Entwicklung von Asphaltschichten für Straßen und Brückenbeläge unter extremen Klimaeinwirkungen

Berichte der Bundesanstalt für
Straßen- und Verkehrswesen
Straßenbau Heft S 221

bast
Bundesanstalt für
Straßen- und Verkehrswesen

Entwicklung von Asphaltschichten für Straßen und Brückenbeläge unter extremen Klimaeinwirkungen

von

Plamena Plachkova-Dzhurova, Katharina Heide-Dörr

Institut für Straßen- und Eisenbahnwesen
Karlsruher Institut für Technologie

Max Ulrich

Green and Blue Environmental Germany, Leipzig

Berichte der Bundesanstalt für
Straßen- und Verkehrswesen
Straßenbau Heft S 221

bast
Bundesanstalt für
Straßen- und Verkehrswesen

Die Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (BASt) veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe Berichte der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen. 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 BASt, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die Hefte der Schriftenreihe Berichte der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG bezogen werden. Seit 2015 stehen sie zusätzlich als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung: https://bast.opus.hbz-nrw.de

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt 07.0305
Entwicklung von Asphaltschichten für Straßen und Brückenbeläge unter extremen Klimaeinwirkungen

Fachbetreuung:
Rolf Rabe

Referat:
Asphaltbauweisen

Herausgeber:
Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0

Redaktion:
Stabsstelle Presse und Kommunikation

Gestaltungskonzept:
MedienMélange:Kommunikation

Druck, Verlag und Produktsicherheit:
Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 0 | E-Mail: kontakt@schuenemann-verlag.de
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9323 | ISBN 978-3-95606-875-1 | https://doi.org/10.60850/bericht-s221

Bergisch Gladbach, August 2025

Kurzfassung zum Forschungsprojekt FE 07.0305/2020/CRB

Entwicklung von Asphaltschichten für Straßen und Brückenbelägen unter extremen Klimaeinwirkungen

Das Ziel des Forschungsvorhabens war es, einerseits Erkenntnisse über die zu erwartenden Temperaturverteilungen und deren Häufigkeiten in Asphaltschichten auf Brückenbauwerken zu erlangen, um den Zeithorizont abzuschätzen, ab dem mit einer maßgeblichen Beeinträchtigung der Nutzungsdauer standardisierter Asphaltoberbaukonstruktionen zu rechnen ist. Andererseits sollten unter Berücksichtigung der prognostizierten extremen Klimaeinwirkungen hochverformungsbeständige Asphalte neu konzipiert werden, die auch bei tiefen Temperaturen eine ausreichende Kälteflexibilität aufweisen.

Um diese Ziele zu erreichen, erfolgte zunächst eine umfangreiche Literaturanalyse zur Bestandsaufnahme der Klimarandbedingungen und der prognostizierten Klimaänderungen. Als Referenzperiode wurde dabei die aktuelle klimatologische Periode 1991 bis 2020 ausgewählt. Zusätzlich wurden Temperaturdaten, die über ein Jahr lang in den Asphaltschichten auf der Neckartalbrücke und auf der Weserbrücke gemessen wurden, zur Verfügung gestellt und berücksichtigt. Auf dieser Datengrundlage wurde ein Finite-Elemente-Modellierungsansatz (FEM) entwickelt, der es ermöglicht, die vertikale Wärme- und Temperaturverteilung mit hoher zeitlicher und räumlicher Auflösung zu berechnen. Mithilfe eines Machine-Learning Algorithmus (ML) können die Erkenntnisse auch auf das gesamte Bundesgebiet übertragen werden.

Aus den Daten der Referenzperiode wurde für die drei unterschiedlichen Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 sowie RCP8.5 jeweils die zukünftige Entwicklung der Klimakenngrößen abgeschätzt, und mit dem aufgestellten Modell zur Prognose der vertikalen Temperaturverteilung im Asphaltoberbau auf Brückenbauwerken kombiniert. So konnte für jeden Tag eine maximale mittlere Asphaltdeckschichttemperatur berechnet werden. Sie diente im Weiteren als Grundlage für die Bewertung der zukünftigen Entwicklung plastischer Verformungen.

Für die Neukonzeption klimaoptimierter Guss- und Walzasphalte wurden zunächst im Rahmen einer umfangreichen Literaturrecherche Erkenntnisse zu Kompensationsmaßnahmen zusammengetragen, die zu einer Reduzierung der negativen Folgen des Klimawandels auf die Dauerhaftigkeit von Guss- und Walzasphalten beitragen können und bislang untersucht und / oder erprobt wurden. Auf dieser Grundlage wurde zunächst eine Vorauswahl der Ausgangsstoffe (Bindemittel, Füller, Gesteinskörnung) getroffen. Anschließend erfolgten Voruntersuchungen sowohl an den ausgewählten Bindemitteln und Füllern, als auch an verschiedenen daraus hergestellten Mastixvarianten. Dabei fanden auch Materialkomponenten Berücksichtigung, die noch nicht standardmäßig im einschlägigen technischen Regelwerk etabliert sind, aber aufgrund ihres optimierten Gebrauchsverhaltens eine frühzeitige Schadensentwicklung verhindern und eine lange Nutzungsdauer gewährleisten können. Die finale Auswahl der Ausgangsstoffe für die Asphaltmischgutherstellung wurde anhand der gewonnenen Ergebnisse aus den Voruntersuchungen festgelegt.

Insgesamt wurden acht Walzasphaltvarianten (jeweils vier splittreiche Asphaltbetone und Splittmastixasphalte) sowie fünf Gussasphaltvarianten konzipiert und labortechnisch hergestellt. Dabei erfolgte eine Variation der Bindemittelart und -sorte sowie der Füllerart, wobei ausschließlich Kalksteinmehl und ein Mischfüller zum Einsatz kamen. Die anschließenden Performance-Untersuchungen zur Verformungsbeständigkeit bei hohen Temperaturen sowie zur Kälteflexibilität und Ermüdung der Asphaltvarianten zeigten signifikante Unterschiede. Bei den Verformungsversuchen wurden die Prüftemperaturen erhöht, um den prognostizierten höheren Temperaturen Rechnung zu tragen. Bei der gesamtheitlichen Betrachtung der Ergebnisse konnten Zusammensetzungen bzw. Materialkombinationen präferiert sowie die prinzipielle Übertragung der Erkenntnisse auf andere Asphaltschichten beschrieben werden.

Das erstellte Modell zur vertikalen Temperaturverteilung in Asphaltschichten auf Brückenbauwerken sowie die in Laborversuchen ermittelte Temperaturabhängigkeit der plastischen Verformungen konnten schließlich miteinander kombiniert werden, um die Auswirkungen der erhöhten klimatischen Beanspruchung auf die Dauerhaftigkeit und das Gebrauchsverhalten von Asphaltschichten auf Brückenbauwerken einzuschätzen. Letztendlich konnte auch im Modell gezeigt werden, dass die heute verwendeten konventionellen Asphalte mit „normaler“ Verformungsbeständigkeit bereits jetzt an ihre

Grenzen stoßen und eine Optimierung hinsichtlich der klimatischen Beanspruchung dringend erforderlich ist.

Anschließend wurden konkrete Empfehlungen zur Weiterentwicklung und Verbesserung des aufgestellten Modells sowie Möglichkeiten zur weiteren Optimierung der Asphalte im Zuge des Klimawandels gegeben.

Abstract of the research project FE 07.0305/2020/CRB

Development of Asphalt Layers for Roads and Bridge Pavements under Extreme Climatic Conditions

The aim of the research project was, on the one hand, to gain insights into the expected temperature distributions and their frequencies in asphalt layers on bridge structures in order to estimate the time horizon from which a significant impairment of the service life of standardized asphalt structures is to be expected. On the other hand, considering the predicted extreme climatic effects, highly deformation-resistant asphalts should be redesigned, which have sufficient flexibility even at low temperatures.

In order to achieve these goals, an extensive literature review was first carried out to take stock of the climate boundary conditions and the predicted climate changes. The current climatological reference period 1991 to 2020 was selected as the period. In addition, temperature data measured over a year in the asphalt layers on the Necker Valley Bridge and the Weser Bridge were made available and taken into account. On this data basis, a finite element modelling approach (FEM) was developed, which makes it possible to calculate the vertical heat and temperature distribution with high temporal and spatial resolution. With the help of a machine learning algorithm (ML), the findings could also be transferred to the whole of Germany.

From the data of the reference period, the future development of the climate parameters for the three different climate scenarios RCP2.6, RCP4.5 and RCP8.5 was estimated and combined with the model established for estimating the vertical temperature distribution in the asphalt structure on bridge building. In this way, it was possible to calculate a maximum average asphalt surface course temperature for each day. It also served as a basis for evaluating the future development of plastic deformations.

For the new design of climate-optimized mastic and asphalts, findings on compensation measures that contribute to reducing the negative consequences of climate change on the durability of mastic and asphalts and have so far been investigated and / or tested were compiled as part of an extensive literature review. On this basis, a pre-selection of the raw materials (binders, fillers, aggregates) was first made. Subsequently, preliminary tests were carried out on the selected binders and fillers as well as on various mastic variants produced from them. Material components were also taken into account that are not yet established as standard in the relevant technical regulations, but which can prevent early damage development and ensure a long service life due to their optimized usage behavior. The final selection of raw materials for the production of asphalt mixtures was finally determined on the basis of the results obtained from the preliminary investigations.

A total of eight rolled asphalt variants (four chippings-rich asphalt concretes and four stone mastic asphalts) as well as five mastic asphalt variants were designed and produced in the laboratory. In particular, there was a variation of the type and type of binder as well as the type of filler, whereby only limestone powder and a mixed filler were used. The subsequent performance studies on the deformation resistance at high temperatures as well as on the cold flexibility and fatigue of the asphalt variants showed significant differences in the performance of the variants. During the deformation tests, the test temperatures were increased to take account of the predicted higher temperatures. In the holistic consideration of the results, compositions or material combinations could be preferred and the principle transfer of the findings to other asphalt layers could be described.

The model of the vertical temperature distribution in asphalt layers on bridge buildings and the temperature dependence of the plastic deformations determined in laboratory tests could finally be combined to assess the effects of the increased climatic stress on the durability and performance of asphalt layers on bridges. Ultimately, it was also possible to show in the model that the conventional asphalts used today with "normal" resistance to deformation are already reaching their limits and that climate optimization is urgently needed.

Subsequently, concrete recommendations were given for the further development and improvement of the established model as well as with regard to future verification and further optimization of the asphalts in the course of climate change.

Summary report on research project FE 07.0305/2020/CRB

Development of Asphalt Layers for Roads and Bridge Pavements under Extreme Climatic Conditions

Reason and Goal

Due to the strong temperature dependence of the asphalt properties, current adaptation strategies in the sense of economical and sustainable asphalt road construction must also take the predicted climate changes into account. The overlapping of extreme heat exposure with a particularly high traffic load significantly favours the development of damage. This makes it necessary to adapt the technical regulations, to optimize the base materials and to redesign asphalt mixes for different asphalt layers in a climate-optimized way in order to ensure the performance of the road network and the durability of asphalt pavements.

The aim of this research project was to gain knowledge about the expected temperature distributions and their frequencies in asphalt layers of road and bridge pavements in order to estimate the time horizon from which a significant impairment of the service life of standardized asphalt structures can be expected. By developing a method for determining the temperature distribution on bridge buildings, the precision of the forecast on the influence of climate change on the asphalt types and types established in the technical regulations can be improved. On the other hand, asphalts for road and bridge pavements were redesigned taking into account the predicted extreme climatic effects, which are intended to compensate for the above-mentioned developments while maintaining good flexibility at low temperatures.

Procedure

At the beginning, an inventory of the climatic boundary conditions was carried out, which includes the identification of climate variables and existing methods for determining the road surface temperature as well as the procurement of available data sets from the German Weather Service. To estimate the temperature distribution in asphalt layers of bridges, a simplified 2D cross-sectional model was developed. A validation was carried out by comparing calculated and measured temperature data on two different bridges. Knowing the potential development of the temperature stress, the occurrence of significant changes could be estimated. The next step was to estimate the impairment of the service life of standardized asphalt structures.

