007

**Graf, K., Vassiliou, K.:** Auswirkungen der Eigenschaften von Sand und Füller auf den Mörtel von Walzasphalt (Splittmastixasphalt / Asphaltbeton), Forschungsbericht Heft 964 des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; 2007

**Gragger, F.:** Der Einfluss von Wasser auf bituminöses Mischgut, Schriftreihe der Ilseder Schlackenverwertung Dr. Schmidt und Co. KG, Heft 11; 1971

- Grothe, H.; Wistuba, M.:** Affinität Bitumen/Gestein – eine dauerhafte Verbindung?, *Gestrata Journal*, Nr. 129, 2010
- Harders; O., Nösler, I.:** Einfluss der Oberflächenaktivität von Mineralstoffen auf das Gebrauchsverhalten von Walzasphalt; *Bitumen*, Heft 1/2003, S. 7-13, 2003
- Hirsch, V. et al:** Zusammensetzung und Eigenschaften von polymermodifizierten Bitumen; *Bitumen*, Heft 3/2001, S. 90-93, 2001
- Hirsch, V.:** Chemisch-physikalische Charakterisierung von Normbitumen und PmB, Teil 2: Korrelation zwischen physikalischen Eigenschaften und chemischer Konstitution von Normbitumen und polymermodifizierten Bitumen; Abschlussbericht, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach, 2005
- Hirsch, V., Ripke, O.:** Lernen von den Straßen; *Asphalt*, Heft 1/2008, S. 10-16, 2008
- Hirsch, V., Friemel-Göttlich, B.:** Bestimmung des adhäsiven Potentials von Bitumen und Gesteinsoberflächen mit Hilfe der Kontaktwinkelmessmethode, *Straßenbau Heft S 59*, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, 2009
- Hunter, E.; Ksaibati, K.:** Evaluating moisture susceptibility of asphalt mixes, Department Civil and Architectural Engineering, University of Wyoming, Laramie, 2002
- KOMM TL-Streu:** Hinweise und Empfehlungen für die Beschaffung von Streustoffen – Kommentar zur TL-Streu, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. (FGSV); FGSV Verlag, Köln, 2004
- Labib, M.,E.:** Asphalt-aggregate interactions and mechanism for water stripping. Prep. Pap. American Chemical Society, Div. Fuel Chemistry 37 (3), 1992
- Neumann, H.-J., Rahimian, I.:** Über die Kolloidchemie des Bitumens; *Bitumen*, Heft 1/1973, S. 1-5, 1973
- Neumann, H.-J.:** Was ist Bitumen?; *Bitumen*, Heft 4/1995, S. 146-151, 1995
- Nösler, I.:** Beitrag zur prüftechnischen Ansprache des Haftverhaltens zwischen Mineralstoff und Bitumen; Dissertation, Universität-GH Wuppertal, 2000
- Majidzadeh, K., Brovold, F. N.:** Special Report 98: State of the Art: Effect of Water on Bitumen -Aggregate Mixtures, HRB, National Research Council, Washington D.C., 1968 übersetzt von Gragger, Schriftenreihe der Ilseder Schlackenverwertung Dr. Schmidt & CO. KG, Heft 11, 1971
- Mezger, T.:** Das Rheologie Handbuch, 2. Auflage. Vincentz Network Verlag, Hannover, 2006
- Pan, T. et. al:** Laboratory Investigation of Acetate-based Deicing/ Anti-icing Agents Deteriorating Air-field Asphalt Concrete, *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologies (AAPT)*, Vol. 77, 2008
- Radenberg, M.; Gehrke, M.; Nytus, N.:** Einfluss der chemischen, rheologischen und physikalischen Grundeigenschaften von Straßenbaubitumen auf das Adhäsionsverhalten unterschiedlicher Gesteinsarten, FE-Nr.: IGF 16639N, Bochum, 2014
- Radenberg, M.; Diedel, R.; Boetcher, S.; Nytus, N.; Miehl, M.:** Weiterführende Untersuchungen zur Beurteilung des Adhäsionsverhaltens zwischen Bitumen und Gestein, BAST-Forschungsvorhaben FE 07.0261/2012/BRB, Bochum, unveröffentlicht, 2015
- Raudenbusch, H.:** Einwirkung von Wasser auf Bitumen-Gesteinsmischungen; *Bitumen*, Heft 1/1970, S. 7-14, 1970
- Raudenbusch, H.:** Haftfestigkeit und Grenzflächenerscheinungen; *Bitumen*, Heft 1/1972, S. 19-23, 1972
- Renken, P.:** Untersuchungen zum Haftverhalten zwischen Bitumen und Gestein; *Straße und Autobahn*, Heft 1/1992, S. 9-11, 1992
- Renken, P.:** Haftung zwischen Bitumen und Gesteinskörnung – ein Statusbericht; *Bitumen*, Heft 1/2003, S. 2-6, 2003
- Renken, P.:** Adhäsion – gibt es objektive Bewertungskriterien?; *Asphalt*, Heft 7/2011, S. 24-30, 2011
- Renken, P., et al:** Adhäsion von Bitumen am Gestein, Forschungsbericht Heft 1043 des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung; 2010
- Sander, S.:** Haftung zwischen Bitumen und Gestein – Mögliche Prüfverfahren und Anforderungen in Europa – Teil 1: Theoretische Grundlagen; *Asphalt*, Heft 7/2007, S. 16-21, 2007
- Sander, S.:** Haftung zwischen Bitumen und Gestein – Mögliche Prüfverfahren und Anforderungen in Europa – Teil 2: Das technische Regelwerk; *Asphalt*, Heft 8/2007, S. 48-51, 2007
- Shi, X. et. al:** Evaluation of Alternative Anti-Icing and Deicing Compounds Using Sodium Chloride as Baseline Deicers – Phase 1, Final Report, Report No. CDOT-2009-1; Western Transportation Institute, Montana State University, Bozeman, 2009



