

Untersuchung der Dauerhaftigkeit unterschiedlicher Asphaltbinderkonzepte

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 118

bast

Untersuchung der Dauerhaftigkeit unterschiedlicher Asphaltbinderkonzepte

von

Peter Renken
Michael P. Wistuba

ISBS Institut für Straßenwesen
Technische Universität Braunschweig

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 118

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

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

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

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

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

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

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

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt FE-Nr. 07.0266/2012/FRB:
Untersuchung der Dauerhaftigkeit unterschiedlicher Asphaltbinderkonzepte

Fachbetreuung

Oliver Ripke

Herausgeber

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

Redaktion

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag

Fachverlag NW in der
Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9323

ISBN 978-3-95606-372-5

Bergisch Gladbach, März 2018

Kurzfassung – Abstract

Untersuchung der Dauerhaftigkeit unterschiedlicher Asphaltbinderkonzepte

Asphalttragschichten werden zunehmend mit hohen Anteilen an Ausbaupasphalten hergestellt mit der Folge, dass diese dichter werden. Von oben eindringendes Wasser wird nicht ausreichend abgeführt, sondern bleibt auf der Asphalttragschicht stehen und zerstört die darüber liegende Asphaltbinderschicht. Aus diesem Grunde wurden alternative Asphaltbinder entwickelt, die dicht konzipiert sind und trotzdem eine gute Performance aufweisen und sich zudem möglichst entmischungstabil beim Einbau verhalten. Zu dem eignen sich dichte Asphaltbinderschichten zum kurzfristigen Befahren, z. B. über Winter.

In der Erprobung befinden sich drei Arten von Asphaltbindern. Im vorliegenden Forschungsprojekt wurden die drei Sorten der alternativen Asphaltbinder AC 16 B S – HSF, AC 16 B S – SG und AC 16 B S – SMA auf ihre Eignung systematisch untersucht und die Ergebnisse mit einem regelkonformen Asphaltbinder AC 16 B S gemäß TL Asphalt-StB verglichen. Das Kürzel HSF steht für „hoch standfest“, SG für „stetig gestuft“ und SMA für „Splittmastixasphalt-Prinzip“. Die Untersuchungen gliedern sich in labortechnische und großtechnische. Zunächst wurden im Labor die Asphaltbinder bei systematischer Variation der Korngrößenverteilung und des Bindemittelgehaltes hergestellt, die Mischarbeit gemessen, der Verdichtungswiderstand festgestellt und Untersuchungen zur Wasserdurchlässigkeit, zum Haftverhalten, zum Verformungsverhalten, zur Kälteflexibilität und zu den Ermüdungseigenschaften durchgeführt. Darüber hinaus wurden die Entmischungseigung und die Änderung der Performance aufgrund eines Alterungsangriffes nach dem Braunschweiger Alterungsverfahren (BSA) und nach der AASHTO-Designation R30-02 überprüft.

Im großtechnischen Teil wurden die drei alternativen Asphaltbinder und ein regelkonformer AC 16 B S in eine konkrete Baumaßnahme bei Magdeburg eingebaut. Der Einbau wurde detailliert dokumentiert. An den Asphaltbindern wurden die Wasserdurchlässigkeit, die Hohlraum-Morphologie und die Entmischung des Asphaltbindermaterials durch die Querverteilung hinter der Einbaubohle untersucht.

Ferner wurden an Bohrkernproben der Verformungswiderstand, der Widerstand gegen Kälte- rissbildung und der Entmischungswiderstand festgestellt.

Bei einer summarischen Betrachtung aller Untersuchungsergebnisse ist festzustellen, dass die dicht konzipierten SG-Binder und SMA-Binder gegenüber dem konventionell zusammengesetzten Referenzbinder keine Nachteile und bei einigen Eigenschaften, wie z. B. Haftverhalten, leichte Vorteile aufweisen. Die Verformungseigenschaften sind differenziert zu betrachten. Der SG-Binder zeigte bei den hier getesteten Varianten teilweise eine leicht verbesserte Verformungsbeständigkeit im Vergleich zum SMA-Binder, woraus zum aktuellen Zeitpunkt aber noch keine allgemeinen Schlüsse gezogen werden können. Allerdings ist der SMA-Binder gegenüber der Referenz und den beiden anderen alternativen Asphaltbindern erkennbar „entmischungstabiler“. Der HSF-Binder stellt keine echte Alternative dar. Es wird empfohlen, den SG-Binder und den SMA-Binder in ein R-Regelwerk der FGSV aufzunehmen und das in situ-Projekt bei Magdeburg (B 81) systematisch zu beobachten.

Investigation of the durability of different asphalt binder concepts

Asphalt base courses are increasingly being produced with high percentages of reclaimed asphalt. As a result, asphalt base courses exhibit higher densities. Water penetrating through surface and binder course can therefore not properly be discharged. The water remains on the asphalt base and starts to demolish the overlying asphalt binder layer. For this reason, alternative asphalt binder concepts have been developed that are designed densely but still exhibit a good performance. Furthermore dense asphalt binders are suitable for short-term frequented use in winter.

In this research project, three varieties of alternative binders AC 16 B S-HSF, AC 16 B S SG and SMA were systematically examined for their suitability. The results are compared with a regular asphalt binder AC 16 B S according to German technical

Standards TL Asphalt-StB. The acronym HSF stands for “highly stable”, SG for “steadily downgraded” and SMA for “mastic” principle.

The investigation scheme is divided into a laboratory and an industrial part. Asphalt binders were prepared in systematic variation of the particle size distribution and binder content. Further on following properties were investigated: mixing work, compression resistance, water permeability for adhesion behavior, deformation behavior, the low temperature behavior and fatigue properties. In addition, the change in performance as a result of aging due to Braunschweig aging protocol (BSA) and due to the AASHTO designation was reviewed.

On an industrial part of the research project four asphalt binder variants were taken into consideration for a road construction project near Magdeburg, incorporating a regular AC 16 BS and the three described alternative binders. The installation was documented in detail. On the asphalt binders studies on water permeability, the cavity morphology and the segregation of the asphalt binder material through the transverse distribution were conducted behind the screed.

On core samples the following performance data were recorded – resistance to permanent deformation, resistance to low temperature cracking and resistance to binder segregation.

In a summary it can be noted that the tightly designed SG binder and SMA binder show no disadvantages compared to the conventional composite reference binder. Slight advantage can be detected for adhesion behavior.

In regards to deformation properties, the SG-binder shows slight advantages towards the SMA binder in terms of performance. However, the SMA binder offers the best resistance to segregation compared to the reference and the other two alternative binders. The HSF-binder is not a real alternative.

It is recommended that the SG-Binder and the SMA binder should be included in an R-guideline of FGSV. The in situ project in Magdeburg (B 81) should systematically be observed in the future.

Summary

Investigation of the durability of different asphalt binder concepts

1 Aim of the project

Classical road pavement structures work on the principle of water permeability from top to bottom. As a result the individual layers in the road construction are designed with different void contents, where the surface layer exhibits the lowest void content.

The classical meaning of this design principle is to avoid water penetrating through the surface layer and damaging the pavement structure.

For some newer construction designs, for example asphalt surface layers exhibiting relative high void contents in combination with asphalt base course layers which tend to be denser due to high percentages of reclaimed asphalt, the principle of water permeability from top to bottom is not followed.

For this reason, denser asphalt binders have been developed that are less permeable to water and exhibit a lower tendency to segregate. In addition those asphalt binders exhibit in any case no disadvantages in terms of performance. Furthermore dense asphalt binders are suitable for short-term frequented use in winter.

Those dense asphalt binders have already been installed in some construction projects and are under observation. The current state of knowledge is summarized in the draft "recommendations for the design, tendering and execution of alternative asphalt binders (E AI ABI)".

The goal of the research project is to systematically complete the already existing experience on the basis of laboratory studies. Further on a validation is aspired to an in situ project. Finally, it should be clarified whether the alternative asphalt binders are suitable to be included in a technical code of FGSV category R.

2 Research Approach

The experimental work of the research project refers to the processing status of the recommendations E AI ABI from March 2013. In these recommendations three alternative binder types are entitled, an HSF-binder (AC BS – HSF) with the abbreviation for highly stable, a SG-binder (AC BS – SG), with the abbreviation SG for steadily downgraded with an exponent of Talbot-function between $q = 0.4$ and $q = 0.6$ and a SMA binder (AC BS – SMA), with the abbreviation SMA for the principle structure analogous to stone mastic.

With this research project, it should be demonstrated that the so-called alternative binders afford the aforementioned advantages compared to a conventional asphalt binder AC BS according to TL Asphalt-StB exhibiting no compromises in performance.

The scientific work has been subdivided in two examination parts, on the one hand in a laboratory part and secondly in an industrial part under real conditions in combination with a construction project.

In both cases, the investigations were carried out on the basis of an asphalt binder AC 16 B S with the same bitumen type 25/55-55 A, in order to reduce the number of variation-related degrees of freedom. In both parts a good asphalt binder AC 16 B S is used as a reference whose mix design is long-term approved.

Within the laboratory part a reference asphalt binder with a proven particle size distribution was prepared in three stages by variation of the binder content. The alternative binders were varied as well, each with three particle size distributions. For the HSF-binder a real gap grading was realized.

For the SG-binder the Talbot exponents $q = 0.4$; 0.5 and 0.6 were used. Regarding the SMA binder, the lower and upper particle size distribution was used in accordance with the recommendations. Additionally a particle size distribution was implemented that shows a diagonally course. For each stage of the particle size distribution the binder contents were also varied in three stages (see Table 1).

The bitumen type 25/55-55 A used for the experimental work in the laboratory was addressed in the fresh state and after RTFOT- and RTFOT&PAV-aging with conventional and extended type of testing (KD-, BBR-, DSR-analytics).

Mix type	Binder content	Grading steps		
AC 16 B S Reference	opt-0.5	-	01	-
	opt	-	02	-
	opt+0.5	-	03	-
AC 16 B S HSF	opt-0.5	11	14	17
	opt	12	15	18
	opt+0.5	13	16	19
AC 16 B S SG	opt-0.5	21	24	27
	opt	22	25	28
	opt+0.5	23	26	29
AC 16 B S SMA	opt-0.5	31	34	37
	opt	32	35	38
	opt+0.5	33	36	39

Tab. 1: Variation matrix and its numeration

3 Investigation results

3.1 Alternative asphalt binders – (laboratory)

Following studies were conducted on the asphalt binders produced in laboratory: mixing resistance, compressibility, tendency towards separation, water permeability, adhesion behavior (water sensitivity), deformation behavior, resistance to low temperature and fatigue behavior. Each stage of the asphalt binder variation was to be considered individually since a summarizing evaluation of the asphalt technological parameters void content and binder content is not possible. In a comparative evaluation of the alternative binders to the reference binder only asphalt binder variants with void contents compliant to the technical rules were considered. These variants had void contents for Marshall Specimens confirm or approximately confirm to the defined limits according to E A I A Bi for each stage of the grain size distribution: variants 02 (Reference Binder) – 12, 16, 18 (HSF-binder) – 23, 24, 27 (SG-binder) and 32, 36, 37 (SMA-binder).

Figure 1 shows that the HSF variants were more difficult to process compared to the reference binder 02. Little advantages were detected for the SG-Binder, little disadvantages for the SMA-binder.

Resistance to compaction T was recorded. Figure 2 reveals that all alternative binders tended to be more compactable compared to the reference binder. Particularly the SG-binders with the exponent $q = 0.4$ and $q = 0.5$ tended to be favorable.

The alternative asphalt binders showed significant advantages especially concerning the vertical water permeability (Figure 3). The horizontal water

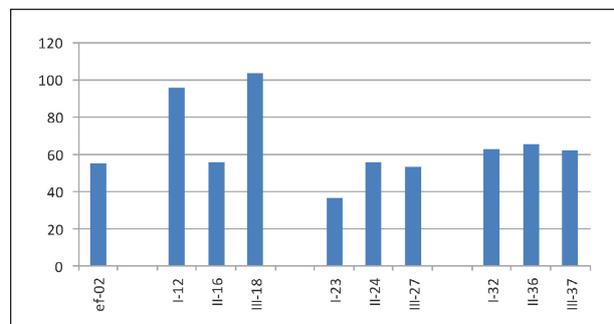


Fig. 1: Mixing energy [Watt] of selected asphalt binder variants

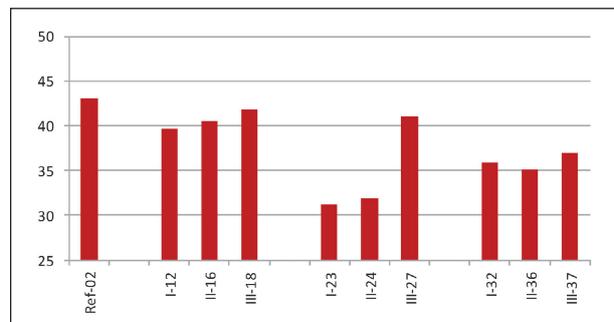


Fig. 2: Resistance to compaction T [21Nm] of selected asphalt binder variants

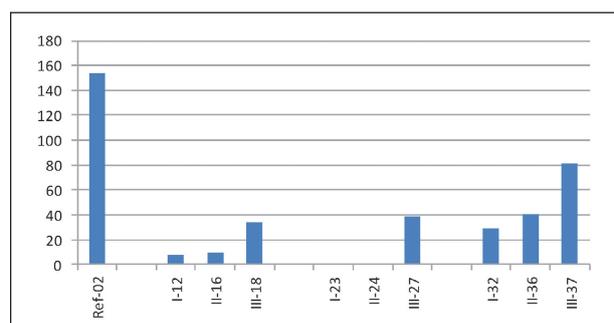


Fig. 3: Vertical water permeability [10^{-6} m/s] of selected asphalt binder variants

permeability exhibited a comparable level – as long as version 27 (KGV-exponent $q = 0.6$) and version 37 (with extreme coarse fraction) were not taken into account (Figure 4).

All rule-compliant asphalt binder variants – reference binder and alternative binders – showed good to very good water sensitivity (adhesion behavior; Figure 5).

The comparative evaluation of the selected alternative binders showed a less favorable deformation behavior compared to the reference. The difference to the reference was not significant. This statement was derived from both the strain values as well as the strain rates (Figure 6 and 7).

The fracture temperature exhibited lower values (favorable) for all alternative binders. The tensile strength reserve of the HSF-binder was slightly lower (unfavorable).

It can be stated that the alternative binders AC 16 B S-SG and AC 16 B S-SMA showed equal or even better resistance to low temperature behavior compared to the optimized reference binder according to national regulations TL Asphalt-StB (Fig. 8 and 9). The resistance to low temperature of the HSF-binder was slightly worse-rated.

Compared to the reference binder in accordance with TL Asphalt-StB the fatigue behavior of the HSF-binder was poor, the SMA-binder was to be regarded

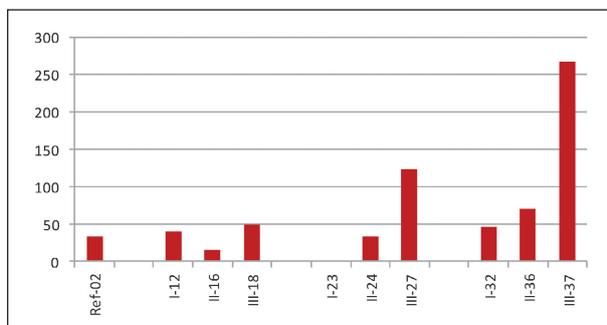


Fig. 4: Horizontal water permeability [10^{-6} m/s] of selected asphalt binder variants

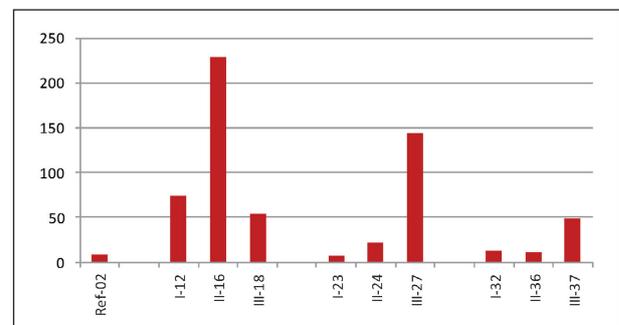


Fig. 7: Strain rates [$\text{‰} \cdot 10^{-4}/\text{h}$] respectively at inflection point of selected asphalt binder variants

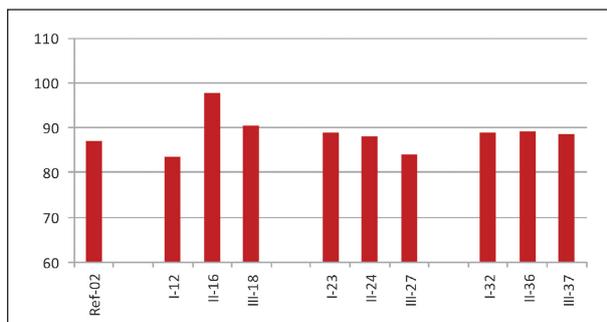


Fig. 5: Water sensitivity (ITSR [%]) of selected asphalt binder variants

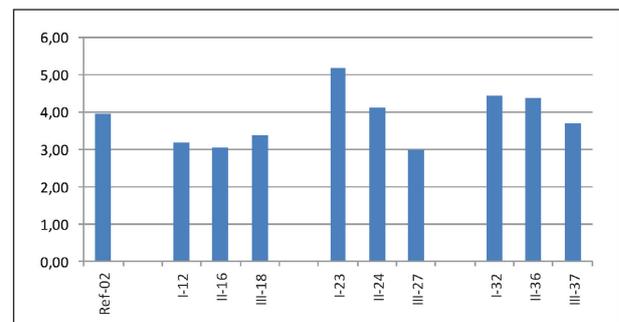


Fig. 8: Tensile strength reserve [MPa] of selected asphalt binder variants

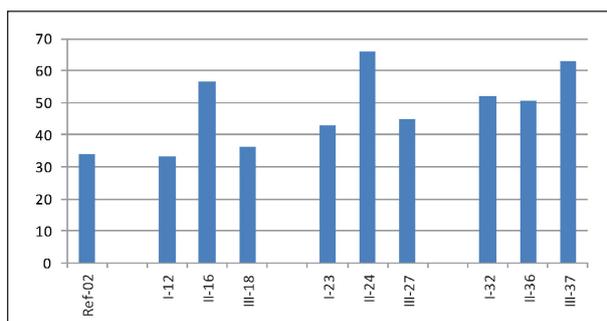


Fig. 6: Strain values [‰] respectively at inflection point of selected asphalt binder variants

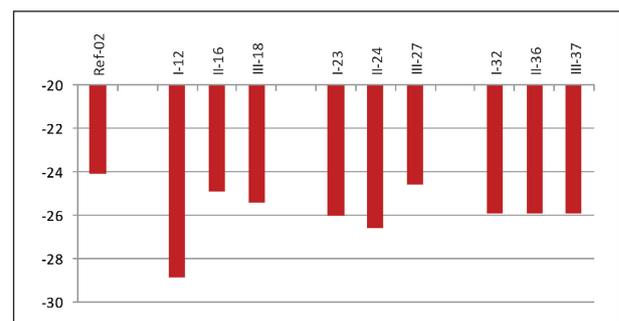


Fig. 9: Fracture temperature [$^{\circ}\text{C}$] of selected asphalt binder variants

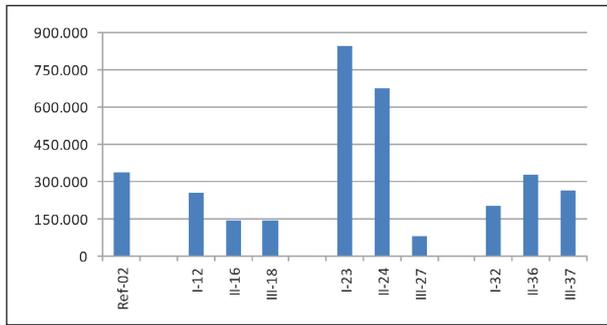


Fig. 10: Number of cycles N till fracture $[N_{frac}]$ at $T = -10$ °C of selected asphalt binder variants

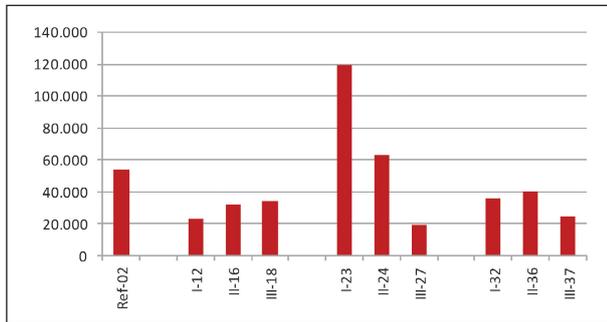


Fig. 11: Number of cycles N till fracture $[N_{frac}]$ at $T = +5$ °C of selected asphalt binder variants

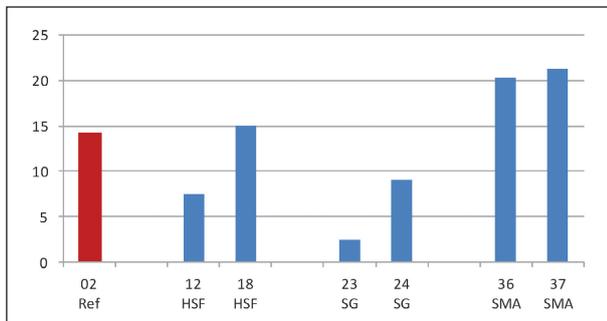


Fig. 12: Tendency for separation $[-\Delta 11/16 \text{ mm in M.-%}]$ of selected asphalt binder variants

as indifferent to moderate poor. The fatigue behavior of the SG-binder was significantly favorable compared to the reference binder (Figure 10 and 11). Variant 27 was not considered in this review because of the unfavorable particle size distribution with the exponent $q = 0.6$.

The main characteristics to assess the tendency for separation were the differences in grain class 11/16 as well as the factor MQ (according to TP Asphalt-StB, Part 15). In contrary to the expectations, the alternative binders showed no favorable tendency for separation compared to the reference (Figure 12 and 13).

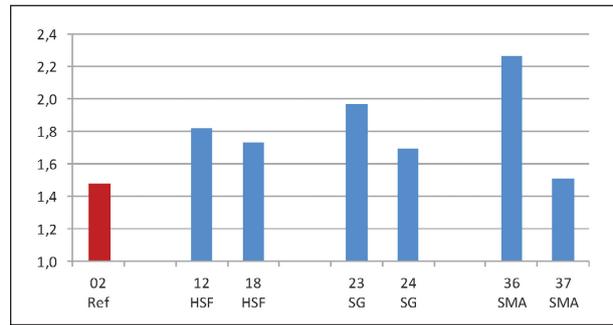


Fig. 13: Factor MQ of selected asphalt binder variants

A larger factor MQ for tendency towards separation was found for all alternative binders compared to the reference binder. The SG-binder showed advantages compared to the SMA binder.

3.2 Alternative asphalt binders (in situ)

For the large scale investigations a section of the state road B 81 close to Magdeburg was chosen in agreement with the federal state highway authorities of Saxony-Anhalt. The asphalt mix was produced by M-Asphalt Gardelegen and installed by the company Matthai with a Vögele Super 2100 by upstream feeding. The asphalt mix was analyzed (s. Table 2) and investigations concerning water permeability and water sensitivity (ITSR) were conducted. The installation of the alternative binders was documented by an external consultant. The surfaces of the alternative binders were inspected by IR camera, ground penetrating radar (GPR) and in regard to water permeability.

Cores samples were drilled in the cross section at equidistant steps. The coefficient of variation of the layer thicknesses, bulk densities and the mix composition were determined in order to calculate the tendency for segregation. Additionally, the asphalt performance was determined – resistance to deformation by means of DSEV, resistance to low temperature cracking by tension and cooling tests as well as fatigue resistance at two test temperatures $T = -10$ °C and $T = +5$ °C by means of TSRT.

The vertical and horizontal water permeabilities of the reference binder were approximately equal. The alternative binders showed a lower horizontal permeability compared to the vertical one (Figure 14 and 15).

Parameter	Dim	Asphalt mix parameters			
		Field I AC 16 B S Reference	Field II AC 16 B S HSF	Field III AC 16 B S SG	Field IV AC 16 B S SMA
		Bitumen content 4.6 M.-%	Bitumen content 5.5 M.-%	Bitumen content 5.4 M.-%	Bitumen content 5.4 M.-%
B incl. insolv.	M.-%		5.7	5.4	5.8
SP _{R&B}	°C		64.8	63.6	63.2
0-0.063	M.-%		8.4	8.2	10.6 (fibers)
0.063-0.125	M.-%		2.1	1.7	1.5
0.125-0.25	M.-%		3.6	2.6	2.2
0.25-0.71	M.-%		11.3	8.2	6.7
0.71-2.0	M.-%		9.3	6.8	6.3
2.0-5.6	M.-%		21.8	12.7	11.0
5.6-8.0	M.-%		13.7	15.9	11.1
8.0-11.2	M.-%		13.8	18.0	20.2
11.2-16.0	M.-%		15.2	24.8	29.1
> 16.0	M.-%		0.8	1.1	1.3
Filler	M.-%		8.4	8.2	10.6
Sand content	M.-%		26.3	19.3	16.7
Coarse aggr. > 2 mm	M.-%		65.3	72.5	72.7
Raw density	g/cm ³		2.431	2.424	2.406
Bulk density 2*50	g/cm ³		2.323	2.316	2.301
Void content	V.-%		4.4	4.5	4.4
Bulk density 2*35	g/cm ³		2.276	2.281	2.276

Tab. 2: Composition of the situ asphalt binder variants

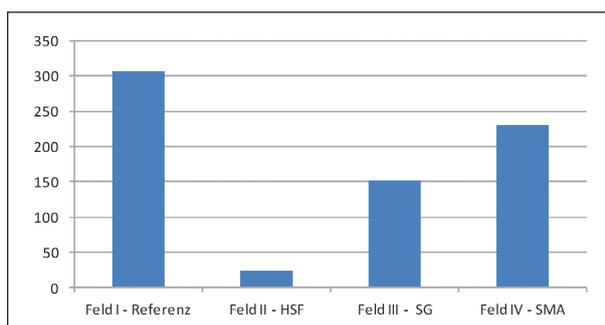


Fig. 14: Vertical water permeability [10⁻⁶ m/s] of asphalt binder variants in situ

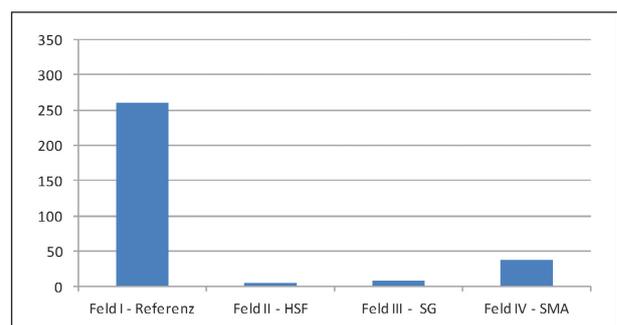


Fig. 15: Horizontal water permeability [10⁻⁶ m/s] of asphalt binder variants in situ

This finding, however, does not coincide with the corresponding statements to the asphalt binders produced in laboratory. In any case, it applies that the vertical water permeability of the alternative binders for laboratory and large-scale is significantly lower than that of the reference binder.

All alternative binders had a better adhesion performance (water sensitivity) compared to the reference binder. The alternative binders showed comparable ITSR values (Figure 16).

When paving the asphalt binder, abnormalities in the temperature distribution in the transverse

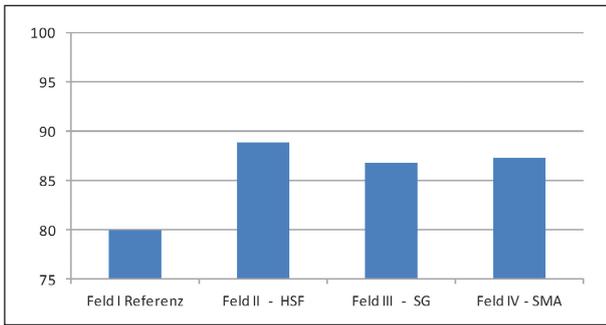


Fig. 16: Water sensitivity (ITSR [%]) of asphalt binder variants in situ

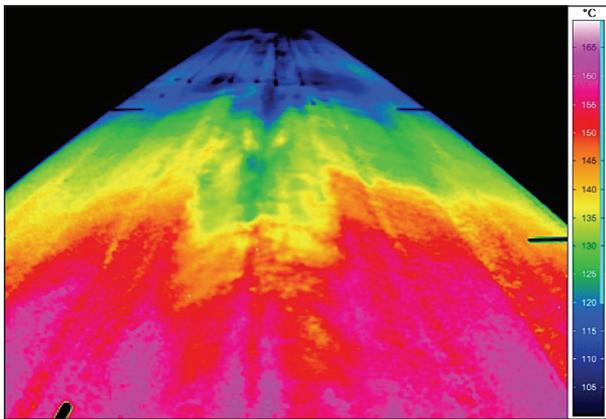


Fig. 17: Temperature distribution behind screed – field III (SG-binder)

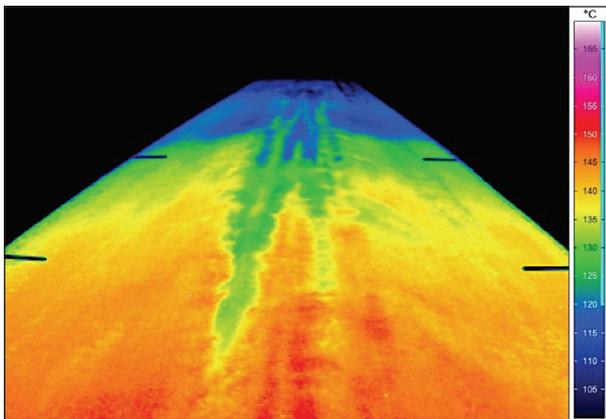


Fig. 18: Temperature distribution behind screed – field IV (SMA-binder)

direction were located consistently at the center of the screed (Figure 17 and 18). Therefore the temperature distribution behind the screed was equally rated bad for all four asphalt binders. However, this phenomenon was related to technical shortcomings of the paver and not corresponding to the asphalt binders.

With regard to the water permeability in situ significantly greater periods of time for the passage

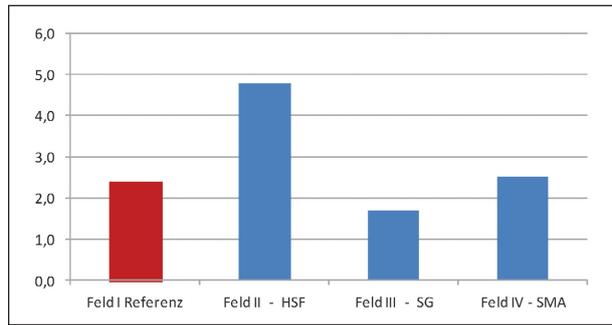


Fig. 19: Pavement texture according to Moore [s] in situ

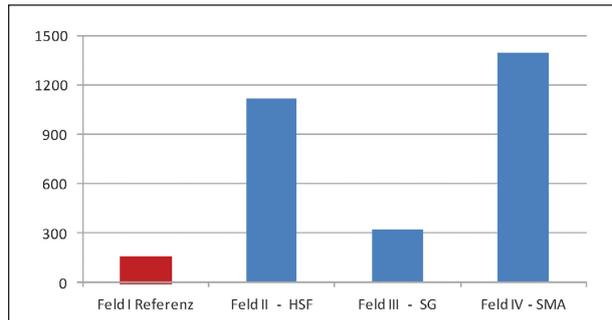


Fig. 20: IVT [s] in situ

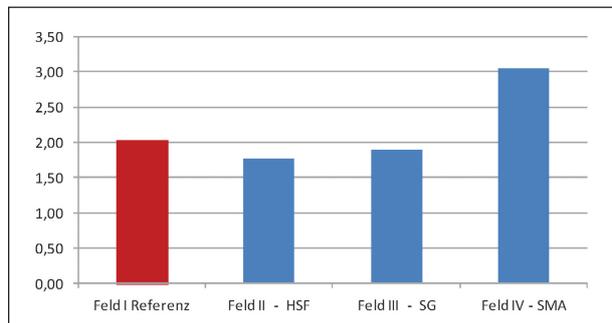


Fig. 21: Deformation [mm] (DSEV) to evaluate tendency for deformation

of a defined water quantity were measured at the HSF-variant and the SMA variant. The water permeability of these two variants was therefore considerably lower (Figure 19 and 20), the SG-Binder was comparable with the reference binder.

Figure 22 shows that the alternative binders showed better deformation characteristics than the reference binder. The strain rates were significantly smaller. However, the absolute strain in mm of the SMA binder was larger than that of the reference binder (Figure 21). The investigation in the laboratory for the SMA binder showed a less favorable deformation behavior. The long-term behavior in situ needs to be monitored.