Concepts for climate-optimized asphalts were developed at the same time as the climate-specific issues were addressed. Based on a comprehensive study of national and international literature, a preselection of suitable starting materials (binders, fillers and mastics) for the production of climate-optimized mastic and rolled asphalts was made. Material components that are not yet established as standard in the relevant technical regulations were considered. Following extensive conventional and performance-oriented preliminary tests and adjustments to the mix formulations, various asphalt variants were redesigned and produced in the laboratory. Considering the projected climate changes, performance tests were carried out on these under standard but also adapted boundary conditions. These included tests to assess the deformation behavior under heat (Static Indentation Tests and Dynamic Cyclic Compression Tests for mastic asphalt, TP Asphalt-StB, Parts 20 and 25 A 1, Uniaxial Cyclic Compression Tests for rolled asphalts, TP Asphalt-StB, Part 25 B 1), low-temperature behavior (Thermal Stress Restrained Specimen Test (TSRST) and Uniaxial Tension Stress Tests (UTST), TP Asphalt-StB, Part 46 A) as well as stiffness and fatigue behavior (Uniaxial Cyclic Tension Stress Test (UCTST), TP Asphalt StB, Part 46 B). In order to assess the projected effects of climate change, the deformation behavior was tested in addition to the standard conditions in accordance with the specifications of the TP Asphalt-StB by specifically adjusting the test temperature to 60 °C and / or 65 °C.

With the aid of artificial heat irradiation, their thermophysical and photometric properties were also addressed.

Estimation of Vertical Temperature Conditions in Asphalt Surface Courses on Bridges

The method developed in the course of the research project for the evaluation of vertical temperature conditions in asphalt surface courses on bridges is

based on a finite element modelling approach (FEM), which makes it possible to calculate the vertical heat and temperature distribution with high temporal and spatial resolution with sufficient precision. This made it possible to record the temperature distribution over time and its change over time in very high resolution. Since an FEM model is inherently very computationally intensive, and especially if it is to be applied across the board to generate geographically referenced information, a machine learning algorithm (ML) was also developed. This calculated the thermal load from the available weather data and the calibrated output data of the FEM model. Thus, the FEM model was implicitly applied to the climate data of the past and the future. The basis for the validation was the evaluation of the measurement data of one year of the Neckar Valley Bridge and the Weser Bridge. A high degree of correlation between the measurement and model data was established.

The reference period from 1991 to 2020 was used and the analysis was carried out for the three climate scenarios RCP2.6 (effective global climate protection, future increase in annual mean temperature of +1.6 K), RCP4.5 (medium scenario) and RCP8.5 ("business as usual" scenario with increasing GHG emissions, future increase in annual mean temperature of +5.5 K).

The climate modelling showed that up to the year 2050, the differences within the three climate scenarios considered are relatively small with regard to the change in the key climate parameters for the thermal load on asphalt roads. A strong divergence of the RCP8.5 takes place from around the year 2050. On this basis, the model was used to calculate a maximum mean asphalt surface layer temperature for each day, which is decisive for the development of plastic deformations.

Preliminary investigations and findings for the procedure for the creation of optimized asphalt concepts

Within the framework of preliminary investigations, the suitability of different binders and fillers as well as their relationship to each other for the production of climate-optimized asphalts was to be examined. For this purpose, various high-performance binders and fillers of various origins were considered, which have proven to be potentially suitable according to the findings of the literature review and expert discussions. A total of eight binder varieties and eight filler varieties as well as eight mastic varieties were examined. On the basis of the results and the collected findings from the literature study, the choice of raw materials to be used for the asphalt design was made.

As part of the preliminary investigations, not only the isolated properties of the fillers and binders, but also those of the mastic produced from them are to be determined and analysed by means of conventional as well as further performance tests. The test results clearly show that the effect of a binder alone and in combination with different fillers is different.

Design and testing of climate-optimized asphalt variants

As part of the project work, the focus was on the production and investigation of climate-optimized mastic and rolled asphalt for asphalt surface courses. The mix grades MA 8 S, SMA 11 S and AC 11 D SP were taken into account.

A total of five asphalt variants made of mastic asphalt MA 8 S were produced in the laboratory which are listed in Table 1. Basalt (MA-V1 to MA-V4) and diabase (MA-V5) are used as aggregates.

Table 1: Mastic asphalt variants from MA 8 S

	Binder	Filler	F/B
MA-V1	10/30-75 VL, producer 2	CC_{90}	2,8/1
MA-V2	25/45 producer 1	CC_{90}	2,8/1
MA-V3	10/40-80 VL, producer 3	CC_{90}	2,8/1
MA-V4	10/40-80 VL, producer 3	CC_{80}	2,8/1
MA-V5	10/40-80 VL, producer 3	CC_{80}	2,8/1

Four optimised rolled asphalt variants made of chippings-rich asphalt concrete AC 11 D SP (Table 2) and four made of stone mastic asphalt SMA 11 S (Table 3) were produced. Only diabase was used as aggregate. For better comparability, the same raw materials were used for their production.

Table 2: Rolled asphalt variants made of AC 11 D SP

	binders)	Filler	F/B
AC D SP-V1	10/40-80 VL, producer 2	Ka_{25}	1,2/1
AC D SP-V2	10/40-80 VL, producer 2	CC_{80}	1,2/1
AC D SP-V3	10/40-80 VL, producer 3	Ka_{25}	1,2/1
AC D SP-V4	10/40-80 VL, producer 3	CC_{80}	1,2/1

Table 3: Rolled asphalt variants made of SMA 11 S

	Binder	Filler	F/B
SMA-V1	10/40-80 VL, producer 2	Ka_{25}	1,3/1

SMA-V2	10/40-80 VL, producer 2	CC_{80}	1,3/1
SMA-V3	10/40-80 VL, producer 3	Ka_{25}	1,3/1
SMA-V4	10/40-80 VL, producer 3	CC_{80}	1,3/1

Results of asphalt tests and conclusions for future climate-optimized asphalt concepts

For a holistic view of the performance properties, a network diagram was created for each of the eight rolled asphalt variants (Illustration 1) and the five mastic asphalt variants (Illustration 2). This makes it possible to summarize the competing properties at high and low temperatures, since the optimization of the deformation behavior must not significantly deteriorate the flexibility at low temperatures.

It should be noted that, due to climate change, it seems to be expedient in the future to carry out deformation tests only at higher temperatures ≥ 60 °C. However, there were still some open questions regarding the evaluation background and, especially in the case of rolled asphalt, regarding the significance of the parameters currently anchored in the regulations. The proposal to use the strain rate factor (quotient of the strain rate after 100 load cycles and the strain rate at the end of the test) as a new evaluation parameter for the complex deformation behavior of climate-optimized rolled asphalt under heat is a plausible possible solution, but it needs to be verified in more detail in further investigations. Overall, the experience gained so far with the compression-swelling test using test specimens from WSV asphalt slabs is not yet sufficient to be able to evaluate the results in absolute terms. For these reasons, the rolled asphalts can only be evaluated comparatively below. The fact that all of them are characterized by an overall good resistance to deformation was shown by the elongation rate.

Overall, it can be seen that the mastic and rolled asphalt variants designed as part of the project generally exhibit a positive deformation behavior. Nevertheless, the variants can be clearly differentiated from each other due to their resistance to deformation, so that particularly good asphalt variants can be identified. The variants also showed significant differences in terms of their flexibility at low temperatures, so that it becomes clear why it is expedient and sensible to take both the deformation and the low-temperature behavior into account in the evaluation. This is particularly relevant in view of the fact that, in addition to plastic deformations, cracks are also quite common as a damage pattern on highly stressed roads.

Among the newly designed rolled asphalts, the AC D SP-V1 and SMA-V1 variants, which are based on the combination of binder B7 (10/40-80 VL, producer 2) and mixed filler F8 (Ka_{25}), achieved the comparatively best results. Both raw materials are also suitable for the design of climate-optimized asphalt binder courses.

In the overall consideration of the designed mastic asphalts, the MA-V3 variant with the binder B8 (10/40-80 VL, producer 3) and the filler F7 (Jura limestone, CC_{90}) can be preferred. In terms of deformation behavior, the MA-V4 and MA-V5 variants, which are also based on the same binder, perform better in some cases, but their flexibility at low temperatures is significantly worse. This shows that it is not only the binder alone that determines the performance of asphalt, but that its combination with a suitable filler is also of great importance. These raw materials can also be used for the production of climate-optimized mastic asphalt protection layers.

Furthermore, it was shown that it is not possible to transfer the findings to higher temperatures at standard test temperatures. The evaluations made it clear that the increase in deformations over temperature is not linear and not equal and that the test temperature must be increased in order to make appropriate statements.

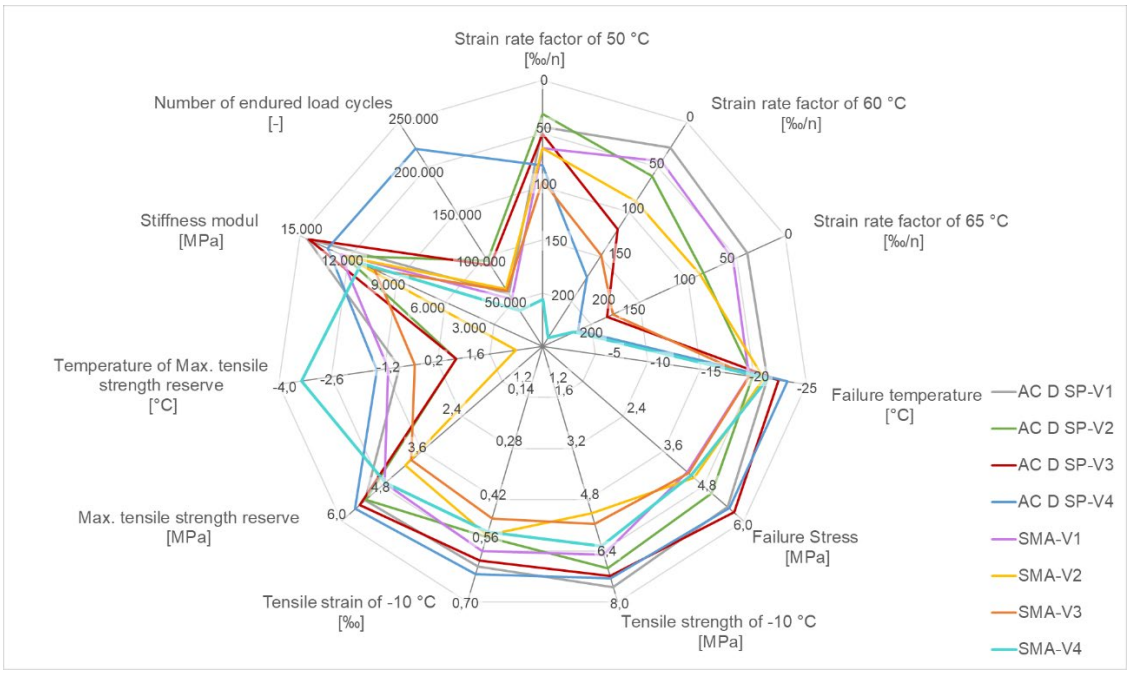


Illustration 1: Network diagram for comparison of the performance characteristics of rolled asphalt variants

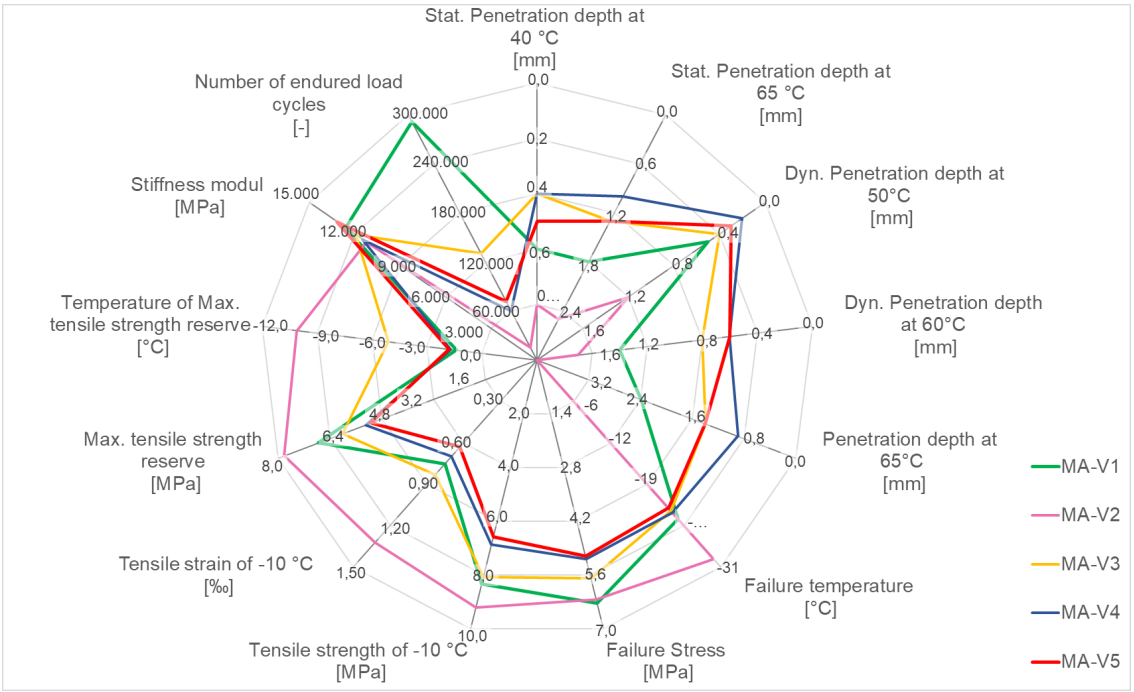


Illustration 2: Network diagram to compare the performance characteristics of mastic asphalt variants

Assessment of climate impact and assessment of consequences

For this purpose, the development of the plastic deformations was first estimated on the basis of the modelling as well as the deformation behaviour of the asphalts at different temperatures. On this basis, three asphalt groups with defined resistance to deformation could be formed. The first group stands for conventional asphalts used today, which are characterized by "normal" resistance to deformation. The second group includes asphalts with an "improved" deformation behavior and the third group characterized so-called "climate-optimized" asphalts, which have been specifically designed with a view to high deformation resistance to heat.