**Solaimanian et al.:** Test Methods to Predict Moisture Sensitivity for Hot-Mix Asphalt Pavements, Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements: A National Seminar, 2003

**Vogler, H.:** Untersuchungen über die Haftung von Bitumen an verschiedenen Gesteinsarten; Bitumen, Heft 1/1980, S. 16-24, 1980

**Wiberg, N.:** Lehrbuch der Anorganischen Chemie. Berlin, New York, Walter de Gruyter. 102nd: 1142, 2007

## Bilder

- Bild 1: Wasserverdrängung des Bitumens an der Kontaktfläche nach [RAUDENBUSCH, 1970]
- Bild 2: Ablaufschema des Untersuchungsprogrammes
- Bild 3: Ablaufschema Projektphase 1
- Bild 4: Korrelation zwischen Viskosität und komplexem Schermodul
- Bild 5: Dreiachsdiagramm: Asphaltene – komplexer Schermodul (60 °C) – Polare Verbindungen
- Bild 6: Dreiachsdiagramm: Aromaten + Asphaltene – komplexer Schermodul (60 °C) – Polare Verbindungen
- Bild 7: Bestimmung der viskoäquivalenten Konditionierungstemperatur – Projektphase 2
- Bild 8: Bestimmung der viskoäquivalenten Konditionierungstemperatur – Projektphase 3
- Bild 9: Prinzip der reduzierten mechanischen Einwirkungen
- Bild 10: Versuchsaufbau des Einaxialen Zugversuch
- Bild 11: Komplexer Schermodul und Phasenwinkel – B1 50/70
- Bild 12: Komplexer Schermodul und Phasenwinkel – B1 70/100
- Bild 13: Ermittlung der äquiviskosen Verdichtungstemperatur
- Bild 14: Theoretischer Spurrinnenverlauf im Stripping-Test nach [Solaimanian et al., 2003]
- Bild 15: Spurbildungsverläufe des AC 16 B S, Auflast: 500 N
- Bild 16: Spurbildungsverläufe des AC 16 B S, Auflast: 700 N
- Bild 17: Exemplarischer Verlauf von Spurrinnentiefe und Spurrinnenrate
- Bild 18: Angleichung der Spurbildungs-Graphen anhand von gleitenden Mittelwerten
- Bild 19: Exemplarischer Spurrinnenverlauf im Stripping-Test bei 100.000 Überrollungen
- Bild 20: Schädigung der Asphalt-Probekörper nach 100.000 Überrollungen
- Bild 21: Darstellung des Wendpunktes nach 100.000 Überrollungen
- Bild 22: Schüttelabrieb in Abhängigkeit von Konditionierungsart und Probekörperherstellung – AC 16 BS
- Bild 23: Schüttelabrieb in Abhängigkeit von Konditionierungsart und Probekörperherstellung – SMA 11 S
- Bild 24: Schüttelabrieb in Abhängigkeit von Konditionierungsart und Probekörperherstellung – PA 8
- Bild 25: Einfluss der Konditionierungsverfahren am Beispiel Quarzit
- Bild 26: Einfluss der Gesteinskörnung am Beispiel 72 h, 60 °C Wasserlagerung
- Bild 27: Schüttelabrieb in Abhängigkeit von der Konditionierungsdauer bei 60 °C – AC 16 BS
- Bild 28: Schüttelabrieb in Abhängigkeit von der Prüfungsdauer – AC 16 BS
- Bild 29: Schüttelabrieb nach der Konditionierung in Anlehnung an die SATS-Prüfung [DIN EN 12697-45, 2012] – AC 16 BS
- Bild 30: Schüttelabrieb nach der Konditionierung in Anlehnung an den Modified Lottman Test [AASHTO T 283]
- Bild 31: MPK AC 16 BS, Quarzit,  $k = \text{ca. } 85\%$  nach 96 h statischer Wasserlagerung bei 60 °C
- Bild 32: Schüttelabrieb in Abhängigkeit von der Asphalt- und Bitumensorte mit einem Verdichtungsgrad von  $k = 90\%$  nach 72 h statischen Wasserlagerung bei 60 °C
- Bild 33: Spannungsentwicklung eines AC 16 BS bei unterschiedlichen Prüftemperaturen
- Bild 34:  $\beta_{Z,R}$  Verhältniswert der Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der Prüftemperatur und Zuggeschwindigkeit
- Bild 35:  $\beta_{Z,R}$  in Abhängigkeit von der Konditionierungsart Teil 2 – AC 16 BS; B1 50/70
- Bild 36:  $\beta_{Z,R}$  in Abhängigkeit von der Konditionierungsart Teil 2 – AC 16 BS; B1 50/70
- Bild 37:  $\epsilon_{Z,R}$  in Abhängigkeit von der Konditionierungsart Teil 1 – AC 16 BS; B1 50/70
- Bild 38:  $\epsilon_{Z,R}$  in Abhängigkeit von der Konditionierungsart Teil 2 – AC 16 BS; B1 50/70
- Bild 39:  $\beta_{Z,R}$  in Abhängigkeit von der Konditionierungsart – SMA 11 S; B1 50/70
- Bild 40:  $\epsilon_{Z,R}$  in Abhängigkeit von der Konditionierungsart – SMA 11 S; B1 50/70
- Bild 41:  $\beta_{Z,R}$  bei einer Zuggeschwindigkeit 0,3 mm/min und der Gesteinssorte Quarzit
- Bild 42:  $\epsilon_{Z,R}$  bei einer Zuggeschwindigkeit 0,3 mm/min und der Gesteinssorte Quarzit