With regard to the low-temperature behavior practically, no differences were determined for

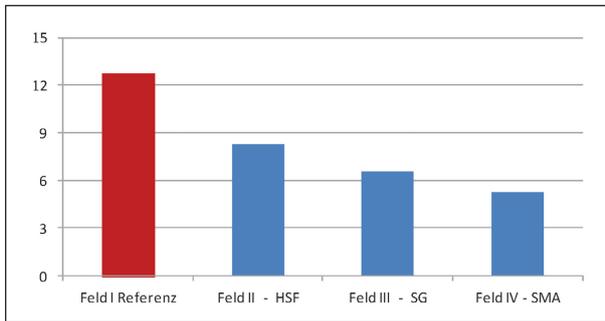


Fig. 22: Strain rate [% · 10⁻⁴/n] (DSEV) to evaluate tendency for deformation

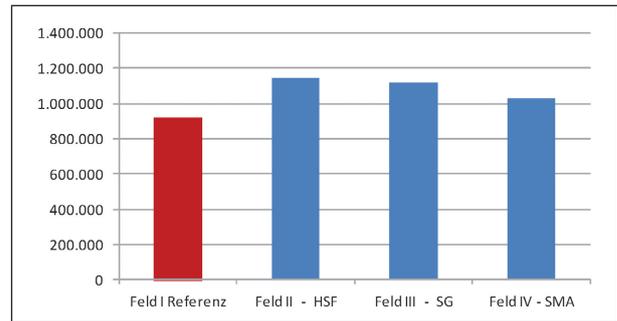


Fig. 25: Number of cycles N till fracture [N_{frac}] at T = -10 °C of selected asphalt binder variants

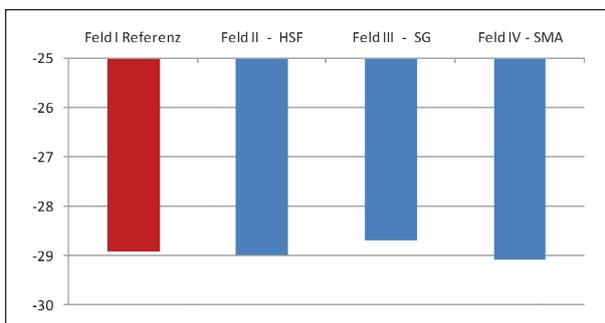


Fig. 23: Fracture temperature [°C] to evaluate low-temperature behavior of selected asphalt binder variants

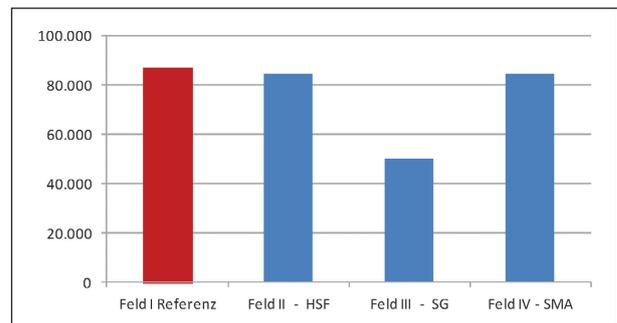


Fig. 26: Number of cycles N till fracture [N_{frac}] at T = +5 °C of selected asphalt binder variants

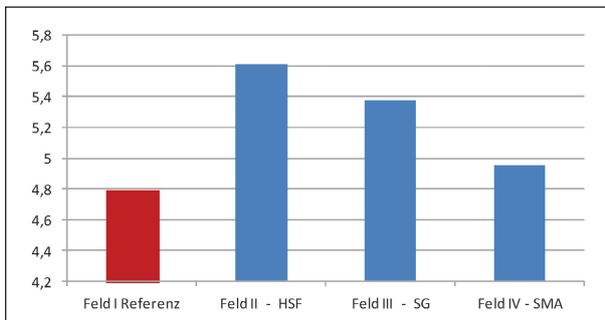


Fig. 24: Tensile strength reserve [MPa] of selected asphalt binder variants

the alternative binders compared to the reference. The fracture temperatures were located at the same level for all four variants of asphalt binder (Figure 23). The maximum tensile strengths of the alternative binders were even slightly larger compared to the reference binder (Figure 24).

The alternative binders showed at a temperature of T = -10 °C a slightly better fatigue behavior compared to the reference (Figure 25). The load cycles till fracture at a test temperature of T = + 5 °C showed that the reference binder, the HSF-binder and the SMA binders were on a comparable level. The SG-Binder showed a slightly weaker fatigue behavior (Figure 26).

Considering the results of all in situ investigations it should be noted that the SG-binder and the SMA binder showed advantages compared to the conventional asphalt binder AC 16 BS according to German technical regulations TL Asphalt-StB. The HSF-binder was the worst alternative binder variant.

3.3 Homogeneity and separation in situ

The bulk densities of the core samples and thus the void contents taken from behind the screed in the cross section fluctuated significantly for all asphalt binder variants (Table 3).

The tendency towards separation was evaluated by comparing the coefficients of variation of the coarse aggregate 8/11 and 11/16 (Figure 27 and 28). The SMA variant was assessed as the best compared to the reference. For the SG-binder slight advantages may be recognizable. The HSF Binder shows no benefits with respect to the reference.

Feld I: AC 16 B S – Referenz							
Querprofil 1							
8	7	6	5	4	3	2	1
100	91	90	85	80	80	74	75
2,309	2,328	2,342	2,327	2,342	2,347	2,314	2,312
Querprofil 3							
8	7	6	5	4	3	2	1
102	95	90	85	80	80	75	74
2,336	2,341	2,318	2,300	2,317	2,339	2,286	2,289
Feld II: AC 16 B S – HSF							
Querprofil 1							
8	7	6	5	4	3	2	1
90	94	80	80	76	75	75	80
2,282	2,323	2,356	2,325	2,307	2,339	2,307	2,334
Querprofil 3							
8	7	6	5	4	3	2	1
81	78	79	78	75	73	74	79
2,292	2,321	2,321	2,313	2,298	2,331	2,316	2,286
Feld III: AC 16 B S – SG							
Querprofil 1							
8	7	6	5	4	3	2	1
68	73	73	82	81	81	71	72
2,302	2,319	2,349	2,332	2,344	2,366	2,339	2,307
Querprofil 3							
8	7	6	5	4	3	2	1
82	80	79	83	94	90	83	84
2,283	2,334	2,348	2,345	2,334	2,363	2,328	2,318
Feld IV: AC 16 B S – SMA							
Querprofil 1							
8	7	6	5	4	3	2	1
80	85	83	85	80	78	68	65
2,338	2,363	2,370	2,364	2,364	2,365	2,348	2,342
Querprofil 3							
8	7	6	5	4	3	2	1
65	78	80	60	55	70	75	75
2,322	2,358	2,370	2,356	2,337	2,361	2,333	2,340

Tab. 3: Layer thicknesses and bulk densities of core samples from B81

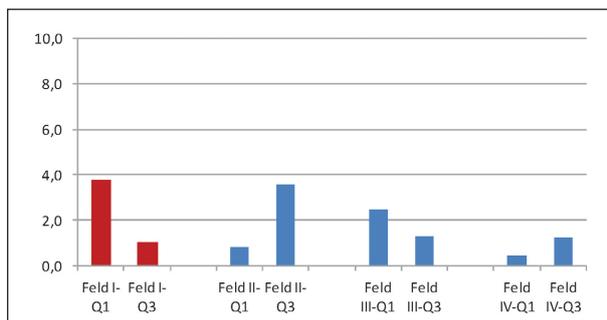


Fig. 27: Coefficient of variation of coarse aggregate 8/11

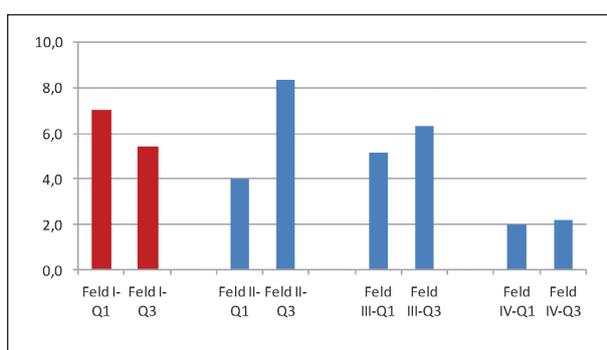


Fig. 28: Coefficient of variation of coarse aggregate 11/16

4 Summary

The investigated types of alternative binders AC 16 B S-SG, AC 16 B S and SMA can be paved and compacted without problems. The performance is equal or better compared to the regular binder AC 16 B S according to German technical regulations TL Asphalt-StB. The alternative binder AC 16 B S-HSF has some shortcomings. The decision of the bodies of FGSV to not include this type of alternative binder in the “Notes for the planning and execution of alternative asphalt binder (HAIABI), edition 2015” is coherent.

As soon as the assembly of facts from the in situ experience is positively completed, the alternative binders AC 16 BS (SG or SMA) are recommended to be integrated into a technical code of FGSV category R.

The presented test results are valid exclusively for alternative binders with a maximum grain size of 16 mm. To what extent these results can be transferred to the coarse asphalt binder with a particle size of 22.4 mm has not been verified.

Furthermore, it has been found that the measurement of water permeability in situ by IVT, and the detected water permeability on Marshall Specimens in accordance with TP Asphalt-StB, Part 15 lead to a contradictory statement. This contradiction should be checked on a broad basis.

Finally, the observed tendency to separate the mix leading to inhomogeneous temperature distribution screed of the road paver should be investigated.

Inhalt

1	Aufgabenstellung	17	3.9.1	Konventionelle Bitumenprüfungen	29
1.1	Begründung des Forschungsvorhabens	17	3.9.2	Erweiterte (rheologische) Bitumenprüfungen	29
1.2	Allgemeine Angaben	18			
2	Untersuchungsmethodik	18	4	Ergebnisse der Untersuchungen im Labor	30
2.1	Asphaltbinderkonzepte und Baustoffe	18	4.1	Zusammensetzung der Asphaltbindervarianten	30
2.2	Herstellen von Asphaltmischgut und Asphalt-Probekörpern im Labor ..	19	4.1.1	Referenzbinder AC 16 B S	30
2.3	Alterung von Asphaltmischgut im Labor	20	4.1.2	Alternative Asphaltbinder AC 16 B S (-HSF, -SG und -SMA)	32
2.4	In situ-Einbau ausgewählter Asphaltbinderkonzepte	21	4.2	Mischwiderstand und Verdichtungswiderstand	33
3	Prüfverfahren	23	4.3	Wasserdurchlässigkeit	35
3.1	Entmischungsneigung	23	4.4	Wasserempfindlichkeit ITSR	36
3.2	Durchlässigkeit	24	4.5	Verformungseigenschaften	37
3.2.1	Wasserdurchlässigkeit von Marshall-Probekörpern	24	4.6	Rissemempfindlichkeit gegenüber Kälte	39
3.2.2	Ausflussmessung nach MOORE	24	4.7	Rissbildung gegenüber Ermüdungsbeanspruchung	41
3.2.3	Ausflussmessung mittels IVT	24	4.8	Entmischungsneigung der im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten	41
3.3	Verdichtungswiderstand	25	4.9	Verhalten gegenüber Alterung	43
3.4	Haftverhalten	25	5	Ergebnisse der Untersuchungen in situ	47
3.5	Verformungsverhalten	26	5.1	Untersuchungen an dem in situ eingesetzten Asphaltmischgut	47
3.6	Rissemempfindlichkeit gegenüber Kälte ..	26	5.1.1	Zusammensetzung	47
3.6.1	Systematik der Prüfung	26	5.1.2	Wasserdurchlässigkeit am Marshall-Probekörper	47
3.6.2	Zugversuch	26	5.1.3	Wasserempfindlichkeit ITSR	49
3.6.3	Abkühlversuch	27	5.2	Untersuchungen in situ an der Asphaltbinder-Oberfläche	50
3.6.4	Zugfestigkeitsreserve	27	5.2.1	Infrarotmessungen hinter der Einbaubohle	50
3.7	Ermüdungseigenschaften	28	5.2.2	Messungen mittels Georadar zur Beurteilung der Hohlraummorphologie	51
3.8	Alterungsverhalten	28			
3.8.1	Braunschweiger Alterungsverfahren	28			
3.8.2	Alterungsversuche nach AASHTO-Designation	29			
3.9	Konventionelle und rheologische Prüfungen an Bitumen	29			

5.2.3	Durchlässigkeit mittels IVT und Saugglocke	51
5.3	Untersuchungen an Bohrkernproben	52
5.3.1	Schichtdicken und Raumdichten im Querprofil.	52
5.3.2	Zusammensetzung der einzelnen Bohrkernproben eines Querprofils zur Beurteilung der Entmischungs- neigung.	54
5.3.3	Bindemittleigenschaften am aus Bohrkernen rückgewonnenen Bitumen	55
5.3.4	Performance der eingebauten Asphaltbinder	55
6	Zusammenfassung	58
6.1	Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse	58
6.2	Direkt mögliche Schlussfolgerungen	60
6.3	Vorschläge für weiterführende Arbeiten	60
	Literatur	61
	Bilder	62
	Tabellen	63

1 Aufgabenstellung

1.1 Begründung des Forschungsvorhabens

Gesamtziel des Forschungsvorhabens ist es, auf der Basis der vorhandenen Erfahrungen mit den sogenannten HSF-, SG- bzw. SMA-Bindern die Rezepturen für Asphaltbinder im Hinblick auf den Hohlraumgehalt, die Wasserdurchlässigkeit, Entmischungsneigung und wesentliche Gebrauchseigenschaften wie Verdichtungseigenschaften, Haftverhalten, Verformungsbeständigkeit, Kälteverhalten, Ermüdungsbeständigkeit/ Dauerhaftigkeit zu optimieren und systematische Untersuchungen zur Alterungsbeständigkeit anzustellen. Die Ergebnisse sollen Eingang in das Technische Regelwerk (TL Asphalt-StB) finden.

Der klassische Aufbau einer Asphaltstraße für höhere Verkehrsbelastungen besteht aus Asphalttrag-, Asphaltbinder- und Asphaltdeckschicht. Der Asphalttragschicht kommt eine tragende Wirkung zu, sodass der Asphalt so zu konzipieren ist, dass überwiegend vertikale Kräfte aufgenommen und abgeführt werden können. Die Asphaltbinderschicht verbindet die Asphaltdeck- und die Asphalttragschicht und soll die eingeleiteten Schubkräfte aufnehmen und weiterleiten. Das Maximum der Schubkräfte liegt im Bereich von circa 6 cm unter Fahrbahnoberkante, also meist im mittleren, bei dicken Asphaltbinderschichten im oberen Bereich der Asphaltbinderschicht. Die Asphaltdeckschicht soll u. a. Ebenheit und Griffigkeit, also den Fahrkomfort für den Straßennutzer, herstellen.

Die spezielle Funktion der Asphaltbinderschicht erfordert eine sorgsam abgestimmte Konzeption des Asphaltbinders, was in der Literatur auch unter dem Begriff hochstandfest subsummiert wird. Die gewünschte hohe Verformungsbeständigkeit wird durch eine grobkorn-dominierte Sieblinie bei einem Größtkorn von 22 mm und durch den Einsatz von höher viskosem Bitumen – in den letzten Jahren meist Polymermodifiziertes Bitumen (PmB) – realisiert. Der Einbau von hochstandfest konzipiertem Asphaltbinder AC 22 B S erwies sich in der Praxis wegen der erhöhten Entmischungsneigung oft als problematisch. Die groben Gesteinskörnungen sammelten sich am Rand des Fertigerkübels und gerieten nach Einklappen des Seitenteils in den Strom des Kratzerbandes. Entmischungen waren auch unmittelbar hinter der Einbaubohle bei der Querverteilung zu beklagen.

Durch verstärkten Einsatz von Asphaltbindervarianten der Sorte AC 16 B S wurde versucht, der Entmischungsneigung zu begegnen. Systematische Vergleichsuntersuchungen in einer Hamburger Versuchsstrecke haben ergeben, dass AC16B-Konzepte den AC22B-Konzepten hinsichtlich der Verformungsbeständigkeit nicht unterlegen sind (DAMM, 1998).

Die klassischen Asphaltkonzepte höher belasteter Straßen basieren auf Hohlraumgehalten von 2,5 bis 3,0 Vol.-% (SMA 11 S), 3,5 bis 6,5 Vol.-% (AC 22 B S bzw. AC 16 B S) und 5,0 bis 10,0 Vol.-% (AC 32 T S), sodass eventuell eindringendes Wasser wegen der nach unten ansteigenden Hohlraumgehalte in den Unterbau oder seitlich abgeführt werden kann.

In der Praxis wurden in der Asphalttragschicht oft deutlich kleinere Hohlraumgehalte als in der Asphaltbinderschicht festgestellt, was mit der Wiederverwendung von Asphaltgranulat in höheren Zugabeanteilen zusammenhängt. Die Folge ist es, dass wegen der geringeren Hohlraumgehalte in der Asphalttragschicht Wasser in dem Asphaltbinder stehen bleibt und unter den dynamischen Verkehrsbeanspruchungen das Bindemittel regelrecht abgewaschen wird. Hinzu kommt eine erhöhte Alterungsempfindlichkeit aufgrund der hohen Hohlraumgehalte, verbunden mit einem Verlust der Klebfähigkeit des Bitumens. So gesehen sind Schäden in der Asphaltbinderschicht systemimmanent.

Ein Ausweg aus diesem Konflikt ist die Konzeption eines insgesamt dichteren Asphaltbinders, da das Gebot der Wiederverwendung zwangsläufig zu dichteren Asphalttragschichten führt und auch die Asphaltdeckschicht durch Anpassung der Regelwerke erkennbar dichter wird. Dichtere Asphaltbinderschichten hätten auch Vorteile beim Einsatz lärmoptimierter Asphaltdeckschichten aus Gussasphalt: sie würden nach starkem Regenfall und offener Lagerung nicht mehr als Wasserspeicher dienen und die Blasenbildung reduzieren. Zudem würden sich auch zum temporären Befahren eignen.

Grundsätzlich kommen als Alternativen zu den in den TL Asphalt-StB genannten Asphaltbindern die folgenden drei Asphaltbinderkonzepte in Frage:

- AC 16 B S – HSF: Hierbei handelt es sich um einen sogenannten hochstandfest mit Ausfallkörnung konzipierten Asphaltbinder, der seine geringere Empfindlichkeit gegenüber Entmi-

schungen aus der Reduzierung der sonst üblichen oberen Korngröße von 22,4 mm auf 16 mm bezieht (DAMM, 1987),

- AC 16 B S – SG, wobei es sich um stetig gestuften Asphaltbinder nach dem Asphaltbetonprinzip handelt (BERLITZ et al., 2005) und
- AC 16 B S – SMA, ein Asphaltbinder nach dem SMA-Prinzip (GÄRTNER et al., 2009).

Die nach diesen neuen Konzepten hergestellten Asphaltbinder besitzen im Regelfall eine obere Korngröße von 16 mm und sollten so zusammengesetzt sein, dass sie entmischungsstabil, verformungsbeständig und dauerhaft sind und Hohlraumgehalte in situ von nicht mehr als 5 Vol.-% aufweisen.

1.2 Allgemeine Angaben

Aufgrund der vorgelegten Gedanken wurde eine Projektskizze erarbeitet, die in den Gremien der FGSV mit positivem Bescheid beraten und schließlich über den Lenkungsausschuss der Arbeitsgruppe 7 sowie den Koordinierungsausschuss Bau der FGSV in das gemeinsame Forschungsprogramm FGSV/BMVBS aufgenommen wurde. Im Rahmen der BASt-Ausschreibung zu diesem Forschungsprojekt wurde ein im Detail ausgearbeitetes Forschungsprogramm abgegeben, auf dessen Grundlage das Institut für Straßenwesen der Technischen Universität Braunschweig (ISBS) mit Wirkung vom 01. Oktober 2012 mit der Durchführung des Forschungsprojektes Untersuchung der Dauerhaftigkeit unterschiedlicher Asphaltbinderkonzepte beauftragt wurde.

2 Untersuchungsmethodik

2.1 Asphaltbinderkonzepte und Baustoffe

Die auf der Basis vorhandener Erfahrungen zu entwickelnden Asphaltbinder wurden in Analogie zu einer Erstprüfung optimiert, wobei sowohl die Korngrößenverteilung als auch der Bindemittelgehalt in jeweils drei Stufen variiert wurden.

Kriterien für die Optimierung waren zum einen ein konventionell zusammengesetzter Asphaltbinder AC 16 B S nach den TL Asphalt-StB 07 mit drei Bindemittelgehalten. Zum anderen waren dies der Hohlraumgehalt und der Hohlraumfüllungsgrad. Der Hohlraumgehalt der alternativen Asphaltbinder sollte am Marshall-Probekörper optimal bei 4 Vol.-% an der Asphalt-Probekörperplatte – hiermit sollte der Hohlraumgehalt in situ nachgebildet werden – nicht über 5 Vol.-% (höchstens 6 Vol.-%) liegen. Die entsprechenden Werte für den Hohlraumfüllungsgehalt ergaben sich hieraus dann zwangsläufig.

Eine Übersicht der untersuchten Varianten enthält Tabelle 1.

In Tabelle 1 sieht die Abkürzung opt für einen geschätzten Ausgangswert für den Bindemittelgehalt, der dann in den einzelnen Variationsstufen um jeweils 0,5 M.-% erhöht oder reduziert wurde (in Einzelfällen um mehr als 0,5 M.-%). Es gibt Einzelfälle, bei denen der Bindemittelgehalt um zwei Stufen erhöht bzw. um zwei Stufen reduziert wurde. Diese Vorgehensweise wurde erforderlich, um den Hohlraumgehalt am Marshall-Probekörper in der gewünschten Größenordnung zu realisieren. Der tatsächlich in den einzelnen Variationsgruppen festgelegte Bindemittelgehalt kann dann den maßgebenden Ergebnistabellen entnommen werden.

Mischgutsorte	Stufe des Bindemittelgehaltes	Stufe der Korngrößenverteilung		
		I	II	III
AC 16 B S Reference	opt-0.5	-	01	-
	opt	-	02	-
	opt+0.5	-	03	-
AC 16 B S HSF	opt-0.5	11	14	17
	opt	12	15	18
	opt+0.5	13	16	19
AC 16 B S SG	opt-0.5	21	24	27
	opt	22	25	28
	opt+0.5	23	26	29
AC 16 B S SMA	opt-0.5	31	34	37
	opt	32	35	38
	opt+0.5	33	36	39

Tab. 1: Variationsmatrix und Nummerierung der Varianten

Des Weiteren wurden die Eigenschaften während bzw. unmittelbar nach Asphaltmischgutherstellung (Mischwiderstand, Entmischungsneigung) und während der Herstellung der Asphalt-Probekörper (Verdichtungswiderstand) registriert. An den Probekörpern selbst (Marshall-Probekörper bzw. Asphalt-Probekörper) wurden die primären und sekundären Dichtemerkmale, fiktiver Hohlraumgehalt und Hohlraumfüllungsgrad und schließlich die Gebrauchseigenschaften als Optimierungskriterien betrachtet. Zu unterscheiden war dabei zwischen den Eigenschaften der verdichteten Asphalte wie einerseits Wasserdurchlässigkeit (TP Asphalt-StB, Teil 19) und den klassischen Gebrauchseigenschaften andererseits, wie

- Wasserempfindlichkeit (Haftverhalten) mittels ITSR (TP Asphalt-StB, Teil 12),
- Verformungsverhalten mittels dynamischem Stempel Eindringversuch (TP Asphalt-StB, Teil 25 A 2),
- Widerstand gegenüber Kälterissbildung mittels Zug- und Abkühlversuchen (TP Asphalt-StB, Teil 46) und
- Ermüdungsbeständigkeit mittels Zug-Schwellversuchen (TP Asphalt-StB, Teil 46).

Die Asphaltbindervarianten wurden konsequent mit den gleichen Baustoffen hergestellt:

- Gabbro-Splitt aus Bad Harzburg,
- Gabbro-Brechsand aus Bad Harzburg,
- Kalkstein-Füller aus dem Werk Hehlen und
- Polymermodifiziertes Bitumen 25/55-55 A der TOTAL Brunsbüttel.

2.2 Herstellen von Asphaltmischgut und Asphalt-Probekörpern im Labor

Alle oben genannten Eigenschaften wurden an den in Tabelle 1 aufgeführten Varianten festgestellt, sodass ein systematischer Vergleich und eine Auswertung mithilfe von Verfahren der mathematischen Statistik möglich waren.

Die Herstellung des Asphaltmischguts erfolgte für jede Asphaltbindervariante in zwei Mischchargen mit jeweils ca. 37 kg Asphaltmischgut mit immer der gleichen Herstellungsmodalität.

Zur Herstellung des Asphaltmischguts kam ein Gegenlauf-Zwangslabormischer GZM-30+ zum Einsatz, wie er speziell zur Herstellung von Walzasphalt entwickelt wurde (s. Bild 1). Das Mischprinzip beruht auf einem Gegenlauf-Zwangsmischbetrieb mit geneigter Mischtrommel und angestelltem Mischwerkzeug. Der Gegenlauf-Zwangsmischbetrieb wird durch zwei drehzahlgeregelte Antriebsmotoren für Mischtrommel und exzentrischem Mischwerkzeug realisiert. Es ergibt sich eine vollständige dreidimensionale Vermischung des Asphaltmischguts aufgrund des asynchronen Antriebs, des Antriebs-Drehzahlverhältnisses, der geneigten Mischtrommel und dem angestellten Mischwerkzeug.

Der Prozess der Asphaltmischgutherstellung umfasste das Bereitstellen und Einwiegen der Gesteinskörnungen und des Bitumens sowie deren anschließende Lagerung und jeweilige Temperierung. Erst dann wurde mit dem eigentlichen Mischen der Baustoffkomponenten begonnen.

Um einer Entmischung vorzubeugen, wurden die temperierten Gesteinskörnungen – mit der gröbsten

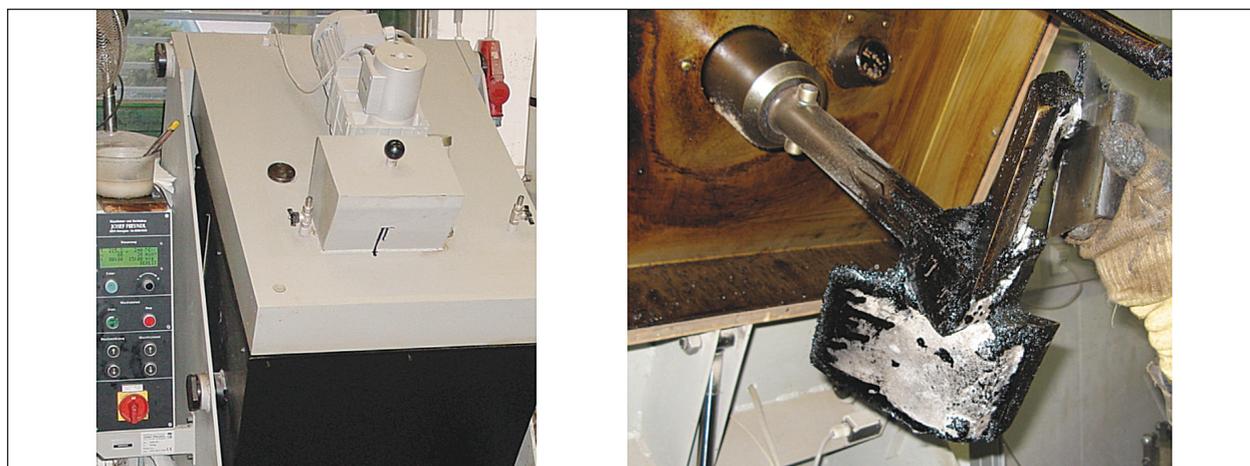


Bild 1: Gegenlauf-Zwangslabormischer GZM-30+ der Firma Freundl, Wennigsen

Asphaltbindervariante	Art der Probe		
	Asphaltmischgut	Marshall-Probekörper	Asphalt-Probeplatte
Alle 30 Varianten der Tabelle 1	Überprüfung der Zusammensetzung	Hohlraumgehalt V	Hohlraumgehalt V
	Mischwiderstand	Fiktiver Hohlraum VMA	Fiktiver Hohlraum VMA
	Entmischungsneigung	Hohlraumfüllungsgrad VFB	Hohlraumfüllungsgrad VFB
		Verdichtungswiderstand T	
		Wasserdurchlässigkeit	Wasserdurchlässigkeit
		Wasserempfindlichkeit (Haftverhalten) ITSR	
			Verformung, dyn. Stempel- eindringversuch DSEV
			Kälteverhalten, Zug-/Abkühlversuche
			Ermüdung, Zug-Schwellversuch

Tab. 2: Art der Probe, asphalttechnologische Kennwerte und Prüfverfahren der nicht gealterten Asphaltbindervarianten

Kornklasse beginnend – in folgender Reihenfolge dem Mischprozess zugegeben:

- Gesteinskörnungen 11/16,
- Gesteinskörnungen 8/11,
- Gesteinskörnungen 5/8,
- Brechsand (gebrochene feine Gesteinskörnung),
- Gesteinskörnungen 2/5,
- Füller (kalt),
- Bitumen (heiß).

Ansonsten erfolgte die Herstellung des Asphaltmischguts bei Beachtung der TP Asphalt-StB, Teil 35.

Von jeder Mischcharge wurden zur Kontrolle die Mischgutzusammensetzung, die Rohdichte und die Raumdichte sowie die damit berechneten Hohlraumgehalte einzelner Mischungen einer Variante bestimmt. Unmittelbar nach Asphaltmischgutherstellung wurden die Marshall-Probekörper nach den TP Asphalt-StB, Teil 30 bzw. Asphalt-Probeplatten nach den TP Asphalt-StB, Teil 33 für die Performance-Prüfungen hergestellt. Die Verdichtungstemperatur betrug immer $T = 145 \text{ °C}$.

Der für die Herstellung des Asphaltmischguts verwendete Gegenlauf-Zwangsmischer GZM-30+ ist mit Drehmomentenwiderständen ausgerüstet, sodass während der zweiminütigen Mischdauer die geleistete Mischarbeit der Mischtrommel und des Mischwerkzeuges gemessen werden können. Die

Messwerte werden digital gespeichert und grafisch ausgewertet.

Bereits an dieser Stelle wird darauf hingewiesen, dass die Untersuchungen zur Entmischungsneigung aus organisatorischen Gründen nicht im Zuge der Asphaltherstellung für die Untersuchungen zur Performance durchgeführt werden können, da dieser Arbeitsschritt ein zügiges Weiterverarbeiten stark behindern würde und somit die Einhaltung einer regelkonformen Verdichtungstemperatur praktisch nicht möglich ist. Die Untersuchungen zur Entmischungsneigung werden deshalb zu einem späteren Zeitpunkt durchgeführt.

Eine Übersicht der durchgeführten Prüfungen enthält Tabelle 2.

2.3 Alterung von Asphaltmischgut im Labor

Die weitere wesentliche Asphalteeigenschaft Alterungsbeständigkeit wurde an den als optimal erkannten Rezepturen durchgeführt, also an insgesamt vier Asphaltvarianten AC 16 B S (-Referenz), AC 16 B S – HSF, AC 16 B S – SG und AC 16 B S – SMA.

Dazu wurden zwei Alterungsverfahren angewendet: das Braunschweiger Alterungsverfahren (BSA) an Asphaltmischgut und ein Alterungsverfahren in Anlehnung an AASHTO-Designation R30-02 bei Lagerungsdauern von 0, 120 und 240 Stunden.

Der Umfang der Untersuchungen an den gealterten Asphaltproben ist in Tabelle 3 zusammengestellt.

Asphaltbindervariante	Art der Probe		
	Art der Alterung	Marshall-Probekörper	Asphalt-Probeplatte
an vier optimalen Varianten: • Referenz, • ABi-HSF, • ABi-SG, • ABi-SMA.	Braunschweiger Alterung (BSA) am Asphaltmischgut	Dichtemerkmale	Dichtemerkmale
		Haftverhalten ITSR	
			Verformung, dyn. Stempel-eindringversuch DSEV
			Kälteverhalten, Zug-/Abkühlversuche
		Ermüdung, Zug-Schwellversuch	
	Alterung an Marshall-Probekörpern nach AASHTO-Designation R30-02	Steifigkeit mittels Spaltzug-Schwellversuch	

Tab. 3: Art der Probe, asphalttechnologische Kennwerte und Prüfverfahren der gealterten Asphaltbindervarianten

2.4 In situ-Einbau ausgewählter Asphaltbinderkonzepte

Vier Asphaltbinderkonzepte, ein Asphaltbinder mit konventioneller Zusammensetzung – der Einfachheit wegen im Verlauf des Berichts Referenzbinder genannt – und drei alternative Asphaltbinder in Anlehnung an den Entwurf des FGSV W1-Regelwerkes Empfehlungen für die Planung, Ausschreibung und Ausführung von Alternativen Asphaltbinder-schichten (E AI ABI) – der Einfachheit wegen im Verlauf des Berichts Alternativbinder genannt –, wurden auch im großtechnischen Maßstab realisiert.¹

Das in situ-Projekt wurde an der Bundesstraße B 81 bei Magdeburg in der 32. Kalenderwoche 2013 realisiert. Je ein Erprobungsfeld wurde an einem Tag in einer Länge von genau 1.000 m angelegt. In vorangegangenen Baubesprechungen wurden die Zusammensetzung der Asphaltbindervarianten besprochen und schließlich festgelegt. Der Auftragnehmer (Matthäi Stendal) stellte das Asphaltmischgut her und baute es auch ein. Er wurde verpflichtet an dem Tag des Einbaus kein anderes Mischgut herzustellen, um den Herstellungsprozess nicht zu unterbrechen. Des Weiteren wurde er verpflichtet, nicht mehr als die für das Probefeld vorgesehenen 1.000 m einzubauen und für alle vier Erprobungs-

felder die gleiche Gerätekonstellation und gleiche Einbauparameter (Geschwindigkeit, Frequenz etc.) zu wählen. Die ersten 300 m Einbaustrecke eines jeden Einbaufeldes standen als Vorlauf für das Einstellen der Rezeptur am Asphaltmischwerk zur Verfügung. Nach Vorlage des Nachweises der genauen Realisierung der Mischgutzusammensetzung durch die Werkseigene Produktionskontrolle wurde der Beginn des Erprobungsfeldes eingemessen.