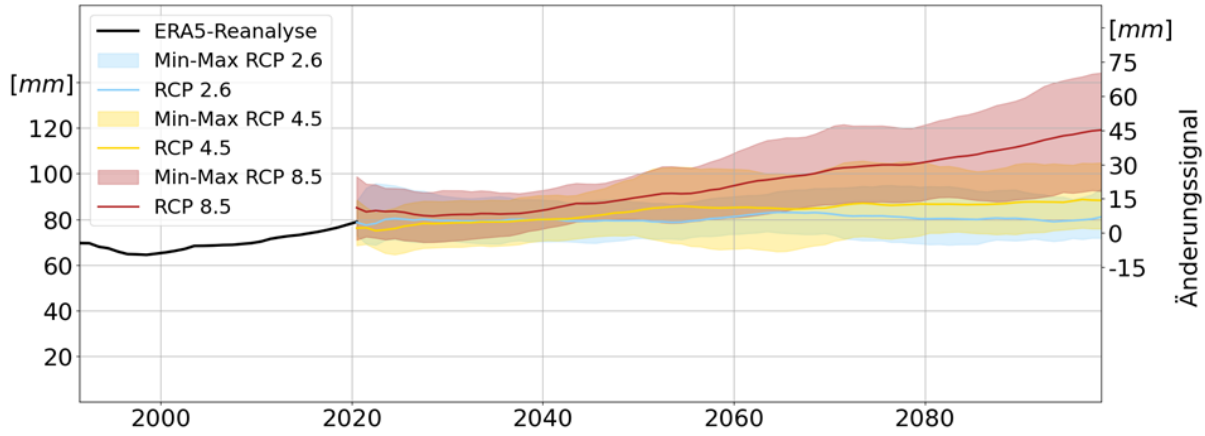


Illustration 3: Time series of 30-year moving averages of the accumulated (15 years) deformation of a conventional Mastic asphalt with "normal" resistance to deformation for the period 1991 – 2100 at the site of the Neckar Valley Bridge

Illustration 3 shows, for example, the development of the deformation of a conventional mastic asphalt with "normal" deformation resistance in the reference period and in the future under the three climate scenarios considered for the Neckar Valley Bridge. Values between 60 mm and 80 mm can be recognized in the reference period. A certain increase in deformation can be observed for all three climate scenarios compared to the average of the reference period: the lowest for RCP2.6, as expected, and a considerably stronger increase for RCP8.5, which continues unabated until the end of the 21st century. Qualitatively, the evaluation of the change signals for the rolled asphalts shows hardly any difference to the mastic asphalts, which is not surprising in view of the similar temperature dependence.

View

Thinking further into the future, the choice of climate scenario should be regularly re-verified on the basis of observational data on climate change and THG emissions, approximately every five years. In addition, significant climate changes may occur more abruptly in the future, which is related to the exceedance of tipping points in the climate system.

A comprehensive cost-benefit analysis would be necessary to investigate the economic impact of the compensation measures in connection with the climate-optimised redesign of mastic and rolled asphalts. In addition, at least semi-quantitative recording of sustainability aspects, such as THG emissions, makes sense.

There is also a need for further research into the further development and improvement of the model. To achieve this, more equivalent temperature data is required, which has been measured over a longer period of time in asphalt layers on bridge buildings.

With regard to the climate-optimized asphalt variants designed in the project, the next step was to verify whether and with what effort they could also be produced on a large scale in asphalt mixing plants.

Within the scope of the project, only ready-to-use polymer-modified or viscosity-modified binders were considered. As a result, it was at least possible to take into account the current developments with regard to temperature-reduced asphalts, even if temperature adjustment was not applied in the preparation of the mix and test specimens. However, there are many other ways to optimize and modify the binder. Especially in connection with the efforts to reduce temperature, there are currently different approaches (foamed bitumen technology, surface-active additives), which will also have an impact on the performance of the asphalts.

In principle, the ageing behaviour of new high-performance binders should also be sufficiently investigated, as this can also be impaired by the use of harder starting binders and viscosity-altering additives.

In a further step, further points such as the addition of self-filler, the variation of the type of rock and scattering, the addition of asphalt granulate should be investigated.

Inhalt

1. Einführung in das Forschungsvorhaben 14

1.1 Veranlassung 14

1.2 Zielsetzung 14

1.3 Vorgehensweise 15

2. Stand der Technik 15

2.1 Bestandsaufnahme der Klimarandbedingungen 15

2.2 Prognostizierte Klimaänderungen in Deutschland 20

2.3 Meteorologische Referenzdatensätze und Klimaprojektionen 23

2.4 Auswirkung der Klimaveränderungen auf den Asphaltoberbau 25

2.5 Kompensationsmaßnahmen 28

2.5.1 Allgemeines zur Wahl von Kompensationsmaßnahmen 28

2.5.2 Optimierte Wahl und Eigenschaften des Bindemittels 29

2.5.3 Optimierte Wahl und Eigenschaften des Füllers 30

2.5.4 Optimierte Zusammensetzung der Mastix 34

2.5.5 Optimierte Wahl und thermophysikalische Eigenschaften der Gesteinskörnung 35

3. Abschätzung der vertikalen Temperatur-verhältnisse in Asphaltdeckschichten auf Brückenbauwerken 39

3.1 Modellentwicklung 39

3.1.1 Allgemeines zu den Modellen 39

3.1.2 Vorüberlegungen 39

3.1.3 Eingangsdaten und Modellparameter 41

3.1.4 Modellierungsansatz: Finite Elemente Modell (FEM) 42

3.1.5 Validierungsansatz: Abgleich und Kalibrierung mit Messdaten 43

3.1.6 Limitationen, Unsicherheitsquellen und Verbesserungspotenzial 48

3.2 Abschätzung der zukünftigen Entwicklung der Klimakenngrößen 49

3.2.1 Eingangsparameter 49

3.2.2 Asphalttemperatur 56

4. Voruntersuchungen 58

4.1 Untersuchungsmethodik 58

4.2 Auswahl der Ausgangsstoffe 58

4.2.1 Wahl der Bindemittel 58

4.2.2 Wahl der Füller 59

4.2.3 Wahl der Mastixvarianten 60

4.3 Voruntersuchungsprogramm 61

4.3.1 Prüfungen an Bindemittel 61

4.3.2 Prüfungen an Füller 63

4.3.3 Prüfungen an Mastix 64

4.4 Ergebnisse der Voruntersuchungen 65

4.4.1 Hochleistungsbindemittel 65

4.4.2 Füller 79

4.4.3 Asphaltmastix 86

5. Konzeption klimaoptimierter Asphaltvarianten 93

5.1 Wahl der Mischgutsorten und Ausgangsmaterialien 93

5.2 Klimaoptimierte Gussasphalte 95

5.2.1 Soll-Zusammensetzung der Gussasphaltvarianten 95

5.2.2 Labortechnische Herstellung der Gussasphaltvarianten 96

5.3 Klimaoptimierte Walzasphalte 97

5.3.1 Soll-Zusammensetzung des splittreichen Asphaltbetons 97

5.3.2 Soll-Zusammensetzung des Splittmastixasphaltes 99

5.3.3 Labortechnische Herstellung der Walzasphalte 100

6. Asphaltuntersuchungen 100

6.1 Performance-Prüfungen 101

6.2 Ansprache des thermischen Verhaltens 103

7. Ergebnisse der Asphaltuntersuchungen 105

7.1 Verformungsverhalten an Gussasphalt 105

7.1.1 Statischer Stempeleindringversuch 105

7.1.2 Dynamischer Stempeleindringversuch 108

7.2 Verformungsverhalten an Walzasphalt 111
7.3 Kälteflexibilität 115
7.3.1 Abkühlversuche 115
7.3.2 Einaxiale Zugversuche 118
7.3.3 Betrachtung der Zugfestigkeitsreserve 120
7.4 Widerstand gegen Ermüdungsrissbildung 122
7.5 Thermisches Verhalten 123
7.6 Abschließende Beurteilung der konzipierten Asphalte 129
7.6.1 Gesamtbetrachtung der Performance-Eigenschaften 129
7.6.2 Folgerungen für zukünftige klimaoptimierte Asphaltkonzepte 132

8. Abschätzung der Klimabeanspruchung 135
8.1 Auswirkungen auf Asphaltkonstruktionen 136
8.2 Bewertung des Einflusses des Klimawandels 142

9. Zusammenfassung und Ausblick 145
9.1 Zusammenfassung der Erkenntnisse 145
9.2 Ausblick und weiterer Forschungsbedarf 146

Literatur 149

Abbildungen 155

Tabellen 158

Anlagen 159
A1. Ansprache der Fließfähigkeit bei Gussasphalt 159
A2. Kälteflexibilität und Berechnung der Zugfestigkeitsreserve 160
A3. Ergebnisse der Bestrahlungsversuche 162
A4. Zeitreihen der abgeschätzten Asphaltverformungen 172

1. Einführung in das Forschungsvorhaben

1.1 Veranlassung

Das Bundesministerium für Digitales und Verkehr beziffert die Länge des Straßennetzes in der Bundesrepublik Deutschland im Jahr 2021 auf rund 830.000 km [10]. Demnach stellt das Straßennetz ein enormes nationales Anlagevermögen dar. Aufgrund der zentralen Lage der Bundesrepublik Deutschland in Europa, ihrer starken Industrie sowie ihrer Exportwirtschaft kommt der Leistungsfähigkeit des Straßennetzes eine enorme gesamtwirtschaftliche Bedeutung und Signifikanz für Wohlstand und Fortschritt zu. Aus volkswirtschaftlicher Sicht gilt es daher, die Leistungsfähigkeit des Straßennetzes aufrechtzuerhalten und dessen langfristigen Werterhalt sicherzustellen.