- Bild 43:  $\beta$ Z bei einer Zuggeschwindigkeit 0,3 mm/min und der Gesteinssorte Quarzit
- Bild 44:  $\beta$ Z,R in Abhängigkeit von der Konditionierungsart – SMA 11 S; B1 50/70 – Klebung nach der Konditionierung
- Bild 45:  $\beta$ Z,R in Abhängigkeit von der Konditionierungsart – SMA 11 S; B1 70/100 – Klebung nach der Konditionierung
- Bild 46: Bindemittelablösung nach 6 h bei 60 °C durch Di-Natriumhydrogenphosphat (von links Diabas, Grauwacke, Quarzit)
- Bild 47: Bindemittelablösung vom MPK nach 48h, 60 °C durch Di-Natriumhydrogenphosphat (von links: Quarzit, Grauwacke)
- Bild 48: Strippingverhalten in Abhängigkeit der Natriumacetat-konzentration und Temperatur für den „Modified Boiling Water Test“ [PAN et. al, 2008]
- Bild 49: Gefrier- und Löslichkeitskurven von Natrium-, Calcium- und Magnesiumchlorid in Wasser [KOMM TL-Streu, 2004]
- Bild 50: Abnahme des Umhüllungsgrades während des Versuchs zur Bestimmung der Haftgrenztemperatur
- Bild 51: Prinzip SATS-Konditionierung [COLLOP, et. al, 2007]
- Bild 52: SATS-Dauerhaftigkeitsindex, 5 h nach der Entnahme aus dem Druckreaktor
- Bild 53: Zeitliche Abhängigkeit des SATS-Dauerhaftigkeitsindexes der Voruntersuchungen
- Bild 54: Abhängigkeit zwischen der Erhöhung der anfänglichen elastischen Dehnung und des Steifigkeitsverhältnisses (Verbleibende Steifigkeit CTRR)
- Bild 55: Prinzip der modifizierten SATS-Konditionierung
- Bild 56: Korngrößenverteilung AC 16 BS
- Bild 57: Korngrößenverteilung AC 11 DS
- Bild 58: Korngrößenverteilung AC 8 DS
- Bild 59: Korngrößenverteilung SMA 11 S
- Bild 60: Korngrößenverteilung SMA 5 S
- Bild 61: Korngrößenverteilung PA 8
- Bild 62: Ergebnisse der Nadelpenetration – Projektphase 2
- Bild 63: Ergebnisse des EP RuK – Projektphase 2
- Bild 64: Steifigkeitsverhältnis – Bitumen 50/70
- Bild 65: Erhöhung der anfänglichen elastischen Dehnung – Bitumen 50/70
- Bild 66: Steifigkeitsverhältnis – Bitumen 70/100
- Bild 67: Erhöhung der anfänglichen elastischen – Bitumen 70/100
- Bild 68: Steifigkeitsverhältnis – Bitumen 25/55-55
- Bild 69: Erhöhung der anfänglichen elastischen Dehnung – Bitumen 25/55-55
- Bild 70: Steifigkeitsverhältnis – Bitumen 10/40-65, 45/80-50 und 40/100-65
- Bild 71: Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt
- Bild 72: Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt unter Berücksichtigung der Gesteinsart
- Bild 73: Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad unter Berücksichtigung der Gesteinsart
- Bild 74: Erhöhung der anf. el. Dehnung in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt
- Bild 75: Erhöhung der anf. el. Dehnung in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt unter Berücksichtigung der Gesteinsart
- Bild 76: Erhöhung der anf. el. Dehnung in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad unter Berücksichtigung der Gesteinsart
- Bild 77: Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit von der Mischgutsorte
- Bild 78: Erhöhung der anf. el. Dehnung in Abhängigkeit von der Mischgutsorte
- Bild 79: Einfluss der Bindemittelsorte auf das Steifigkeitsverhältnis – AC 8 DS
- Bild 80: Einfluss der Bindemittelsorte auf die Erhöhung der anf. el. Dehnung – AC 11 DS
- Bild 81: Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt – 50/70
- Bild 82: Erhöhung der anf. el. Dehnung in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt – 50/70
- Bild 83: Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt – 70/100
- Bild 84: Erhöhung der anf. el. Dehnung in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt – 70/100
- Bild 85: Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt – 25/55-55
- Bild 86: Erhöhung der anf. el. Dehnung in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt – 25/55-55
- Bild 87: Einfluss der Volumenzunahme auf das Steifigkeitsverhältnis