Der Einbau und die Beprobung der Asphaltbinder-varianten erfolgten immer nach dem gleichen Schema (s. Bild 2), beginnend mit

- Feld I: Referenzbinder,
- Feld II: Alternativbinder-HSF (hochstandfest),
- Feld III: Alternativbinder-SG (stetig gestuft),
- Feld IV: Alternativbinder-SMA (aufgebaut nach dem SMA-Prinzip).

Während des Einbaus des Asphaltmischguts wurde die Homogenität des Asphaltmischguts im Fertigerkübel, im Bereich der Fertigerschnecke und hinter der Einbaubohle visuell und mittels Infrarot-Technik beurteilt.

Der Walzeneinsatz und die Erzielung einer optimalen Verdichtung war Aufgabe und in der Verantwortung der Einbaukolonne.

Nach Einbau und Verdichtung wurden an jeder der vier Einbaubereiche zur Überprüfung der Homogenität des Einbaus jeweils zwei Querprofile festgelegt und hieraus acht Bohrkernproben mit einem Durchmesser von jeweils 150 mm entnommen. Von jedem Bohrkern wurde die Asphaltbinderschicht abgetrennt und der Hohlraumgehalt und der Ver-

¹ Für die Planung, Ausschreibung und Ausführung des in situ-Projektes konnte die Straßenbauverwaltung Sachsen-Anhalt gewonnen werden. Als externer Experte für die Vorbereitung des in situ-Projektes, der Beratung bei den Baubesprechungen und die Dokumentation des Einbaus, der Verdichtung und weiterer bautechnischer Gegebenheiten stand die KEMNA-BAU dem Forschungsnehmer zur Seite. Der vollständige Bericht der KEMNAU-BAU ist im Anhang als Anlage V enthalten.

dichtungsgrad bestimmt sowie die Materialzusammensetzung überprüft in der Hoffnung, eventuell vorhandene Unterschiede in der Homogenität des Asphalttes der einzelnen Asphaltbinderkonzepte zu erkennen.

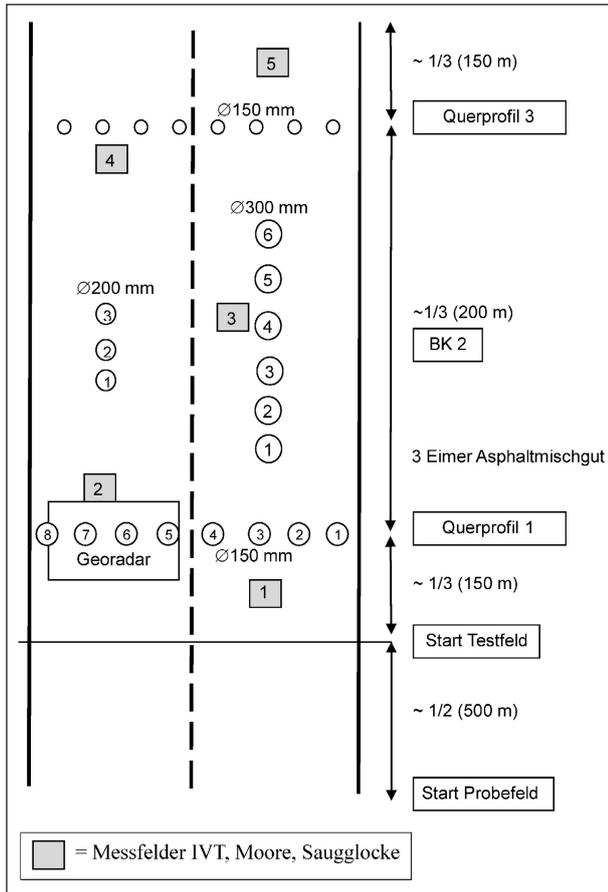


Bild 2: Schema der in situ-Messungen und der Entnahme von Bohrkernen innerhalb eines Einbaufeldes

Während der Bohrkernentnahme wurden auf der Asphaltbinderschicht Versuche zur Wasserdurchlässigkeit mittels IVT-Auslaufmessgerät und indirekt mittels Saugglocke durchgeführt.

Schließlich wurden aus jedem der vier Abschnitte der Baumaßnahme Bohrkern mit einem Durchmesser von jeweils 200 mm und 300 mm entnommen und hieran Untersuchungen zu den wesentlichen Gebrauchseigenschaften vorgenommen, nämlich

- zu den Verformungseigenschaften mittels dynamischen Stempel Eindringversuchen,
- zum Rissverhalten gegenüber Kälteangriff mittels Abkühlversuchen und Zugversuchen bei vier Temperaturen und
- zu den Ermüdungseigenschaften mittels Zug-Schwellversuchen bei zwei Temperaturen.

Darüber hinaus wurde das Bitumen aus den Bohrkernproben zurückgewonnen und an einer Sammelprobe der jeweiligen Asphaltbindervarianten wurden konventionelle und erweiterte Bindemitteluntersuchungen durchgeführt; Erweichungspunkt Ring und Kugel (EP RuK) sowie die entsprechenden Kennwerte aus der KD-, BBR- und DSR-Analytik (s. Kapitel 2).

Diese Untersuchungen wurden durchgeführt, um im Bedarfsfall für Wiederholungsprüfungen während der Nutzungsdauer der Asphaltbinderschichten zur Beurteilung der Bitumenalterung auf einen Ausgangswert zurückgreifen zu können.

Eine Übersicht der Untersuchungen am Einbauprojekt enthält Tabelle 4.

Asphaltbindervariante	Art der Probe		
	Asphaltbinder-mischgut/ Einbau	Bohrkerne Ø 150 mm	Bohrkerne Ø 300 mm
an vier optimalen Varianten: • Referenz, • ABI-HSF, • ABI-SG, • ABI-SMA.	Beurteilung der Homogenität: • visuell, • Digitalvideo, • Infrarottechnik.	Hohlraumgehalt, sekundäre Dichtemerkmale Bindemittelgehalt Korngrößenverteilung	/
	Mischgutanalyse		
	Wasserempfindlichkeit ITSr Wasserdurchlässigkeit		
	Extraktion des Bitumens, EP RuK, KD-, BBR-, DSR-Analytik	Extraktion des Bitumens, an einer Sammelprobe: EP RuK, KD-, BBR-, DSR-Analytik	

Tab. 4: Art der zu prüfenden Probe, asphalttechnologische Kennwerte und Prüfverfahren der in situ entnommenen Proben

3 Prüfverfahren

3.1 Entmischungsneigung

Die Untersuchungen zur Entmischungsneigung erfolgten gemäß DIN EN 12697-15 in einem speziellen Versuchsgerät (s. Bild 3). Dieses Gerät besteht aus einem Trichter mit einem Fassungsvermögen von ca. 45 kg Asphaltmischgut, durch welchen Asphaltmischgut zu einem kegelförmigen Haufen abgelassen werden kann und auf einem darunterliegenden Blech aufgefangen wird. Dieses in der mittleren Etage des Entmischungsgerätes befindliche Blech ist in der Mitte unterhalb des Trichterauslaufes mit Ofenringen versehen, die durch Schieberriegel geöffnet werden können.

In der Mitte befindet sich ein kreisförmiges Blech. Dieses kann geöffnet werden und entlässt das in der Mitte befindliche kegelförmig geschichtete Asphaltmischgut in eine untere Etage des Entmischungsgerätes. Hier wird es in einer Aluminiumschale aufgefangen. Die diesem Asphaltmischgut zugehörigen Kennwerte werden mit dem Index z versehen.

Sodann wird der nächste Ring geöffnet und das in der Mitte des Kegels befindliche Asphaltmischgut fällt in eine positionierte Aluminiumschale.

Sodann wird das am Rand befindliche restliche Asphaltmischgut mit einem Spachtel in die freie Öffnung geschoben und ebenfalls in einer dritten Aluminiumschale aufgefangen.

Für den Versuch waren im Einzelnen die folgenden Arbeitsschritte erforderlich:

- Einfüllen von ca. 50 kg heißem Asphaltmischgut in den Einfülltrichter. Dieser Vorgang diente ausschließlich der Vorerwärmung des doppelwandigen isolierten Aufnahmebehälters für das zu

überprüfende Asphaltmischgut. Nach einer Verweilzeit von ca. 5 Minuten wurde das Asphaltmischgut abgelassen und entsorgt.

- Einfüllen von genau 10 kg des auf Entmischungsneigung zu überprüfenden in einer Wärmekammer auf Verdichtungstemperatur – hier immer $T_v = 145\text{ °C}$ – für 10 h gelagerten Asphaltmischguts.
- Öffnen des Ablassschiebers unterhalb des Aufnahme-trichters und Ablassen des Asphaltmischguts auf das mit weiteren Ablassöffnungen versehenen mittleren Aufnahmebleches. Messen der für das Ablassen der Menge von 10 kg Asphaltmischgut erforderlichen Zeitdauer.
- Öffnen des im Zentrum des Auffangbleches befindlichen Loches und Auffangen des im Kegelformzentrum befindlichen Asphaltmaterials (ca. 3,5 kg). Diese Probe wurde als Teilprobe 1 bezeichnet. Die diesem (theoretisch feinkörnigen) Asphaltmischgut zugehörigen Kennwerte wurden mit dem Index f versehen.
- Öffnen des mittleren Rings und Auffangen des im mittleren Bereich des Asphaltkegels befindlichen Asphaltmaterials (ca. 3,5 kg). Diese Probe wurde als Teilprobe 2 bezeichnet. Die diesem Asphaltmaterial zugehörigen Kennwerte wurden mit dem Index z versehen.
- Zusammenfegen des am Lochrand befindlichen restlichen Asphaltmaterials und Auffangen auf dem unteren Blech. Diese Probe wurde als Teilprobe 3 bezeichnet. Die diesem (theoretisch grobkörnigen) Asphaltmaterial zugehörigen Kennwerte wurden mit dem Index g versehen.

Alle drei Teilproben wurden mittels Heißeextraktion analysiert und der Bindemittelgehalt und die Korn-

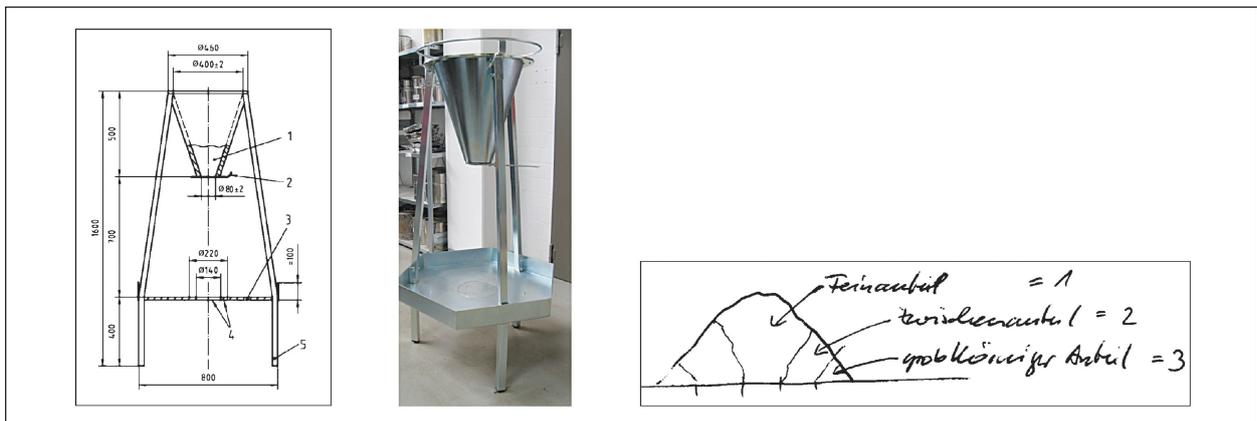


Bild 3: Entmischungsgerät nach TP Asphalt-StB, Teil 15 – rechts Handskizze zur Veranschaulichung der entmischten Probeteile

größenverteilung festgestellt. Dieses erfolgte mit zwei aliquoten Proben, deren Ergebnisse letztlich zusammengefügt werden.

Die Unterschiede in den Kennwerten von Teilprobe 1 (Index f) und Teilprobe 3 (Index g) galten als Kriterium zur Beurteilung der Entmischungsneigung eines Asphaltmischguts.

Die Teilprobe 2 (Index z) wurde herangezogen, um die Zuverlässigkeit der Analysenwerte der Teilproben 1 und 3 bewerten zu können. Die ermittelten asphalttechnologischen Kennwerte sollten idealerweise zwischen jener der Teilprobe 1 und jener der Teilprobe 3 liegen.

Der besseren Anschauung wegen sind die einzelnen Arbeitsschritte in Anlage II fotografisch dokumentiert.

3.2 Durchlässigkeit

3.2.1 Wasserdurchlässigkeit von Marshall-Probekörpern

Die Wasserdurchlässigkeit wurde an Marshall-Probekörpern nach dem in den TP Asphalt-StB, Teil 19 beschriebenen Verfahren durchgeführt. Das Prüfgerät für die Bestimmung der vertikalen und der horizontalen Durchlässigkeit wurde vom ISBS nach der Konstruktionsskizze der TP Asphalt-StB, Teil 19 gebaut (s. Bild 4) und dabei im Detail modifiziert. Es wurde sichergestellt, dass die anfängliche Wassersäule immer 0,3 m betrug und dann während des Versuches nicht abfiel. Darüber hinaus wurde das Prüfgerät mit einer Feinjustiereinrichtung ausgestattet, mit der es möglich ist, für die Messung der horizontalen Durchlässigkeit die Oberfläche des

Probekörpers so zu justieren, dass der Abstand zum Überlauf immer 30 cm beträgt.

Die Messung an einem Probekörper wurde insgesamt dreimal durchgeführt. Da festgestellt wurde, dass die Wiederholungsmessungen am selben Probekörper sehr gut korrespondieren, nicht aber die Messungen an unterschiedlichen Probekörpern, wurden in Ergänzung zu den TP Asphalt-StB statt einen immer zwei Probekörper geprüft.

Angegeben wurden als Ergebnis der vertikalen und der horizontalen Messung die Durchflussmenge $m_2 - m_1$ in [g/min], der Durchfluss Q in [m^3/s] und die Durchlässigkeit K in [m/s].

3.2.2 Ausflussmessung nach MOORE

Bei dem in situ-Projekt wurden Ausflussmessungen nach MOORE gemäß DIN EN 13036-3 unmittelbar auf der Oberfläche der Asphaltbinderschichten durchgeführt. Mit dem Gerät werden Ausflusszeiten eines definierten Wasservolumens als Maß für die Makrotextur der Fahrbahnoberfläche gemessen. Die Ausflusszeit ist dabei die Zeitspanne, die der Wasserspiegel im Ausflussmesser nach MOORE benötigt, um von einer oberen zu einer unteren Marke an der Zylinderwand abzusinken.

3.2.3 Ausflussmessung mittels IVT

Zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit der in situ eingebauten Asphaltbinderschichten wurde das Durchflussmessgerät IVT verwendet (KÖSTER, 1987). Es besteht aus einem Plexiglas-Zylinder mit einem Innendurchmesser von 19 cm und einer Gesamthöhe von 25 cm. An der Mantelfläche des



Bild 4: ISBS-Prüfgerät zur Bestimmung der vertikalen und horizontalen Wasserdurchlässigkeit von Probekörpern



Bild 5: Durchflussmessgerät IVT zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit in situ und Detail des Kittkranzes

Zylinders sind fünf Markierungen eingraviert, nämlich 0-2-4-6 und 8. Der Zylinder wird auf einen Kittkranz – der zuvor auf die Straßenoberfläche aufgedrückt wird – positioniert und mit Wasser gefüllt. Durch die Anordnung des Kittkranzes soll – im Gegensatz zur Ausflussmessung nach MOORE – ein seitliches Abfließen des Wassers auf der Fahrbahnoberfläche möglichst vollständig verhindert werden. Gemessen wird die vorhandene Zeit zur Absenkung des Wasserspiegels von der Markierung 0 auf das jeweilige Niveau der Markierungen 2 bis 8.

3.3 Verdichtungswiderstand

Unmittelbar nach Herstellung des Asphaltmischguts wurden zur Bestimmung des Verdichtungswiderstandes Marshall-Probekörper mit einer Verdichtungsanzahl von 100 Schlägen je Probekörperseite hergestellt. Die Dichtezunahme in der Marshallform aufgrund der Schlagverdichtung durch das Fallgewicht des Marshall-Verdichtungsgerätes kann über die Messung der Probekörperdicke direkt nach jedem Verdichtungsschlag berechnet werden.

Der Faktor Masse/Grundfläche ist über den gesamten Verdichtungsprozess eines Marshall-Probekörpers konstant und lässt sich aus der Gleichung zur Beschreibung der Raumdichte in Abhängigkeit von der aufgewendeten Verdichtungsarbeit heraus kürzen. Damit wird der Verdichtungsverlauf über die Änderung der Probekörperdicke beschrieben. Die gemessenen Probekörperdicken werden einer dreiparametrischen Exponentialfunktion angepasst und der im negativen Exponenten stehende Regressionsparameter als Verdichtungswiderstand T von einem der drei Regressionsparameter berechnet. Der Verdichtungswiderstand T wird als Maßzahl zur Beurteilung der Verdichtbarkeit der unterschiedlichen Asphaltvarianten verwendet. Kleine Werte

für T stehen für leichter verdichtbare Asphalte, größere Werte für T stehen für zunehmend schwerer verdichtbare Asphalte.

Das Verfahren ist in den TP Asphalt-StB, Teil 10 B, in Kapitel 6 detailliert beschrieben.

3.4 Haftverhalten

Die Wasserempfindlichkeit bzw. das Haftverhalten der Asphaltbinder wurde nach den TP Asphalt-StB, Teil 12, bestimmt. Bei diesem Verfahren wird das Verhältnis der indirekten Zugfestigkeiten (Spaltzugfestigkeiten) an mit 35 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite hergestellten, unterschiedlich konditionierten Marshall-Probekörpern beurteilt. Für die Prüfungen wird ein Teil der Marshall-Probekörper trocken gelagert, während die übrigen Marshall-Probekörper einer Wassersättigung mit anschließender Wasserlagerung unterzogen werden. Die unterschiedlich gelagerten Probekörper werden anschließend bei definierter Prüftemperatur mittels Spaltzugversuch geprüft.

Der auf eine Prüftemperatur von +15 °C temperierte Marshall-Probekörper wird zwischen zwei Laststreifen platziert, mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 50 mm/min radial belastet, die maximale Last am Bruch des Probekörpers gemessen und hiermit die Spaltzugfestigkeit berechnet.

Mit den Spaltzugfestigkeiten der beanspruchten und der unbeanspruchten Proben wird das Verhältnis der indirekten Zugfestigkeiten berechnet und als Kennwert ITSR in Prozent angegeben.

Große Werte für den ITSR stehen für ein günstiges Haftverhalten (Wasserempfindlichkeit), kleine Verhältniswerte stehen für ein ungünstiges Verhalten.

3.5 Verformungsverhalten

Die Verformungseigenschaften werden in diesem Projekt mithilfe des Dynamischen Stempel-eindringversuches (DSEV) angesprochen. Dieser Versuch wurde in mehreren Forschungsprojekten erforscht und gilt als erprobt. (LEUTNER et al., 2003; WISTUBA et al., 2014).

Dazu werden Bohrkern mit einem Durchmesser von 200 mm aus einer im Labor hergestellten Asphalt-Probekörperplatte oder aus der Straßenbefestigung in situ gebohrt, die Raumdichte bestimmt und anschließend bei Raumtemperatur bis zur Massenkonzanz gelagert. Die Probe wird drei Stunden bei einer Temperatur von +50 °C in der Klimakammer der Prüfapparatur temperiert, bevor die Prüfung gestartet wird.

Die Prüflast wird mit einem Laststempel axial auf die Asphaltbinderprobe aufgebracht, wobei sich der Laststempel über ein Kugelgelenk an die Asphalt-oberfläche anpassen kann.

Der Dynamische Stempel-eindringversuch wurde mit den folgenden Prüfparametern durchgeführt:

- Probekörperdicke: 60 mm,
- Probekörperdurchmesser: 200 mm,
- Stempeldurchmesser: 80 mm,
- Prüftemperatur: +50 °C,
- Belastungsart: sinusförmiger Lastimpuls (haversine) von 0,2 s,
- Dauer der Lastpause: 1,5 s,
- Unterspannung: 0,02 MPa,
- Oberspannung: 0,80 MPa,
- Versuchsdauer: 10.000 Lastwechsel oder bis zum Erreichen, einer Verformung von 5 mm.

Als Ergebnis wurden die dynamische Stempel-eindringtiefe in [mm], die relative dynamische Stempel-eindringtiefe in [%] nach 10.000 Lastwechseln sowie die Dehnungsrate [% · 10⁻⁴/n] angegeben. Der schematische Versuchsaufbau und das Belastungsschema sind im Bild 6 dargestellt.

Für dieses Prüfverfahren existiert die Technische Prüfvorschrift TP Asphalt-StB, Teil 25 A 2 (DSEV).

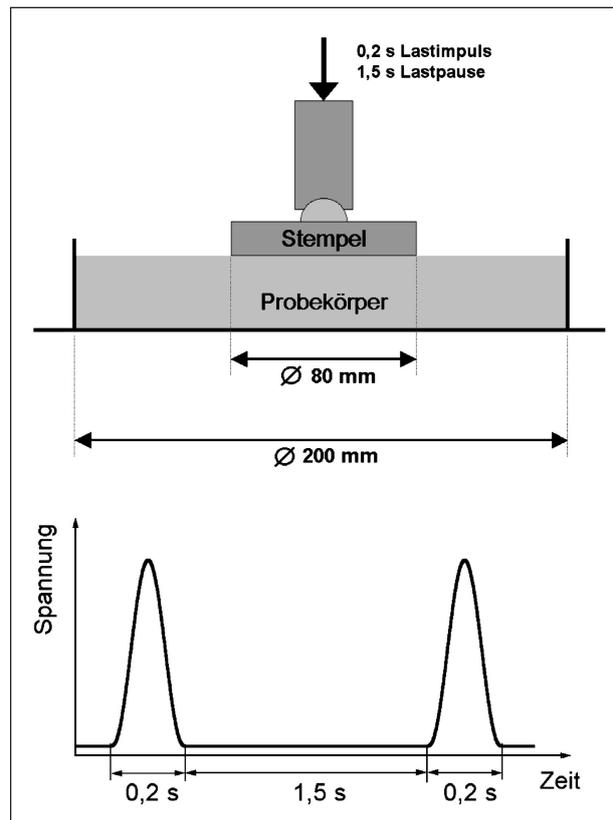


Bild 6: Dynamischer Stempel-eindringversuch (Versuchsaufbau sowie sinusförmige Impulsbelastung)

3.6 Rissempfindlichkeit gegenüber Kälte

3.6.1 Systematik der Prüfung

Die Ansprache der Kälteeigenschaften – die Rissempfindlichkeit von Asphalt bei kalten Temperaturen – erfolgte mit zwei unterschiedlichen Versuchstypen, dem einaxialen Zugversuch und dem Abkühlversuch. Beide Versuchstypen sind in den TP Asphalt-StB, Teil 45 A beschrieben. Aus diesen beiden Versuchstypen lässt sich die Zugfestigkeitsreserve berechnen.

Für die Durchführung der Versuche an Asphaltbinder werden aus Asphalt-Probekörperplatten oder aus Bohrkernproben prismatische Probekörper der Abmessungen 50 x 50 x 160 mm³, heraus gesägt.

3.6.2 Zugversuch

Der einaxiale Zugversuch wird bei jeweils unterschiedlichen Temperaturen von +20 °C, +5 °C, -10 °C und -25 °C an den prismatischen Probekörpern durchgeführt. Dabei wird der Probekörper während der Temperierphase spannungsfrei gehalten.

ten und nach einer ausreichenden Temperierdauer mit einer konstanten Verformungsgeschwindigkeit von $v = 1 \text{ mm/min}$ axial auseinandergezogen. Als Ergebnis werden die Zugfestigkeit und die Bruchdehnung bei der jeweiligen Prüftemperatur angegeben. Der Verlauf der Zugfestigkeit über die Temperatur wird mithilfe kubischer Splines aus den Ergebnissen der einzelnen Zugversuche approximiert.

3.6.3 Abkühlversuch

Mit dem Abkühlversuch wird die Beanspruchung von Asphalten bei witterungsbedingten negativen Temperaturänderungen simuliert. Der Probekörper wird bei konstant gehaltener Länge systematisch abgekühlt. Um den Versuch in einer laborökonomischen Zeitdauer durchführen zu können, wird als Abkühlgeschwindigkeit eine Temperaturrate von $-10 \text{ Kelvin pro Stunde}$ festgelegt. Aufgrund der konstant gehaltenen Länge entstehen im Probekörper infolge von verhindertem thermischen Schrumpf Zugbeanspruchungen (kryogene Zugspannungen).

Wenn die kryogenen Zugspannungen die Zugfestigkeit erreichen, tritt ein Riss auf. Ergebnis des Abkühlversuches mit verhindertem thermischem Schrumpf sind der Verlauf der kryogenen Zugspannungen über die Temperatur, die Bruchtemperatur und die zugehörige Bruchspannung.

Die Bruchtemperatur ist jene Temperatur, bei der die Rissbildung eintritt. Die Bruchspannung ist die der Bruchtemperatur zugehörige kryogene Spannung.

Zur grafischen Darstellung des Verlaufs der kryogenen Zugspannungen werden die Ergebnisse des Abkühlversuchs mittels Polynom dritten Grades approximiert.

3.6.4 Zugfestigkeitsreserve

Die Differenz zwischen den Merkmalsgrößen Zugfestigkeit und kryogene Zugspannung wird als Zugfestigkeitsreserve bezeichnet. Diese Zugfestigkeitsreserve kennzeichnet die besondere Eigenschaft des Asphaltes, neben abkühlungsbedingten Zugspannungen auch verkehrslastbedingte (mechanogene) Zugspannungen zu ertragen. Die Fähigkeit, gleichzeitig kryogene und mechanogene Zugspannungen aufzunehmen, ist dort am größten, wo die Zugfestigkeit ihr Maximum besitzt.

Als Ergebnis der Zugfestigkeitsreserve werden die Merkmalsgrößen maximale Zugfestigkeitsreserve $\sigma_{\beta z}$ und die der maximalen Zugfestigkeitsreserve zugehörige Temperatur angegeben.

Bild 7 enthält ein Beispiel für die grafische Darstellung der Ergebnisse zur Überprüfung der Rissempfindlichkeit gegenüber Kältebeanspruchung.

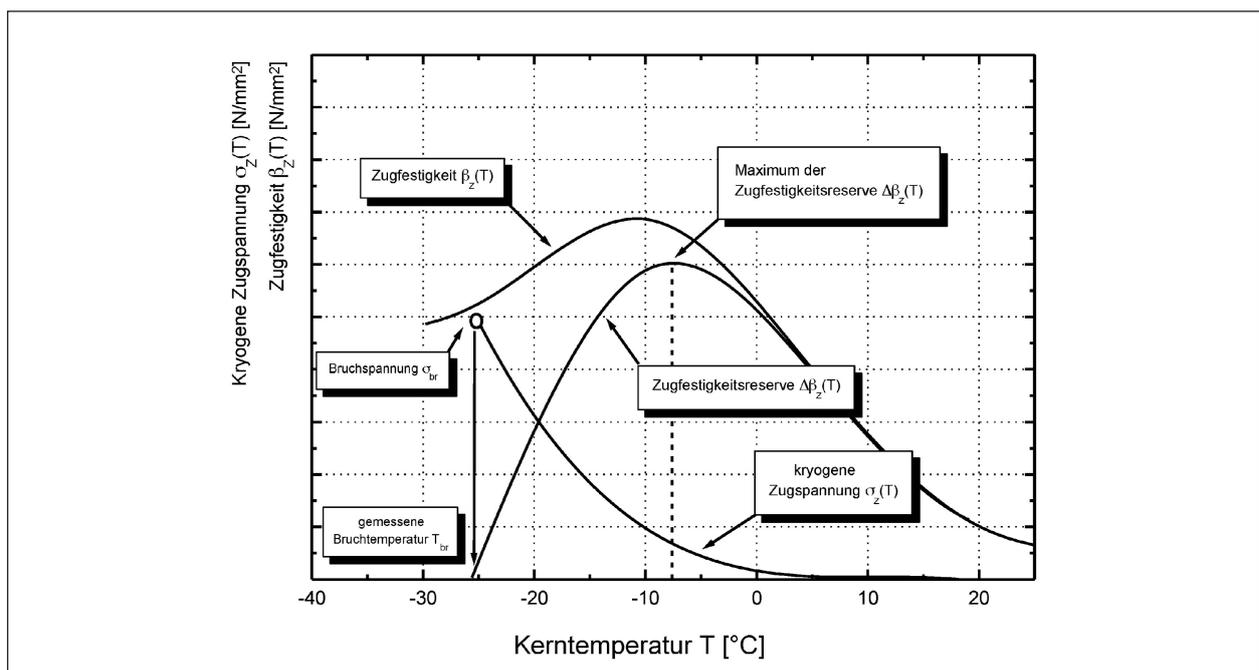


Bild 7: Beispiel für die kryogene Zugspannung $\sigma_z(T)$, Zugfestigkeit $\beta_z(T)$ und Zugfestigkeitsreserve $\Delta\beta_z(T)$ in Abhängigkeit von der Asphalttemperatur (links)

3.7 Ermüdungseigenschaften

Zur Überprüfung der Ermüdungseigenschaften wurden lastgeregelte Zug-Schwellversuche an Probekörpern der Abmessungen 50 x 50 x 160 mm³ (Asphaltbinder) durchgeführt. Diese prismatischen Probekörper wurden aus walzsektor-verdichteten Asphalt-Probepplatten bzw. aus Bohrkernproben heraus gesägt.

Der Versuch ist in einer Norm (DIN EN 12697-46, 2012) detailliert beschrieben.

Die prismatischen Probekörper werden stirnseitig an Adapter geklebt und in eine Prüfmaschine eingesetzt. Während der Temperierphase hält die Regelungselektronik der Prüfmaschine die prismatischen Probekörper spannungsfrei. Für die Prüfungen wurde eine einheitliche Prüftemperatur von $T = -10\text{ °C}$ und $T = +5\text{ °C}$ für alle Asphaltvarianten festgelegt.

Die Zug-Schwellbelastung besteht aus einer Unterspannung, die der kryogenen Zugspannung des Asphaltes bei der festgelegten Prüftemperatur entspricht und dient der Simulation der in der Asphaltbefestigung vorliegenden temperaturbedingten Spannung. Die Unterspannung wird aus den Ergebnissen der zuvor durchgeführten Abkühlversuche für die hier gewählte Versuchstemperatur ermittelt.

Der Unterspannung wird zur Simulation der Verkehrsbelastung eine oszillierende mechanogene Zugspannung mit einer Frequenz von 10 Hz über-

lagert. Die Größe dieser mechanogenen Zugspannung wurde unter Verwendung des BISAR-Programms abgeschätzt und für die hier referierten Untersuchungen auf unterschiedliche Werte festgelegt. Für den Asphaltbinder wurde im Rahmen dieses Forschungsprojektes im Regelfall eine mechanogene Spannung von 1,6 N/mm² angewendet.

Das Belastungsschema des Zug-Schwellversuches ist in Bild 8 dargestellt.

Als Ergebnis des lastgeregelten Zug-Schwellversuches wird die Anzahl der Lastwechsel bis zum Versagen, also bis zum Bruch des Probekörpers, ermittelt. Hohe Bruchlastwechselzahlen kennzeichnen Asphalte mit einem hohen Widerstand gegenüber Ermüdungsrisssbildung.