In Deutschland, aber auch weltweit, werden Straßenbefestigungen größtenteils in Asphaltbauweise ausgeführt, da sich Asphalt als wirtschaftlicher, langlebiger und vielfältig einsetzbarer Straßenbaustoff bewährt hat. Zum Erhalt der Leistungsfähigkeit des Straßennetzes unter Berücksichtigung technischer, ökonomischer und ökologischer Aspekte muss die Asphalttechnologie kontinuierlich an die gegenwärtigen Anforderungen und zukünftigen Herausforderungen angepasst werden. Dabei stehen die erhöhten Verkehrsbeanspruchungen sowie Prognosen zur zukünftigen Verkehrsentwicklung aber auch der Klimawandel im Fokus, der als aktuell größte globale Herausforderung dieses Jahrhunderts angesehen wird. Aufgrund der starken Temperaturabhängigkeit der Asphalteigenschaften müssen aktuelle Anpassungsstrategien im Sinne eines wirtschaftlichen und nachhaltigen Asphaltstraßenbaus auch zwingend die prognostizierten Klimaänderungen berücksichtigen. Mithilfe einer Parameterstudie [109] konnte bereits eine Korrelation zwischen einer zunehmenden Schädigung der Asphaltbefestigung und ansteigenden Asphalttemperaturen analytisch nachgewiesen werden. Auch im Rahmen des Forschungsprojektes FE 89.0305/2015 „Erweiterte grafische Darstellung der KiST-Zonen für die RSO“ [6] konnte gezeigt werden, dass die Schadenssummen mit steigender mittlerer Fahrbahnoberflächentemperatur stetig zunehmen. Zudem wurde im Rahmen der Projektvorbereitenden Studie „Spurrinnenbildung in Asphaltbefestigungen unter extremen Klimaeinwirkungen und Beanspruchungskombinationen“ [89] mithilfe von Schadensanalysen eine begünstigte und massive Spurrinnenbildung an Asphaltbefestigungen auf der freien Strecke, aber vor allem an Brückenbelägen aus Asphalt festgestellt. Als Ursache hierfür wurden die vergangenen heißen Sommerperioden, die durch hohe Lufttemperaturen bei intensiver Sonneneinstrahlung über eine längere Dauer und unzureichende Abkühlung in der Nacht gekennzeichnet waren, genannt. Die Überlagerung von extremer Hitzeeinwirkung mit einer besonders hohen Verkehrsbeanspruchung begünstigte dabei die Schadensentwicklung deutlich. Ausgeprägte Spurrinnen wurden dabei auch an Bestandsstraßen beobachtet, bei denen hoch verformungsbeständiger Asphalt gemäß dem aktuellen technischen Regelwerk eingebaut wurde.

Es gilt somit als bewiesen, dass die projizierten Klimaänderungen zu einer höheren Belastung von Asphaltstraßenbefestigungen unter sonst gleichen Randbedingungen führen, was einerseits das Schadenspotenzial steigern und anderseits die Nutzungsdauer verkürzen kann. Aktuelle Anpassungsstrategien im konstruktiven Straßenbau müssen auf der Entwicklung neuer Asphaltkonzepte basieren, die nicht nur hinsichtlich einer stetig steigenden Verkehrsbeanspruchung, sondern auch hinsichtlich der projizierten extremen Klimaeinwirkungen infolge des Klimawandels optimiert sind. Die Ergebnisse aus den Schadensanalysen belegen, dass der Verformungswiderstand regelwerkskonformer Asphaltmischgüter bei Wärme angesichts der prognostizierten klimatischen Veränderungen als unzureichend zu bewerten ist. Dies macht eine Anpassung der technischen Regelwerke, eine Optimierung der Ausgangsstoffe und eine klimaoptimierte Neukonzeption von Asphaltmischgütern für verschiedene Asphaltschichten notwendig, um die Leistungsfähigkeit des Straßennetzes und die Dauerhaftigkeit von Asphaltbefestigungen sicherzustellen.

1.2 Zielsetzung

Das Ziel dieses Forschungsvorhabens ist es, einerseits Erkenntnisse über die zu erwartenden Temperaturverteilungen und deren Häufigkeiten in Asphaltschichten von Straßen- und Brückenbelägen zu erlangen, um den Zeithorizont abzuschätzen, ab dem mit einer maßgeblichen Beeinträchtigung der

Nutzungsdauer standardisierter Asphaltoberbaukonstruktionen zu rechnen ist. Durch die Entwicklung einer Methode zur Bestimmung der Temperaturverteilung an Brückenbauwerken kann die Präzision der Prognose zum Einfluss des Klimawandels auf die im technischen Regelwerk etablierten Asphaltsorten und -arten verbessert werden. Andererseits werden unter Berücksichtigung prognostizierter extremer Klimaeinwirkungen Asphalte für Straßen- und Brückenbeläge neu konzipiert. Es wird eine neue Generation sehr hoch verformungsbeständiger Asphalte für die Verwendung in Asphaltdeck- und Asphaltbinderschichten entwickelt, die die o. g. Entwicklungen bei gleichzeitig guter Kälteflexibilität kompensieren sollen. Zu diesem Zweck werden die bislang gesammelten Erfahrungen hinsichtlich der Mischgutoptimierung zur Verbesserung des Verformungswiderstands unter extremen Verkehrsbelastungen mit den bislang erprobten Ansätzen zur Konzeption klimaoptimierter Asphalte kombiniert. Dabei werden Materialkomponenten berücksichtigt, die noch nicht standardmäßig im einschlägigen technischen Regelwerk etabliert sind. Dadurch soll eine frühzeitige Schadensentwicklung verhindert und eine lange Nutzungsdauer gewährleistet werden.

1.3 Vorgehensweise

Zu Beginn erfolgt eine Bestandsaufnahme der Klimarandbedingungen, die unter anderem die Identifizierung von Klimavariablen und von bestehenden Methoden zur Bestimmung der Fahrbahnoberflächentemperatur sowie die Beschaffung von verfügbaren Datensätzen beim Deutschen Wetterdienst (DWD) beinhaltet. Zur Abschätzung der Temperaturverteilung in Asphaltschichten bei Brückenbauwerken wird ein vereinfachtes 2D-Querschnittsmodell entwickelt. Eine Validierung erfolgt durch den Vergleich von berechneten mit gemessenen Temperaturdaten an geeigneten Brückenbauwerken. Bei Kenntnis der potenziellen Entwicklung der Temperaturbeanspruchung kann das Auftreten von signifikanten Änderungen bei dieser abgeschätzt werden. Daraus kann im nächsten Schritt eine Einschätzung des Zeithorizontes, ab dem mit einer maßgeblichen Beeinträchtigung der Nutzungsdauer standardisierter Asphaltoberbaukonstruktionen zu rechnen ist, gemacht werden.

Mit der Bearbeitung der klimaspezifischen Fragestellungen werden gleichzeitig Konzepte für klimaoptimierte Asphalte entwickelt. Auf Basis einer umfassenden Studie der nationalen und internationalen Literatur erfolgt eine Vorauswahl geeigneter Ausgangsstoffe (Hochleistungsbindemittel, Füller und Mastix) für die Herstellung von klimaoptimierten Guss- und Walzasphalten. Nach umfangreichen konventionellen und Performance-orientierten Voruntersuchungen und Anpassungen der Mischgutrezepturen werden verschiedene Asphaltvarianten neu konzipiert und labortechnisch hergestellt. An diesen werden, unter Berücksichtigung der projizierten Klimaänderungen, Performance-Prüfungen bei angepassten Randbedingungen durchgeführt. Mithilfe künstlicher Wärmebestrahlung werden zusätzlich deren thermophysikalische und lichttechnische Eigenschaften bewertet und mit den abgeschätzten Temperaturverteilungen verglichen. Es wird das Verbesserungspotenzial ermittelt und eine Auswahl präferierter klimaoptimierter Asphalte vorgenommen.

2. Stand der Technik

2.1 Bestandsaufnahme der Klimarandbedingungen

In diesem Abschnitt werden die Voraussetzungen, wissenschaftliche Neuerungen und Datengrundlagen zur Beurteilung der für die Bewertung der Dauerhaftigkeit von Asphaltdecken relevanten klimatologischen Randbedingungen beschrieben. Außerdem werden die geplante Anwendung der Datensätze sowie die Modellierungsansätze erläutert.

Der Zweck der Klimamodellierung in diesem Projekt liegt in der Tatsache des derzeitigen sowie der Abschätzung des möglichen zukünftigen Klimawandels begründet: Durch die derzeit stattfindende globale Erwärmung steigen nicht nur die mittleren und extremen Temperaturen in Deutschland, sondern es ändern sich auch andere Klimakenngrößen, die sich auf die Temperaturverteilung in Asphaltstraßenbefestigungen auswirken.

Die Wirkungen von extremen Hitzeperioden, wie in den Jahren 2018 und 2019, zeigen sich auf Asphaltdecken, insbesondere auf Brückenbauten, da dort die Asphaltbeläge relativ dünn und somit anfällig für große Wärmeeinträge und dadurch bedingte Verformungen sind. Die hohen Temperaturen bewirken eine Verringerung der Steifigkeit des Asphalts, welche wiederum bei gleichzeitig auftretender hoher

Verkehrsbelastung zu großer Verformung führt [89]. Die Thematik ist detailliert in Kapitel 2.4 beschrieben.

Zu besonders hohen Oberflächentemperaturen (TFO) kommt es dann, wenn zum einen die Lufttemperaturen sehr hoch sind, eine ungeminderte Sonneneinstrahlung vorherrscht und kaum Wind weht, der ansonsten für eine Verwirbelung und damit einen effektiven Wärmetransport weg von der Straßenoberfläche sorgen kann. Die Lufttemperatur ist sicherlich die bedeutsamste der Determinanten der TFO, die Solarstrahlung entfaltet sekundäre Relevanz und alle weiteren Klimavariablen haben nur einen geringen Einfluss auf die TFO.

Gleichzeitig zeigen Witterungsperioden wie im Februar 2021, dass auch besonders tiefe Temperaturen von unter -20 °C nach wie vor Bestandteil des Klimas in Deutschland sind [15]. Diese begünstigen hohe thermisch induzierte (kryogene) Zugspannungen im Asphalt, die zur Rissbildung führen, wenn die Zugfestigkeit des Asphaltes überschritten wird. Ebenso kann es zu Frostsprengung kommen, welche durch häufige Frost-Tau-Wechsel hervorgerufen werden. Die Auswirkungen von Kälte und Frost auf den Asphaltoberbau sind ausführlich in Kapitel 2.4 dargestellt.

Insgesamt kann festgehalten werden, dass durch die veränderte klimatologische Situation in Deutschland [15] eine deutliche Erwärmung von etwa +1,4 K zwischen den Jahren 1880 und 2020 aufgetreten ist. Diese lässt Schädigungen durch eine Kombination von hoher TFO und hoher Verkehrsbelastung häufiger auftreten. Diese extreme Belastungssituation führt vor allem an Brückenbauwerken zu einem erheblichen Schädigungspotenzial, da die dünnen Asphaltschichten die dort entstehende Wärme nicht in den Untergrund ableiten können [89].

Um die vertikalen Temperaturverläufe sowie die mittleren Schichttemperaturen im Straßenoberbau simulieren zu können, müssen die thermischen Randbedingungen bekannt sein. In den auf Brückenbauwerken und auf der freien Strecke verlegten Asphaltschichten ergeben sich diese durch die oberen und unteren Ränder der Straße. Diese können jeweils durch die Temperatur an der Fahrbahnoberseite (TFO) sowie die Temperatur an der Fahrbahnunterseite (TFU) beschrieben werden. Auf der freien Strecke kann der Untergrund / Unterbau als ein nahezu unbegrenzter Wärmespeicher angesehen werden, was dadurch deutlich wird, dass dieser bereits in 2,5 m Tiefe kaum täglichen und nur sehr geringen jährlichen Temperaturschwankungen unterliegt [57]. Hier spielen die Material- und Bodeneigenschaften eine Rolle. Die TFU wurde bisher oftmals mit einem Wert von 9,5 °C in 12,5 m Tiefe als konstant angenommen [97]. Jedoch sind durch Messungen Trends zunehmender TFU bestätigt worden [54].

Für Brückenbauten liegt die TFU ebenso wie die TFO an einer Grenzfläche zwischen Luft und Bauwerk an, weshalb der Temperaturunterschied zwischen der TFO und TFU wesentlich geringer ist [8]. Somit können die Asphaltschichten deutlich weniger Wärme abgeben als auf der freien Strecke. Dadurch dürfte sich das gesamte Asphaltpaket deutlich stärker erwärmen und somit einer größeren thermischen Belastung ausgesetzt werden [8].

Die TFO wird direkt durch die Energiebilanz der Oberfläche bestimmt, welche durch folgende Klimakenngrößen maßgeblich bestimmt wird:

- Solarstrahlung,
- Terrestrische Strahlung,
- Windgeschwindigkeit,
- Lufttemperatur,
- Luftfeuchte und
- Niederschlag.

In Abbildung 1 sind die einzelnen Komponenten sowie die thermischen Randbedingungen der Energiebilanz dargestellt.

Die TFU eines Brückenbauwerkes bestimmt sich aus der Energiebilanz an der Unterseite, welche im Vergleich zur Energiebilanz an der Oberfläche etwas modifiziert werden muss. Die Energiebilanz an der Unterseite einer Brücke enthält nur die von der Oberfläche unterhalb der Brücke reflektierte Solarstrahlung $Q_{s,U}$ sowie die langwellige Ausstrahlung des Erdbodens $Q_{l,U}$. Himmelsanteile treten dort nicht auf.