- Bild 88: Einfluss der Volumenzunahme auf das Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit von der Gesteinssorte
- Bild 89: Einfluss der Volumenzunahme auf das Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit von der Asphaltart
- Bild 90: Einfluss des Hohlraumgehaltes auf die Volumenzunahme
- Bild 91: Exemplarische Korngrößenverteilung AC 16 BS
- Bild 92: Exemplarische Korngrößenverteilung SMA 5 S
- Bild 93: Exemplarische Korngrößenverteilung SMA 5 S
- Bild 94: Ergebnisse der Nadelpenetration – Projektphase 3
- Bild 95: Ergebnisse des EP RuK– Projektphase 3
- Bild 96: Umhüllungsgrad der Gesteinssorte Diabas
- Bild 97: Umhüllungsgrad der Gesteinssorte Grauwacke
- Bild 98: Umhüllungsgrad der Gesteinssorte Quarzit
- Bild 99: Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit von der Additivierung/Substantivierung
- Bild 100: Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt
- Bild 101: Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit vom Hohlraumgehalt der Referenz-Serien
- Bild 102: Vergleich der Steifigkeitsverhältnisse
- Bild 103: Komplexer Schermodul der extrahierten Bindemittel
- Tab. 7: Chemische Zusammensetzung der Bitumen [Radenberg et. al, 2015]
- Tab. 8: Anpassungsfaktor Viskosität / Schermodul
- Tab. 9: Bindemittelübersicht Projektphase 2
- Tab. 10: Bindemittelübersicht Projektphase 3
- Tab. 11: Versuchsparameter – Spurbildungstest
- Tab. 12: Versuchsparameter – Schüttelabrieb-Prüfung
- Tab. 13: Versuchsparameter – Einaxialer Zugversuch
- Tab. 14: Kornzusammensetzung der Lieferkörnungen – Diabas
- Tab. 15: Rohdichte, Reindichte und Porosität [Radenberg et. al, 2015]
- Tab. 16: Kornzusammensetzung der Lieferkörnungen - Grauwacke
- Tab. 17: Kornzusammensetzung der Lieferkörnungen – Quarzit
- Tab. 18: Ergebnisse der RFA, berechnet auf geglähtes Material [Radenberg et. al, 2015]
- Tab. 19: Physikalische Bitumeneigenschaften
- Tab. 20: Ergebnis der SARA-Fraktionierung und des Asphaltstatus nach Zenke
- Tab. 21: Hohlraumgehalte der Erstprüfung B1 70/100
- Tab. 22: Gravimetrische Ergebnisse der Erstprüfung B1 50/70
- Tab. 23: Volumetrische Ergebnisse der Erstprüfung B1 50/70
- Tab. 24: Spurbildungsparameter, Auflast: 500 N
- Tab. 25: Spurbildungsparameter, Auflast: 700 N
- Tab. 26: Spurbildungsparameter für 100.000 Überrollungen, AC 16 B S, Auflast: 500 N
- Tab. 27: Spurbildungsparameter für 100.000 Überrollungen, AC 16 B S, Auflast: 700 N
- Tab. 28: Spurbildungsparameter für 100.000 Überrollungen, SMA 11 S, Auflast: 500 N
- Tab. 29: Spurbildungsparameter für 100.000 Überrollungen, SMA 11 S, Auflast: 700 N
- Tab. 30: Parameter statische Verdichtung
- Tab. 31: Konditionierungsrandbedingungen und Hohlraumgehalte mod. Schüttelabrieb – SMA 11 S
- Tab. 32: Konditionierungsrandbedingungen und Hohlraumgehalte mod. Schüttelabrieb – AC 16 BS