3.8 Alterungsverhalten

3.8.1 Braunschweiger Alterungsverfahren

Für die Alterung mittels Braunschweiger Alterungsverfahren (BSA) – entwickelt im Rahmen eines Forschungsprojektes im Auftrage des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (RENKEN et al., 2007) – wird das Asphaltmischgut auf einem Drahtblech bzw. Drahtgitter granuliert ausgebreitet (s. Bild 9). Dabei muss sichergestellt werden, dass der gesamte Asphalt von Luft umflossen werden kann. Mehrere Bleche mit Asphaltmischgut werden in einen Klimaschrank geschoben, der die geforderte Alterungs-Tempe-

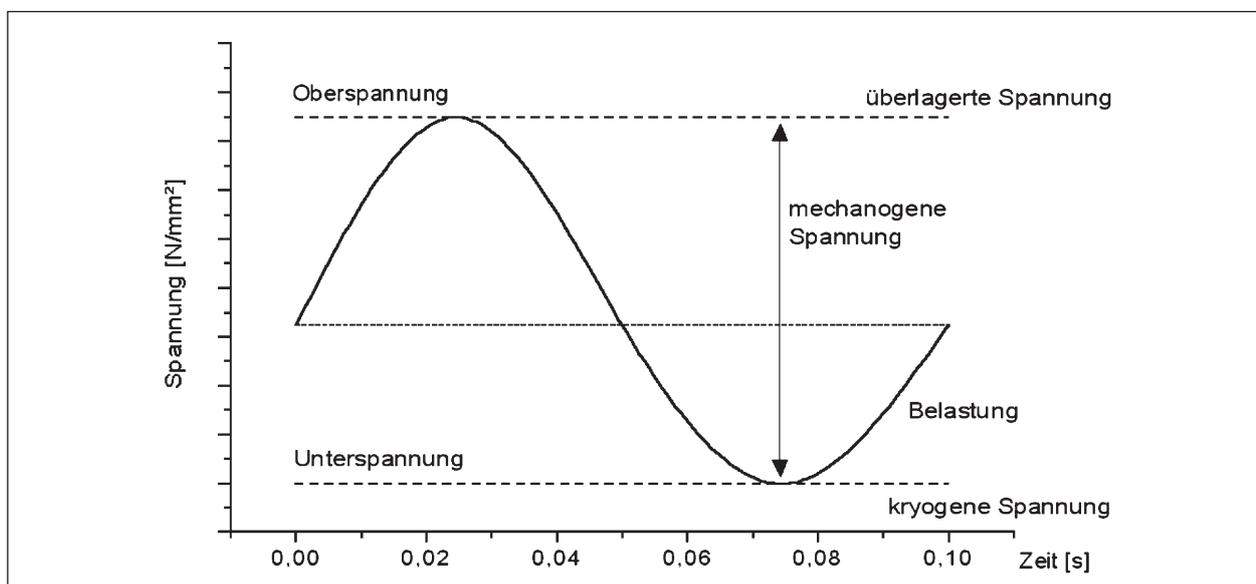


Bild 8: Belastungsschema des Zug-Schwellversuchs zur Ansprache der Ermüdungseigenschaften



Bild 9: Materialprüfschrank und Lagerrost für die Braunschweiger Alterung (BSA)

ratur von $+80 (\pm 0,1) ^\circ\text{C}$ ansteuern kann. Es muss eine umfassende Luftzirkulation innerhalb des Klimaschranks stattfinden. (Der dazu verwendete Klimaschrank besitzt ein Gesamtvolumen von $34.560 \text{ cm}^3 \approx 34 \text{ l}$. Die Luftumwälzungsmenge kann nicht exakt angegeben werden, doch besitzt der Ventilator einen Durchmesser von 180 mm und rotiert mit ca. 1.350 U/min).

Die Proben werden für die Dauer von vier Tagen (entsprechend 96 Stunden) im Wärmeschrank gelagert. Ein Referenzbitumen (25/55-55 A) zeigt danach im Regelfall nach Rückgewinnung einen Anstieg des Erweichungspunktes Ring und Kugel um ca. 12 Kelvin, was ungefähr dem Abstand zweier Bitumenklassifikationen entspricht.

3.8.2 Alterungsversuche nach AASHTO-Designation

Zusätzlich wurden Alterungsversuche an regelkonform hergestellten Marshall-Probekörpern in Anlehnung an AASHTO-Designation R30-02 (AASHTO, 2002) bei 0, 120 und 240 Stunden durchgeführt und die Änderungen der Steifigkeit mittels Spaltzug-Schwellversuchen verfolgt.

Dazu werden die Steifigkeitsmoduln zunächst unmittelbar nach Herstellung (0 Stunden Alterung) bestimmt. Nach Wärmebehandlung der MPK im Umluftofen bei $85 ^\circ\text{C}$ für die Dauer von 120 Stunden und dann für weitere 120 Stunden, werden die Steifigkeitsmoduln am selben Marshall-Probekörper wiederholt festgestellt. Bei dieser Vorgehensweise wird unterstellt, dass bei der dreimaligen Bestimmung der Steifigkeit nach den beiden

Stufen der unterschiedlichen Alterungszustände an jeweils ein und demselben Marshall-Probekörper keine Strukturänderung stattgefunden hat.

3.9 Konventionelle und rheologische Prüfungen an Bitumen

3.9.1 Konventionelle Bitumenprüfungen

Zu den konventionellen Bitumenprüfungen gehören die klassischen Bestimmungsverfahren für

- den Erweichungspunkt Ring und Kugel (EP RuK) nach DIN EN 1426,
- die Nadelpenetration (Pen) nach DIN EN 1427 und
- die Formänderungsarbeit (Kraftduktilität) nach DIN EN 13589/ DIN EN 13703.

Neben der vollständigen grafischen Darstellung der Ergebnisse der Kraftduktilität (s. Anlage) wurden die Formänderungsarbeit (Kohäsion) im Bereich 200 bis 400 mm Ausziehlänge und die zugehörigen Maximalkräfte (max. Kraft) ausgewertet.

3.9.2 Erweiterte (rheologische) Bitumenprüfungen

Den Prüfverfahren zur Ansprache rheologischer Bitumeneigenschaften wird die BBR-Analytik mittels Biegebalkenrheometer nach DIN EN 14771 und die DSR-Analytik mittels Dynamischem Scher-rheometer nach DIN EN 14770 zugeordnet.

Die BBR-Analytik wurde angewendet, um die Bitumen hinsichtlich der Kälteeigenschaften anzusprechen.

Für diese Prüfung werden Bitumenbalken hergestellt und in einer Dreipunkt-Biegevorrichtung bei unterschiedlich tiefen Temperaturen (-25 °C, -16 °C und -10 °C) für die Zeitdauer von 240 Sekunden statisch, also kraftgeregelt, belastet.

Die Durchbiegung des Balkens wird kontinuierlich gemessen und die Biegekriechsteifigkeit S gegenüber der Belastungszeit jeweils im logarithmischen Maßstab aufgezeichnet. Die der Belastungszeit von 60 Sekunden zugehörige Tangentenneigung der Kriechkurve wird berechnet und als m -Wert angegeben.

Im Regelfall werden für die betrachtete Temperatur die Biegekriechsteifigkeit S nach 60 Sekunden und der zugehörige m -Wert angegeben.

Anhand der bei den unterschiedlichen Prüftemperaturen bestimmten Biegekriechsteifigkeiten wird jene Temperatur ermittelt, die sich bei einer Biegekriechsteifigkeit von 300 MPa ergibt.

Mit der DSR-Analytik wird das viskoelastische Verhalten eines Bitumens überprüft und Anhaltswerte für die mutmaßlichen Verformungseigenschaften ($G^*/\sin \delta$) und Ermüdungseigenschaften ($G^* \cdot \sin \delta$) werden erhalten.

Bei der DSR-Analytik wird eine Bitumenprobe einer oszillierenden Scherbeanspruchung ausgesetzt und bei Durchführung eines Temperatursweeps im Bereich von +30 °C bis +90 °C und eines Frequenz-

sweeps bei jeder Temperaturstufe der komplexe Schermodul G^* und der Phasenwinkel δ ausgewertet.

Grafisch dargestellt werden darüber hinaus die Zusammenhänge G^* , δ , Frequenz und Temperatur in unterschiedlichen Kombinationen untereinander, wie z. B. Schermodul gegen Frequenz (Masterfunktion) und Schermodul gegen Phasenwinkel (Black-Diagramm).

4 Ergebnisse der Untersuchungen im Labor

4.1 Zusammensetzung der Asphaltbindervarianten

4.1.1 Referenzbinder AC 16 B S

Als Referenzbinder wurde ein bewährter Asphaltbinder gewählt, der im Großraum Braunschweig erfolgreich eingesetzt wird. Er besteht aus Gabbro/Harzberg, ausschließlich Brechsand und Kalksteinmehl aus dem Werk Hehlen.

Als Bitumen wurde ein PmB 25/55-55 A der Raffinerie TOTAL Brunsbüttel eingesetzt. Das Bitumen wurde für alle Alternativbindervarianten verwendet. In der Praxis werden für die Alternativbinder auch unterschiedlich harte Polymermodifizierte Bitumen eingesetzt, zur besseren Vergleichbarkeit aller Asphaltbindervarianten wurde hier im Rahmen des Forschungsprojektes auf eine weitere Variation der Bitumensorte bewusst verzichtet, wohlwissend,

Bindemittelart/-sorte: 25/55-55 A				
Prüfmerkmal		Alterungszustand des Bitumens		
		frisch	RTFOT	RTFOT&PAV
EwP RuK	[°C]	57,6	62,9	72,2
Penetration	[1/10 mm]	48	35	21
Elastische Rückstellung	[%]	75	74	63 gerissen
KD bei T = +5 °C max. Kraft	[N]	149	199	245
Formänderung (200-400 mm)	[J]	10,1	12,4	Riss bei 3 mm
KD bei T = +10 °C max. Kraft	[N]	54	84	151
Formänderung (200-400 mm)	[J]	3,4	6,8	gerissen
BBR T= -16 °C Steifigkeit S	[MPa]	197	229	261
m-Wert	[-]	0,385	0,378	0,358
BBR Temperatur bei 300 MPa	°C	-19,3	-18,0	-17,2
DSR (+60 °C) Schermodul G^*	[kPa]	6,88	13,72	34,54
Phasenwinkel ϕ	[°]	72,8	68,4	63,6

Tab. 5: Kennwerte des für alle im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten verwendete PmB 25/55-55 A

dass im Entwurf der AI ABi (2013) je nach Art des Alternativbinders auch die Bitumenarten/-sorten 30/45 und 10/40-65 A genannt sind. Vom eingesetzten Bitumen wurden konventionelle und rheologische Kennwerte im frischen Zustand, nach RTFOT-Alterung und nach RTFOT&PAV-Alterung bestimmt.

Die Ergebnisse im grafischen Detail enthält Anlage I.1, ausgewählte Kennwerte hieraus sind zahlenwertmäßig in Tabelle 5 eingetragen.

Der Ausgangswert für den Bindemittelgehalt des Referenzbinders 02 ergab sich zu 4,7 M.-%. Bei der Referenzbindervariante 01 wurde dieser Bindemittelgehalt um 0,5 M.-% reduziert und bei der Referenzbindervariante 03 um 0,5 M.-% erhöht. Alle drei Referenzvarianten wurden im Labormischer hergestellt und vor Durchführung der Performance-Prüfung analysiert.

Die Ergebnisse aller Analysen sind in Tabelle 6 zusammengestellt.

Merkmalsgröße	Dim	Kennwerte der Asphalte		
		01	02	03
Variantennummer		01	02	03
Soll-Bindemittelgehalt	M.-%	4,2	4,7	5,2
Bmgehalt Regelwerk	M.-%	≥ 4,4 (mit der hier eingesetzten Gesteinsart Gabbro ≥ 4,0)		
Bmgehalt, gesamt	M.-%	4,4	4,9	5,2
EP RuK	°C	64,5	64,2	64,3
El. Rückstellung	%	71	73	74
0 - 0,063	M.-%	7,6	7,4	7,2
0,063 - 0,125	M.-%	1,7	2,0	1,9
0,125 - 0,25	M.-%	2,6	2,8	2,4
0,25 - 1,0	M.-%	8,6	8,7	8,1
1,0 - 2,0	M.-%	7,9	7,4	8,0
2,0 - 5,6	M.-%	14,8	16,1	14,6
5,6 - 8,0	M.-%	13,1	12,2	11,9
8,0 - 11,2	M.-%	14,2	14,6	14,1
11,2 - 16,0	M.-%	25,6	28,1	29,9
> 16,0	M.-%	3,9	0,7	2,1
Füllergehalt	M.-%	7,6	7,4	7,2
Sandgehalt	M.-%	20,8	20,9	20,3
Grobe Körnung > 2 mm	M.-%	71,7	71,7	72,6
Rohdichte	g/cm ³	2,710	2,690	2,650
Raumdicke 2 x 50	g/cm ³	2,510	2,528	2,549
Hohlraum V (2 x 50)	V.-%	7,4	6,0	3,8
V gem. Regelwerk	V.-%	3,5-6,5		
Rohdichte Gestein	g/cm ³	2,932	2,936	2,902
Hohlraumfüllung VFB	%	59,3	66,7	77,2
Fiktiv. Hohlraum VMA	V.-%	18,2	18,1	16,7
Raumdicke 2 x 35	g/cm ³	2,460	2,490	2,501
Raumdicke 2 x 100	g/cm ³	2,534	2,569	2,588
T-Wert	21 Nm	45,4	43,0	39,8
Hohlraum V (2 x 35)	V.-%	9,2	7,4	5,6
Hohlraum V (2 x 100)	V.-%	6,5	4,5	2,3

Tab. 6: Zusammensetzung der im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten (Referenz 01- 02 -03) als Ergebnis von Mischgutanalysen

4.1.2 Alternative Asphaltbinder AC 16 B S (-HSF, -SG und -SMA)

Bei den Alternativbindern handelte es sich um die Varianten HSF (hochstandfest), SG (stetig gestuft) und SMA (nach dem Splittmastixprinzip aufgebaut). Die Korngrößenverteilung (KGV) orientiert sich an die Sieblinienbänder der Hinweise E AI ABi und stellt sich im Einzelnen wie folgt dar (s. Bild 10):

- AC 16 B S-HSF: (Hohlraumgehalt = 4,5-6,5 V.-%):
 - KGV I: Sieblinienband gemäß E AI ABi diagonal durchlaufend, beginnend mit niedrigstem Wert für den Füllergehalt und ohne Überkorn,
 - KGV II: Sieblinie im mittleren Sieblinienband gemäß E AI ABi,
 - KGV III: KGV mit echter Ausfallkörnung gemäß Vorlage.
- AC 16 B S-SG: (Hohlraumgehalt = 3,0-4,0 V.-%):
 - Korngrößenverteilung bei Variation des Fullerexponenten (s. Bild 11),
 - KGV I: Fullerexponent $q = 0,4$,

- KGV II: Fullerexponent $q = 0,5$,
- KGV III: Fullerexponent $q = 0,6$.
- AC 16 B S-SMA: (Hohlraumgehalt = 3,0-4,0 V.-%):
 - KGV I: oberer Sieblinienbereich,
 - KGV II: mittlerer Sieblinienbereich, wie gezeichnet aber 5,6 mm und 8 mm etwas angehoben,
 - KGV III: unterer Sieblinienbereich.

Damit ergaben sich die in Tabelle 7 aufgelisteten Zusammensetzungen für die einzelnen Variationen der Korngrößenverteilung (KGV). Der Bindemittelgehalt wurde in jeder Stufe der KGV in drei Stufen verändert (opt-0,5 M.-%, opt, opt+0,5 M.-%).

Anzumerken ist, dass die o. G. Hinweise E AI ABi inzwischen (2015) als Hinweise für die Planung und Ausführung von alternativen Asphaltbinderschichten H AI ABi fortgeschrieben und veröffentlicht wurden. Gegenüber der E AI ABi (2013) wurde die Variante hochstandfest gestrichen.

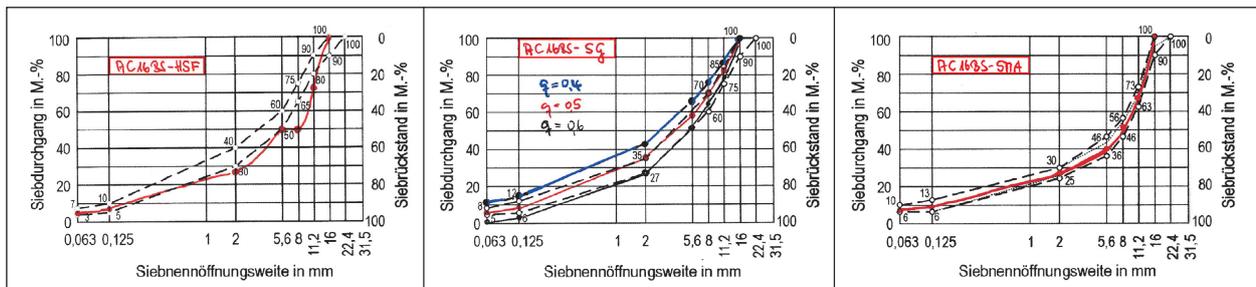


Bild 10: Sieblinienbereiche der Alternativbinder – HSF-Variante c mit echter Ausfallkörnung

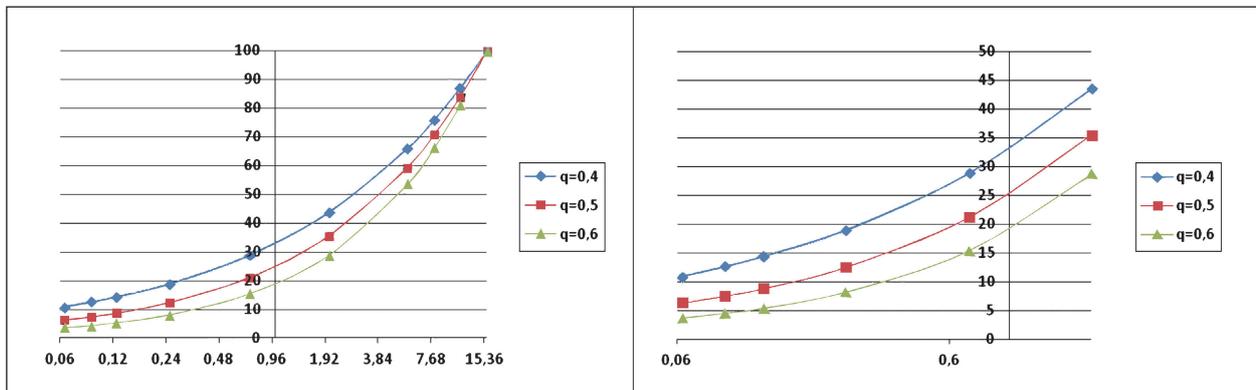


Bild 11: Korngrößenverteilungen der stetig nach dem Fuller-Prinzip zusammengesetzten Asphaltbinder AC 16 B S-SG mit unterschiedlichen Körnungsexponenten q

		TL	AC 16 B S-HSF			AC 16 B S-SG			AC 16 B S-SMA		
Merkmalsgröße		Asphalt	diagonal	mittig	Ausfall	q = 0,4	q = 0,5	q = 0,6	oben	mittig	unten
	Dim		I	II	III	I	II	III	I	II	III
Nummern der Varianten			11-12-13	14-15-16	17-18-19	21-22-23	24-25-26	27-28-29	31-32-33	34-35-36	37-38-39
Soll-Bindemittelgehalt	M.-%	≥ 4,4 ≥ 4,0*	4,0-6,0 3,6-5,4*			≥ 4,6 ≥ 4,2*			≥ 5,2 ≥ 4,7*		
Bindemittelart/-sorte		25/55-55 A 10/40-65 A	25/55-55 A			25/55-55 A			25/55-55 A 0,3 M.-% Faserstoffe		
0-0,063	M.-%	6,0	5,0	3,0	4,5	10,9	6,3	3,6	10,0	8,0	6,0
0,063-0,125	M.-%	22,0	2,5	3,0	2,0	3,5	2,5	1,8	3,0	2,0	1,0
0,125-0,25	M.-%		27,5	31,0	21,0	4,5	3,7	2,8	17,0	17,5	18,0
0,25-0,71	M.-%					9,9	8,6	7,2			
0,71-2,0	M.-%		14,7	14,3	13,3						
2,0-5,6	M.-%	14,0	20,0	21,0	22,5	22,2	23,8	24,6	16,0	13,5	11,0
5,6-8,0	M.-%	13,0	15,0	16,0	0	10,1	11,5	12,7	10,0	10,0	10,0
8,0-11,2	M.-%	14,0	15,0	16,0	22,5	10,9	13,0	14,7	17,0	17,0	17,0
11,2-16,0	M.-%	31,0	15,0	10,0	27,5	13,3	16,3	19,3	27,0	32,0	37,0
Füllergehalt	M.-%	6,0	5,0	3,0	4,5	10,9	6,3	3,6	10,0	8,0	6,0
Sandgehalt	M.-%	22,0	30,0	34,0	23,0	32,6	29,1	25,1	20,0	19,5	19,0
Splitt > 2 mm	M.-%	72,0	65,0	69,0	72,5	56,5	64,6	71,3	70,0	72,5	75,0
H _{bit} MPK	Vol.-%	3,5-6,5	4,5-6,5			3,0-4,0			3,0-4,0		

* Die Werte für den Soll-Bindemittelgehalt gelten für die hier verwendete Gesteinsart Gabbro

Tab. 7: Zusammensetzung der Alternativbinder

4.2 Mischwiderstand und Verdichtungswiderstand

Die Einzelwerte der Untersuchungen zur Mischarbeit und zum Verdichtungswiderstand sind in Anlage I.2 enthalten. Die Mittelwerte sind in Tabelle 8 übertragen, die rot markierten Zahlenwerte sind die entsprechenden Werte für die Varianten 14, 24, 27 und 37. Hierbei handelt es sich um jene Varianten, die nicht in das regelmäßige Variationsschema passen, weil innerhalb einer Variationsbox der gewählte Bindemittelgehalt nicht immer größer wird, sondern die geplante Reihung verändert wurde. Dies hängt damit zusammen, dass ein optimaler Bindemittelgehalt für eine Variationsbox – dies ist die Variation des Bindemittelgehaltes für eine Variante der Korngrößenverteilung (KGV) – aufgrund plausibler Überlegungen geschätzt wurde. Erst nach Überprüfen des Hohlraumgehaltes am Marshall-Probekörper konnte festgestellt werden, ob für die weiteren Variationen der Bindemittelgehalt erhöht oder verringert werden musste.

In der grafischen Darstellung der Untersuchungsergebnisse in Anlage I.2 wurde die Reihung dem

Anstieg des Bindemittelgehaltes angepasst, d. h. die den Varianten 14, 24, 27 und 37 zugehörigen Versuchsergebnisse stehen an anderer Stelle. Zur Erleichterung der Interpretation der Ergebnisse wurden unter diesem Abschnitt und den nächsten Abschnitten insbesondere diejenigen Varianten verwendet, deren Hohlraumgehalt am Marshall-Probekörper für jede Stufe der Korngrößenverteilung innerhalb oder in der Nähe der in den E AI ABI genannten Grenzwerte liegen. Dies sind die Varianten 02-12, 16, 18-23, 24, 27 und 32, 36, 37.

Während der Herstellung der Asphaltbindervarianten im Labor wurden die Mischarbeiten der Mischtrommel und des Mischarmes gemessen. Die Arbeit des Mischarmes hat sich gegenüber der Arbeit der Mischtrommel als aussagefähiger gezeigt, sodass erstere für die grafische Darstellung verwendet wird.

Dem Bild 12.1 ist zu entnehmen, dass sich die HSF-Varianten gegenüber dem Referenzbinder 02 schwerer verarbeiten ließen. Der SG-Binder zeigte beim Mischen minimale Vorteile, der SMA-Binder ließ sich gegenüber der Referenz etwas schwerer verarbeiten.

Variante	Nr.	Bindemittel- gehalt	T-Wert	Mischwiderstand		
				Werkzeug	Trommel	Gesamt
		M.-%	21 Nm	Watt	Watt	Watt
AC 16 B S Referenz	01	4,2	45,4	52,0	24,7	77,0
	02	4,7	43,0	55,3	25,4	80,6
	03	5,2	39,8	53,4	26,6	78,5
AC 16 B S HSF KGV I	11	5,0	38,8	63,6	25,5	89,2
	12	5,5	39,6	95,7	22,3	118,0
	13	6,0	37,2	55,5	24,0	79,5
AC 16 B S HSF KGV II	14	6,0	39,4	52,0	23,9	76,0
	15	5,5	39,5	100,0	22,6	122,6
	16	6,5	40,4	55,7	24,3	80,0
AC 16 B S HSF KGV III	17	5,0	43,6	52,1	24,3	76,5
	18	5,5	41,8	103,7	24,3	128,0
	19	6,0	44,7	50,8	24,2	75,0
AC 16 B S SG KGV I	21	4,5	37,3	45,7	22,9	68,5
	22	5,0	26,9	49,8	23,8	73,6
	23	5,5	31,2	36,8	33,7	60,5
AC 16 B S SG KGV II	24	6,0	31,9	55,6	24,0	79,8
	25	4,5	38,7	47,8	22,9	70,7
	26	5,0	40,8	64,8	25,7	90,5
AC 16 B S SG KGV III	27	6,0	41,0	53,0	23,5	76,5
	28	4,0	41,8	53,4	23,9	77,3
	29	5,0	41,3	100,0	23,6	123,6
AC 16 B S SMA KGV I	31	4,7	34,2	58,1	25,3	83,4
	32	5,2	35,9	63,3	25,9	89,2
	33	5,7	29,0	60,8	26,1	86,8
AC 16 B S SMA KGV II	34	4,7	43,5	64,0	26,5	90,5
	35	5,2	36,8	64,7	27,3	92,0
	36	5,7	35,1	65,8	27,2	93,0
AC 16 B S SMA KGV III	37	6,2	37,0	62,1	25,3	87,4
	38	5,2	40,8	61,9	26,6	88,5
	39	5,7	39,3	64,2	27,0	91,2

Tab. 8: Verdichtungswiderstände (T-Wert) und Mischarbeiten im Labormischer

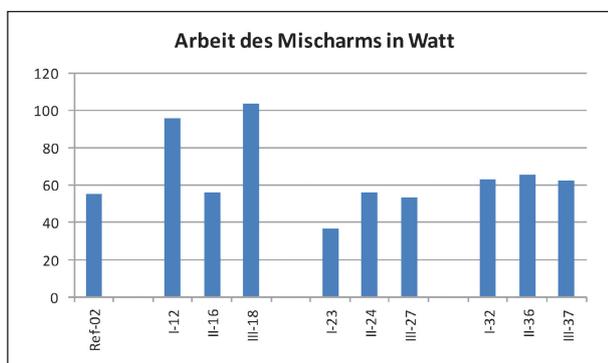


Bild 12.1: Mischarbeit des Mischarms ausgewählter Asphaltbindervarianten

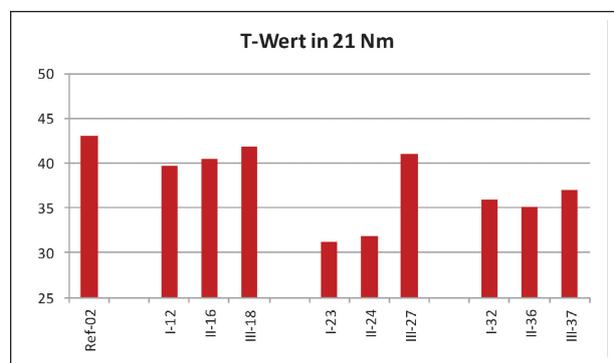


Bild 12.2: Verdichtungswiderstand T ausgewählter Asphaltbindervarianten

Zur Beurteilung der Verdichtbarkeit wurden die Verdichtungswiderstände T gemessen. Dem Bild 12.2 ist zu entnehmen, dass sich die Alternativbinder

gegenüber dem Referenzbinder leichter verdichten ließen. Besonders günstig verhielten sich die SG-Binder mit den Exponenten $q = 0,4$ und $q = 0,5$.

4.3 Wasserdurchlässigkeit

Die Einzelwerte zur Wasserdurchlässigkeit sind der Anlage I.3, die Mittelwerte der Tabelle 9 zu entnehmen. Die Zahlenwerte der Anlage I.3 zeigen bereits qualitativ, dass die Alternativbinder gegenüber der Referenz eine geringere vertikale Wasserdurchlässigkeit besitzen. Die ausgewählten Variationen im Bild 13.1 mit den relevanten Asphaltbindern weisen dem SG-Binder gegenüber dem SMA-Binder etwas

geringere Werte zu. Plausibel wenn berücksichtigt wird, dass die SG-Bindervarianten I-23 und I-24 Hohlraumgehalte von 1,8 Vol.-% bzw. 3,0 Vol.-% aufweisen und damit als dicht gelten.

Die horizontalen Wasserdurchlässigkeiten (s. Bild 13.2) liegen – sofern die Extremvariante 27 mit dem KGV-Exponenten $q = 0,6$ und die Variante 37 mit dem extremen Grobkornanteil außer Acht gelassen werden – auf vergleichbarem Niveau.

Variante		Vertikale Durchlässigkeit			Horizontale Durchlässigkeit	
Art	Nr.	l	m_2-m_1	K_v	m_2-m_1	K_h
		mm	g/min	10^{-6} m/s	g/min	10^{-6} m/s
AC 16 B S Referenz	01	64,9	192	88,1	263	41,9
	02	64,0	341	154,3	215	34,3
	03	63,6	301	135,5	562	89,9
AC 16 B S HSF	11	65,3	102,5	45,9	539,5	84,9
	12	65,3	18,0	8,09	636,7	39,8
	13	63,0	21,7	25,7	269,5	27,7
	14	64,9	29,8	18,4	209,5	43,9
	15	66,6	21,2	9,63	115,1	18,0
	16	64,0	22,8	10,0	98,2	15,4
	17	66,2	383,7	74,3	2.065,0	63,1
	18	65,0	165,8	34,1	702,8	50,2
	19	64,4	275,1	121,8	1.201,5	188,6
AC 16 B S SG	21	63,3	3,6	1,55	39,2	6,16
	22	61,8	16,3	6,88	21,3	3,36
	23	61,7	1,0	0,42	4,5	0,71
	24	61,2	2,5	1,05	216,1	34,09
	25	61,8	53,4	22,61	230,6	33,33
	26	65,0	45,2	20,15	195,8	30,72
	27	64,0	88,3	38,77	789,2	124,2
	28	61,8	267,1	46,66	528,4	43,28
	29	67,0	141,1	52,86	561,8	87,87
AC 16 B S SMA	31	63,9	80,6	35,41	383,1	131,7
	32	64,6	66,3	29,40	1.188	46,61
	33	61,4	3,9	1,65	27,1	4,28
	34	65,2	187,0	83,89	1.182	183,2
	35	65,2	143,9	63,7	911,1	143,0
	36	63,2	94,8	40,91	403,6	70,1
	37	64,0	92,1	40,5	520,7	44,4
	38	66,4	179,1	81,6	1.713	268,1
	39	65,2	249,8	117,5	646,1	101,3

Tab. 9: Wasserdurchlässigkeit der Marshall-Probekörper nach TP Asphalt-StB, Teil 19

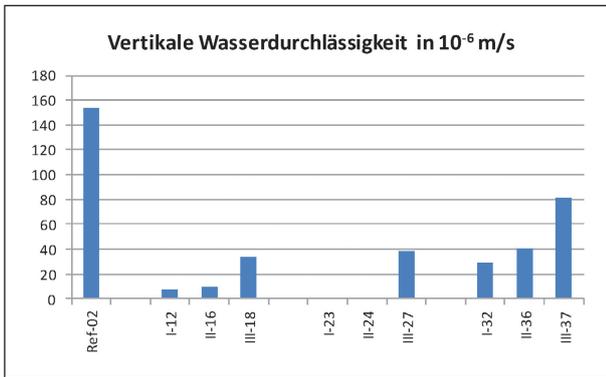


Bild 13.1: Vertikale Wasserdurchlässigkeit ausgewählter Asphaltbindervarianten

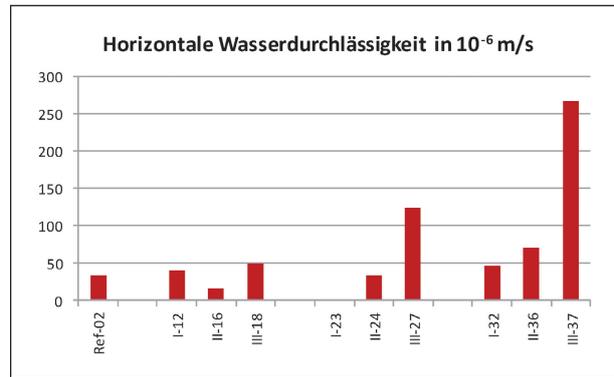


Bild 13.2: Horizontale Wasserdurchlässigkeit ausgewählter Asphaltbindervarianten

Insbesondere für die vertikale Wasserdurchlässigkeit gilt, dass diese bei den Alternativbindern geringer sind.