Aus den TFO und TFU kann dann der vertikale Temperaturverlauf und damit auch die mittlere Schichttemperatur der Fahrbahn bestimmt werden, welche relevant ist, um die Verformungsanfälligkeit bzw. die Steifigkeit des gesamten Asphaltoberbaus zu bestimmen.

Die TFO wird durch die Energiebilanz an der Fahrbahnoberfläche bestimmt. Dabei ergibt sich die TFO aus der nötigen Abstrahlung zum Ausgleich

der an die Fahrbahnoberfläche übertragenen Energie. Hierfür wird angenommen, dass der Ausgleich ohne zeitliche Verzögerung erfolgt, sodass die Situation damit als stationär angenommen wird. Zudem wird üblicherweise angenommen, dass die horizontale Verteilung der Klimakenngrößen bzw. der Energieflüsse homogen ist und demnach keine Energieflüsse durch horizontale Gradienten auftreten. Es zeigt sich jedoch, dass bereits kleinere horizontale Gradienten von Temperatur oder Luftfeuchtigkeit mit zusätzlichen Beiträgen zur Energiebilanz verknüpft sein können [82].

Im Falle von Asphaltschichten sind aufgrund der sehr unterschiedlichen Eigenschaften bezüglich Wärmeleitung und -strahlung zwischen Asphaltoberflächen und benachbarten Gras- und Waldflächen bzw. im Falle von Brückenbelägen der Umgebungsluft, deutliche Gradienten der Temperatur und Luftfeuchtigkeit zu erwarten. Deshalb ist es ein wichtiger Beitrag zur Verbesserung der Temperaturmodellierung in Straßenbauten, dass horizontale Heterogenitäten berücksichtigt werden. Dadurch würde eine empirische Schließung der Energiebilanz ermöglicht, welche gleichzeitig auf physikalischen Gegebenheiten beruht.

Die horizontalen Gradienten von Temperatur und Feuchte bewirken eine zusätzliche vertikale Querzirkulation mit Zusatzbeiträgen für latente und fühlbare Wärmeströme [74]. Diese Terme könnten in zukünftigen Arbeiten in Abhängigkeit von der Differenz der Oberflächentemperaturen zwischen der Straße und der Umgebung parametrisiert werden. Eine solche Parametrisierung muss durch eine entsprechende Kalibrierung von Datensätzen aus Messungen der TFO sowie der Temperatur- und Untergrundverhältnisse und Strahlungsgegebenheiten in der unmittelbaren Umgebung abgeleitet werden, wofür wiederum eine größere Anzahl an Messpunkten und -instrumenten notwendig wäre.

Nachfolgend wird die **Energiebilanz** (Gleichung 1) an der Fahrbahnoberfläche aufgestellt und die einzelnen Terme diskutiert:

$$
\begin{aligned}
0 = (1-\alpha)\cdot Q_{(s,D)} \\
+Q_{(l,D)} \\
+Q_{(l,U)} \\
+Q_{ground} \\
+Q_{latent} \\
+Q_{sensitive} \\
+Q_{latent,eddies} \\
+Q_{sensitive,eddies}
\end{aligned}
$$

Gleichung 1: Energiebilanzgleichung an der Fahrbahnoberfläche

Die **kurzwellige Globalstrahlung** $Q_{(s,D)}$ ist die von der Sonne auf der Erdoberfläche auftreffende Strahlung. Oftmals wird dabei zwischen direkter und diffuser Globalstrahlung unterschieden. Direkte Strahlung bezeichnet die direkt von der Sonne eingestrahlte Energie, während diffuse Strahlung die Erde durch Streuvorgänge in der Atmosphäre sowie am Rand von Wolken erreicht [74]. In heutigen Klimamodellen und deren Datensätzen werden beide Größen zur Globalstrahlung zusammengefasst.

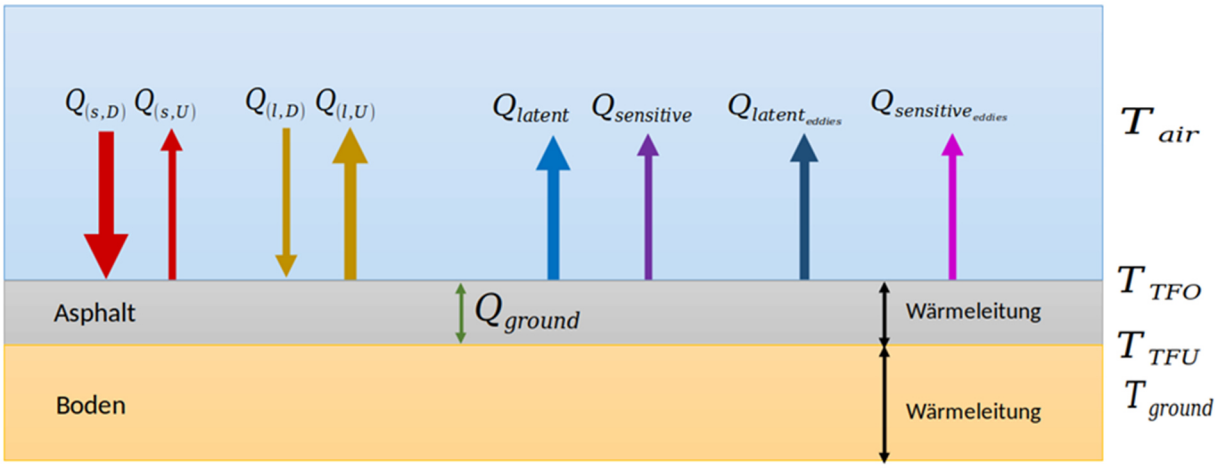


Abbildung 1: Illustration der für die Energiebilanz an der Fahrbahnoberfläche und damit der Bestimmung der TFO relevanten vertikalen Energieflüsse

Die **abwärts gerichtete langwellige Strahlung** $Q_{(l,D)}$ ist die durch temperaturbedingte Emission der Atmosphäre sowie Reflexion langwelliger Strahlung an reflektierenden Oberflächen (bspw. Eiskristalle und Wassertröpfchen von Wolken) auf der Erdoberfläche auftreffende langwellige Strahlung. Die abwärts gerichtete Strahlung wird durch das vertikale Profil von Feuchtigkeit, Temperatur und Eis- bzw. Wassergehalt der Atmosphäre bestimmt. Diese Beiträge werden in Klimamodellen zusammengefasst.

Die Albedo α bezeichnet das Vermögen einer Oberfläche, Strahlung zu reflektieren. Reflektierte Strahlung wird in die Atmosphäre zurückgeworfen und beeinflusst die Energiebilanz nicht, während absorbierte Strahlung zur Energiebilanz beiträgt.

Die **langwellige Abstrahlung** $Q_{(l,U)}$ wird durch das Stefan-Boltzmann Gesetz gesteuert, welches besagt, dass die langwellige Abstrahlung von einem Körper proportional zu seiner Emissivität ε und zur vierten Potenz seiner Temperatur T ist (Gleichung 2) [107]. Unter Emissivität ε wird dabei das Vermögen einer Oberfläche verstanden, langwellige Strahlung aufgrund der Temperatur zu emittieren. Ein idealer schwarzer Körper hat eine Emissivität von ε = 1. Der Parameter σ_B wird als die Stefan-Boltzmann Konstante bezeichnet. Das bedeutet, dass bei einer Verdopplung der Temperatur, die abgestrahlte Energie um das 16-fache ansteigt.

$$Q_{(l,U)} = \varepsilon \cdot \sigma_B \cdot T^4$$

Gleichung 2: Langwellige Ausstrahlung an der Fahrbahnoberfläche

Der Bodenwärmestrom Q_{ground} setzt sich aus der Differenz der Temperaturen zwischen der TFO und der darunter liegenden Schicht T_{ground} sowie der Wärmeleitfähigkeit μ der Unterlage zusammen. Ist der Boden wärmer (kälter) als die Oberfläche, so ist der Bodenwärmestrom aufwärts (abwärts) gerichtet und führt Energie zur Oberfläche hin (von der Oberfläche ab).

$$Q_{ground} = \mu \cdot (TFO - T_{ground})$$

Gleichung 3: Bodenwärmestrom an der Fahrbahnoberfläche

Der **latente Wärmestrom** Q_{latent} ergibt sich aus dem Phasenübergang von Wasser an der Oberfläche. Dabei wird bei Verdunstung von Wasser an der Oberfläche Energie an die Atmosphäre abgegeben, da Energie aus der Oberfläche zum Phasenübergang genutzt wird und der Wasserdampf dann in die Atmosphäre diffundiert. Bei Kondensation von atmosphärischem Wasserdampf an der Oberfläche wird hingegen der Oberfläche latente Wärme und damit Energie zugeführt. Der latente Wärmestrom wird durch das Produkt von spezifischer Verdunstungswärme λ und der Menge an verdunstetem Wasser bestimmt, der Evapotranspiration E:

$$Q_{latent} = \lambda \cdot E$$

Gleichung 4: Latenter Wärmestrom an der Fahrbahnoberfläche

Die potentielle Evapotranspiration E wird dabei in diesem Projekt nach der Methode durch die Gleichung von Penman-Monteith bestimmt [2]. Die potentielle Verdunstung ergibt sich in Abhängigkeit von dem Bodenwärmestrom, der Strahlung, der Windgeschwindigkeit und dem Sättigungsdefizit der untersten Luftschicht. Sie gilt dann als Obergrenze für die tatsächliche Verdunstung über Straßenoberflächen. Falls kein Wasser zur Verdunstung zur Verfügung steht, kann auch kein latenter Wärmeübergang stattfinden. Dieses Phänomen ist bei Straßenoberflächen besonders ausgeprägt, da Oberflächenwasser auf Straßenoberflächen schnell durch Oberflächenabfluss abgeführt wird. Deshalb entsteht nur dann ein latenter Wärmestrom, wenn Niederschlag zu verzeichnen ist bzw. bis zu einer Zeit, in der nach Ende einer Niederschlagsperiode 1 mm Niederschlagswasser verdunstet ist.

Der **fühlbare (sensible) Wärmestrom** $Q_{sensitive}$ wird durch die konvektive und molekulare Wärmeleitung zwischen Luft (T_{air}) und Fahrbahnoberfläche (TFO) verursacht. Des Weiteren spielt die Wärmeleitfähigkeit μ eine Rolle. Die Richtung des Wärmeflusses ist dabei entgegen dem Temperaturgradienten, also von warm zu kalt. Dies bedeutet in der Regel in der Nacht einen Wärmegewinn der kalten Oberfläche durch $Q_{sensitive}$ aus der untersten Luftschicht und am Tag einen Wärmeverlust der Oberfläche an die Luft.

$$Q_{sensitive} = \mu \cdot (T_{air} - TFO)$$

Gleichung 5: Fühlbarer Wärmestrom an der Fahrbahnoberfläche

Der **Zusatzterm latente Wärme** $Q_{latent,Eddies}$ berücksichtigt die thermische vertikale Querzirkulation.

Durch den horizontalen Temperaturgradienten zwischen Fahrbahnoberfläche und Umgebung entsteht

eine aufwärts gerichtete Luftströmung über der wärmeren Fahrbahnoberfläche (Abbildung 2). Diese Luftströmung transportiert durch zusätzliche konvektive Wärmeleitung Wasserdampf von der untersten Luftschicht in höhere Luftschichten. Dadurch wird das Sättigungsdefizit in der untersten Luftschicht in geringerem Umfang verringert, sodass im Falle einer im Vergleich zur Umgebung wärmeren Oberfläche ein größerer latenter Wärmestrom entsteht. Entsprechend ist der latente zusätzliche Wärmefluss proportional zur potentiellen Verdunstung und zu dem Temperaturunterschied zwischen Fahrbahnoberfläche und Umgebung.

Der gleiche Mechanismus, der zur Erhöhung des latenten Wärmestromes durch horizontale Temperaturgradienten führt, bewirkt auch eine Erhöhung des sensiblen Wärmeflusses, der über den **Zusatzterm fühlbare Wärme** $Q_{sensitive,Eddies}$ berücksichtigt wird. Er ist proportional zur Temperaturdifferenz zwischen TFO und Umgebung sowie zur Reynoldszahl R. Letztere beschreibt, wie laminar eine Strömung ist. Dabei bedeuten höhere Werte von R eine größere Tendenz zu turbulenten Strömungen und damit größeren zusätzlichen Wärmeflüssen. Wichtige Bedingung für das Ermitteln einer TFO ist die Schließung der Energiebilanz in Gleichung 1, d. h. die Summe aller eingehenden und ausgehenden Energiebeiträge muss gleich groß sein. Zur Ermittlung der relevanten Beiträge wird angenommen, dass die Annahme von Stationarität gewährleistet ist, jedoch nicht die von horizontaler Homogenität [82].