## Tabellen

- Tab. 1: Übersicht der bekannten Adhäsionstheorien
- Tab. 2: Übersicht der bekannten Versagenstheorien
- Tab. 3: Einflussgrößen auf das Haftverhalten in Anlehnung an [RENKEN, 2011; GROTHE, WISTUBA, 2010; HIRSCH, FRIEMEL-GÖTTLICH, 2009; LABIB, 1992]
- Tab. 4: Prüfprogramm Projektphase 2
- Tab. 5: Prüfprogramm Projektphase 3
- Tab. 6: Physikalische Bitumeneigenschaften [Radenberg et. al, 2015]
- Tab. 7: Chemische Zusammensetzung der Bitumen [Radenberg et. al, 2015]
- Tab. 8: Anpassungsfaktor Viskosität / Schermodul
- Tab. 9: Bindemittelübersicht Projektphase 2
- Tab. 10: Bindemittelübersicht Projektphase 3
- Tab. 11: Versuchsparameter – Spurbildungstest
- Tab. 12: Versuchsparameter – Schüttelabrieb-Prüfung
- Tab. 13: Versuchsparameter – Einaxialer Zugversuch
- Tab. 14: Kornzusammensetzung der Lieferkörnungen – Diabas
- Tab. 15: Rohdichte, Reindichte und Porosität [Radenberg et. al, 2015]
- Tab. 16: Kornzusammensetzung der Lieferkörnungen - Grauwacke
- Tab. 17: Kornzusammensetzung der Lieferkörnungen – Quarzit
- Tab. 18: Ergebnisse der RFA, berechnet auf geglähtes Material [Radenberg et. al, 2015]
- Tab. 19: Physikalische Bitumeneigenschaften
- Tab. 20: Ergebnis der SARA-Fraktionierung und des Asphaltstatus nach Zenke
- Tab. 21: Hohlraumgehalte der Erstprüfung B1 70/100
- Tab. 22: Gravimetrische Ergebnisse der Erstprüfung B1 50/70
- Tab. 23: Volumetrische Ergebnisse der Erstprüfung B1 50/70
- Tab. 24: Spurbildungsparameter, Auflast: 500 N
- Tab. 25: Spurbildungsparameter, Auflast: 700 N
- Tab. 26: Spurbildungsparameter für 100.000 Überrollungen, AC 16 B S, Auflast: 500 N
- Tab. 27: Spurbildungsparameter für 100.000 Überrollungen, AC 16 B S, Auflast: 700 N
- Tab. 28: Spurbildungsparameter für 100.000 Überrollungen, SMA 11 S, Auflast: 500 N
- Tab. 29: Spurbildungsparameter für 100.000 Überrollungen, SMA 11 S, Auflast: 700 N
- Tab. 30: Parameter statische Verdichtung
- Tab. 31: Konditionierungsrandbedingungen und Hohlraumgehalte mod. Schüttelabrieb – SMA 11 S
- Tab. 32: Konditionierungsrandbedingungen und Hohlraumgehalte mod. Schüttelabrieb – AC 16 BS

- 
- Tab. 33: Konditionierungsrandbedingungen und Hohlraumgehalte mod. Schüttelabrieb – PA 8
- Tab. 34: Probekörperabmessung in Abhängigkeit vom Größtkorn [DIN EN 12697-46, 2012]
- Tab. 35: Ergebnisse der einaxialen Zugversuche vor der Konditionierung
- Tab. 36: Ergebnisse der einaxialen Zugversuche nach der Konditionierung im statischen Wasserbad für 96 h bei 40 °C
- Tab. 37: Mittlerer Hohlraumgehalt Asphaltprismen mit B1 50/70
- Tab. 38: Ergebnisse einaxiale Zugversuche – PA 8 mit B1 50/70
- Tab. 39: Ergebnisse einaxiale Zugversuche – Zuggeschwindigkeit 0,3 mm/min; Quarzit
- Tab. 40: Ergebnisse einaxiale Zugversuche – AC 16 BS mit B1 50/70
- Tab. 41: Ergebnisse einaxiale Zugversuche – SMA 11 S mit B1 50/70
- Tab. 42: Ergebnisse einaxiale Zugversuche – Klebung nach der Konditionierung – SMA 11 S mit B1 50/70
- Tab. 43: Ergebnisse einaxiale Zugversuche – Klebung nach der Konditionierung – SMA 11 S mit B1 70/100
- Tab. 44: Prüfprogramm der Voruntersuchungen der angepassten SATS-Prüfung
- Tab. 45: Volumetrische Kennwerte – Bitumen 50/70 (Serie 1 bis 15)
- Tab. 46: Performance-Kennwerte – Bitumen 50/70 (Serie 1 bis 15)
- Tab. 47: Volumetrische Kennwerte – Bitumen 25/55-55 (Serie 16 bis 30)
- Tab. 48: Performance-Kennwerte – Bitumen 25/55-55 (Serie 16 bis 30)
- Tab. 49: Volumetrische Kennwerte – Bitumen 10/40-65 + 45/80-50 + 40/100-65 (Serie 31 bis 36, 46 bis 48)
- Tab. 50: Performance-Kennwerte – Bitumen 10/40-65 + 45/80-50 + 40/100-65 (Serie 31 bis 36, 46 bis 48)
- Tab. 51: Volumetrische Kennwerte – Bitumen 70/100 (Serie 37 bis 45)
- Tab. 52: Performance-Kennwerte – Bitumen 70/100 (Serie 37 bis 45)
- Tab. 53: Performance-Kennwerte – Wiederholungsprüfungen Serie 3 und Serie 18
- Tab. 54: Volumetrische Kennwerte – Bitumen 50/70 (Serie A bis R)
- Tab. 55: Volumetrische Kennwerte – Bitumen 50/70 (Serie S bis X)
- Tab. 56: Performance-Kennwerte – Bitumen 50/70 (Serie A bis X)
- Tab. 57: Bestimmtheitsmaße der Regressionen
- Tab. 58: Viskoäquivalente Steifigkeitstemperatur bei 15 KPa (TG\*=15KPa )