4.4 Wasserempfindlichkeit ITSR

Die in Anlage I.3 abgelegten Einzelwerte, die hiermit gebildeten Mittelwerte (siehe Tabelle 10) und die Histogramme in den Bildern 14.1 und 14.2 zeigen, dass die Wasserempfindlichkeit in starkem Maße vom Hohlraumgehalt abhängt. Je größer der Hohlraumgehalt, desto leichter kann Wasser an die Grenzfläche Bitumen/Gestein treten und umso

schlechter ist das Haftverhalten. Diese Aussage trifft uneingeschränkt zu, da für alle Varianten das gleiche Bitumen und die gleichen Gesteinskörnungen verwendet wurden und in diesem Fall ein Einfluss durch die Herkunft des Bitumens oder des Gesteins ausscheidet. Die Varianten mit den großen Hohlraumgehalten über 8 Vol. % (15, 25, 28) zeigen auch die schlechtesten Werte für das Haftverhalten. Für die nach den Hinweisen regelkonform zusammengesetzten Asphaltbindervarianten ist aber festzustellen, dass für die Referenzbinder und die Alternativbinder gleichermaßen gutes bis sehr gutes Haftverhalten besteht.

Variante		trockene Gruppe		nasse Gruppe		ITSR
Art	Nr.	Weg	ITS _{trocken}	Weg	ITS _{nass}	
		mm	MPa	mm	MPa	
AC 16 B S Referenz	Bi-01	1,43	1,778	1,51	1,681	94,5
	Bi-02	1,57	2,090	1,54	1,821	87,1
	Bi-03	1,79	1,953	1,97	1,845	94,5
AC 16 B S HSF	Bi-11	1,88	2,20	1,67	2,09	95,0
	Bi-12	2,45	1,89	1,96	1,58	83,6
	Bi-13	2,22	2,55	2,03	2,50	98,0
	Bi-14	2,23	1,95	1,96	1,57	80,5
	Bi-15	2,30	1,50	1,69	1,10	73,3
	Bi-16	2,21	2,45	2,24	2,16	97,7
	Bi-17	1,91	1,96	1,96	1,73	88,3
	Bi-18	2,36	1,98	2,15	1,79	90,4
	Bi-19	2,52	2,31	2,41	2,22	96,1

Tab. 10: ITSR zur Bewertung der Wasserempfindlichkeit – hier: Varianten 01, 02 und 03 (Referenzbinder)

Variante		trockene Gruppe		nasse Gruppe		ITSR
Art	Nr.	Weg	ITS _{trocken}	Weg	ITS _{nass}	
		mm	MPa	mm	MPa	
AC 16 B S SG	Bi-21	1,64	2,48	1,49	1,91	77,0
	Bi-22	1,84	2,44	1,76	2,26	92,6
	Bi-23	1,92	2,68	1,91	2,38	88,8
	Bi-24	2,07	2,78	2,08	2,45	88,1
	Bi-25	1,94	1,88	1,62	1,42	75,5
	Bi-26	2,12	1,94	2,04	1,49	76,8
	Bi-27	2,09	2,48	2,35	2,08	83,9
	Bi-28	1,86	1,44	1,32	0,96	66,7
	Bi-29	2,25	1,61	1,79	1,23	76,4
AC 16 B S SMA	Bi-31	1,76	2,79	1,72	2,34	83,9
	Bi-32	2,35	2,25	1,90	2,00	88,9
	Bi-33	2,10	2,96	2,09	2,62	88,5
	Bi-34	2,26	2,47	1,94	2,19	88,7
	Bi-35	1,88	1,85	1,94	1,46	78,9
	Bi-36	2,16	2,48	2,29	2,21	89,1
	Bi-37	2,33	2,31	2,38	2,05	88,7
	Bi-38	2,21	1,46	1,87	1,25	85,6
	Bi-39	2,29	2,22	2,58	1,85	83,3

Tab. 10: Fortsetzung

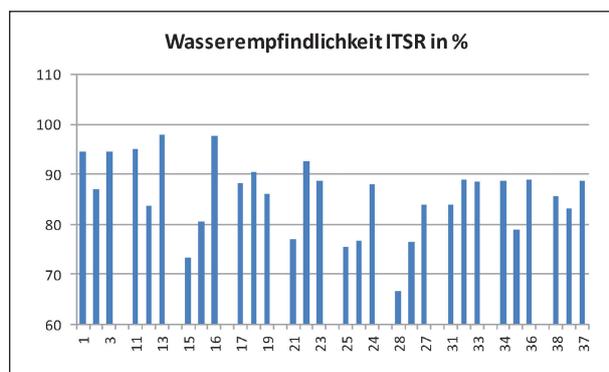


Bild 14.1: Wasserempfindlichkeit aller Asphaltbindervarianten

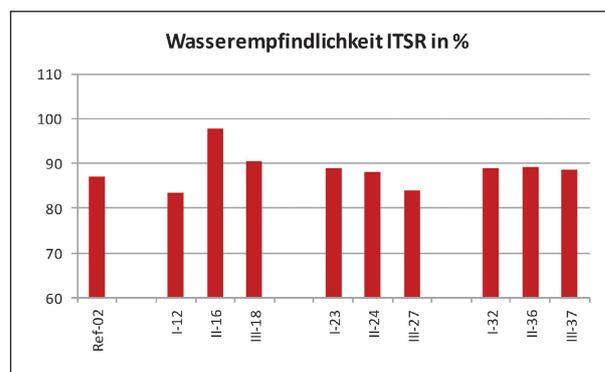


Bild 14.2: Wasserempfindlichkeit ausgewählter Asphaltbindervarianten

4.5 Verformungseigenschaften

Die Verformungseigenschaften der Asphaltbindervarianten wurden mit dem dynamischen Stempel-eindringversuch (DSEV) angesprochen. Die Auswertung der Versuchsdaten erfolgte in Analogie zum einaxialen Druck-Schwellversuch gemäß TP Asphalt-StB, Teil 25 B. Die vollständigen Ergebnisprotokolle sind grafisch und tabellarisch als Anlage I.4 beigefügt. Die Mittelwerte für die Anzahl der

Zyklen bis Versuchsende, die Dehnungen bzw. Verformungen und die Dehnungsraten – jeweils bei Versuchsende bzw. im Wendepunkt der Kurven – sind in Tabelle 11 übertragen. Die festgestellten Dehnungen und die Dehnungsraten sind für alle Asphaltbindervarianten in Anlage I.4 histografisch dargestellt. Die entsprechenden Grafiken für die relevanten ausgewählten Asphaltbindervarianten der Bilder 15.1 und 15.2 erleichtern die Interpretation.

Variante		Bitumengehalt	Anzahl Zyklen	Dehnung bei Versuchsende bzw. Wendepunkt	Verformung bei Versuchsende bzw. Wendepunkt	Dehnungsrate Ende bzw. Wendepunkt
		M.-%	[-]	[‰]	[mm]	[‰ · 10 ⁻⁴ /n]
Referenz	01	4,2	10.000	33,5	2,02	14,0
	02	4,7	10.000	34,1	1,77	8,1
	03	5,2	10.000	31,0	1,89	3,5
HSF	11	5,0	2.306	60,7	4,04	96,6
	12	5,5	1.456	33,0	2,13	74,3
	13	6,0	4.896	45,3	2,89	42,9
	14	6,0	966	56,6	3,90	228,0
	15	5,5	566	28,6	1,90	189,9
	16	6,5	1.156	53,0	3,45	91,8
	17	5,0	1.466	57,6	3,94	112,2
	18	5,5	2.636	36,2	2,35	54,1
SG	19	6,0	5.346	61,7	4,00	24,7
	21	4,5	10.000	37,4	2,40	1,8
	22	5,0	10.000	24,5	1,57	1,8
	23	5,5	10.000	43,0	2,60	6,9
	24	6,0	10.000	65,9	4,39	22,2
	25	4,5	1.646	38,0	2,53	83,7
	26	5,0	1.146	42,2	2,80	142,6
	27	6,0	866	44,8	3,02	144,3
	28	4,0	496	34,3	2,36	211,1
29	5,0	406	43,5	2,94	389,4	
SMA	31	4,7	10.000	46,4	3,03	8,5
	32	5,2	6.306	51,9	3,31	12,0
	33	5,7	10.000	53,7	3,39	5,2
	34	4,7	9,26	53,7	3,55	126,3
	35	5,2	10.000	32,4	2,10	2,5
	36	5,7	10.000	50,5	3,28	10,3
	37	6,2	7.211	62,9	4,09	49,0
	38	5,2	10.000	38,2	2,52	5,5
	39	5,7	3.236	31,5	2,06	29,3

Anmerkung: bei weniger als 10.000 ertragbaren Zyklen gelten die entsprechenden Werte jeweils im Wendepunkt.

Tab. 11: Ergebnisse aus dem Dynamischen Stempelindringversuch (DSEV) zur Bewertung des Verformungsverhaltens der im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten

Die vergleichende Bewertung der ausgewählten Alternativbinder zeigt gegenüber der Referenz ein etwas ungünstigeres Verformungsverhalten. Der Unterschied zur Referenz ist zwar nicht erheblich aber nicht zu übersehen. Diese Aussage wird sowohl aus den Dehnungswerten als auch aus den Dehnungsraten des hier angewendeten Dynamischen Stempelindringversuches (DSEV) abgeleitet.

Die dichtere Konzeption der Alternativbinder wird durch eine Erhöhung des Bindemittelgehaltes und einer anderen Korngrößenverteilung realisiert. Diese Maßnahmen führen in plausibler Weise zu einem etwas ungünstigeren Verformungsverhalten. Die leichte Zunahme der Verformbarkeit betrifft die SG-Varianten und SMA-Varianten gleichermaßen, findet aber auf einem sehr geringen Niveau statt.

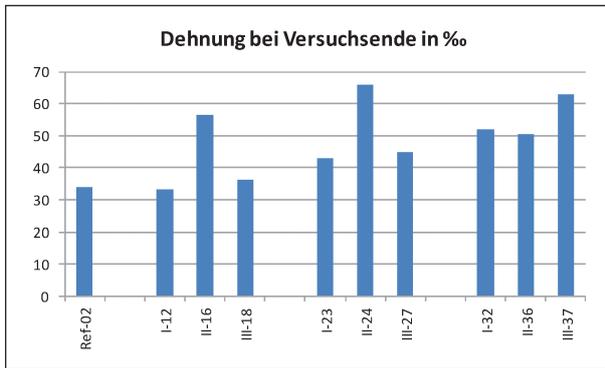


Bild 15.1: Dehnung bei Versuchsende bzw. im Wendepunkt ausgewählter Asphaltbindervarianten

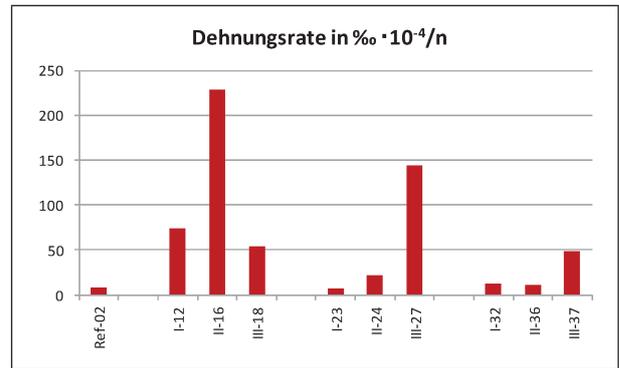


Bild 15.2: Dehnungsrate bei Versuchsende bzw. im Wendepunkt ausgewählter Asphaltbindervarianten

4.6 Rissempfindlichkeit gegenüber Kälte

Zur Überprüfung der Rissempfindlichkeit gegenüber Kälte (Kälteflexibilität) aller Asphaltbindervarianten wurden Zugversuche bei vier Temperaturen und Abkühlversuche durchgeführt. Die Anlage I.5 enthält die Versuchsergebnisse in grafischer und tabellarischer Form. Darüber hinaus sind in Anlage I.5 die Werte für die maximalen Zugfestigkeitsreserven und die Bruchtemperaturen aus den Abkühlversuchen in Histogrammen dargestellt.

In Tabelle 12 sind die Mittelwerte für ausgewählte Kennwerte aller Asphaltbindervarianten übertragen. Für die vergleichende Bewertung der Kälteflexibilität der relevanten ausgewählten Asphaltbindervarianten gelten als aussagefähige Kenngrößen die maximalen Zugfestigkeitsreserven und die Bruch-

temperaturen. Diese sind in den Bildern 16.1 und 16.2 veranschaulicht.

Dem Bild 16.1 ist unmittelbar zu entnehmen, dass der HSF-Binder gegenüber der Referenz eine etwas geringere (ungünstigere) maximale Zugfestigkeitsreserve aufweist, der SG-Binder – mit Ausnahme der Variante 27, dies ist diejenige Variante mit dem KGV-Exponenten von $q = 0,6$ – und der SMA-Binder gleich gut bzw. etwas besser aufgestellt ist.

Die Bruchtemperatur liegt bei allen Alternativbindern auf einem tieferen (günstigeren Niveau) (siehe Bild 16.2). Es kann demnach festgestellt werden, dass die Alternativbinder AC 16 B S-SG und AC 16 B S-SMA gegenüber den nach den TL Asphalt-StB zusammengesetzten Referenzbindern eine gleich gute oder eine bessere Kälteflexibilität aufweisen

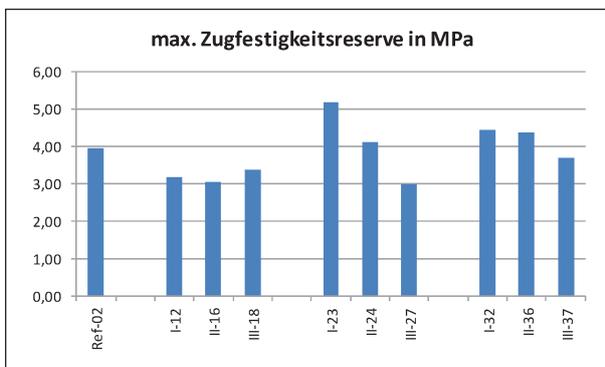


Bild 16.1: Maximale Zugfestigkeitsreserve ausgewählter Asphaltbindervarianten

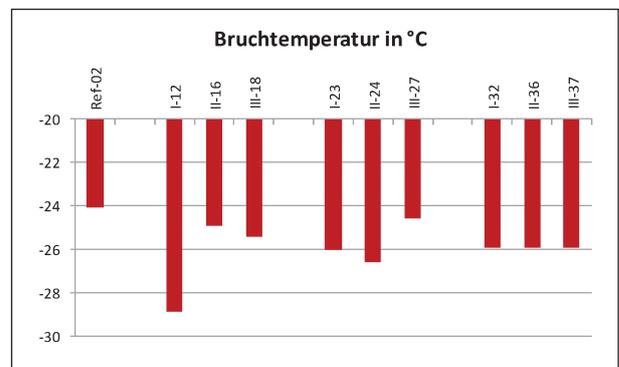


Bild 16.2: Bruchtemperatur des Abkühlversuches ausgewählter Asphaltbindervarianten

Mischgutsorte	Stufe der Korngrößenverteilung	Variante Nr.	Bindemittelgehalt (Sollwert)	Zugversuche		Abkühlversuch		Zugfestigkeitsreserve	
				β_t (T=-10)	$\beta_{t,Max}$	σ_F	T_F	$\Delta\beta_{t,max}$	T ($\Delta\beta_{t,Max}$)
				MPa	MPa	MPa	°C	MPa	°C
AC 16 B S - Referenz		01	4,2	3,920	4,0	3,435	-26,5	3,312	-7,5
		02	4,7	4,578	4,6	3,355	-24,1	3,941	-5,5
		03	5,2	4,556	4,6	4,192	-27,2	3,984	-5,8
AC 16 B S - HSF	I	11	5,0	4,073	4,1	3,574	-24,6	3,418	-5,8
		12	5,5	3,427	3,6	3,427	-28,9	3,161	-5,6
		13	6,0	4,144	4,1	3,650	-23,7	3,524	-2,6
	II	14	6,0	3,088	3,1	2,836	-24,7	2,600	-4,7
		15	5,5	2,303	2,8	2,580	-28,2	2,527	-6,4
		16	6,5	3,771	3,8	3,239	-24,9	3,055	-5,7
	III	17	5,0	3,153	3,2	3,008	-24,5	2,709	-3,5
		18	5,5	3,656	4,2	3,583	-25,4	3,380	-5,2
		19	6,0	4,667	4,7	3,475	-23,0	4,013	-5,1
AC 16 B S - SG	I	21	4,5	4,322	4,39	3,915	-26,9	3,618	-3,5
		22	5,0	6,428	6,48	4,400	-24,8	5,392	-7,0
		23	5,5	6,090	6,18	5,173	-26,0	5,173	-6,6
	II	24	6,0	4,851	5,0	4,350	-26,6	4,105	-6,1
		25	4,5	4,273	4,26	3,516	-26,7	3,640	-6,8
		26	5,0	4,006	3,8	3,358	-27,3	3,203	-6,3
	III	27	6,0	3,466	3,5	2,828	-24,6	2,988	-5,1
		28	4,0	2,284	2,39	1,783	-25,9	1,994	-3,6
		29	5,0	2,503	3,65	2,700	-26,3	2,276	-1,8
AC 16 B S - SMA	I	31	4,7	4,494	4,5	3,834	-24,6	3,802	-4,0
		32	5,2	5,335	5,38	4,710	-25,9	4,423	-5,4
		33	5,7	6,484	6,5	4,885	-26,6	5,561	-7,6
	II	34	4,7	4,058	4,1	3,018	-25,7	2,350	-8,7
		35	5,2	4,544	4,55	4,100	-25,7	3,529	-7,2
		36	5,7	5,082	5,1	4,343	-25,9	4,356	-5,3
	III	37	6,2	4,304	4,3	3,548	-25,9	3,693	-5,9
		38	5,2	4,122	4,2	3,241	-26,6	2,350	-8,7
		39	5,7	3,460	3,5	3,068	-24,9	2,916	-5,4

Tab. 12: Ergebnisse Untersuchungen zur Kälteflexibilität der im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten

4.7 Rissbildung gegenüber Ermüdungsbeanspruchung

Das Verhalten gegenüber Ermüdungsbeanspruchung wurde mittels einaxialen Zug-Schwellversuchen bei zwei Temperaturen von $T = -10\text{ °C}$ und $T = +5\text{ °C}$ angesprochen. Als Kenngrößen wurden berechnet (s. Anlage I.6) die Einzel- und Mittelwerte für die komplexen E-Moduln nach 100 Zyklen, die Anzahl der ertragbaren Lastwechsel bis zum Bruch (N_{Bruch}) des Probekörpers, die kurz vor Bruch vorhandene plastische Verformung ϵ_{pl} , die elastische Verformung ϵ_{el} und die maximale Energy Ratio E_R . Für die vergleichende Interpretation der Versuchsergebnisse wurden für jede der beiden Temperaturen als aussagefähigste Kenngröße die Bruchlastwechselzahl N_{Bruch} für alle Asphaltbindervarianten (Bild 17.1 und 17.2) und für die relevanten ausgewählten Asphaltbindervarianten (Bild 17.3 und 17.4) histografisch dargestellt.

Gegenüber dem Referenzbinder gemäß TL Asphalt-StB ist das Ermüdungsverhalten des HSF-Binders als schlechter und jenes des SMA-Binders als indifferent bis mäßig schlechter zu beurteilen. Das Ermüdungsverhalten des SG-Binders ist gegenüber dem Referenzbinder deutlich günstiger. Die Variante 27 wird bei dieser Bewertung – die im Übrigen für beide Temperaturen abgegeben wird – wegen der ungünstigen Korngrößenverteilung mit den Füllereponenten $q = 0,6$ nicht berücksichtigt.

4.8 Entmischungsneigung der im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten

Bei der Beurteilung der Entmischungsneigung an den im Labor hergestellten Asphaltbindern handelte es sich um einen vergleichsweise großen experimentellen Aufwand. Die Asphaltmischgutproben wurden in einen Trichter gegeben, jeweils zu einem Kegel aufgeschüttet und vom inneren, mittleren und äußeren Bereich dieses Kegels Asphaltproben entnommen, die Zusammensetzung einer jeden Asphaltprobe analysiert und über Differenzbildung der inneren (feinen) zur äußeren (groben) Asphaltprobe auf die Entmischungsneigung geschlossen.

Diese Untersuchungen wurden für die als relevant und aussagefähig festgestellten Asphaltmischgutvarianten 02 (Referenz), 12 und 18 (HSF-Binder), 23 und 24 (SG-Binder) sowie 36 und 37 (SMA-

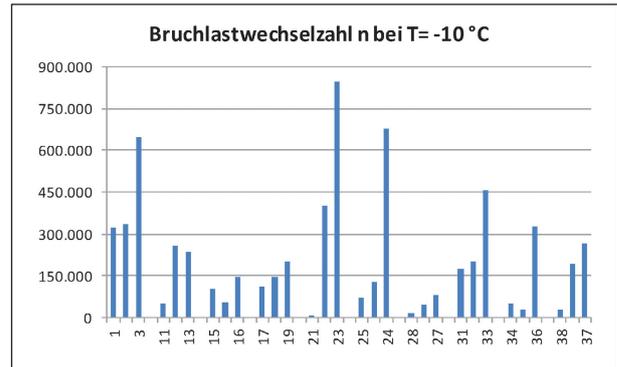


Bild 17.1: Bruchlastwechselzahl bei $T = -10\text{ °C}$ für alle Asphaltbindervarianten

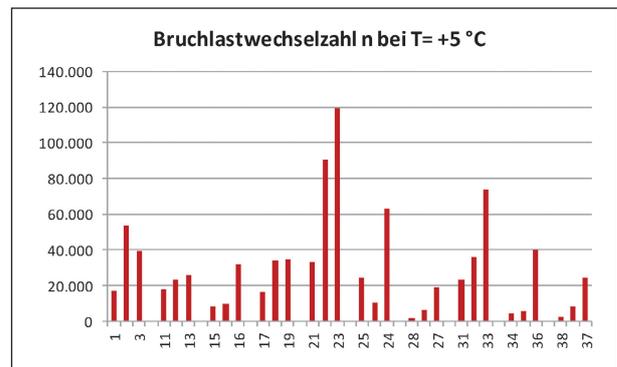


Bild 17.2: Bruchlastwechselzahl bei $T = +5\text{ °C}$ für alle Asphaltbindervarianten

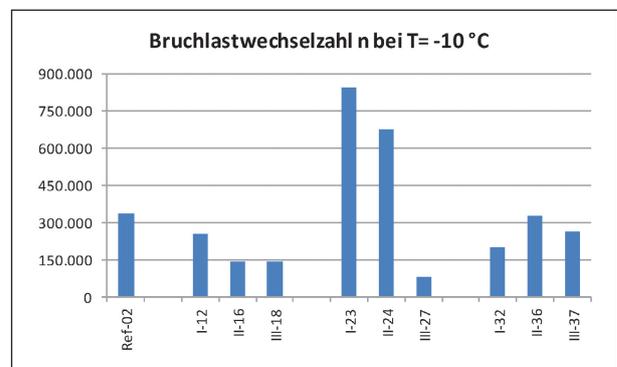


Bild 17.3: Bruchlastwechselzahl bei $T = -10\text{ °C}$ für ausgewählte Asphaltbindervarianten

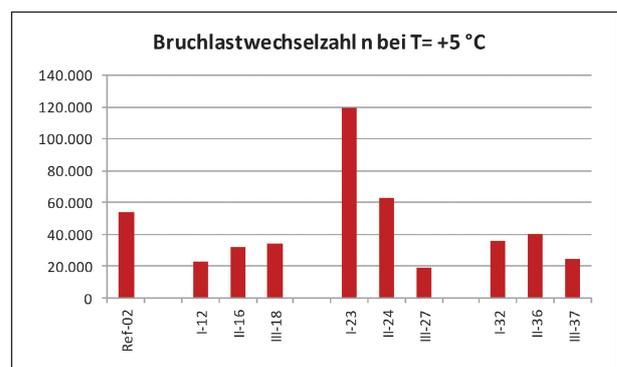


Bild 17.4: Bruchlastwechselzahl bei $T = +5\text{ °C}$ für ausgewählte Asphaltbindervarianten

Binder) durchgeführt. Diese Varianten wurden laborseitig zur Vermeidung von Verwechslungen mit E1 bis E7 bezeichnet.

Anlage II enthält die Ergebnisse aller Mischgutanalysen. Die festgestellten Differenzen für die wichtigsten Kennstellen der Zusammensetzung und der Entmischungsfaktor Q sind in Tabelle 13 enthalten.

Diese Werte sind der besseren Anschauung wegen auch grafisch dargestellt (s. Bilder 18.1 bis 18.4). Den Bildern ist zu entnehmen, dass wider Erwarten die Alternativbinder insgesamt gesehen nicht entmischungsstabiler sind als die Referenzvariante. Nur im Detail sind Unterschiede zu erkennen.

Der HSF- und der SG-Binder entmischt sich im Grobkornbereich 11/16 etwas weniger. Die Diffe-

Variante	Bezeichnung	Kenngrößen der Entmischungsneigung nach DIN EN12697-15					Entmischungsfaktor
		Differenz Δ [f-c]				MQ	
		Bindemittelgehalt	Kornanteil 2/5	Kornanteil > 2 mm	Kornanteil 11/16		
		M.-%	M.-%	M.-%	M.-%		
Referenz	E1 – Bi 02	0,7	10,7	5,9	14,2	1,48	
AC 16 B S HSF	E2 – Bi 12	0,6	6,5	7,2	7,4	1,82	
	E3 – Bi 18	0,8	15,6	6,5	15,0	1,73	
AC 16 B S SG	E4 – Bi 23	0,7	4,9	3,6	2,4	1,97	
	E5 – Bi 24	0,6	9,5	5,6	9,0	1,69	
AC 16 B S SMA	E6 – Bi 36	1,1	12,0	7,0	20,3	2,26	
	E7 – Bi 37	0,8	8,2	4,1	21,2	1,51	

Tab. 13: Kenngrößen zur Beurteilung der Entmischungsneigung nach DIN EN 12697-15

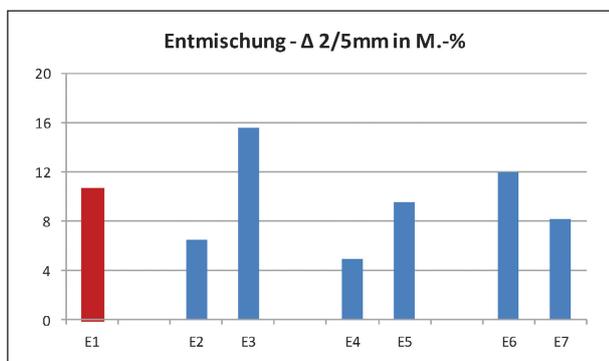


Bild 18.1: Entmischung im Körnungsbereich 2/5 – Differenz grober – feiner Asphalt

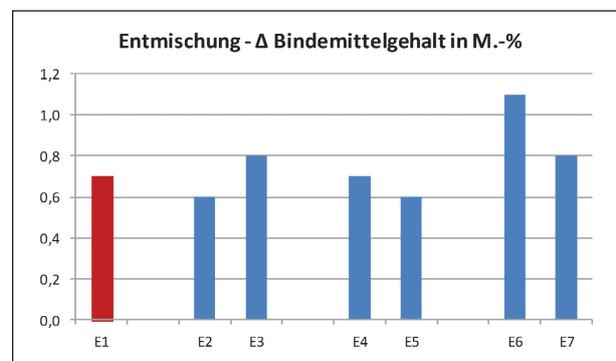


Bild 18.3: Entmischung der Bindemittelmenge Differenz grober – feiner Asphalt

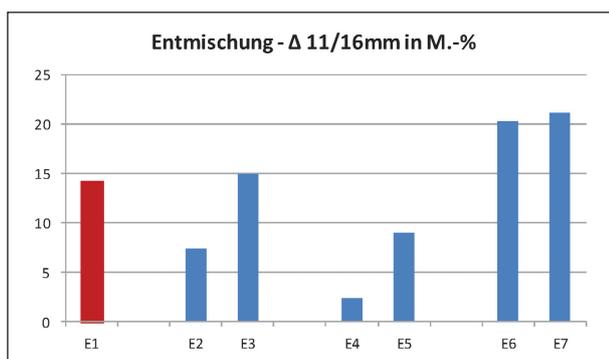


Bild 18.2: Entmischung im Körnungsbereich 11/16 – Differenz grober – feiner Asphalt

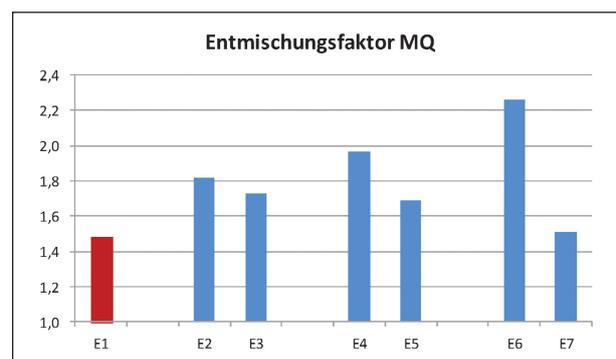


Bild 18.4: Entmischungsfaktor MQ zur Beurteilung der Entmischungsneigung

renz des Bindemittelgehaltes dieser beiden Alternativbinderarten unterscheidet sich von jener des Referenzbinders praktisch nicht.

Summarisch betrachtet wird für alle Alternativbinder gegenüber dem Referenzbinder ein größerer Entmischungsfaktor gefunden. Einzige Ausnahme bildet der SMA-Binder E 7 (Bi 37).

Hinsichtlich der Entmischungsneigung ist der SG-Binder gegenüber dem SMA-Binder im Vorteil.

Ein günstigeres Entmischungsverhaltens der Alternativbinder – wie aufgrund der Erfahrungen der Praxis zu erwarten war – gegenüber einem konventionellen Asphaltbinder AC 16 B S, lässt sich durch die Laborsimulation der Entmischung gemäß DIN EN 12697-15 nicht nachweisen.

4.9 Verhalten gegenüber Alterung

Zur Beurteilung der Alterungsneigung wurden an vier Asphaltbindervarianten aus jeder Variationsbox Varianten mit regelkonformen Hohlraumgehalten (eine Ausnahmen bei Bi-16) ausgewählt und hieran Alterungsversuche nach dem Braunschweiger Alterungsverfahren (BSA) und nach AASHTO-Designation durchgeführt. Ausgewählt wurden die Referenzvarianten 02, die HSF-Variante 16, die SG-Variante 22 und die SMA-Variante 36. Zur Vermeidung von Verwechslungen wurden diese mit A1 bis A4 bezeichnet. An den BSA-gealterten Varianten wurden Untersuchungen zur Wasserempfindlichkeit (ITSR), zum Verformungsverhalten (DSEV) und zum Kälteverhalten (Zugversuche, Abkühlver-

suche) durchgeführt und die so festgestellten Werte mit jenen an den nicht gealterten Varianten vergleichend gegenüber gestellt.

An den nach AASHTO-Designation gealterten Varianten wurden die Steifigkeiten nach den drei Alterungsstufen 0 h, 120 h und 240 h festgestellt.

Die Versuchsergebnisse sind in Anlage III in tabellarischer und grafischer Form zusammengestellt. Die Histogramme der Bilder 19 bis 23 unterstützen die Präsentation der Versuchsergebnisse.

Hinsichtlich der Verformungseigenschaften ist festzustellen, dass die HSF-Variante im Vergleich deutlich schlechtere Verformungseigenschaften aufweist als die anderen drei Asphaltbindervarianten. Die Dehnungen und die Dehnungsraten liegen insgesamt auf einem höheren Niveau. Auch die Veränderung infolge des BSA ist hier am Größten. Allerdings wird die Dehnung in nicht plausibler Weise nach Alterung größer, nicht plausibel deswegen, weil das BSA auf eine Verhärtung der Bitumenphase führt und höher viskose Bitumen bei gleicher Korngrößenverteilung die Verformungsempfindlichkeit im Regelfall verringern. Die SG- und auch die SMA-Variante reagieren nur sehr schwach auf den Alterungsangriff und liegen gegenüber der Referenz auf vergleichbarem Niveau. Dabei besitzt die SG-Variante gegenüber der SMA-Variante leichte Vorteile.

Der Einfluss des BSA auf die Kälteflexibilität ist sehr gering. Die Änderung der Zugfestigkeitsreserve der SG- und der SMA-Variante aufgrund des BSA ist zwar etwas größer als die des Referenzbinders, die

Asphaltmischgutsorte	Alterungszustand	Variante Nr.	Anzahl Zyklen	Dehnung bei Versuchsende bzw. Wendepunkt	Verformung bei Versuchsende bzw. Wendepunkt	Dehnungsrate Ende bzw. Wendepunkt
			-	‰	mm	‰ · 10 ⁻⁴ /n
AC 16 B S Referenz	frisch	02	10.000	34,1	1,77	8,1
	BSA	A1	9.493	44,2	2,85	15,55
AC 16 B S HSF	frisch	16	1.156	53,0	3,45	91,8
	BSA	A2	5.786	102,3	6,67	49,3
AC 16 B S SG	frisch	22	10.000	24,5	1,57	1,8
	BSA	A3	10.000	30,1	1,90	4,0
AC 16 B S SMA	frisch	36	10.000	50,5	3,28	10,3
	BSA	A4	10.000	35,5	2,29	4,8

Anmerkung: Bei weniger als 10.000 ertragbaren Zyklen gelten die entsprechenden Werte jeweils im Wendepunkt.