Es ist seit längerem bekannt, dass diese Annahmen bei der Auswertung von Datensätzen aus Messkampagnen dazu führen, dass die Energiebilanz nicht geschlossen werden kann, also Energiebeiträge bestehen, die nicht mit den getroffenen Annahmen zu erfassen sind. Es wird häufig beobachtet, dass zur Schließung der Energiebilanz am Tage mehr Energie abgeführt werden muss, als aus den Messungen ersichtlich ist. Als mögliche Erklärungen sind vielfach die Ungenauigkeit der Messungen und die zeitliche Mittelung der Messwerte im Feld aufgeführt worden. Dies konnte jedoch als Erklärung für die fehlende Schließung der Energiebilanz durch zahlreiche Studien nicht bestätigt werden [74]. In einer früheren Studie zur Modellierung der TFO ist zur Schließung der Energiebilanz ein Tagesgang für den Koeffizienten des konvektiven Wärmeübergangs eingeführt worden, der zum fühlbaren Wärmestrom $Q_{sensitive}$ beiträgt [106]. Dieser Koeffizient ist zwar sicherlich, jedoch nur in geringem Umfang, von der Temperatur und anderen Umgebungsbedingungen abhängig, sodass $Q_{sensitive}$ dennoch maßgeblich von der vertikalen Temperaturdifferenz bestimmt wird. Aus meteorologischer Sicht ist ein solches Vorgehen nicht eingängig, da mit dem Tagesgang eine Scheinabhängigkeit hergestellt wird, die nicht hinreichend auf physikalischen Beobachtungen gründet.

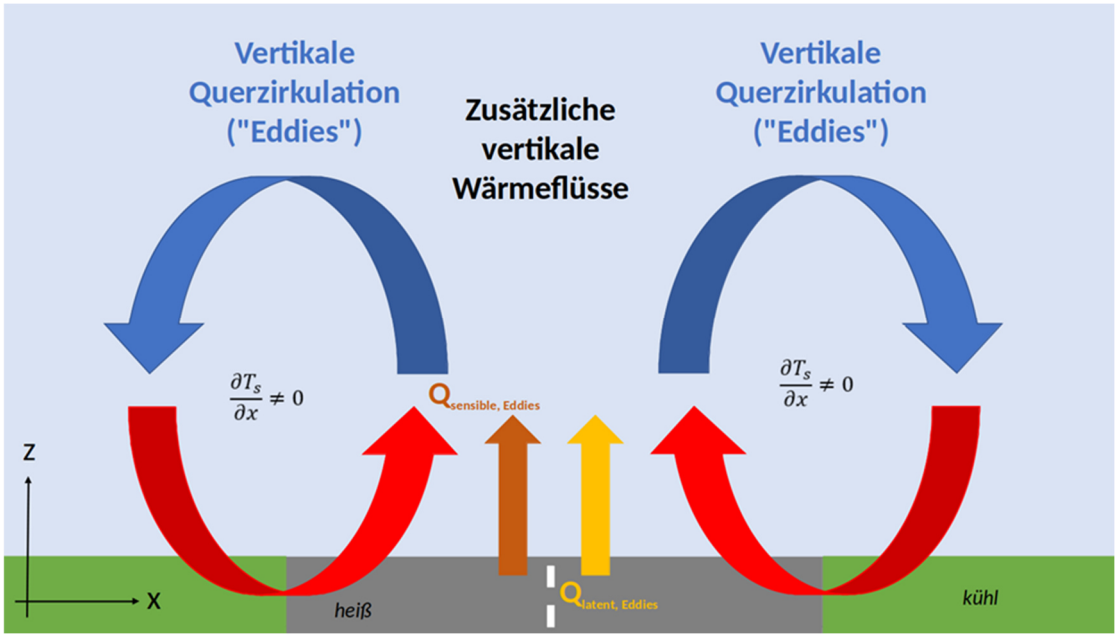


Abbildung 2: Darstellung der mikroskaligen Temperaturverhältnisse an der Fahrbahnoberfläche im Vergleich zur Umgebung sowie der dadurch verursachten zusätzlichen vertikalen Querzirkulation und vertikalen Energieflüsse über der Straßenoberfläche

Tomographische Messungen mit Ultraschall-Sensorik haben bereits früher gezeigt, dass die fehlenden Beiträge in der Energiebilanz mit der Größenordnung kleinskaliger horizontaler Temperaturgradienten in Verbindung stehen. D. h. es dürfte also ein Zusammenhang zwischen kleinräumigen Temperaturdifferenzen und der Nicht-Schließung der Energiebilanz an der Oberfläche bestehen [82]. Dies kann vertikale Querzirkulation verursachen, die zusätzliche vertikale Wärmeflüsse unterschiedlicher Vorzeichen und Größenordnungen an unterschiedlichen Orten bewirkt [74].

Weitere Mechanismen zur Entstehung zusätzlicher Wärmeflüsse sind die horizontale Advektion durch das Windfeld sowie Wärmeübergänge an Pflanzen und anderen Materialien der Umgebung [74]. Letztlich sind die genauen physikalischen Vorgänge sowie deren Beschreibung, die eine vollumfängliche und damit geschlossene Betrachtung der Energiebilanz möglich machen, Gegenstand derzeitiger Forschung [74, 99], sodass in diesem Projekt eine sinnvolle Annahme getroffen und ein entsprechendes Modell kalibriert werden muss.

Das System „Asphaltstraße - Umgebung“ ist durch stark unterschiedliche Oberflächeneigenschaften bezüglich Wärmeleitung und Albedo gekennzeichnet. So besitzt eine Asphaltstraße eine sehr geringe Wärmeleitfähigkeit und Albedo, weshalb sie sich unter Einstrahlung stärker erhitzt als die Umgebung z. B. eine Grasböschung. Deshalb scheint das Auftreten kleinräumiger horizontaler Temperaturgradienten ein relevanter Faktor für die Verursachung zusätzlicher vertikaler Energieflüsse zu sein. Um dies modellieren und testen zu können, sind verlässliche Datensätze von Brückenbauten und naheliegenden Wetterstationen zwingend erforderlich. Die Bestimmung der beiden zusätzlichen Beiträge in Abhängigkeit von horizontalen Temperaturgradienten muss über die Bestimmung von physikalisch motivierten und empirisch bestimmten latenten und fühlbaren Wärmeübergangskoeffizienten geschehen.

Um die Klimarandbedingungen bestimmen zu können, müssen entsprechende Datensätze beschafft werden, die im nächsten Abschnitt näher beschrieben werden.

2.2 Prognostizierte Klimaänderungen in Deutschland

Aufgrund der durch menschliche Aktivitäten zusätzlich hervorgerufenen Emission von Treibhausgasen (THG) wie CO_2 und Methan verändert sich die globale Energiebilanz durch größere langwellige Rückstrahlung. Infolgedessen steigen die bodennahen Temperaturen an. Global ist die mittlere bodennahe Lufttemperatur seit dem Referenzjahr 1880 um etwa +1,1 K gestiegen [1], während die Jahresmitteltemperatur in Deutschland seit dem Jahr 1880 im Vergleich zum Jahr 2020 um etwa +1,4 K angestiegen ist [15].

Neben dem mittleren Temperaturniveau ändern sich auch die Intensität und Häufigkeit des Auftretens von Wetterlagen, die zum Teil durch regional unterschiedliche Erwärmung und deren Folgeeffekte (bspw. Schmelzen der Polkappen) verursacht werden [1].

Für dieses Projekt sind vor allem die Auswirkungen des Klimawandels auf die TFO in Deutschland relevant. Bisherige Auswertungen haben in Beobachtungsdaten aus den letzten 20 Jahren einen Anstieg der Intensität und Häufigkeit von sehr hohen TFO bestätigt [8, 89]. Gleichzeitig ist die Intensität, also die Länge und Schärfe sowie die Häufigkeit von Frostperioden zwar zurückgegangen [15], jedoch sind extrem tiefe Temperaturen weiterhin möglich. Der Februar 2021 ist mit Temperaturen bis -25 °C in Thüringen und Sachsen ein gutes Beispiel für solche Kälteeinbrüche. Das Erreichen von extrem tiefen Temperaturen ist an eine vorübergehende starke Zufuhr unüblich kalter Luft gebunden. Da sich die Arktis und damit die Ursprungsregion der Luftmassen, die zu negativen Temperaturrekorden in Deutschland führt, bereits deutlich stärker erwärmt hat, wird die Häufigkeit und Dauer solcher Perioden reduziert [102].

Zusätzlich zu den bisher zu verzeichnenden Klimaveränderungen wird sich der Klimawandel in der Zukunft weiter fortsetzen. Das Ausmaß der zukünftigen Klimaveränderungen hängt dabei von den heutigen und zukünftigen THG-Emissionen ab. Auf globaler Ebene wurden deshalb repräsentative Emissionspfade (engl.: Representative Concentration Pathways, RCP) entworfen, welche unterschiedliche Annahmen zur Entwicklung der THG-Emissionen in Szenarien zusammenfassen [77].

Dabei sind drei wesentliche Emissionspfade für diese Untersuchung relevant: Die Klimaszenarien

RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5. Die Zahlen stehen dabei jeweils für die durch erhöhte THG-Konzentrationen verursachte Änderung der globalen Energiebilanz, ausgedrückt in Wm^{-2}.

Das RCP2.6 ist ein Szenario, das einen effektiven globalen Klimaschutz berücksichtigt, während das RCP4.5 ein mittleres Szenario ist und das RCP8.5 ein „weiter-so" Szenario mit steigenden THG-Emissionen beschreibt. Entsprechend sind die regionalen und globalen Klimaänderungen im RCP8.5 am größten und im RCP2.6 am geringsten ausgeprägt [1, 102].

Der aktuelle AR6-Report des Weltklimarats (engl.: Intergovernmental Panel on Climate Change, IPCC) bezeichnet das Erreichen des 1,5 °C-Ziels als möglich, wenn sofortige, effektive Maßnahmen eingeleitet werden würden. Werden diese nicht vor dem Jahr 2025 umgesetzt, ist die Wahrscheinlichkeit, dass dieses Ziel verfehlt wird, sehr groß [1]. Mit jeder weiteren Erwärmung um +0,5 °C steigt die Wahrscheinlichkeit extremer Hitzewellen global deutlich an. Aufgrund der derzeitigen Entwicklung der globalen THG-Emissionen ist davon auszugehen, dass das RCP2.6 kein realistisches Klimaszenario beschreibt.

Auf europäischer Ebene und damit auch in Deutschland ist eine Zunahme von extremen Hitzewellen sowie eine Zunahme der Sonnenscheindauer bzw. Globalstrahlung bereits anhand des aktuellen Klimas (Referenzperiode 1991-2020) im Vergleich zur näheren Vergangenheit (Referenzperiode 1961-1990) zu verzeichnen [30]. Sowohl die Anzahl und Intensität, als auch die zeitliche und räumliche Ausdehnung von Hitzewellen hat signifikant zugenommen [30].

In Zukunft dürfte mit einer Zunahme der Jahresmitteltemperatur um +1,6 K (RCP2.6) bis +5,5 K (RCP8.5) die Tendenz zu mehr Hitzewellen weiter zunehmen [8, 102]. Außerdem ist der Trend zunehmender Globalstrahlung auch in den Klimaprojektionen bis zum Jahr 2100 zu finden [8]. Dieser Trend ist jedoch aufgrund der geringen Dichte und Länge von Messreihen sowie der großen Unsicherheiten innerhalb der Klimaprojektionen schwierig zu bewerten [102]. Es dürfte jedoch außer Frage stehen, dass der Klimawandel heute und in Zukunft nicht nur durch höhere Temperaturen, sondern auch durch veränderte Häufigkeiten und Typen von Großwetterlagen (GWL) zutage tritt.

Veränderte GWL können bereits im heutigen Klima festgestellt werden, mit einer Tendenz zu einer geringeren Verlagerungsgeschwindigkeit von Wetterlagen aufgrund geringerer Temperaturunterschiede zwischen Polargebieten und Subtropen auf der Nordhalbkugel [1]. Diese Tendenz wird durch die stärkere Erwärmung der Arktis im Vergleich zu südlicheren Breiten verursacht. Dadurch werden Wetterlagen mit längerer Lebensdauer und geringerer Dynamik befördert, die entweder zu lang anhaltenden Phasen sehr trockener und sonniger Witterung oder anhaltenden Perioden mit Niederschlägen führen können [15].