## ANHANG A: Wasserqualität

	°d Wasserhärte	pH-Wert	Leitfähigkeit
Leitungswasser	> 4	7	428
Dest. Wasser	< 3	5	5
Na <sub>2</sub> HPO <sub>4</sub> ·2H <sub>2</sub> O 2,5%	< 3	9	17,42
Na <sub>2</sub> HPO <sub>4</sub> ·2H <sub>2</sub> O 5%	< 3	9	30,2
Na <sub>2</sub> HPO <sub>4</sub> ·2H <sub>2</sub> O 7,5%	< 3	9	40,5
Na <sub>2</sub> HPO <sub>4</sub> ·2H <sub>2</sub> O 10%	< 3	9	49,5
NaOH 2,5%	> 21	14	120,5
NaOH 5%	> 21	14	n.M.
NaOH 7,5%	> 21	14	n.M.
NaCl 5%	3 - 4	6	92,4
NaCl 10%	7 - 14	6	133,7
NaCl 20%	> 21	8	177
Essigsäure 3%	< 3	2	1,2
Kaliumacetat 2,5%	< 3	8	24,9
Kaliumacetat 5%	< 3	8	43
Kaliumacetat 7,5%	< 3	8	59,1
Kaliumacetat 10%	< 3	8	72,9
MgCl <sub>2</sub> 5%	> 21	5	40
MgCl <sub>2</sub> 10%	> 21	5	65,2
MgCl <sub>2</sub> 20%	> 21	5	102,8
CaCl <sub>2</sub> 5%	> 21	5	57,3
CaCl <sub>2</sub> 10%	> 21	5	95,4
CaCl <sub>2</sub> 20%	> 21	5	147,9
Kaliumferrocyanit 1%	< 3	5	10,15
Kaliumferrocyanit 2,5%	< 3	6	21,5
Kaliumferrocyanit 5%	< 3	6	39,5
Natrium Acetat 2,5%	< 3	7	13,33
Natrium Acetat 5%	< 3	8	23,3
Natrium Acetat 7,5%	< 3	8	31,7
Natrium Acetat 10%	< 3	8	39,1