Tab. 14: Ergebnisse aus dem Dynamischen Stempelindringversuch (DSEV) zur Bewertung des Verformungsverhaltens der im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten frisch und gealtert nach dem Braunschweiger Alterungsverfahren (BSA)

Zugfestigkeitsreserve selber liegt dafür aber auf einem höheren Niveau. Auch die Änderung der Bruchtemperatur ist unauffällig. Dass die Bruchtemperaturen nach Alterung kleiner werden, ist plausibel und entspricht den Erwartungen. Zu berücksichtigen ist aber, dass erfahrungsgemäß die Änderung der Kälteflexibilität aufgrund eines Alterungsangriffs insbesondere durch den Hohlraumgehalt und die Bitumeneigenschaften beeinflusst wird. Für diese vier

Varianten wurde immer das gleiche Bitumen eingesetzt und vergleichbare Hohlraumgehalte realisiert, sodass der Einfluss aus der Art des Alternativbinders praktisch keine Rolle spielt. Auch bei der Beurteilung der Kälteflexibilität nach Alterungsangriff gilt, dass der SG-Binder gegenüber dem SMA-Binder leichte Vorteile besitzt und der HSF-Binder wegen der geringsten Zugfestigkeitsreserve die schwächste Alternativbindervariante darstellt.

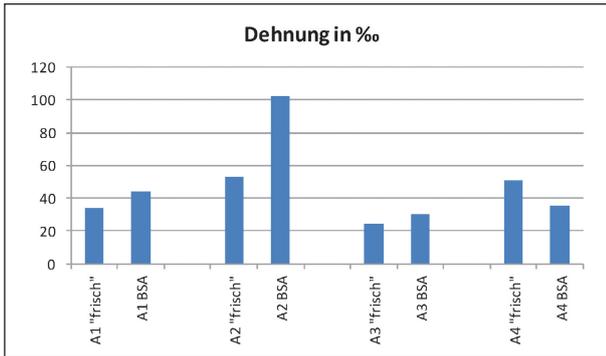


Bild 19.1: Dehnung bei Versuchsende bzw. im Wendepunkt – frisch und BSA-gealtert

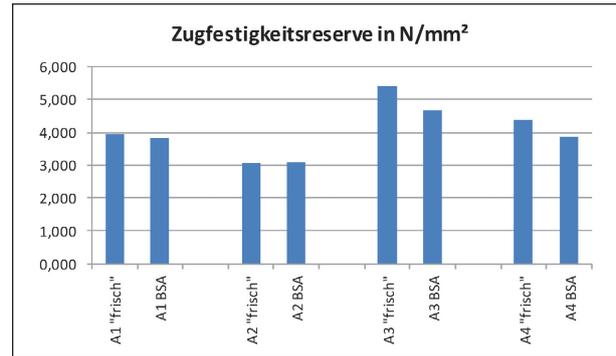


Bild 20.1: Maximale Zugfestigkeitsreserve – frisch und BSA-gealtert

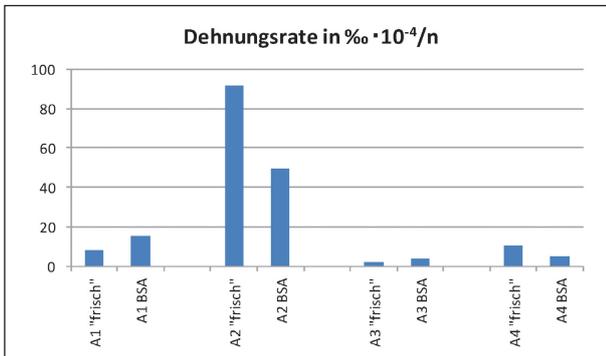


Bild 19.2: Dehnungsrate bei Versuchsende bzw. im Wendepunkt – frisch und BSA-gealtert

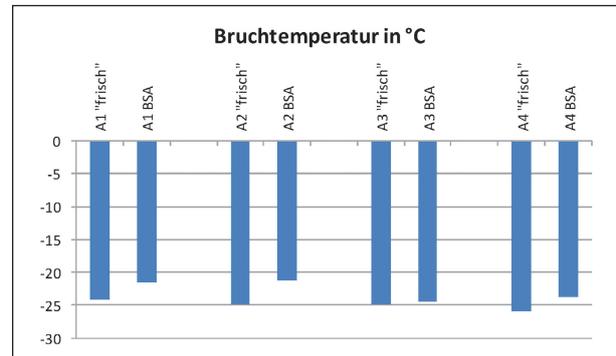


Bild 20.2: Bruchtemperatur des Abkühlversuches – frisch und BSA-gealtert

Asphaltmischgutsorte	Alterungszustand	Variante Nr.	Zugversuche		Abkühlversuch		Zugfestigkeitsreserve	
			$\beta_t (T = -10)$	$\beta_t (T = +20)$	σ_F	T_F	$\Delta\beta_{t,max}$	$T (\Delta\beta_{t,max})$
			MPa	MPa	MPa	°C	MPa	°C
AC 16 B S – Referenz	frisch	02	4,578	0,690	3,355	-24,1	3,941	-5,5
	BSA	A1	4,532	0,989	3,700	-21,6	3,823	-2,2
AC 16 B S – HSF	frisch	16	3,771	0,493	3,239	-24,9	3,055	-5,7
	BSA	A2	3,420	0,748	2,911	-21,1	3,094	-0,5
AC 16 B S – SG	frisch	22	6,428	0,903	4,400	-24,8	5,392	-7,0
	BSA	A3	5,814	1,456	4,915	-24,4	4,678	-4,6
AC 16 B S – SMA	frisch	36	5,082	0,692	4,343	-25,9	4,356	-5,3
	BSA	A4	4,520	1,168	3,996	-23,8	3,854	-2,1

Tab. 15: Kälteflexibilität der im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten frisch und gealtert nach dem Braunschweiger Alterungsverfahren (BSA)

Die Bruchlastwechselzahl zur Bewertung der Ermüdungsbeständigkeit wurde bei den beiden Prüftemperaturen von $T = -10\text{ °C}$ und $T = +5\text{ °C}$ gemessen. Bei der Prüftemperatur von $T = -10\text{ °C}$ wurde bei allen vier Asphaltbindervarianten die Bruchlastwechselzahl deutlich kleiner, d. h. durch das BSA wird das Ermüdungsverhalten ungünstig beeinflusst. Gegenüber dem konventionellen Asphaltbinder AC 16 B S bestehen beim SG-Binder und beim SMA-Binder praktisch keine Unterschiede. Der HSF-Binder erweist sich auch hier als ungünstigste Variante. Bei der Prüftemperatur von $T = +5\text{ °C}$ werden die Ermüdungseigenschaften des SG- und des SMA-Binders praktisch nicht beeinflusst. Die Bruchlastwechselzahl wird auf dem gleichen Niveau festgestellt, sodass festzuhalten ist, dass die Alternativbinder SG und SMA gegenüber der Referenz bei höheren Gebrauchstemperaturen weniger alterungsempfindlich sind.

Alle drei Alternativbinder besitzen auch nach der Alterung mittels BSA eine günstigere Wasserempfindlichkeit als der Referenzbinder. Bei der HSF-Variante und SMA-Variante verursacht das BSA eine leichte Reduzierung des ITSR-Wertes – das Haftverhalten wird also schlechter. Bei der SG-Variante wird sogar eine Verbesserung (oder auch praktisch der gleiche ITSR-Wert) festgestellt, sodass die SG-Variante bei der Beurteilung der Wasserempfindlichkeit aufgrund eines Alterungsangriffes am besten abschneidet (s. Bild 22).

Mit dem Bild 23 werden die Ergebnisse zur Änderung der Steifigkeit nach AASHTO-Alterung zusammengefasst. Dem Bild kann unmittelbar entnommen werden, dass bei allen vier Asphaltbindervarianten die Steifigkeit nach einer Beanspruchungsdauer von 120 Stunden anstieg. Ein weiterer Anstieg der Steifigkeit nach weiteren 120 Stunden (also nach insgesamt 240 Stunden Alterung) wurde bei dem Referenzbinder und bei der SG-Variante festgestellt. Bei der HSF-Variante und der SMA-Variante wurde keine weitere Veränderung erkannt.

In keinem Fall lässt sich für die Alternativbinder gegenüber der Referenz ein ungünstigeres Alterungsverhalten feststellen.

Wird das Kriterium Steifigkeit als qualitätsbeschreibende Größe verwendet, wird dem SG-Binder die beste Performance zugewiesen, auch nach AASTHO-Alterung.

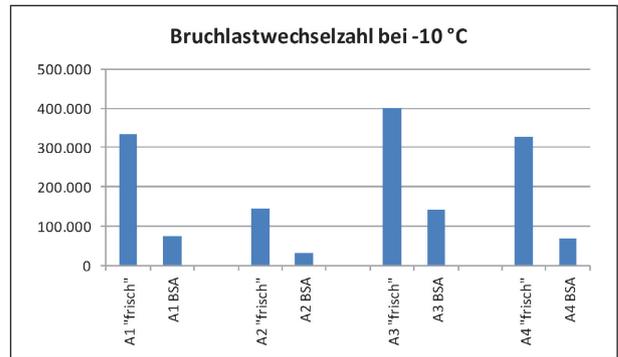


Bild 21.1: Bruchlastwechselzahl bei $T = -10\text{ °C}$ – frisch und BSA-gealtert

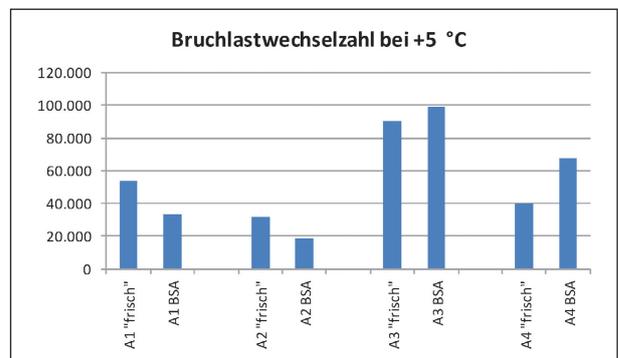


Bild 21.2: Bruchlastwechselzahl bei $T = +5\text{ °C}$ – frisch und BSA-gealtert

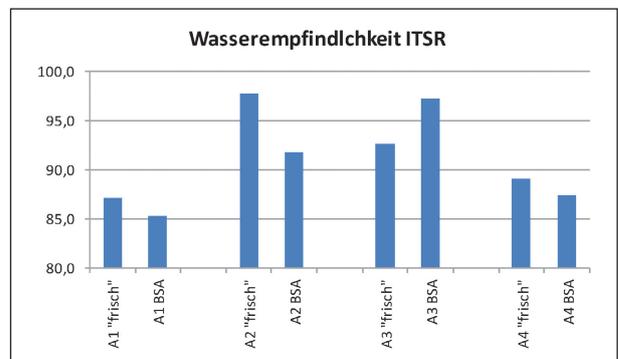


Bild 22: ITSR-Werte zur Beurteilung der Wasserempfindlichkeit – frisch und BSA-gealtert

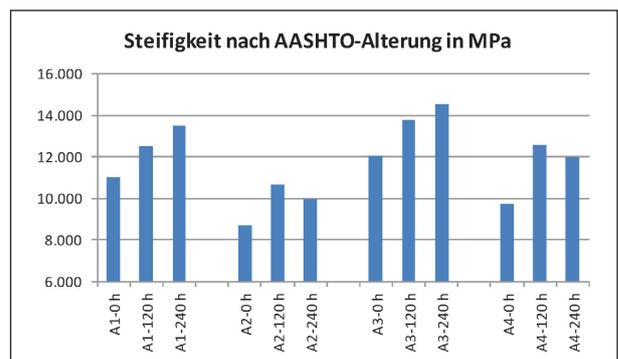


Bild 23: Steifigkeiten ausgewählter Asphaltbindervarianten nach AASTHO-Alterung

Asphalt- mischgutsorte	Alterungs- zustand	Variante Nr.	Prüftemperatur: T = -10 °C // $\sigma_u = \sigma_{kry} / \sigma_m = 1,6$ [MPa]			
			E nach 100 Zyklen	Letzter Zyklus vor Bruch		
			E ₁₀₀	N _{Bruch}	ϵ_{pl}	ϵ_{el}
			MPa	-	mm	$\% \cdot 10^{-3}$
AC 16 B S Referenz	frisch	02	17.093	334.243	0,30	83,2
	BSA	A1	16.437	74.004	1,63	1.299,7
AC 16 B S HSF	frisch	16	15.519	143.210	0,45	97,5
	BSA	A2	15.388	30.105	1,20	1.198,3
AC 16 B S SG	frisch	22	19.964	400.810	0,49	78,4
	BSA	A3	19.075	142.210	0,21	68,5
AC 16 B S SMA	frisch	36	19.092	328.060	1,06	85,4
	BSA	A4	16.908	68.660	0,17	69,1
Asphalt- mischgutsorte	Alterungs- zustand	Variante Nr.	Prüftemperatur: T = +5 °C // $\sigma_u = \sigma_{kry} / \sigma_m = 1,6$ [MPa]			
			E nach 100 Zyklen	Letzter Zyklus vor Bruch		
			E ₁₀₀	N _{Bruch}	ϵ_{pl}	ϵ_{el}
			MPa	-	mm	$\% \cdot 10^{-3}$
AC 16 B S Referenz	frisch	02	13.811	53.577	1,57	158,4
	BSA	A1	13.366	33.260	1,33	179,3
AC 16 B S HSF	frisch	16	9.821	31.610	2,98	242,8
	BSA	A2	10.732	18.760	1,46	165,3
AC 16 B S SG	frisch	22	13.391	90.310	1,90	190,3
	BSA	A3	15.777	98.874	1,43	324,1
AC 16 B S SMA	frisch	36	13.662	39.960	2,17	147,1
	BSA	A4	13.958	67.307	2,59	230,8

Tab. 16: Ergebnisse aus den Zug-Schwellversuchen zur Bewertung der Ermüdungseigenschaften der im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten frisch und gealtert nach dem Braunschweiger Alterungsverfahren (BSA)

Asphalt- mischgutsorte	Alterungs- zustand	Variante Nr.	trockene Gruppe		nasse Gruppe		ITSR
			Weg	ITS _{trocken}	Weg	ITS _{nass}	
			mm	MPa	mm	MPa	
AC 16 B S Referenz	frisch	02	1,57	2,09	1,54	1,82	87,1
	BSA	A1	1,70	2,72	1,66	2,32	85,3
AC 16 B S HSF	frisch	16	2,21	2,45	2,24	2,16	97,7
	BSA	A2	2,33	2,55	2,02	2,34	91,8
AC 16 B S SG	frisch	22	1,84	2,44	1,76	2,26	92,6
	BSA	A3	1,92	3,53	1,56	3,43	97,2
AC 16 B S SMA	frisch	36	2,16	2,48	2,29	2,21	89,1
	BSA	A4	2,16	2,78	1,66	2,43	87,4

Tab. 17: ITSr zur Bewertung der Wasserempfindlichkeit der im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten frisch und gealtert nach dem Braunschweiger Alterungsverfahren (BSA)

Asphaltmischgutsorte	Variante Nr.	Alterungsstufe	Steifigkeit MPa
AC 16 B S Referenz	A1 (Bi-02)	0 h	10.974
		120 h	12.473
		240 h	13.457
AC 16 B S HSF	A2 (Bi-16)	0 h	8.651
		120 h	10.629
		240 h	9.965
AC 16 B S SG	A3 (Bi-22)	0 h	12.015
		120 h	13.797
		240 h	14.505
AC 16 B S SMA	A4 (Bi-36)	0 h	9.721
		120 h	12.565
		240 h	11.959

Tab. 18: Steifigkeiten der im Labor hergestellten und nach AASHTO-Designation R30-02 gealterten Marshall-Probekörper

5 Ergebnisse der Untersuchungen in situ

5.1 Untersuchungen an dem in situ eingesetzten Asphaltmischgut

Im Rahmen der Untersuchungen zum Einbau in situ wurden vier Asphaltbinderkonzepte (ein Referenzbinder, drei Alternativbinder) in die Bundesstraße B 81 eingebaut. Der Erstprüfungen (s. Anlage IV.1) für die vier Varianten wurden von der M-Asphalt Gardelegen nach Vorgaben der Landesbehörde Sachsen-Anhalt durchgeführt. Die Rezepturen entsprachen den TL Asphalt-StB bzw. den Hinweisen für die Planung und Ausführung von alternativen Asphaltbinderschichten (H AI ABi). Der Einbau wurde von einem externen Fachmann fortlaufend beobachtet und dokumentiert und in einem Bericht (s. Anlage IV.5) kommentiert. Die Homogenität der eingebauten Schicht hinter der Bohle wurde mittels Infrarottechnik überprüft und an quer zur Einbaurichtung entnommenen Bohrkernen analytisch festgestellt.

In situ wurde die Wasserdurchlässigkeit konventionell und mittels Saugglocke überprüft. Bohrkernproben wurden entnommen und Performance-Prüfungen zu den Verformungs-, Kälte- und Ermüdungseigenschaften durchgeführt. Das Bitumen wurde zurück gewonnen und die KD-, BBR- und DSR-Analytik neben den konventionellen Bitumenprüfungen durchgeführt.

Zusätzlich wurden außerhalb des angebotenen Untersuchungsprogramms an dem Asphaltmisch-

gut Untersuchungen zur Wasserdurchlässigkeit nach den TP Asphalt-StB, Teil 19 und zur Wasserempfindlichkeit nach den TP Asphalt-StB, Teil 11 vorgenommen.

5.1.1 Zusammensetzung

Das in die Bundesstraße B 81 eingebaute Asphaltbinder-mischgut wurde beprobt und analysiert. Die Ergebnisse dieser Analysen sind in Tabelle 19 zusammengestellt. Die angelieferten Asphaltbindervarianten entsprachen weitgehend den Vorgaben des Entwurfes der Empfehlungen für die Planung, Ausschreibung und Ausführung von Alternativen Asphaltbinderschichten (E AI ABi). Der Referenzbinder war etwas hohlraumreicher geraten als gemäß Erstprüfungsbericht vorgegeben. Da die Korngrößenverteilung und Rohdichte praktisch übereinstimmen, könnten dieser erhöhte Hohlraumgehalt und die geringere Raumdichte des Marshall-Probekörpers mit dem um 7 Kelvin gealterten Bitumen zusammenhängen.

5.1.2 Wasserdurchlässigkeit am Marshall-Probekörper

An den jeweils mit 50 Verdichtungsschlägen je Probekörperseite hergestellten Marshall-Probekörpern wurden die Wasserdurchlässigkeiten gemäß TP Asphalt-StB, Teil 19 festgestellt. Die Einzelwerte dieser Untersuchungen sind in Anlage IV.II zusammengestellt, die Mittelwerte in Tabelle 20 und die Histogramme in den Bildern 24.1 und 24.2.

Merkmalsgröße	Dim	Kennwerte der Asphalte			
		Feld I AC 16 B S Referenz	Feld II AC 16 B S HSF	Feld III AC 16 B S SG	Feld IV AC 16 B S SMA
		Bindemittel-Soll 4,6 M.-%	Bindemittel-Soll 5,5 M.-%	Bindemittel-Soll 5,4 M.-%	Bindemittel-Soll 5,4 M.-%
Art d. Gesteinskörnungen fGK+gGK		Rhyolith	Rhyolith	Rhyolith	Rhyolith
Art des Füllers		Kalkstein	Kalkstein	Kalkstein	Kalkstein
Bmgehalt incl. Unlösl.	M.-%	4,8	5,7	5,4	5,8
EP RuK	°C	65,6	64,8	63,6	63,2
0-0,063	M.-%	7,5	8,4	8,2	10,6 (Fasern)
0,063-0,125	M.-%	1,9	2,1	1,7	1,5
0,125-0,25	M.-%	3,0	3,6	2,6	2,2
0,25-0,71	M.-%	9,7	11,3	8,2	6,7
0,71-2,0	M.-%	7,8	9,3	6,8	6,3
2,0-5,6	M.-%	13,4	21,8	12,7	11,0
5,6-8,0	M.-%	12,9	13,7	15,9	11,1
8,0-11,2	M.-%	17,2	13,8	18,0	20,2
11,2-16,0	M.-%	24,8	15,2	24,8	29,1
> 16,0	M.-%	1,8	0,8	1,1	1,3
Füllergehalt	M.-%	7,5	8,4	8,2	10,6
Sandgehalt	M.-%	22,4	26,3	19,3	16,7
Grobe Körnung > 2 mm	M.-%	70,1	65,3	72,5	72,7
Rohdichte	g/cm ³	2,449	2,431	2,424	2,406
Raumdichte 2 x 50	g/cm ³	2,291	2,323	2,316	2,301
Hohlraum V	V.-%	6,5	4,4	4,5	4,4
Hohlraumfüllung VFB	%	62,4	74,6	73,1	74,1
Fiktiv. Hohlraum VMA	V.-%	17,2	17,3	16,7	17,0
Raumdichte 2 x 35	g/cm ³	2,256	2,276	2,281	2,276

Tab. 19: Zusammensetzung der in situ eingebauten Asphaltbindervarianten

Variante	I	Vertikale Durchlässigkeit		Horizontale Durchlässigkeit	
		m_2-m_1	K_v	m_2-m_1	K_h
		mm	g/min	10 ⁻⁶ m/s	g/min
Feld I AC 16 B S – Referenz	69,0	650	306,2	1667	260,2
Feld II AC 16 B S – HSF	30,8	54,5	22,7	34,4	3,85
Feld III AC 16 B S – SG	64,8	374,4	151,2	54,4	8,54
Feld IV AC 16 B S – SMA	66,7	503,1	229,9	231,8	36,3

Tab. 20: Wasserdurchlässigkeit am Marshall-Probekörper nach den TP Asphalt-StB, Teil 19 der in situ eingebauten Asphaltbindervarianten

Die vertikale Wasserdurchlässigkeit der Alternativbinder ist wegen der geringen Hohlraumgehalte kleiner als jene des Referenzbinders. Von den drei Alternativbindern weisen der SMA-Binder die größte und der HSF-Binder die kleinste Wasserdurchlässigkeit auf. Bemerkenswert ist, dass die vertikale und die horizontale Wasserdurchlässigkeit des Referenzbinders etwa gleich groß sind. Bei den Alternativbindern ist die horizontale Wasserdurchlässigkeit dagegen deutlich kleiner als die vertikale.

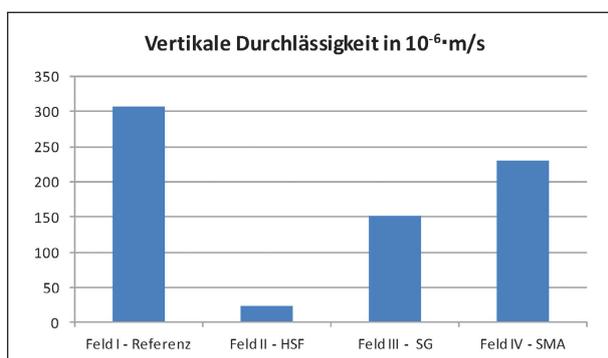


Bild 24.1: Vertikale Wasserdurchlässigkeit der in situ eingesetzten Asphaltbindervarianten

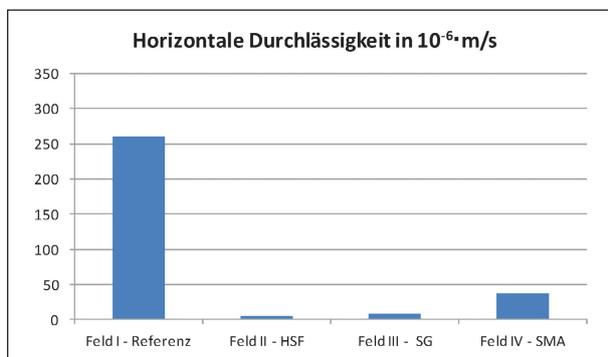


Bild 24.2: Horizontale Wasserdurchlässigkeit der in situ eingesetzten Asphaltbindervarianten

Diese Feststellung deckt sich allerdings nicht mit dem entsprechenden Aussagen an dem im Labor hergestellten Asphaltbindern, sodass für eine allgemeingültige Aussage Vorsicht geboten ist. Auf jeden Fall gilt aber, dass die vertikale Wasserdurchlässigkeit der Alternativbinder in beiden Fällen, Laborherstellung oder großtechnische Herstellung im Asphaltmischwerk, deutlich geringer ist, als jene des Referenzbinders.

Die Alternativbinder sind also deutlich wasserundurchlässiger.

5.1.3 Wasserempfindlichkeit ITSR

Die Mittelwerte der Untersuchungen zur Wasserempfindlichkeit der Alternativbinder sind in Tabelle 21 und Bild 25 zusammengefasst. Alle drei Alternativbinder besitzen gegenüber den Referenzbindern ein besseres Haftverhalten, wobei alle drei Alternativbinder praktisch gleiche ITSR-Werte zeigen.

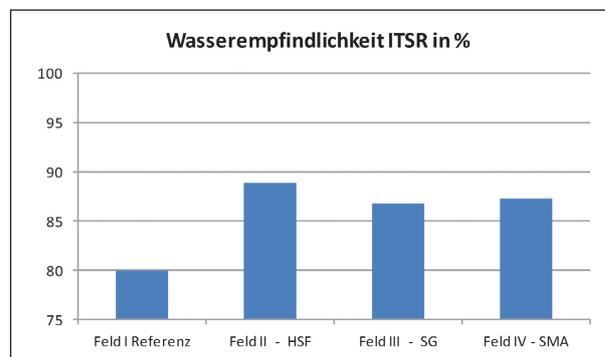


Bild 25: Wasserempfindlichkeit der in situ eingesetzten Asphaltbindervarianten

Variante	trockene Gruppe		nasse Gruppe		ITSR
	Weg	ITS _{trocken}	Weg	ITS _{nass}	
	mm	MPa	mm	MPa	
Feld I AC 16 B S – Referenz	1,95	1,90	2014	1,52	80,0
Feld II AC 16 B S – HSF	1,90	2,41	2,21	2,14	88,8
Feld III AC 16 B S – SG	2,37	2,19	2,47	1,90	86,8
Feld IV AC 16 B S – SMA	2,22	2,12	2,48	1,85	87,3

Tab. 21: ITSR an Marshall-Probekörpern zur Bewertung der Wasserempfindlichkeit der in die B81 eingebauten Asphaltbindervarianten

5.2 Untersuchungen in situ an der Asphaltbinder-Oberfläche

5.2.1 Infrarotmessungen hinter der Einbaubohle

Der Einbau der Alternativbindervarianten wurde mittels Wärmebildkamera kontinuierlich überwacht. Die Wärmebildkamera wurde am Straßenfertiger in der Mitte der Laufbrücke oberhalb der Einbaubohle positioniert und am eingebauten Asphaltbinder der Abschnitt mit Holzstäben markiert, aus dem später weitere Untersuchungen zur Oberflächenbeschaffenheit und Bohrkernentnahmen durchgeführt wurden. Es wurde sichergestellt, dass die wärmetechnische Erfassung des eingebauten Asphalts immer zu einem vergleichbaren Zeitpunkt nach Verlassen des Asphaltmischguts hinter der Einbaubohle erfolgte.

Die Walzen durften erst nach einer Freigabe in das gekennzeichnete Feld einfahren. Repräsentative Ansichten enthalten die Bilder 26.1 bis 26.4. Gut zu erkennen sind die Markierungshölzer als schwarze

Balken. Gut zu erkennen ist auch im Bild 26.2 (Feld II) die scharfe Trennung zwischen Grün und Blau, die einen Fertigerstopp markiert. Dieser Fertigerstopp verursachte einen Temperaturabfall von ungefähr 15 Kelvin. Ansonsten wurden die Bilder immer mit der gleichen Kameraeinstellung gemacht, sodass die Farbskalierungen selber und auch die Farben in den unterschiedlichen Feldern für die gleichen Oberflächentemperaturen stehen. Die vier Asphaltbindervarianten wurden an vier unterschiedlichen Tagen eingebaut. Das Wetter war an allen Tagen für den Asphalteinbau optimal, d. h. es herrschten kein Wind, kein Regen und insgesamt fröhlicher Sommerliche Lufttemperaturen.

In den markierten Feldern wurden an der Oberfläche Temperaturen von über 130 °C gemessen. Dass das Referenzfeld die höchste Temperatur aufweist, hängt mit dem Einbau und den Umgebungstemperaturen zusammen und nicht mit der Asphaltbinderrezeptur.

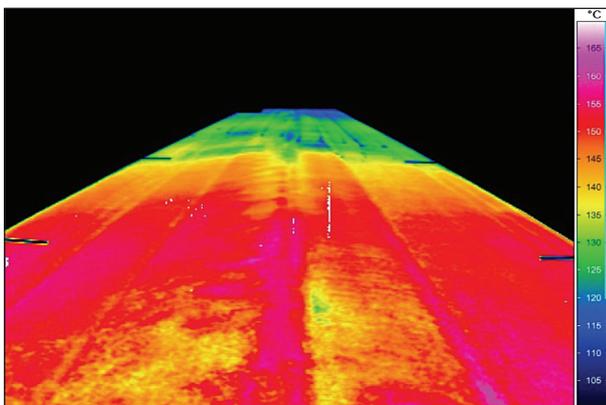


Bild 26.1: Temperaturverteilung hinter der Einbaubohle – Feld I (Referenz)

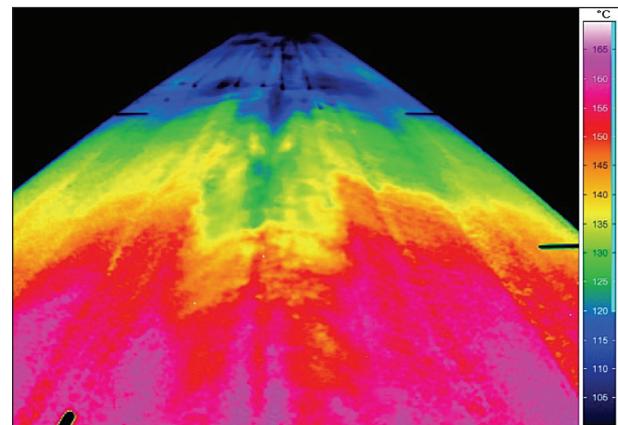


Bild 26.3: Temperaturverteilung hinter der Einbaubohle – Feld III (SG-Binder)

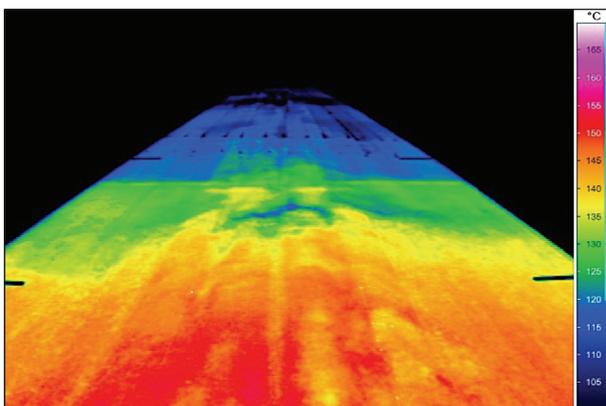


Bild 26.2: Temperaturverteilung hinter der Einbaubohle – Feld II (HSF-Binder)

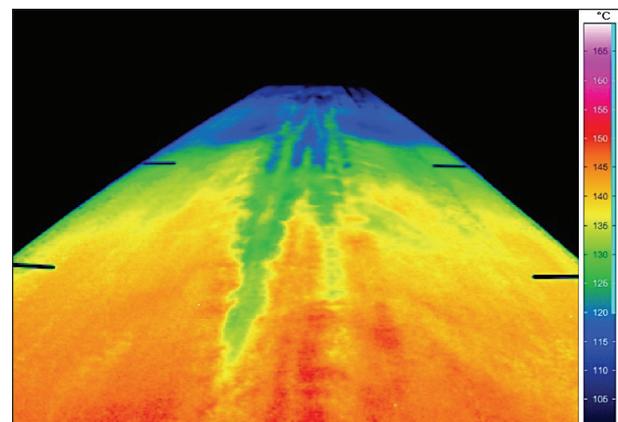


Bild 26.4: Temperaturverteilung hinter der Einbaubohle – Feld IV (SMA-Binder)

Auffällig ist aber die Temperaturverteilung in Querrichtung und die Nester tieferer Temperaturen immer in der Mitte der Einbaubohle.

Dieses Phänomen hängt mit einbautechnischen Defiziten an der Einbaubohle zusammen und nicht mit der Art der Asphaltbindervariation.