Die Klimamodelle, die den Klimaprojektionen zugrunde liegen, lassen jedoch einige mögliche Mechanismen außer Acht, die zu plötzlichen und regional stark abweichenden zusätzlichen Klimaänderungen führen können, die sogenannten „Kipppunkte“ [70]. Diese Kipppunkte können durch bereits geringere globale Erwärmung angestoßen werden, unumkehrbare, selbstverstärkende Wirkungen verursachen und damit ein deutlich verändertes und erwärmtes globales Klima herbeiführen. Es handelt sich dabei um die folgenden für das Klima in Deutschland relevanten Kipppunkte:

- **Arktisches Seeeis** könnte im Sommerhalbjahr vollständig verschwinden. Folge für Deutschland könnte eine deutlich stärkere Tendenz zu meridionalen und anhaltenden GWL sein, die wahrscheinlich zu größerer Erwärmung und größeren intersaisonalen Temperaturschwankungen führen [70].
- **Arktische Permafrostböden** schmelzen und können so seit Jahrtausenden gespeicherte THG, wie Methan in die Atmosphäre freisetzen, was zu einer deutlich verstärkten und beschleunigten Erwärmung führen könnte [70].
- **Methanvorräte in Ozeanböden** könnten durch geringe Erwärmung von Tiefenwasser in die Gasphase übergehen und zu einer verstärkten Erwärmung beitragen [70].
- **Atlantische Meridionale Austausch-Zirkulation (AMOC)** ist bereits dabei, sich zu verlangsamen. Daran gekoppelt ist die Abschwächung des Nordatlantik-Stromes. Beides könnte für Deutschland eine vorübergehende Dämpfung der Erwärmung insbesondere im Winterhalbjahr bedeuten, würde jedoch wahrscheinlich von der globalen Erwärmungstendenz mindestens kompensiert werden [70]. Dennoch

könnte dies die Erwärmung in Deutschland im Winterhalbjahr abschwächen. Gravierender wären die Auswirkungen auf die Niederschlagsmuster in Europa, die bei einer Abschwächung der AMOC in Mittel- und Nordeuropa deutlich abnehmen dürften.

- **Maritimer & kontinentaler Kohlenstoffkreislauf** wird durch den Klimawandel gestört und könnte zu einer geringeren Umwandlung von THG zu terrestrischem Kohlenstoff führen, was wiederum zu einer verstärkten Erwärmung führen könnte.
- **Arktischer Polarwirbel** könnte sich deutlich abschwächen und somit die Tendenz zu länger anhaltenden Wetterlagen verstärken.

Insgesamt ist die Auslöseschwelle dieser Kipppunkte bislang noch nicht hinreichend untersucht und verifiziert worden, sodass diese auch noch nicht in den heutigen Klimamodellen berücksichtigt sind. Daher sind Klimaprojektionen für die Zukunft mit starken Unsicherheiten behaftet und müssen in der Zukunft, sobald verfügbar, mit verbesserten Modellen fortgeschrieben werden.

Die Auswirkungen der eingetretenen und zu erwartenden Klimaänderungen auf die TFO haben bereits zu einer Zunahme besonders hoher TFO geführt und diese Tendenz wird je nach Klimaszenario auch weiter anhalten bzw. sogar zunehmen [8]. Die Häufung von GWL mit geringer Bewölkung und hoher Temperatur dürfte dazu führen, dass längere Phasen mit anhaltend starker thermischer Belastung zunehmen. Aufgrund dessen ist damit zu rechnen; dass sich die Lebensdauer heute verwendeter Asphalte ohne Anpassungsmaßnahmen deutlich verkürzt [8].

Der in der Referenzperiode beobachtete Trend zu immer wärmeren Sommern mit lange anhaltenden Perioden sehr warmer und sonniger Witterung ist eine Entwicklung, die teilweise auf den stattfindenden Klimawandel zurückzuführen sein dürfte und auf der anderen Seite möglicherweise auch auf dekadische Variabilität.

Für normative Entscheidungen in der Klimaanpassung ist die Festlegung eines Klimaszenarios ein bedeutsamer Schritt. Bei der Bewertung, welches der hier betrachteten Klimaszenarien als realistisch einzustufen ist, muss neben der Gewichtung der Geschwindigkeit des bereits stattfindenden Wandels auch die Eintrittswahrscheinlichkeit der zugrunde liegenden Emissionsszenarien berücksichtigt werden. Es gibt derzeit keine ernstzunehmenden Hinweise, dass die global notwendigen Reduktionsziele zur Erreichung des +1,5-Grad-Zieles, die etwa -7 % THG-Emissionen pro Jahr betragen, erreichbar oder plausibel sind [22]. Dies bedeutet, dass das RCP2.6 als ein eher unrealistisches Klimaszenario einzustufen ist. Das RCP4.5 ist konform mit dem 2-Grad-Ziel der Pariser Erklärung von 2015. Dieses Szenario ist auf globaler Ebene möglicherweise mit der Umsetzung aller versprochenen Klimaschutzpläne erreichbar [13]. Angesichts geopolitischer Krisen, Konflikte und politischer Szenarien, die auf eine weniger stark global verknüpfte Weltwirtschaft und somit stärkeren Fokus auf Protektionismus hindeuten, ist ein Verlust globaler wirtschaftlicher Ressourceneffizienz zu erwarten, was zu möglicherweise höheren THG-Emissionen führt. Prognosen der Internationalen Energieagentur IEA und der OPEC über die Produktion und den Vertrieb von fossilen Brennstoffen gehen durchaus weit auseinander. Während die IEA von einem Peak der Produktion und des Verbrauchs fossiler Brennstoffe bis zum Jahr 2030 ausgeht [62], prognostiziert die OPEC einen Anstieg der Ölproduktion von mehr als 10 % bis ins Jahr 2045. In den USA findet derzeit ebenfalls ein großes Wachstum der Öl- und Gasproduktion statt, und die USA sind global der größte Produzent von Öl und Gas. In einem solchen Umfeld, auch unter Berücksichtigung entsprechender Absichtserklärungen von Ölproduzenten, ist es durchaus realistisch, dass RCP8.5 als normativ relevantes Klimaszenario zur Bemessung der für die Klimaanpassung relevanten Klimakenngrößen zu verwenden.

Der aktuelle Anstieg der globalen Temperatur, mit globalen Temperaturrekorden aus dem Jahr 2023, die bereits im Frühjahr 2024 wieder überboten werden, zeigt, dass das Überschreiten von kritischen Klimakipppunkten denkbar ist [80]. Während Grönland- und Westantarktiseisschilde langfristige Auswirkungen auf den Meeresspiegel haben, dürften Permafrostböden und Korallenriffe die aktuelle Erwärmung weiter verstärken. Dies würde wiederum eine nicht-lineare und abrupte Änderung von klimatischen Randbedingungen zur Folge haben. Diese Prozesse und deren kritische Schwellenwerte sind aus heutiger Sicht noch nicht vollständig verstanden und in den Klimamodellen deshalb auch noch nicht vollständig abbildbar.

In der Gesamtschau ist die Wahl des RCP8.5 für das Treffen von Anpassungsentscheidungen durchaus sinnvoll. Sollten effektive Klimaschutzmaßnahmen in Zukunft Wirkung zeigen, kann diese Entscheidung revidiert werden. Außerdem sollte eine regelmäßige Überprüfung der Wahl der Klimaszenarien stattfinden, etwa bei der Veröffentlichung neuer regionaler Klimaprojektionen durch den DWD.

2.3 Meteorologische Referenzdatensätze und Klimaprojektionen

Hier werden die meteorologischen Referenzdaten beschrieben als auch die Methoden, wie diese Datensätze in der räumlichen und zeitlichen Dimension interpoliert und verschnitten werden. Um die meteorologischen Kenngrößen für die Berechnung der TFO bzw. TFU örtlich und zeitlich differenziert darstellen zu können, müssen zunächst geeignete Datensätze bereitgestellt werden.

Von Seiten des Deutschen Wetterdienstes (DWD) stehen dazu räumlich hochaufgelöste Daten zur Verfügung (HYRAS), die jedoch lediglich in täglichen Zeitabständen verfügbar sind [85]. Zusätzlich fehlen dem HYRAS-Datensatz einige wichtige meteorologische Kenngrößen wie Strahlung und Bodentemperatur. Mit dem ERA5-Datensatz liegen sowohl die fehlenden Daten als auch eine stündliche Auflösung der Daten vor. Jedoch ist der ERA5-Datensatz räumlich nicht so hoch aufgelöst und unterliegt einer weniger strengen Qualitätskontrolle [58].

Im Weiteren sollen die Referenzdatensätze beschrieben werden als auch die Methoden, mit denen diese zu einem einheitlichen, zeitlich und räumlich hoch aufgelösten Datensatz verschnitten werden. Als Referenzperiode für dieses Projekt wird die aktuelle klimatologische Referenzperiode 1991 - 2020 gewählt. Abbildung 3 zeigt die Vorgehensweise schematisch.

HYRAS ist das Kürzel für Hydro-meteorologische Rasterdaten. In diesem Datensatz sind mittlere Temperatur T_{mit}, Tageshöchst- T_{max} und Tagestiefsttemperatur T_{min} sowie relative Luftfeuchte H_{rel} und Niederschlagsrate P als Variablen enthalten [86]. Die zeitliche Auflösung beträgt einen Tag und erlaubt somit keine wesentlichen Aussagen über Zwischenzeiträume. Die Daten liegen räumlich auf einem 5 x 5 km Gitter vor.

Der HYRAS-Datensatz wird in vielen Projekten zur Untersuchung von Klimafolgen als Referenzdatensatz herangezogen [102]. Aufgrund der fehlenden Variablen und der groben zeitlichen Auflösung muss der HYRAS-Datensatz jedoch supplementiert werden, falls weitergehende Auswertungen, wie etwa der Strahlungsbilanz oder der Verdunstungsrate nötig sind [102].

Die Daten werden im netCDF (NC) Format bereitgestellt, welches in Geowissenschaften als übliches Datenformat für räumlich-zeitliche Datensätze verwendet wird.

Im vorliegenden Projekt wird als Supplement der **ERA5-Datensatz** verwendet, welcher räumlich auf einem 0,25 x 0,25 km Gitter sowie in stündlichen Zeitabständen vorliegt [58]. Mit der höheren Verfügbarkeit von Variablen, sowie der höheren zeitlichen Auflösung ist der ERA5-Datensatz sehr gut geeignet, um den hochwertigen HYRAS-Datensatz zu komplementieren.

Aus dem ERA5-Datensatz werden neben Temperatur und Luftfeuchtigkeit auch die weiteren Variablen wie Globalstrahlung, langwellige Rückstrahlung, Windvektor, Luftdruck sowie die Bodentemperatur über Gras verwendet. Auch die ERA5-Daten werden im .NC Format bereitgestellt.

Mithilfe der Modelltopographie aus ERA5 und HYRAS, werden die Temperaturvariablen sowie der Luftdruck des ERA5-Datensatzes auf die 5 x 5 km Auflösung des HYRAS-Datensatzes interpoliert.

Alle weiteren Variablen werden mithilfe der inversen Distanzgewichtung über das „nearest-Neighbour"-Verfahren der vier nächstgelegenen Gitterpunkte interpoliert, so wie dies z. B. in der Studie von [101] angewandt worden ist. So entsteht ein räumlich mit HYRAS kompatibler Datensatz.