Tab. A1: Wasserqualität in Abhängigkeit von Auftaumitteln

Belastung	Leitungswasser	Dest. Wasser	10 % Na <sub>2</sub> HPO <sub>4</sub> ·2 H <sub>2</sub> O	7,5 % NaOH	20 % NaCl	3 % Essigsäure	10 % Kaliumacetat	20 % MgCl <sub>2</sub>	20 % CaCl <sub>2</sub>	5 % Kaliumferrocyanit	5 % Natriumacetat
	°d Wasserhärte										
Start	> 4	< 3	< 3	> 21	> 21	< 3	< 3	> 21	> 21	< 3	< 3
1 Tag	4 - 7	< 3	< 3	> 21	> 21	< 3	< 3	> 21	> 21	4 - 7	< 3
2 Tage	4 - 7	< 3	< 3	> 21	> 21	< 3	< 3	> 21	> 21	7 - 14	< 3
5 Tage	4 - 7	< 3	< 3	> 21	> 21	< 3	< 3	> 21	> 21	14 - 21	< 3
15 Tage	4 - 7	< 3	< 3	> 21	> 21	3	< 3	> 21	> 21	14 - 21	< 3
20 Tage	4 - 7	< 3	< 3	> 21	> 21	3	< 3	> 21	> 21	14 - 21	< 3
30 Tage	4 - 7	< 3	< 3	> 21	> 21	3	< 3	> 21	> 21	14 - 21	3
40 Tage	4 - 7	< 3	< 3	> 21	> 21	3	< 3	> 21	> 21	14 - 21	3
55 Tage	4 - 7	< 3	< 3	> 21	> 21	3	< 3	> 21	> 21	14 - 21	3
Veränderung	x	x	x	x	x	x	x	x	x	✓	x
	pH-Wert										
Start	7	5	9	14	8	2	8	5	5	6	8
1 Tag	6	5	10	14	12	3	8	6	6	7	8
2 Tage	6	6	10	14	12	3	8	6	6	7	8
5 Tage	6	6	10	14	10	3	8	6	6	7	8
15 Tage	6	5	10	14	8	3	8	6	5	6	8
20 Tage	6	5	10	14	8	3	8	5	5	6	8
30 Tage	6	5	10	14	7	3	8	6	5	6	8
40 Tage	6	5	10	14	6	3	8	6	5	6	8
55 Tage	6	5	9	14	7	3	8	6	5	6	8
Veränderung	x	x	x	x	✓	x	x	x	x	x	x
	Leitfähigkeit [mg/cm]										
Start	428	5	49,5	n.M.	177	1,2	72,9	102,8	147,9	39,5	39,1
1 Tag	636	5,7	48,6	n.M.	179	1,03	74	107	157	40	39,1
2 Tage	570	10,9	48	n.M.	180	2	74	107	158	40	39
5 Tage	580	26,6	48	n.M.	176	1,2	73,4	107	157	40	39
15 Tage	510	21	49	n.M.	179	1,3	74	107	159	40	39
20 Tage	517	25	49		179	1,3	75	107	159	40	39
30 Tage	558	28	49	n.M.	178	1	75	107	158	40	39
40 Tage	570	30	49	n.M.	178	1	75	108	160	40	39
55 Tage	594	33	49	n.M.	179	2	75	108	160	41	40
Veränderung	✓	✓	x	-	x	x	x	x	x	x	x
Bitumenablösung	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x

Tab. A2: Veränderung der Wasserqualität

## Schriftenreihe

### Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

#### Unterreihe „Straßenbau“

## 2019

### S 129: Verfahren zur Prognose des Alterungsverhaltens von Asphalt

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

### S 130: Entwicklung einer Prüfsystematik für Porous Mastic Asphalt (PMA)

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

### S 131: Einfluss viskositäts- verändernder Zusätze auf den Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe

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

### S 132: Temperierte Straße Untersuchungen zur Realisierung eines Demonstrators auf dem duraBAST

Oeser, Carreño, Renken, Kemper, Kneer, Höfler, Al-Sibai, Hess, Gouya, zu Dohna, Steins € 15,50

### S 133: Beanspruchung der Straßeninfrastruktur durch Lang-Lkw – Stufe 2: Nacherhebung

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

### S 134: Temperatureinfluss auf die Sichtbarkeit von Substanzmerkmalen (Oberfläche)

Skakuj, Balck, Beckedahl, Schrödter, Koppers, Ramadan  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

### S 135: Eignung von Boden-Bindemittel-Gemischen als Baustoff für den Hinterfüllbereich von Bauwerken

Botor, Tost € 15,50

### S 136: KiST-Zonen-Karte RDO und RSO Asphalt

Augter, Kayser € 16,50

### S 137: Ressourcenschonung Bedingungen für die Verwendung organogener und weicher Böden sowie von Sekundärbaustoffen als Massenbaustoffe im Erdbau

Cudmani, Heyer, Engel, Schoenherr € 22,50

### S 138: Entwicklung eines scannenden Prüfgeräts zur Detektion von Delaminationen in Betonfahrbahndecken

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

### S 139: Unterhaltung und Sanierung des Straßennetzes – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitskreises „Straßenrecht“ am 17. und 18. September 2018 in Bonn

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

### S 140: Erfahrungssammlung Bitumendaten – Frischbitumen

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

### S 141: Ermittlung des Bindemittelgehaltes von Asphalt mit gummimodifiziertem Bindemittel

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

## 2020

### S 142: Untersuchungen zur Verbesserung der Methode zum fachgerechten Schließen von Bohrkernentnahmestellen

Beckedahl, Koppers, Schrödter € 15,50

### S 143: s/v-Wert beim dynamischen Plattendruckversuch

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

### S 144: Entwicklung eines Prüfverfahrens zur Beurteilung des Kälteverhaltens von Bitumen

Radenberg, Staschkiewicz € 17,50

### S 145: Schadenskategorie-spezifische Bewertung von AKR-Prüfverfahren

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

### S 146: Untersuchungen zur Möglichkeit der Verarbeitung von Gussasphalt bei maximal 230 °Celsius ohne viskositätsverändernde Zusätze