5.2.2 Messungen mittels Georadar zur Beurteilung der Hohlraummorphologie

Die Messfelder wurden mittels Georadar überfahren und zwar an jeweils zwei Querschnitten Q1 und Q3 innerhalb eines jeden Einbaufeldes. Erst dann wurden weitere Untersuchungen zur Durchlässigkeit der eingebauten Schicht durchgeführt. Die Auswertung der mittels Georadar ermittelten Messwerte gaben keine weiterführenden Informationen zu unterschiedlichen Hohlraummorphologien. Allerdings ließen sich die Schichtgrenzen im Straßenaufbau und vorhandene Störstellen erkennen (siehe Bilder 27.1 bis 27.4).

5.2.3 Durchlässigkeit mittels IVT und Saugglocke

Zur Überprüfung der Wasserdurchlässigkeit der verdichteten Asphaltbinderschichten wurden Durchlässigkeitsversuche mit dem Ausflussmesser nach MOORE und mit dem IVT durchgeführt. Beide Ver-

fahren arbeiten nach dem gleichen Prinzip der Messung der Durchflusszeit einer definierten Wassermenge. Nur ist der IVT größer und wird in einen Ring aus Dichtungskitt gedrückt. So überrascht nicht, dass beide Verfahren zur ähnlichen Aussage kommen (s. Tabelle 22 und Bilder 28.1 und 28.2). Danach wurden an der HSF-Variante und der SMA-Variante deutlich größere Zeitdauern für den Durchlauf der definierten Wassermenge gemessen. Dem SG-Binder wird eine Durchlässigkeit in der gleichen Größenordnung wie dem Referenzbinder zugeordnet.

Die IVT-Messung kann als schnell durchführbares und aussagefähiges Prüfverfahren zur Beurteilung der Wasserdurchlässigkeit empfohlen werden. Die Untersuchungen zur Luftdurchlässigkeit mittels Saugglocke kamen zwar zu ähnlichen Aussagen, können aber wegen des verhältnismäßig großen Prüfaufwandes für in situ-Prüfungen als Regelprüfung nicht empfohlen werden.

Dass die Wasserdurchlässigkeiten der Alternativbinder, festgestellt an den zugehörigen Marshall-Probekörpern einerseits (vergl. Bild 24.1) und festgestellt mittels IVT-Messungen in situ andererseits, nicht korrelieren, kann damit zusammenhängen, dass die Laborverdichtung mittels Marshall-Verdichtungsgerät und die Feldverdichtung mittels Walzen unterschiedliche Hohlraumstrukturen ausbilden.

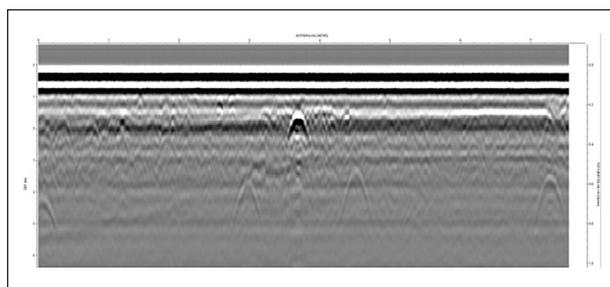


Bild 27.1: 2D-Georadarmessungen – Feld I (Referenz)

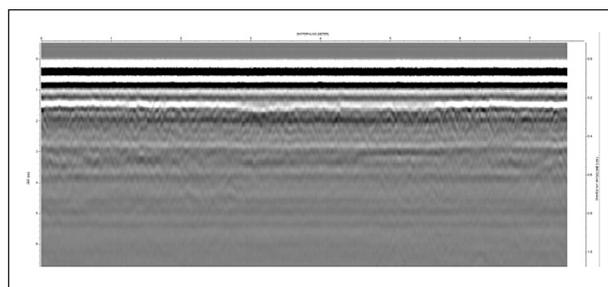


Bild 27.3: 2D-Georadarmessungen – Feld III (SG-Binder)

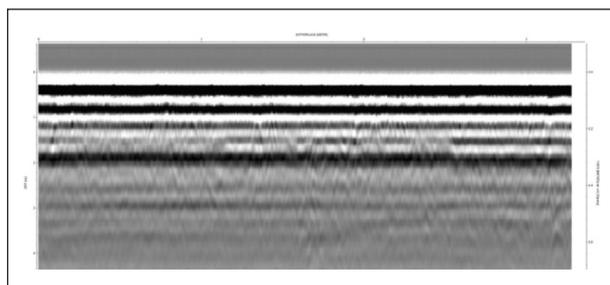


Bild 27.2: 2D-Georadarmessungen – Feld II (HSF-Binder)

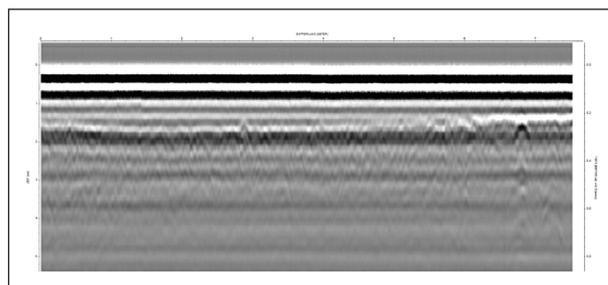


Bild 27.4: 2D-Georadarmessungen – Feld VI (SMA-Binder)

Variante	Messpunkt	AF nach Moore	IVT	Saugglocke
		[s]	[s]	
Feld I Referenz	1	1-2	40	kein Vakuum aufgebaut kein Vakuum aufgebaut n. d. n. d. n. d.
	2	2-4	166	
	3	2	293	
	4	2	109	
	5	2	187	
	i. M.	2,4	159	
Feld II AC 16 B S – HSF	1	7	1.440	Abfall 100 → 200 mbar in 94 s Abfall 100 → 200 mbar in 67 s n. d. n. d. n. d.
	2	4	450	
	3	5	1.275	
	4	4	> 1.800	
	5	4	615	
	i. M.	4,8	1116	
Feld III AC 16 B S – SG	1	1	240	Vakuum 5 Minuten gehalten, Vakuum 3 Minuten gehalten, dann Abfall 100 → 200 mbar in 43 s / n. d. n. d. Vakuum 20 Minuten gehalten
	2	2	181	
	3	1-2	280	
	4	2-3	300	
	5	1-2	600	
	i. M.	1,7	320	
Feld IV AC 16 B S – SMA	1	3	> 1.800	kein Vakuum aufgebaut Vakuum > 30 Minuten gehalten n. d. Abfall 100 → 200 mbar in 22 s n. d.
	2	2	> 1.800	
	3	-	n. d.	
	4	2	170	
	5	3	> 1800	
	i. M.	2,5	1.393	

n. d.: Versuch wurde nicht durchgeführt

Tab. 22: Ergebnisse der in situ-Messungen zur Beurteilung der Durchlässigkeit mittels Ausflussmessungen nach Moore, mittels IVT und mittels Saugglocke

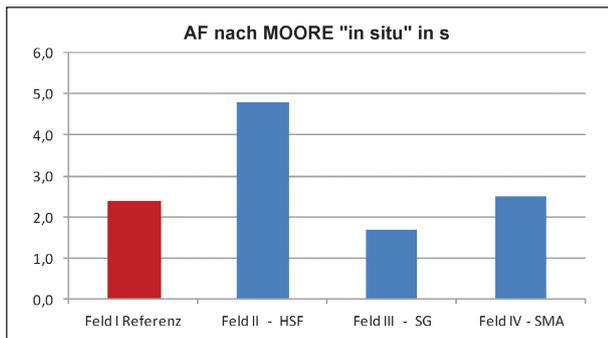


Bild 28.1: Ausflussmessung nach MOORE in situ

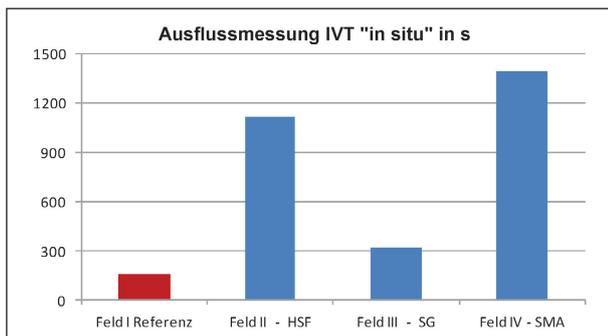


Bild 28.2: Ausflussmessung IVT in situ

5.3 Untersuchungen an Bohrkernproben

An jedem Einbaufeld wurde an je zwei Querprofilen, die mit Q1 und Q3 bezeichnet wurden, eine Anzahl von Bohrkernen entnommen. An acht Bohrkernen mit einem Durchmesser von 150 mm, die in einem gleichen Abstand jeweils nebeneinander entnommen wurden, wurden die Schichtdicken, die Raumdichten und die Zusammensetzungen überprüft. An weiteren Bohrkernen mit einem Durchmesser von 200 mm bzw. 300 mm wurden das Verformungsverhalten, die Kälteflexibilität und das Ermüdungsverhalten untersucht.

5.3.1 Schichtdicken und Raumdichten im Querprofil

Die Schichtdicken und die Raumdichten aller Querprofile sind in Tabelle 23.1 zusammengestellt. Es ist unmittelbar zu entnehmen, dass sich die Schichtdicken im Querprofil teilweise erheblich verändern und der Unterschied bis zu 28 mm beträgt (Feld I,

Feld I: AC 16 B S – Referenz							
Querprofil 1							
8	7	6	5	4	3	2	1
100	91	90	85	80	80	74	75
2,309	2,328	2,342	2,327	2,342	2,347	2,314	2,312
98,4	99,2	99,8	99,1	99,8	100,0	98,6	98,5
Querprofil 3							
8	7	6	5	4	3	2	1
102	95	90	85	80	80	75	74
2,336	2,341	2,318	2,300	2,317	2,339	2,286	2,289
99,8	100,0	99,0	98,2	99,0	99,9	97,7	97,8
Feld II: AC 16 B S – HSF							
Querprofil 1							
8	7	6	5	4	3	2	1
90	94	80	80	76	75	75	80
2,282	2,323	2,356	2,325	2,307	2,339	2,307	2,334
96,9	98,6	100,0	98,7	97,9	99,3	97,9	99,1
Querprofil 3							
8	7	6	5	4	3	2	1
81	78	79	78	75	73	74	79
2,292	2,321	2,321	2,313	2,298	2,331	2,316	2,286
98,3	99,6	99,6	99,2	98,6	100,0	99,4	98,1
Feld III: AC 16 B S – SG							
Querprofil 1							
8	7	6	5	4	3	2	1
68	73	73	82	81	81	71	72
2,302	2,319	2,349	2,332	2,344	2,366	2,339	2,307
97,3	98,0	99,3	98,6	99,1	100,0	98,9	97,5
Querprofil 3							
8	7	6	5	4	3	2	1
82	80	79	83	94	90	83	84
2,283	2,334	2,348	2,345	2,334	2,363	2,328	2,318
96,6	98,8	99,4	99,2	98,8	100,0	98,5	98,1
Feld IV: AC 16 B S – SMA							
Querprofil 1							
8	7	6	5	4	3	2	1
80	85	83	85	80	78	68	65
2,338	2,363	2,370	2,364	2,364	2,365	2,348	2,342
98,6	99,7	100,0	99,7	99,7	99,8	99,1	99,8
Querprofil 3							
8	7	6	5	4	3	2	1
65	78	80	60	55	70	75	75
2,322	2,358	2,370	2,356	2,337	2,361	2,333	2,340
98,0	99,5	100,0	99,4	98,6	99,6	98,4	98,7

Tab. 23.1: Bohrkernnummer, Schichtdicke in mm, Raumdichte in g/cm³ und Prozentwert von der jeweiligen Maximalraumdichte der im Querprofil entnommenen Bohrkernproben

Q3). Das hängt insbesondere mit der profilgerechten Lage der darunter liegenden Schicht zusammen und nicht mit der Art des Asphaltbinder AC 16 B S nach den TL Asphalt-StB oder Alternativbinder nach den E AL ABi. Die Dicke einer Schicht übt aber nur einen mäßigen Einfluss auf den Verdichtungserfolg aus. Zumindest ist aber festzustellen, dass die Raumdichte der Bohrkernproben innerhalb eines Querschnittes ebenfalls erheblich streuen, was mit Temperaturunterschieden, technischen Defiziten im Bereich der Einbaubohe und mit der vorhandenen Schichtdicke jeweils in Kombination zueinander zusammenhängen kann.

Der größte Unterschied wurde im Feld III im Querschnitt Q3 mit einer Differenz von $0,080 \text{ g/cm}^3$ für die Raumdichte festgestellt und der kleinste Unterschied beim Alternativbinder SMA (Feld IV) im Querschnitt Q1 mit einer Differenz von $0,032 \text{ g/cm}^3$. Insgesamt werden diese Unterschiede als kritisch bewertet, weil sie sich ganz entscheidend auf Kontrollprüfungsergebnisse auswirken. In Tabelle 23.2 sind die Variationskoeffizienten für die Streuungen der Raumdichten innerhalb eines Querschnittes berechnet. Dabei schneidet der SMA-Binder am günstigsten ab gefolgt von dem Referenzbinder. Die beiden Alternativbinder HSF und SG weisen den größten Variationskoeffizienten auf und werden damit als weniger entmischungstabil beurteilt.

5.3.2 Zusammensetzung der einzelnen Bohrkernproben eines Querprofils zur Beurteilung der Entmischungsneigung

Die Analysenwerte der einzelnen Bohrkernproben befinden sich in Anlage IV.3 (inkl. statistische Auswertung). Die Variationskoeffizienten werden auch für das Maß der Homogenität verwendet.

Die größten Variationskoeffizienten wurden bei allen Asphaltbindern für die Streuungen der Kornanteile in den Kornklassen 8/11 und 11/16 festgestellt. Diese sind teilweise erheblich und betragen bis zu neun Massenprozent. Diese erheblichen Unterschiede in der Korngrößenverteilung wirken sich auch auf die erzielten Raumdichten aus. Die Variationskoeffizienten für die Streuung innerhalb der Kornklassen 8/11 und 11/16 werden verwendet, um die Entmischung der Asphaltbindermischgutvarianten aufgrund der Querverteilung zu beurteilen. In den Bildern 29.1 und 29.2 sind als Beispiel die Streuungen der Kornanteile in den Kornklassen 8/11 und 11/16 aufgezeichnet. Asphalttechnologisch gesehen, sind diese Streuungen erheblich.

Die Variationskoeffizienten für alle Einbaufelder und Querschnitte können den Bildern 29.3 und 29.4 entnommen werden.

Sehr aussagefähig sind die Variationskoeffizienten für den Anteil der groben Gesteinskörnung. Danach

Variante	Querprofil	n	Mittelwert \bar{x}	Standardabweichung σ	Variationskoeffizient
			g/cm^3	g/cm^3	[-]
Feld I Referenz	Q1	8	2,3276	0,0150	0,64
	Q3	8	2,3157	0,0222	0,96
	i. M.				0,80
Feld II AC 16 B S – HSF	Q1	8	2,3216	0,0228	0,98
	Q3	8	2,3097	0,0159	0,69
	i. M.				0,84
Feld III AC 16 B S – SG	Q1	8	2,3322	0,0218	0,93
	Q3	8	2,3316	0,0239	1,03
	i. M.				0,98
Feld IV AC 16 B S – SMA	Q1	8	2,3568	0,0122	0,52
	Q3	8	2,3471	0,0165	0,70
	i. M.				0,61

Tab. 23.2: Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten der Raumdichten der im Querprofil entnommenen Bohrkernproben zur Beurteilung der Homogenität der Querverteilung hinter der Einbaubohe

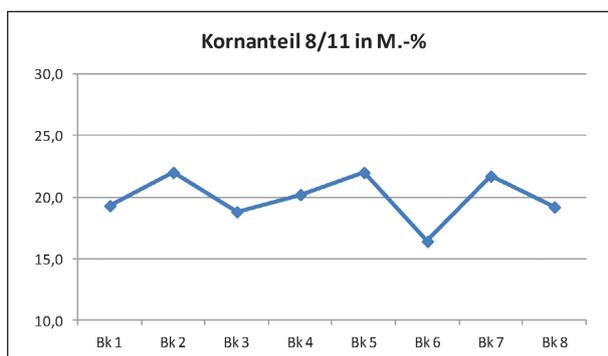


Bild 29.1: Beispiel für die Streuung der Kornanteile in der Kornklasse 8/11 (Feld I-Q1)

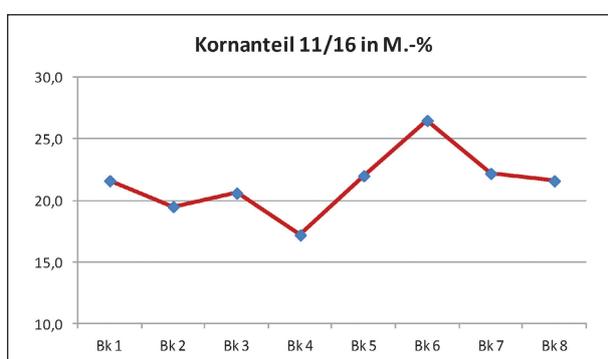


Bild 29.2: Beispiel für die Streuung der Kornanteile in der Kornklasse 11/16 (Feld I-Q1)

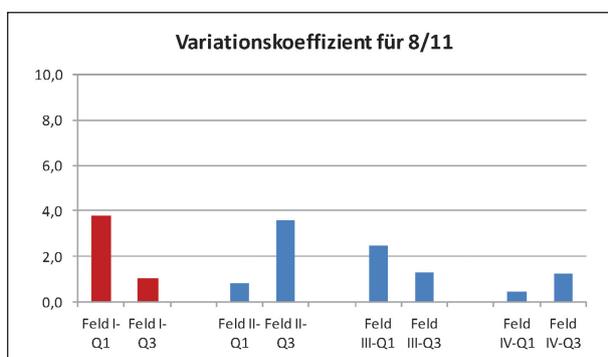


Bild 29.3: Variationskoeffizient zur Beurteilung der Streuungen in der Kornklasse 8/11

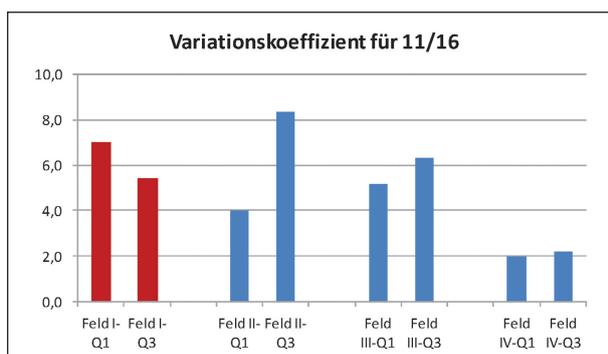


Bild 29.4: Variationskoeffizient zur Beurteilung der Streuungen in der Kornklasse 11/16

ist die Entmischungsneigung der SMA-Variante gegenüber der Referenz am geringsten. Für den SG-Binder können leichte Vorteile erkannt werden. Der HSF-Binder zeigt gegenüber der Referenz keine Vorteile.

5.3.3 Bindemittleigenschaften am aus Bohrkernen rückgewonnenen Bitumen

An Sammelproben der aus den acht Bohrkernen eines Querschnittes zurückgewonnenen Bitumen wurden konventionelle und rheologische Bitumenkennwerte bestimmt. Zwischen den einzelnen Asphaltbindervarianten sind keine systematischen Unterschiede vorhanden, deren Ursachen auf die Art des Asphaltbinders zurückzuführen sind. Es ist aber zu erkennen, dass der Referenzbinder ein etwas höher viskoses Bitumen enthält als die drei Alternativbinder.

Beim Vergleich mit den Kenndaten der frischen Bindemittel (Tabelle 5) ist zu erkennen, dass die Alterung mittels RTFOT den Alterungszustand nach Asphalt Herstellung, Einbau und Rückgewinnung gut simuliert. Das aus Feld II, Q3 zurückgewonnene Bitumen zeigt auffällige Werte für Penetration, Duktilität und Kraftduktilität, die nicht mit den entsprechenden Werten der anderen überprüften Bitumen korrespondieren. Eine plausible Begründung für diese Auffälligkeit kann nicht gegeben werden, sodass Messfehler vermutet werden. Wiederholungsprüfungen sind nicht möglich, da das Probenmaterial verbraucht ist. Die unsicheren Werte sind in Klammern gesetzt (siehe Tabelle 23.3).

5.3.4 Performance der eingebauten Asphaltbinder

An den Bohrkernproben der Einbaufelder wurde mittels dynamischen Stempeleindringversuchs (DSEV), mittels Zug- und Abkühlversuchen und mittels Zug-Schwellversuchen die Performance der Asphaltbinder überprüft. Die Quelldateien sind in Anlage IV.4 enthalten.

Die Tabelle 24 zeigt in Verbindung mit Bild 30.1, dass die Alternativbinder bessere Verformungseigenschaften aufweisen als der Referenzbinder. Die Dehnungsraten sind deutlich kleiner. Allerdings ist die absolute Dehnung des SMA-Binders größer als die des Referenzbinders. Da auch die Untersuchungen im Laboratorium dem SMA-Binder ein etwas ungünstigeres Verformungsverhalten zuwei-

sen, ist bei einer allgemeingültigen Aussage zum Langzeitverhalten in situ abzuwarten (siehe Bild 30.2).
Verformungsverhalten Vorsicht geboten und das 30.2).

		Untersuchungsfeld und Querschnitt der Bohrkernentnahme Bindemittelart/-sorte: 25/55-55 A							
		Feld I Referenz		Feld II HSF-Binder		Feld III SG-Binder		Feld IV SMA-Binder	
		Q1	Q3	Q1	Q3	Q1	Q3	Q1	Q3
EP RuK	°C	66,0	65,0	62,5	63,2	61,6	62,3	60,6	62,6
Penetration	1/10 mm	31	26	33	(25)	32	32	36	32
Duktilität	mm	328	203	400	(1.000)	425	383	390	364
KD bei T = +10 °C max. Kraft Formänderung W _{gesamt}	N	85,3	108,8	75,4	(100,2)	77,8	82,2	74,3	93,3
	J	10,23	8,47	11,63	12,14	11,51	12,14	11,06	11,72
BBR T = -16 °C Steifigkeit S m-Wert	MPa	58,5	110,8	91,1	98,5	89,5	95,9	86,5	95,2
	-	0,425	0,413	0,435	0,460	0,433	0,419	0,455	0,427
BBR Temperatur bei 300 MPa	°C	-22,6	-17,2	-18,2	-18,3	-18,0	-17,7	-18,2	-18,5
DSR bei T = +60 °C Scherm modul G*	kPa	14,09	18,99	12,42	15,73	10,86	13,04	9,97	12,34
DSR bei T = +60 °C Phasenwinkel φ	°	68,0	69,1	69,5	69,5	69,3	69,4	69,8	69,6

Tab. 23.3: Kennwerte des aus den Entnahmeprofilen des in situ-Projektes rückgewonnenen Bitumens

Variante	Anzahl Zyklen	Dehnung Versuchs- sende	Verformung Versuchs- sende	Dehnungsrate
	-	‰	mm	‰ · 10 ⁻⁴ /n
Feld I AC 16 B S – Referenz	10.000	33,48	2,02	12,71
Feld II AC 16 B S – HSF	10.000	29,26	1,77	8,27
Feld III AC 16 B S – SG	10.000	30,96	1,89	6,57
Feld IV AC 16 B S – SMA	10.000	50,90	3,05	5,29

Tab. 24: Dynamischer Stempelindringversuch (DSEV) zur Bewertung des Verformungsverhaltens der in die B 81 eingebauten Asphaltbindervarianten

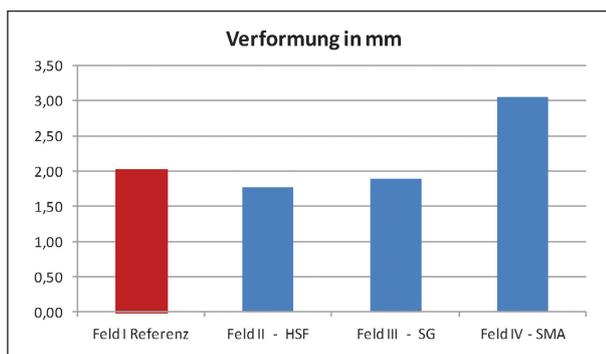


Bild 30.1: Verformung im DSEV zur Beurteilung der Verformungseigenschaften

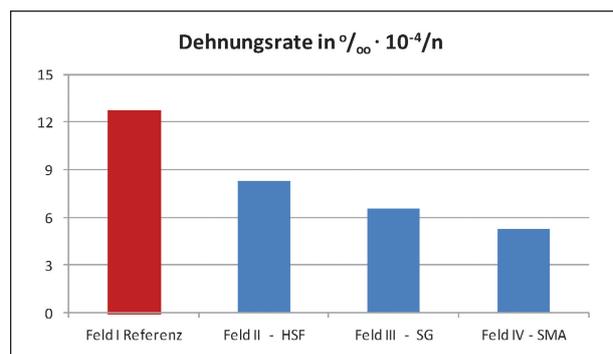


Bild 30.2: Dehnungsrate im DSEV zur Beurteilung der Verformungseigenschaften

Hinsichtlich der Kälteflexibilität werden für die Alternativbinder gegenüber der Referenz praktisch keine Unterschiede festgestellt (siehe Bild 31.1 und Bild 31.2). Der Tabelle 25 kann entnommen werden, dass die Zugfestigkeiten und die Bruchtemperaturen bei allen vier Asphaltbindervarianten auf dem gleichen Niveau angesiedelt sind. Das gleiche trifft auch für die Ermüdungsbeständigkeit zu.

Die Alternativbinder zeigen bei einer Temperatur von $T = -10\text{ °C}$ gegenüber der Referenz ein leicht

besseres Ermüdungsverhalten. Bei der Prüftemperatur von $T = +5\text{ °C}$ liegen die Bruchlastwechselzahlen des Referenzbinders, des HSF-Binders und des SMA-Binders auf vergleichbarem Niveau. Der SG-Binder zeigt ein etwas schwächeres Ermüdungsverhalten (siehe Tabelle 26, Bild 32.1 und Bild 32.2).

Summarisch betrachtet ist die Performance der Alternativbinder gegenüber dem Referenzbinder gleich gut und was die Verformungseigenschaften anbelangt – sofern als dominante Kenngröße die

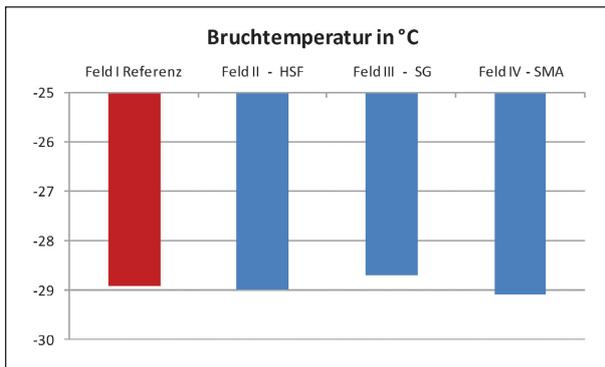


Bild 31.1: Bruchtemperatur zur Beurteilung der Kälteflexibilität

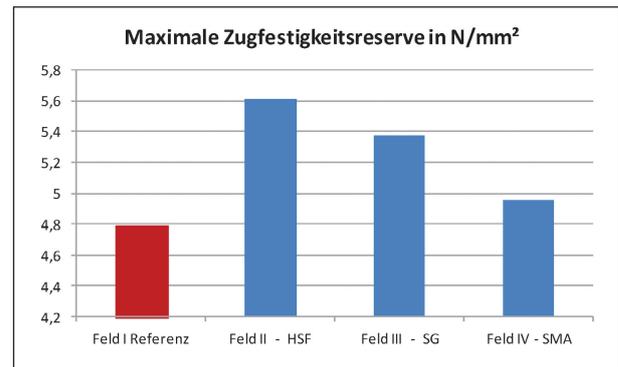


Bild 31.2: Maximale Zugfestigkeitsreserve zur Beurteilung der Kälteflexibilität

Variante	Zugversuche		Abkühlversuch		Zugfestigkeitsreserve	
	$\beta_t (T = -10)$	$\beta_{t,Max}$	σ_F	T_F	$\Delta\beta_{t,max}$	$T (\Delta\beta_{t,Max})$
	MPa	MPa	MPa	°C	MPa	°C
Feld I AC 16 B S – Referenz	5,638	5,8	4,681	-28,9	4,793	-8,9
Feld II AC 16 B S – HSF	6,321	6,4	4,787	-29,0	5,608	-9,4
Feld III AC 16 B S – SG	5,522	6,1	4,472	-28,7	5,379	-9,1
Feld III AC 16 B S – SMA	5,726	5,8	4,933	-29,1	4,956	-8,9

Tab. 25: Ergebnisse der Untersuchungen zur Kälteflexibilität der in die B 81 eingebauten Asphaltbindervarianten

Variante	Prüftemperatur $T = -10\text{ °C}$		Prüftemperatur $T = +5\text{ °C}$	
	IEI nach 100 Zyklen	N_{Bruch}	IEI nach 100 Zyklen	N_{Bruch}
	MPa	-	MPa	-
Feld I AC 16 B S – Referenz	16.810	918.773	13.144	87.107
Feld II AC 16 B S – HSF	16.630	1.147.676	12.316	84.677
Feld III AC 16 B S – SG	15.582	1.120.177	12.712	49.843
Feld IV AC 16 B S – SMA	17.264	1.029.609	12.562	84.843

Tab. 26: Zug-Schwellversuche zur Bewertung des Ermüdungsverhaltens der aus dem in situ-Projekt entnommenen Bohrkernproben

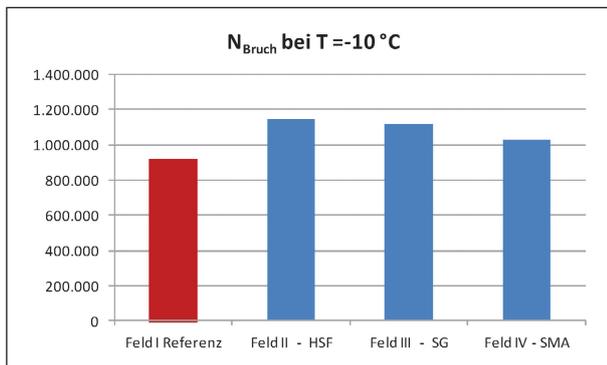


Bild 32.1: Bruchlastwechselzahl bei T = -10 °C

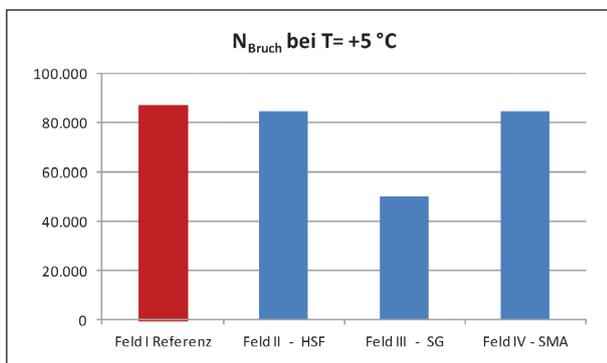


Bild 32.2: Bruchlastwechselzahl bei T = +5 °C zur Beurteilung des Ermüdungsverhaltens

Dehnungsrate aus dem dynamischen Stempel Eindringversuch herangezogen wird – sogar insgesamt gesehen etwas besser.

6 Zusammenfassung

6.1 Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse

Der klassische Aufbau einer Straßenbefestigung arbeitet nach dem Prinzip der Wasserdurchlässigkeit von oben nach unten. Das bedeutet, dass die einzelnen in der Straßenkonstruktion befindlichen Schichten von der Asphaltdeckschicht bis zum Unterbau kontinuierlich hohlraumreicher konzipiert sein sollten.

Der Sinn dieses Konstruktionsprinzips besteht darin, dass von der Oberfläche her eindringendes Wasser die Straßenbefestigung schädigt, sofern es in der Konstruktion verbleibt. Daher muss etwa eindringendes Wasser in die unteren hohlraumreicheren Schichten abgeführt werden.

Bei einigen neueren Bauweisen, z. B. offen konzipierten Asphaltdeckschichten und insbesondere bei Asphalttragschichten, die bei hohem Anteil an Ausbauasphalt verhältnismäßig dicht werden können, funktioniert dieses Prinzip der Wasserdurchlässigkeit von oben nach unten nicht mehr.

Aus diesem Grunde wurden dichtere Asphaltbinder-schichten entwickelt, die weniger wasserdurchlässig sind, eine geringere Neigung zur Entmischung zeigen und darüber hinaus einige Vorteile – auf jeden Fall aber keine Nachteile – bei der Performance aufweisen sollen. Ein weiterer Vorteil wird in der Möglichkeit der temporären Befahrbarkeit z. B. über Winter gesehen.

Diese dichteren Asphaltbinder wurden bereits in einigen Baumaßnahmen eingebaut und stehen unter Beobachtung. Der bisherige Kenntnisstand wurde in dem Entwurf der Empfehlungen für die Planung, Ausschreibung und Ausführung von alternativen Asphaltbinderschichten (E AI ABi) zusammengefasst und mehrfach fortgeschrieben.

Die Arbeiten im vorliegenden Forschungsprojekt nehmen Bezug auf den Bearbeitungsstand dieser Empfehlungen vom 06. März 2013. In diesen Empfehlungen werden drei Alternativbinderarten genannt, ein HSF-Binder (AC B S – HSF) wobei das Kürzel für hochstandfest steht, ein SG-Binder (AC B S – SG), wobei das Kürzel SG für stetig gestuft mit einem Exponenten der Talbotfunktion zwischen $q = 0.4$ und $q = 0.6$ steht und ein SMA-Binder (AC B S – SMA), wobei das Kürzel SMA für das Prinzip Aufbau analog zu Splittmastixasphalt steht.

Mit diesem Forschungsprojekt sollte der Nachweis erbracht werden, dass die sogenannten Alternativbinder gegenüber einem konventionellen Asphaltbinder AC B S gemäß TL Asphalt-StB die zuvor genannten Vorteile leisten, ohne Nachteile bei der Performance aufzuweisen.

Die wissenschaftlichen Arbeiten dazu wurden in zwei Untersuchungsblöcke gegliedert. Zum einen in einen labortechnischen Teil und zum anderen in einen großtechnischen Teil unter Realbedingungen im Zuge einer konkreten Baumaßnahme.

In beiden Fällen wurden die Untersuchungen anhand der Asphaltbindersorten 0/16 und immer mit dem gleichen Bitumen 25/55-55 A durchgeführt, um die Anzahl der variationsbedingten Freiheitsgrade nicht unnötig zu erhöhen.

In beiden Untersuchungsblöcken wurde als Referenz ein guter Asphaltbinder AC 16 B S verwendet, dessen Mischgutzusammensetzung als langfristig erprobt gilt.

Im labortechnischen Teil wurde ein Referenzbinder mit einer bewährten Korngrößenverteilung bei Variation des Bindemittelgehaltes in drei Stufen hergestellt. Die Alternativbinder wurden mit jeweils drei Korngrößenverteilungen variiert. Bei dem HSF-Binder wurde auch eine echte Ausfallkörnung realisiert. Bei dem SG-Binder wurde die Talbot-Exponenten 0,4, 0,5 und 0,6 konsequent verwendet. Beim SMA-Binder wurde die untere und die obere Korngrößenverteilung gemäß Empfehlungen verwendet und eine weitere, die diagonal durch das Sieblinienband verläuft. Für jede Stufe der Korngrößenverteilung wurden die Bindemittelgehalte in ebenfalls drei Stufen variiert.

Das für die experimentellen Arbeiten im Laboratorium eingesetzte Bitumen 25/55-55 A wurde im frischen Zustand und nach RTFOT- sowie RTFOT & PAV-Alterung mit den konventionellen und den erweiterten Prüfverfahren (KD-, BBR-, DSR-Analytik) angesprochen.

Eine zusammenfassende Bewertung ist losgelöst von den asphalttechnologischen Kenngrößen Hohlraumgehalt und Bindemittelgehalt nicht möglich. Jede einzelne Stufe der Asphaltbindervariation ist einzeln zu betrachten. Bei einer vergleichenden Bewertung der Alternativbinder gegenüber dem Referenzbinder werden Ergebnisse an Asphaltbindern mit regelkonformen Hohlraumgehalten miteinander verglichen. Danach ist gegenüber dem Referenzbinder aufgrund der Laboruntersuchungen festzustellen:

- die Mischarbeit des SG-Binders ist etwas kleiner, die des SMA-Binders etwas größer,
- die Verdichtbarkeit aller Alternativbinder ist etwas günstiger,
- bei allen Alternativbindern ist die Wasserdurchlässigkeit deutlich geringer, sodass diese dichter gegenüber angreifendem Wasser sind,
- die Wirkung auf die Wasserempfindlichkeit (Haftverhalten) ist indifferent,
- das Verformungsverhalten im Dynamischen Stempeldringversuch ist bei allen Referenzbindern unter den gegebenen Randbedingun-

gen (insbesondere der verwendeten Bitumensorte 25/55-55 A) etwas ungünstiger,

- die Kälteflexibilität ist bei dem SG- und SMA-Binder genauso gut, jene des HSF-Binders etwas schlechter,
- das Ermüdungsverhalten des SG-Binders ist deutlich besser, jenes des SMA-Binders indifferent und jenes des HSF-Binders deutlich schlechter,
- die Entmischungsneigung aller drei im Laboratorium gemischten Alternativbinder – festgestellt nach dem Laborverfahren gemäß DIN EN 12697-15 – ist etwas größer, also ungünstiger,
- nach Alterung mittels Braunschweiger Alterungsverfahren (BSA) ist die Performance der SG-Binder besser, jene des SMA-Binders gleichgut und jene des HSF-Binders schlechter. Die Alterung gemäß AASHTO-Designation führt auf eine vergleichbare Bewertung.

Für die Untersuchungen im großtechnischen Maßstab wurde durch die Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt (RB Mitte) bei besonderem Engagement von Herrn Dipl.-Ing. Marquardt im Rahmen der Baumaßnahme B 81 bei Magdeburg eine entsprechende Untersuchungsstrecke in den Bauvertrag eingestellt. Das Asphaltmischgut wurde durch die M-Asphalt Gardelegen rezeptiert und hergestellt und von der Firma Matthäi mit einem Vögele Super 2100 mit vorgeschaltetem Beschicker eingebaut. Das eingesetzte Asphaltmischgut wurde analysiert und Untersuchungen zur Wasserdurchlässigkeit und zur Wasserempfindlichkeit (ITSR) vorgenommen.

Der Einbau der Alternativbinder wurde an allen Einbautagen von einem externen Berater dokumentiert. Seitens des Forschungsnehmers wurde die Oberfläche der Alternativbinder mittels Wärmebildkamera, Georadar und zur Wasserdurchlässigkeit angesprochen. An über die Querschnitte äquidistant gesetzten Bohrkernen wurden die Variationskoeffizienten der Schichtdicken, der Raumdichten und der Mischgutzusammensetzung zur Beurteilung der Entmischungsneigung berechnet. An weiteren Bohrkernproben wurde die Asphalt-Performance, der Verformungswiderstand mittels DSEV, die Rissempfindlichkeit gegenüber Kälte mittels Zug- und Abkühlversuchen und das Ermüdungsverhalten bei den beiden Prüftemperaturen $T = -10\text{ °C}$ und $T = +5\text{ °C}$ mittels Zug-Schwellversuchen, überprüft.

Das Verhalten der Alternativbinder kann gegenüber dem hier eingesetzten Referenzbinder wie folgt angesprochen werden:

- die Wasserdurchlässigkeit, festgestellt am Marshall-Probekörper des eingesetzten Mischguts, ist deutlich geringer (die Asphaltbinder sind dichter),
- das Haftverhalten (ITSR) am Marshall-Probekörper des eingesetzten Mischgutes ist deutlich günstiger,
- die angewendete Georadartechnik ist zur Ansprache der Hohlraummorphologie ungeeignet,
- die Wasserdurchlässigkeit in situ mittels IVT, insbesondere der HSF- und SMA-Variante, ist deutlich geringer. Diese Feststellung entspricht der baupraktischen Erfahrungen, steht aber im Widerspruch zur Durchlässigkeitsprüfung am Marshall-Probekörper,
- die Varianz der Raumdichten im Querprofil des SMA-Binders ist kleiner, die des HSF- und SG-Binders größer (also ungünstiger),
- die Entmischungsneigung des HSF- und SG-Binders gegenüber der Referenz sind gleich schlecht. Der SMA-Binder schneidet erkennbar günstiger ab,
- die Verformungseigenschaften der Alternativbinder sind etwas günstiger, wobei der SMA-Binder zwar eine geringe Dehnungsrate aber eine größere absolute Verformung aufweist. Die daraus resultierende Unsicherheit bei der Bewertung ist zu verfolgen,
- die Kälteflexibilität liegt bei allen drei Alternativbindern auf dem gleichen (guten) Niveau,
- das Ermüdungsverhalten des HSF- und SMA-Binders ist vergleichbar mit dem des Referenzbinders, der SG-Binder verhält sich dagegen etwas schlechter.

Bei Würdigung der Ergebnisse aller Untersuchungen ist festzustellen, dass der HSF-Binder die schlechteste Alternativbindervariante darstellt.

Der SG-Binder und der SMA-Binder weisen gegenüber dem konventionellen Asphaltbinder AC 16 BS gemäß TL Asphalt-StB Vorteile auf, wobei der SG-Binder dem SMA-Binder bei den hier durchgeführten Versuchsreihen leicht überlegen ist.

6.2 Direkt mögliche Schlussfolgerungen

Die überprüften Arten von Alternativbindern AC 16 B S-SG, AC 16 B S-SMA lassen sich ohne Probleme einbauen und verdichten. Die Performance ist im Vergleich zum regelkonformen Binder AC 16 B S gemäß TL Asphalt-StB gleich gut oder besser. Der Alternativbinder AC 16 B S-HSF weist einige Defizite auf, sodass von den Gremien der FGSV bereits richtig entschieden wurde, diese Art des Alternativbinders nicht in die Hinweise für die Planung und Ausführung von alternativen Asphaltbinderschichten (H AI ABi), Ausgabe 2015 aufzunehmen.

Sofern die Erfahrungssammlung in der Praxis abgeschlossen ist, kann empfohlen werden, zumindest die Alternativbindersorte AC 16 B S (SG und SMA B) in ein Regelwerk R der FGSV-Nomenklatur einzugliedern.

6.3 Vorschläge für weiterführende Arbeiten

Die vorgestellten Untersuchungsergebnisse beziehen sich ausschließlich auf Alternativbinder mit einer maximalen Kornnenngroße von 16 mm. In wieweit diese Ergebnisse auf die gröberen Asphaltbinder mit einer Korngröße von 22,4 mm übertragen werden können, wurde nicht überprüft. Hierzu sind weiterführende Arbeiten erforderlich.

Desweiteren hat sich gezeigt, dass die Messung der Wasserdurchlässigkeit in situ mittels IVT und die festgestellte Wasserdurchlässigkeit am Marshall-Probekörper gemäß TP Asphalt-StB, Teil 19 zu einer gegensätzlichen Aussage führt. Dieser Widerspruch sollte auf breiter Basis überprüft werden.

Schließlich sollte der grundsätzlichen Frage der Entmischungsneigung sowohl der Temperaturverteilung als auch der Mischgutzusammensetzung hinter der Einbaubohle des Straßenfertigers nachgegangen werden. Da dieses Entmischungsphänomen nicht nur mit der Art des Asphaltbinders zusammenhängt sind gerätetechnische Defizite auch anderer Bohlentypen zu erforschen und zu beseitigen.

Literatur

- AASHTO (2002): Mixture Conditioning of Hot Mix Asphalt. Standard Specification for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. AASHTO R30-02 Part 1B, American Association of State Highway and Transportation Officials
- BERLITZ, D.; LEHNÉ, R.; von RYMNON-LIPINSKI, T. (2005): Die Erprobungsstrecke „Heerstraße“ in Berlin für Asphaltbinder. *Straße und Autobahn* 5/2005, S. 281-285
- DAMM, K. W. (1987): Asphaltbinderschichten für besondere Beanspruchungen. *Straße und Autobahn* 7/1987, S. 255-262
- DAMM, K. W. (1998): Langzeitverhalten von Asphaltdeck- und Binderschichten hochbelasteter Verkehrsflächen in Hamburg. *Straße und Autobahn* 7/1998, S. 355-364
- DIN EN 12697-15 (2003): Prüfverfahren für Heiasphalt – Teil 15: Bestimmung der Entmischungseigung. Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag GmbH, Berlin
- DIN EN 12697-46 (2012): Prüfverfahren für Heiasphalt – Teil 46: Widerstand gegen Kälterisse und Tieftemperaturverhalten bei einachsigen Zugversuchen. Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag GmbH, Berlin
- FGSV (2007): TP Asphalt-StB, Teil 12. Wasserempfindlichkeit von Asphalt-Probekörpern. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- FGSV (2007): TP Asphalt-StB, Teil 33. Herstellung von Asphalt-Probepplatten im Laboratorium mit dem Walzsektor-Verdichtungsgerät (WSV). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- FGSV (2009): TP Asphalt-StB, Teil 19. Durchlässigkeit von Asphalt-Probekörpern. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- FGSV (2010): TP Asphalt-StB, Teil 10 B. Verdichtungswiderstand mithilfe des Marshall-Verdichtungsgerätes. Verfahren B: Änderung der Probekörperdicke. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- FGSV (2010): TP Asphalt-StB, Teil 25 A 2. Dynamischer Stempel Eindringversuch an Walzasphalt. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- FGSV (2013): TP Asphalt-StB, Teil 46 A. Kälteeigenschaften: Einaxialer Zugversuch und Abkühlversuch. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln
- GÄRTNER, K.; GRAF, K.; SCHÜNEMANN, M. (2009): Asphaltbinderschichten nach dem Splittmastixprinzip. *Straße und Autobahn* 7/2009, S. 431-435
- KÖSTER, H. (1987): Der Durchflussmesser IVT – ein Vorschlag zur Messung der Durchlässigkeit von Dränbelägen. *Straße und Verkehr* 8, S. 637-639
- LEUTNER, R.; RENKEN, P.; BÜCHLER, S.; LOBACH, T. (2003): Überprüfung der Eignung des dynamischen Stempel Eindringversuches zur Beurteilung der Verformungseigenschaften von Asphalt und Schaffung eines Bewertungshintergrundes. Schlussbericht, Nr. 12522N, i. A. der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e. V. (AIF), Institut für Straßenwesen, Technische Universität Braunschweig
- RENKEN, P.; BÜCHLER, S.; MOLLENHAUER, K. (2007): Einfluss von modifizierten Bitumen auf die Kälte- und Ermüdungseigenschaften von Asphalt und deren Veränderung während der Nutzungsdauer. Schlussbericht zum Forschungsprojekt FE07.208/2004 i. A. des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen
- WISTUBA, M. P.; ISAILOVIĆ, I. (2014): Performanceorientierte Asphaltspezifikation – Entwicklung eines praxisgerechten Prüfverfahrens zur Ansprache des Verformungswiderstandes. Schlussbericht zum Forschungsprojekt FE 84.0106/2009 i. A. des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Institut für Straßenwesen, Technische Universität Braunschweig

Bilder

- Bild 1: Gegenlauf-Zwangslabormischer GZM-30+ der Firma Freundl, Wennigsen
- Bild 2: Schema der in situ-Messungen und der Entnahme von Bohrkernen innerhalb eines Einbaufeldes
- Bild 3: Entmischungsgerät nach TP Asphalt-StB, Teil 15 – rechts Handskizze zur Veranschaulichung der entmischten Probeteile
- Bild 4: ISBS-Prüfgerät zur Bestimmung der vertikalen und horizontalen Wasserdurchlässigkeit von Probekörpern
- Bild 5: Durchflussmessgerät IVT zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit in situ und Detail des Kittkranzes
- Bild 6: Dynamischer Stempeleindringversuch (Versuchsaufbau sowie sinusförmige Impulsbelastung)
- Bild 7: Beispiel für die kryogene Zugspannung $\sigma_z(T)$, Zugfestigkeit $\beta_z(T)$ und Zugfestigkeitsreserve $\Delta\beta_z(T)$ in Abhängigkeit von der Asphalttemperatur (links)
- Bild 8: Belastungsschema des Zug-Schwellversuchs zur Ansprache der Ermüdungseigenschaften
- Bild 9: Materialprüfschrank und Lagerrost für die Braunschweiger Alterung (BSA)
- Bild 10: Sieblinienbereiche der Alternativbinder – HSF-Variante c mit echter Ausfallkörnung
- Bild 11: Korngrößenverteilungen der stetig nach dem Fuller-Prinzip zusammengesetzten Asphaltbinder AC 16 B S-SG mit unterschiedlichen Körnungsexponenten q
- Bild 12.1: Mischarbeit des Mischarms ausgewählter Asphaltbindervarianten
- Bild 12.2: Verdichtungswiderstand T ausgewählter Asphaltbindervarianten
- Bild 13.1: Vertikale Wasserdurchlässigkeit ausgewählter Asphaltbindervarianten
- Bild 13.2: Horizontale Wasserdurchlässigkeit ausgewählter Asphaltbindervarianten
- Bild 14.1: Wasserempfindlichkeit aller Asphaltbindervarianten
- Bild 14.2: Wasserempfindlichkeit ausgewählter Asphaltbindervarianten
- Bild 15.1: Dehnung bei Versuchsende bzw. im Wendepunkt ausgewählter Asphaltbindervarianten
- Bild 15.2: Dehnungsrate bei Versuchsende bzw. im Wendepunkt ausgewählter Asphaltbindervarianten
- Bild 16.1: Maximale Zugfestigkeitsreserve ausgewählter Asphaltbindervarianten
- Bild 16.2: Bruchtemperatur des Abkühlversuches ausgewählter Asphaltbindervarianten
- Bild 17.1: Bruchlastwechselzahl bei $T = -10\text{ °C}$ für alle Asphaltbindervarianten
- Bild 17.2: Bruchlastwechselzahl bei $T = +5\text{ °C}$ für alle Asphaltbindervarianten
- Bild 17.3: Bruchlastwechselzahl bei $T = -10\text{ °C}$ für ausgewählte Asphaltbindervarianten
- Bild 17.4: Bruchlastwechselzahl bei $T = +5\text{ °C}$ für ausgewählte Asphaltbindervarianten
- Bild 18.1: Entmischung im Körnungsbereich 2/5 – Differenz grober – feiner Asphalt
- Bild 18.2: Entmischung im Körnungsbereich 11/16 – Differenz grober – feiner Asphalt
- Bild 18.3: Entmischung der Bindemittelmenge Differenz grober – feiner Asphalt
- Bild 18.4: Entmischungsfaktor MQ zur Beurteilung der Entmischungsneigung
- Bild 19.1: Dehnung bei Versuchsende bzw. im Wendepunkt – frisch und BSA-gealtert
- Bild 19.2: Dehnungsrate bei Versuchsende bzw. im Wendepunkt – frisch und BSA-gealtert
- Bild 20.1: Maximale Zugfestigkeitsreserve – frisch und BSA-gealtert
- Bild 20.2: Bruchtemperatur des Abkühlversuches – frisch und BSA-gealtert
- Bild 21.1: Bruchlastwechselzahl bei $T = -10\text{ °C}$ – frisch und BSA-gealtert
- Bild 21.2: Bruchlastwechselzahl bei $T = +5\text{ °C}$ – frisch und BSA-gealtert
- Bild 22: ITSR-Werte zur Beurteilung der Wasserempfindlichkeit – frisch und BSA-gealtert

- Bild 23: Steifigkeiten ausgewählter Asphaltbindervarianten nach AASHTO-Alterung
- Bild 24.1: Vertikale Wasserdurchlässigkeit der in situ eingesetzten Asphaltbindervarianten
- Bild 24.2: Horizontale Wasserdurchlässigkeit der in situ eingesetzten Asphaltbindervarianten
- Bild 25: Wasserempfindlichkeit der in situ eingesetzten Asphaltbindervarianten
- Bild 26.1: Temperaturverteilung hinter der Einbaubohle – Feld I (Referenz)
- Bild 26.2: Temperaturverteilung hinter der Einbaubohle – Feld II (HSF-Binder)
- Bild 26.3: Temperaturverteilung hinter der Einbaubohle – Feld III (SG-Binder)
- Bild 26.4: Temperaturverteilung hinter der Einbaubohle – Feld IV (SMA-Binder)
- Bild 27.1: 2D-Georadarmessungen – Feld I (Referenz)
- Bild 27.2: 2D-Georadarmessungen – Feld II (HSF-Binder)
- Bild 27.3: 2D-Georadarmessungen – Feld III (SG-Binder)
- Bild 27.4: 2D-Georadarmessungen – Feld VI (SMA-Binder)
- Bild 28.1: Ausflussmessung nach MOORE in situ
- Bild 28.2: Ausflussmessung IVT in situ
- Bild 29.1: Beispiel für die Streuung der Kornanteile in der Kornklasse 8/11 (Feld I-Q1)
- Bild 29.2: Beispiel für die Streuung der Kornanteile in der Kornklasse 11/16 (Feld I-Q1)
- Bild 29.3: Variationskoeffizient zur Beurteilung der Streuungen in der Kornklasse 8/11
- Bild 29.4: Variationskoeffizient zur Beurteilung der Streuungen in der Kornklasse 11/16
- Bild 30.1: Verformung im DSEV zur Beurteilung der Verformungseigenschaften
- Bild 30.2: Dehnungsrate im DSEV zur Beurteilung der Verformungseigenschaften
- Bild 31.1: Bruchtemperatur zur Beurteilung der Kälteflexibilität
- Bild 31.2: Maximale Zugfestigkeitsreserve zur Beurteilung der Kälteflexibilität
- Bild 32.1: Bruchlastwechselzahl bei $T = -10\text{ °C}$
- Bild 32.2: Bruchlastwechselzahl bei $T = +5\text{ °C}$ zur Beurteilung des Ermüdungsverhaltens

Tabellen

- Tab. 1: Variationsmatrix und Nummerierung der Varianten
- Tab. 2: Art der Probe, asphalttechnologische Kennwerte und Prüfverfahren der nicht gealterten Asphaltbindervarianten
- Tab. 3: Art der Probe, asphalttechnologische Kennwerte und Prüfverfahren der gealterten Asphaltbindervarianten
- Tab. 4: Art der zu prüfenden Probe, asphalttechnologische Kennwerte und Prüfverfahren der in situ entnommenen Proben
- Tab. 5: Kennwerte des für alle im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten verwendete PmB 25/55-55 A
- Tab. 6: Zusammensetzung der im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten (Referenz 01- 02 -03) als Ergebnis von Mischgutanalysen
- Tab. 7: Zusammensetzung der Alternativbinder
- Tab. 8: Verdichtungswiderstände (T-Wert) und Mischarbeiten im Labormischer
- Tab. 9: Wasserdurchlässigkeit der Marshall-Probekörper nach TP Asphalt-StB, Teil 19
- Tab. 10: ITSR zur Bewertung der Wasserempfindlichkeit – hier: Varianten 01, 02 und 03 (Referenzbinder)
- Tab. 11: Ergebnisse aus dem Dynamischen Stempeldringversuch (DSEV) zur Bewertung des Verformungsverhaltens der im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten
- Tab. 12: Ergebnisse Untersuchungen zur Kälteflexibilität der im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten

- Tab. 13: Kenngrößen zur Beurteilung der Entmischungsneigung nach DIN EN 12697-15
- Tab. 14: Ergebnisse aus dem Dynamischen Stempfeleindringversuch (DSEV) zur Bewertung des Verformungsverhaltens der im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten frisch und gealtert nach dem Braunschweiger Alterungsverfahren (BSA)
- Tab. 15: Kälteflexibilität der im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten frisch und gealtert nach dem Braunschweiger Alterungsverfahren (BSA)
- Tab. 16: Ergebnisse aus den Zug-Schwellversuchen zur Bewertung der Ermüdeigenschaften der im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten frisch und gealtert nach dem Braunschweiger Alterungsverfahren (BSA)
- Tab. 17: ITSR zur Bewertung der Wasserempfindlichkeit der im Labor hergestellten Asphaltbindervarianten frisch und gealtert nach dem Braunschweiger Alterungsverfahren (BSA)
- Tab. 18: Steifigkeiten der im Labor hergestellten und nach AASHTO-Designation R30-02 gealterten Marshall-Probekörper
- Tab. 19: Zusammensetzung der in situ eingebauten Asphaltbindervarianten
- Tab. 20: Wasserdurchlässigkeit am Marshall-Probekörper nach den TP Asphalt-StB, Teil 19 der in situ eingebauten Asphaltbindervarianten
- Tab. 21: ITSR an Marshall-Probekörpern zur Bewertung der Wasserempfindlichkeit der in die B81 eingebauten Asphaltbindervarianten
- Tab. 22: Ergebnisse der in situ-Messungen zur Beurteilung der Durchlässigkeit mittels Ausflussmessungen nach MOORE, mittels IVT und mittels Sauglocke
- Tab. 23.1: Bohrkernnummer, Schichtdicke in mm, Raumdichte in g/cm^3 und Prozentwert von der jeweiligen Maximalraumdichte der im Querprofil entnommenen Bohrkernproben
- Tab. 23.2: Mittelwerte, Standardabweichungen und Variationskoeffizienten der Raumdichten der im Querprofil entnommenen Bohrkernproben zur Beurteilung der Homogenität der Querverteilung hinter der Einbaubohle
- Tab. 23.3: Kennwerte des aus den Entnahmeprofilen des in situ-Projektes rückgewonnenen Bitumens
- Tab. 24: Dynamischer Stempfeleindringversuch (DSEV) zur Bewertung des Verformungsverhaltens der in die B81 eingebauten Asphaltbindervarianten
- Tab. 25: Ergebnisse der Untersuchungen zur Kälteflexibilität der in die B 81 eingebauten Asphaltbindervarianten
- Tab. 26: Zug-Schwellversuche zur Bewertung des Ermüdeungsverhaltens der aus dem in situ-Projekt entnommenen Bohrkernproben

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Straßenbau“

2011

S 71: Enteignung für den Straßenbau – Verfahrensvereinheitlichung – Privatisierung – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitskreises „Straßenrecht“ im September 2010 in Bonn € 15,00

S 72: Griffigkeitsprognose an offenporigen Asphalten – Teil 2: Neue Baumaßnahmen
Jansen, Pöppel-Decker € 15,00

S 73: Längsebenenheitsauswerteverfahren „Bewertetes Längsprofil“ – Weiterentwicklung der Längsebenenheitsbewertung der Zustandserfassung und -bewertung
Maerschalk, Ueckermann, Heller € 18,50

2012

S 74: Verbundprojekt „Leiser Straßenverkehr 2“ – Reduzierte Reifen-Fahrbahn-Geräusche
Projektgruppe „Leiser Straßenverkehr 2“ € 30,50

S 75: Abschätzung der Risiken von Hang- und Böschungsrutschungen durch die Zunahme von Extremwetterereignissen
Krauter, Kumerics, Feuerbach, Lauterbach € 15,50

S 76: 42. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau
Maerschalk, Ueckermann, Heller € 18,50

S 77: Netzplanung – Netzbildung – Netzbereinigung
Durner € 16,50

S 78: Untersuchung des Einflusses der Grobtextur auf Messergebnisse mit dem SKM-Verfahren
Bürckert, Gauterin, Unrau € 16,50

2013

S 79: Gussasphalt ohne Abstreuerung
Ripke € 9,00

S 80: Entwicklung einer neuen Versuchstechnik zur Bestimmung der Grenze zwischen halbfestem und festem Boden
Vogt, Birle, Heyer, Etz € 17,50

S 81: Das straßenrechtliche Nutzungsregime im Umbruch – Aktuelle Fragen des Planungsrechts
Durner € 15,00

2014

S 82: Qualitätskontrolle PWS – Wehner/Schulze Quality Control
Teil 1: Auswertung der Kenndaten der PWS Prüfung
Teil 2: Auswertung von Vergleichsuntersuchungen zur Prüfung der Poliereinheit mittels Schleifpapier
Jansen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 83: Die Stellung der Gemeinden im Straßenrecht – aktuelle Probleme des Umweltrechts – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitskreises „Straßenrecht“ am 23./24. September 2013 in Bonn
Durner € 17,00

S 84: Anforderungen an die Erhaltung von Radwegen
Maerschalk, Oertelt € 19,00

S 85: Kornformbeurteilung mit dem optischen Partikelmessgerät Camsizer®
Kunz
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2015

S 86: Einfluss des Asphaltgranulates auf die bemessungs- und ermüdungsrelevanten Materialeigenschaften einer zwangsgebundenen, kaltgebundenen und bitumendominanten Tragschicht
Radenberg, Miljković, Schäfer
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 87: Untersuchungen zur Ermittlung von Präzisionswerten für zwei AKR-Schnelltests Durchführung und Auswertung
Müller, Seidel, Böhm
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 88: Verwendung von AKR-geschädigtem Betonaufbruch für hydraulisch gebundene Tragschichten
Hüniger, Börner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 89: Ermittlung von repräsentativen Substanzwerten in homogenen Abschnitten
Villaret, Frohböse, Jähnig, Karcher, Niessen, Buch, Zander
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 90: AKR-Untersuchungen für Fahrbahndecken aus Beton mit Waschbetonoberfläche
Müller, Seidel, Böhm, Stark, Ludwig, Seyfarth
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 91: Straßen im Gesamtsystem der Verkehrsträger
Durner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 92: Längsebenenheitsmesssysteme – Überprüfung der Signalverarbeitungsverfahren nach dem Prinzip der Mehrfachabtastung (HRM)
Neubeck, Wiesebrock
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2016

S 93: Bewertung und Optimierung der Hydrophobierung zur Verminderung des AKR-Schädigungsfortschrittes in Fahrbahndeckenbetonen
Weise, Schrang € 19,50

S 94: Beanspruchung und Entfernbarkeit temporärer Fahrbahnmarkierung
Kemper, Schacht, Klaproth, Oeser, Beyer € 16,50

S 95: Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad von Schichten ohne Bindemittel
Bialucha, Merkel, Motz, Demond, Schmidt, Ritter, Haas € 14,50

S 96: Bewertungshintergrund für den Widerstand gegen Polieren von Gesteinskörnungen nach dem PWS-Verfahren
Dudenhöfer, Rückert
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 97: Einheitliche Bewertungs- kriterien für Elemente der Straßenverkehrsinfrastruktur im Hinblick auf Nachhaltigkeit – Straße und Tunnel

Fischer, Sauer, Jungwirth, Baumgärtner, Hess, Ditter, Roth, Xalter
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 98: Verifikation eines Europäischen Prüfverfahrens zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Asphalt

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

S 99: Ansprache und Steuerung von Healing-Effekten bei Asphalt

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

S 100: Probekörperherstellung für performance-basierte Asphaltprüfungen

R. Roos, C. Karcher, A. Wittenberg
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 101: Belastungseinrichtung Mobile Load Simulator MLS10 Sensorik zur Beanspruchungsdetektion im ersten gemeinsamen Versuchsbetrieb

Wacker, Scherckenbach, Rabe, Golkowski
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 102: Effizienz technischer Sicherungsmaßnahmen im Erdbau – Lysimeteruntersuchungen unter Laborbedingungen – Teil 1: Bodenmaterial

Kellermann-Kinner, Bürger, Marks € 16,50

S 103: Effizienz technischer Sicherungsmaßnahmen im Erdbau – Untersuchungen von Bauweisen in Freilandlysimetern – Teil 1: Untersuchungszeitraum 2010 - 2013

Brand, Tiffert, Endres, Schnell, Marks, Kocher € 19,50

S 104: Nachhaltige und effiziente Sanierung von Schlaglöchern

Thienert, Beckedahl, Koppers, Paffrath, Nafe € 15,00

2017

S 105: Untersuchungen zur Überprüfung des Luftporenanteils als Verdichtungsanforderung bei feinkörnigen Böden und bindigen Mischböden

Lypp, Birle, Heyer, Vogt € 20,50

S 106: Zusammenhang zwischen Bitumenchemie und straßenbautechnischen Eigenschaften

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

S 107: Baustoffe für standfeste Bankette

Koukoulidou, Birle, Heyer € 15,50

S 108: Neue Wege zur Finanzierung des Straßenbaus – Entwicklungen des europäischen Umweltrechts – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitskreises „Straßenrecht“ am 21./22. September 2015 in Bonn

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

S 109: RIVA – Risikoanalyse wichtiger Verkehrsachsen des Bundesfernstraßennetzes im Kontext des Klimawandels

Korn, Leupold, Mayer, Kreienkamp, Spekat € 15,50

S 110: Vergleichbarkeit der Auslaugraten von Materialien mit und ohne Sandzumischung nach dem Säulenkurzverfahren (DIN 19528)

Lin, Linnemann, Vollpracht € 16,50

S 111: Bitumenextraktion aus Asphalt mit dem nachwachsenden Rohstoff Octansäuremethylester (Kokosester)

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

S 112: Nachweis der flächendeckenden Verdichtungskontrolle von Asphalt

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

S 113: Einfluss der Temperatur auf die Probekörperherstellung bei Niedrigtemperaturgussasphalt im Rahmen der Kontrollprüfungen

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

S 114: Studie zum Anwendungspotenzial von werksgemischtem Kaltbauweisen – Asphalt

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

2018

S 115: Performance-orientierte Asphaltspezifikation – Entwicklung eines praxisingerechten Prüfverfahrens zur Ansprache des Verformungswiderstandes

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

S 116: Weiterführende Untersuchungen zur Beurteilung des Adhäsionsverhaltens zwischen Bitumen und Gestein

Radenberg, Nytus, Boetcher, Diedel, Miehling
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 117: Bauzeitenverkürzung durch optimierten Asphalteinbau

Böhm, Tielmann, Ulrich, Verges, Muschalla
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 118: Untersuchung der Dauerhaftigkeit unterschiedlicher Asphaltbinderkonzepte

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

Fordern Sie auch unser kostenloses Gesamtverzeichnis aller lieferbaren Titel an! Dieses sowie alle Titel der Schriftenreihe können Sie unter der folgenden Adresse bestellen:

Fachverlag NW in der Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Tel. +(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-63

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

www.schuenemann-verlag.de