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

## 2021

### S 147: Numerische Modellierung der Lysimeteruntersuchungen der BAST

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

### S 148: Ermittlung und Prognose von Spannungszuständen in Betonfahrbahndecken

Freudenstein, Eger, Pichottka, Riwe, K. Villaret, S. Villaret, Frohböse  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

### S 149: Untersuchungen zur Durchsickerung von RC-Baustoffen und industriellen Nebenprodukten bei Bauweisen für technische Sicherungsmaßnahmen

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

### S 150: Abschätzung des Restwerts im PMS am Ende des Bewertungszeitraums

Stöckner, Sagnol, Brzuska, Wellner, Blasl, Sommer, Krause, Komma € 19,50

### S 151: Prognose der Griffigkeitsentwicklung von Waschbetonfahrbahndecken mit der Prüfanlage nach Wehner/Schulze

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

### S 152: Wiederverwendung von RC-Baustoffen aus AKR-geschädigten Betonfahrbahndecken

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

- S 153: **Optimierung von Fugensystemen in Betonfahrbahndecken – Messtechnische Grundlage zur Ermittlung realer Beanspruchungen in situ**  
Recknagel, Spitzer, Hoppe, Wenzel, Pirskawetz € 23,00
- S 154: **Prozessoptimierung der Asphaltextraktion mit Oktansäuremethylester (OME)**  
Büchler, Wistuba  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- S 155: **KiST-Zonen-Karte RDO und RSO Beton – Verteilungsfunktion und Extremwerte**  
Villaret, Augter, Kayser, Riwe  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- S 156: **Asphaltoberbau und extreme Temperaturen**  
Beckedahl, Schrödter, Koppers, Mansura, Reutter, Thelen  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- S 157: **Erfassung von Bäumen mittels Laserscan-Daten zur Expositionsanalyse entlang des Bundesfernstraßennetzes in NRW**  
Schipek, Steffen  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- S 158: **Anforderungen an Baustoffe für schwach durchlässige, dauerhaft tragfähige, ungebundene Bankette**  
Cudmani, Henzinger, Birle, Barka  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- S 159: **Dauerhafte Betondecken – Optimierung der Fahrbahnoberfläche durch Texturierung mittels Grinding-Verfahren**  
Villaret, Alte-Teigeler, Altreuther, Beckenbauer, Frohböse, Gehlen, Oeser, Skarabis, Tulke, Wang  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- S 160: **Untersuchungen zur Ursache von Treiberscheinungen in Tragschichten ohne Bindemittel unter Verwendung von RC-Baustoffen aus Beton**  
Rigo, Unterderweide  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- S 161: **Ermittlung der realistischen Verkehrsverteilung auf mehrstreifigen Bundesfernstraßen als Eingangsgröße für die rechnerische Dimensionierung und Bewertung der strukturellen Substanz**  
Kathmann, Schroeder  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- S 162: **Beurteilung von Betonfahrbahndecken hinsichtlich deren in-situ AKR-Potenzial bei Gesteinskörnungen nach dem ARS Nr. 04/2013**  
Böhm, Eickschen, Hermerschmidt, Müller, Pierkes  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- S 163: **NANOASPHALT – Optimierung der Gebrauchseigenschaften und der Beständigkeit von Asphaltstraßen unter Nutzung der Nanotechnologie**  
Beginn  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- S 164: **Untersuchung der Quellempfindlichkeit veränderlich fester Gesteine bei der Verwendung als Erdbaustoff**  
Cudmani, Heyer, Birle, Möller  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- S 165: **Analyse des gefügeabhängigen Löslichkeitsverhaltens potenziell AKR-empfindlicher Gesteinskörnungen**  
Weise, Oesch, Wilsch, Sigmund, Hüniger, Kositz  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- S 166: **Vibrationshammerverfahren zur Bestimmung der Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad von Schichten ohne Bindemittel**  
Demond, Reiche, Haas, Schmidt  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- S 167: **Aktualisierung und Anpassung der Straßenbelastungsdaten für die Dimensionierung**  
K. Villaret, S. Villaret, Kathmann, Oeser, Ückermann, Schröder, Riwe  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- S 168: **Entwicklung einer Prüfsystematik zur Identifizierung der Bitumenart und der verwendeten Modifizierungsmittel in einem Ausbauphase**  
Gehrke, Stephan, Weigel  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- S 169: **Untersuchung eines praxisbezogenen Instrumentariums zur Bewertung der Rissicherheit von Gussasphalten**  
Radenberg, Holzwarth  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.
- S 170: **Kriterien für die Dauerhaftigkeit von Asphaltsschichten - Untersuchungen zur Ansprache des Haftverhaltens**  
Radenberg, Twer, Louis, Buscham  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

---

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG  
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen  
Tel.+(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-48

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

[www.schuenemann-verlag.de](http://www.schuenemann-verlag.de)

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.