Über einen **Datenverschnitt** wird aus den Datensätzen ein einheitlicher, hochwertiger Datensatz auf dem 5 x 5 km Raster der HYRAS mit der stündlichen Auflösung und Variablenvielfalt des ERA5 erzeugt. In einem ersten Schritt werden dabei die Parameter des ERA5 derart angepasst, dass der arithmetische Tagesmittelwert des jeweiligen Parameters mit dem des HYRAS übereinstimmt. Dies wird auf die Temperatur und Luftfeuchtigkeit angewandt. Für den Windvektor, den Luftdruck sowie die Strahlungsvariablen kann eine solche Korrektur nicht durchgeführt werden. Diese Korrekturen stellen eine grundlegende Bias-Korrektur dar, weitere Maß-

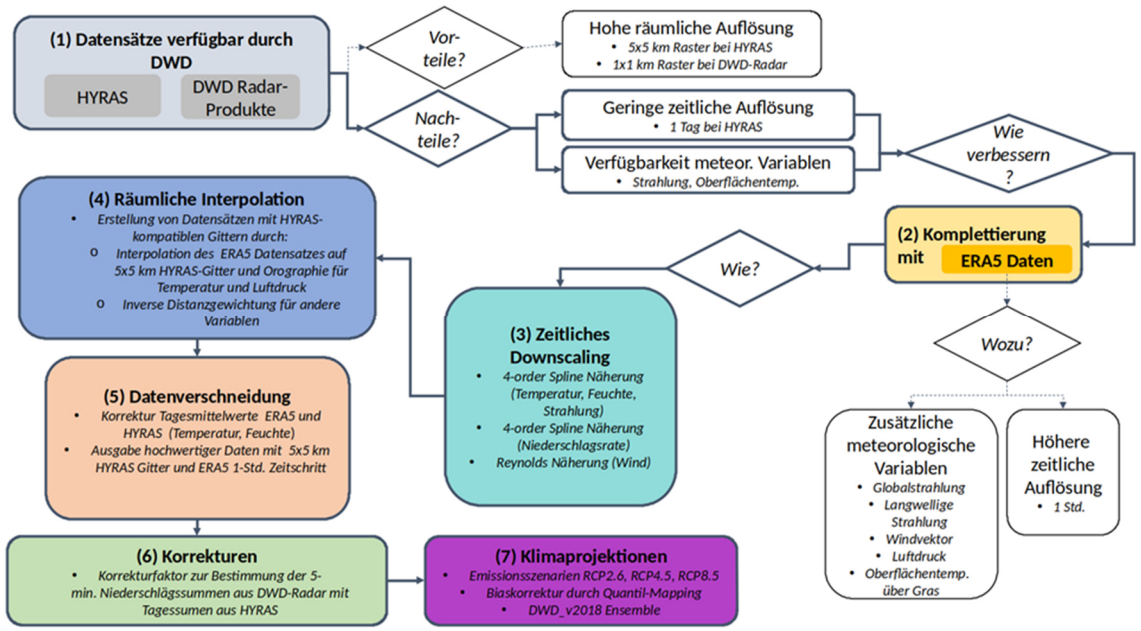


Abbildung 3: Flussdiagramm der Datensätze und Verschneidungsansätze zur Darstellung der für die Klimamodellierung notwendigen Eingangsdatensätze

nahmen zur Bias-Korrektur oder ein dynamisch-statistisches räumliches Downscaling werden in diesem Projekt allerdings nicht durchgeführt, da die räumliche Auflösung mit 5 x 5 km bereits mehr als ausreichend ist, um zukünftige Änderungsraten räumlich differenziert abzuschätzen.

Um die klimatischen Randbedingungen der Zukunft abzubilden, werden Daten aus **Klimaprojektionen** des DWD verwendet. Dazu werden die Daten des DWDv2018 Kern-Ensembles für die Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 verwendet. Die Datensätze werden vom DWD bereitgestellt [16]. Die Datensätze liegen auf dem gleichen 5 x 5 km Gitter vor wie die HYRAS-Datensätze. Alle Klimavariablen, die notwendig sind, um die Beschreibung der Klimarandbedingungen für die Berechnung der Temperaturverläufe in Asphaltschichten zu bewerkstelligen, sind in den Klimaprojektionen vorhanden. Wesentliches Merkmal von Klimaprojektionsdaten ist, dass die Wahrscheinlichkeitsdichteverteilung der Klimavariablen oftmals stark von der Verteilung in Reanalyse- oder den Messdaten abweicht. Deshalb wird in diesem Projekt eine Bias-Korrektur angewandt, in dem ein Quantil-Mapping angewandt wird. Dies bedeutet, dass die einzelnen Quantile aus der Zeitreihe der Reanalysedaten und der Klimaprojektion miteinander verglichen werden. Mithilfe der Addition der Differenz wird der Datensatz aus der Klimaprojektion für alle Zeitschritte korrigiert.

Für die in diesem Projekt angestrebten Modellierungen ist die Darstellung eines physikalisch, realistischen Wertes für eine jeweilige Kenngröße zu einer bestimmten Zeit bis auf die Sekunde genau zu leisten: **zeitliches Downscaling**. Physikalisch realistisch bedeutet dabei nicht, dass der entsprechende Wert auch tatsächlich auftritt, jedoch muss einerseits der stündliche Mittelwert erhalten und andererseits müssen die Mechanismen der zeitlichen Variabilität im Datensatz repräsentiert werden. Deshalb ist das Ziel des Arbeitsschrittes die Erarbeitung einer Programmroutine, die es ermöglicht, die zeitliche Variabilität auf die stündlichen Mittelwerte anzuwenden. Dabei ergeben sich für die unterschiedlichen Klimavariablen unterschiedliche Wirkmechanismen, die sich entsprechend auf die Variabilität und damit auf die anzuwendende Interpolationsmethode auswirken. Im Folgenden sollen die Methoden zur zeitlichen Interpolation der Klimakenngrößen beschrieben werden.

- **Temperatur, Luftfeuchtigkeit und Strahlungskenngrößen** werden mit einer Spline-Approximation vierten Grades interpoliert. Es wird also ein Polynom der vierten Potenz für jeden Tag kalkuliert, das den Daten so angepasst wird, dass die Maximal-, Minimal- und Mittelwerte erhalten werden.
- **Windvektor**: Die Interpolation der Windgeschwindigkeit ist deutlich schwieriger als die

der anderen Variablen ,da die spektrale Energie des Windvektors und damit deren Einfluss auf die Energiebilanz der Oberfläche im Zeitspektrum unter einer Stunde groß ist [95]. Die spektrale Energie steigt mit einem Exponenten von etwa 5/3 über die Frequenz an. Dies bedeutet, dass durch die Kenntnis des mittleren Windvektors zu zwei Zeitpunkten im Abstand von einer Stunde nur wenig über die turbulenten Schwankungen zwischen beiden Zeitpunkten ausgesagt werden kann. Die spektrale Energie wird in Abhängigkeit von der gewählten zeitlichen Auflösung mithilfe des Reynolds-Ansatz statistisch ermittelt, indem die Zeitserie der Windgeschwindigkeit so modifiziert wird, dass der Mittelwert erhalten bleibt und die erwartbare spektrale Energie eingeführt wird. Am Ende soll ein realistisches Spektrum entstehen, das auch von der Stabilität der Schichtung abhängt, die durch den Gradienten aus T_{2m} - T_{Boden} vorgegeben wird.

Die zeitliche Interpolation wird grundsätzlich nicht als Datensatz ausgegeben, da dies einen großen Aufwand in Bezug auf die Speicherung des Datenvolumens ergäbe. Anstelle dessen werden die oben genannten Methoden in einer Anwendung hinterlegt, die auf die Daten eines Tages angewandt wird, welche wiederum jeweils in eine thermisch-mechanische Simulation eingebunden werden sollen.

2.4 Auswirkung der Klimaveränderungen auf den Asphaltoberbau

Langjährige Erfahrungen belegen, dass die Zustandsentwicklung und somit auch die Leistungsfähigkeit einer Asphaltstraße aus dem komplexen Zusammenspiel zahlreicher innerer und äußerer Faktoren resultieren. Einen signifikanten Einfluss darauf haben jedoch die Klimaeinwirkungen. Dies ist unmittelbar auf die temperaturabhängigen mechanischen Eigenschaften von Asphalt zurückzuführen. Die projizierten Klimaänderungen werden die Wirkung klimatischer Einflussgrößen auf die Performance und die Dauerhaftigkeit von Asphaltstraßenbefestigungen in Abhängigkeit von den Standortbedingungen erheblich verstärken und deren Schädigungspotenzial erhöhen. Wie in Kapitel 2.2 beschrieben, belegen die Beobachtungsdaten eine globale Erderwärmung, die regional sehr unterschiedlich ausgeprägt ist. In der Bundesrepublik Deutschland führen die klimatischen Veränderungen dazu, dass die Belastung einer Asphaltstraßenbefestigung durch hohe Temperaturen deutlich zunehmen wird, während die Belastung durch Frosteinwirkungen geringfügig abnehmen dürfte. Nachfolgende Betrachtungen bleiben auf jene prognostizierten extremen Klimaeinwirkungen und deren Auswirkung auf Asphaltstraßenbefestigungen beschränkt, die durch dieses Forschungsvorhaben angesprochen werden. Dessen intendiertes Ziel ist die Entwicklung einer neuen Generation sehr hoch verformungsbeständiger Asphalte für die Verwendung in Asphaltdeck- und Asphaltbinderschichten, die gleichzeitig eine gute Kälteflexibilität aufweisen. Die schädigende Wirkung von Wasser aufgrund von Starkniederschlagsereignissen infolge prognostizierter länger anhaltender Großwetterlagen bleibt unberücksichtigt. Es werden vielmehr die Auswirkungen der ansteigenden Lufttemperatur und gleichzeitig auftretender, maximaler Globalstrahlung analysiert und daneben auch die schädigende Wirkung von Frost beschrieben.

Das **Verformungsverhalten** einer Asphaltbefestigung hängt unmittelbar vom Steifigkeitsprofil innerhalb der Konstruktion ab. Das Steifigkeitsprofil ist maßgebend für die Widerstandsfähigkeit gegenüber den eingetragenen Verkehrsbelastungen und wird durch die Fahrbahnoberflächentemperatur und die vertikale Temperaturverteilung innerhalb der Konstruktion bestimmt. Diese hängen wiederum direkt mit den klimatischen Bedingungen, also u. a. Lufttemperatur und Solarstrahlung, zusammen. Infolge des Klimawandels erhöht sich die Lufttemperatur und es treten wahrscheinlich längere Perioden mit besonders hoher Solarstrahlung auf, was zu einem Temperaturanstieg an der Oberfläche als auch in der Tiefe einer Asphaltbefestigung führt. Im Tages- und Jahresverlauf verändern sich die klimatischen Randbedingungen, sodass auch das Temperaturprofil innerhalb einer Asphaltkonstruktion ständigen Schwankungen unterlegen ist, die mit zunehmender Tiefe weniger ausgeprägt sind. Durch den Anstieg der durchschnittlichen Asphalttemperatur werden einerseits die Tragfähigkeit der Gesamtkonstruktion reduziert und anderseits die Beanspruchung der Konstruktion unterhalb der Asphaltschichten, sowie die Dehnungen an der Unterseite der Asphalttragschicht erhöht [8]. Folglich ist mit einer verkürzten Nutzungsdauer und einem verkürzten Intervall von Erhaltungs- und Erneuerungsmaßnahmen zu rechnen.

Die höheren Asphalttemperaturen haben generell eine Steifigkeitsabnahme zur Folge, die mit der Erweichung des Bindemittels aufgrund seines stark temperaturabhängigen viskoelastischen Verformungsverhaltens zusammenhängt. Unter Verkehr kommt es dann vermehrt zu irreversiblen (visko-) plastischen Verformungen, die dann als Unebenheiten im Querprofil oder allgemeine Unebenheiten in Erscheinung treten [72]. Die Ausprägung der Verformungen nimmt dabei mit steigender Asphalttemperatur überproportional zu und kann die Verkehrssicherheit stark beeinträchtigen. Gleichzeitig wird die Beanspruchung der unteren Schichten größer, da mehr Spannungen in die Tiefe weitergeleitet werden. Dies kann die strukturelle Substanz schädigen und entsprechend zu umfangreicheren Sanierungsmaßnahmen führen.

Im Rahmen der Projektvorbereitenden Studie [89] wurden an Bestandsstraßen aus Asphalt, und insbesondere an Brückenbelägen aus Asphalt, massive Spurrinnenbildung als Folge der klimatischen Veränderungen nachgewiesen. Dabei sind insbesondere die Hauptfahrstreifen betroffen. Die Schadensanalysen bestätigen zudem, dass das Schadenspotenzial erheblich zunimmt, wenn die extremen Klimaeinwirkungen in Kombination mit einer ungünstigen Verkehrsbeanspruchung (z. B. langsam fahrender bis stehender Verkehr, hoher Schwerverkehrsanteil) und/oder einer ungünstigen Ausrichtung der Strecke auftreten. Eine besonders hohe Anfälligkeit für Spurrinnenbildung infolge von Hitzeeinwirkung wurde bei nach Süden ausgerichteten Fahrbahnen auch in [31] festgestellt, da bei diesen die thermische Belastung durch verstärkt wirksame Solarstrahlung vergleichsweise hoch ausfällt. Darüber hinaus zeigten Untersuchungen, dass die Spurrinnenbildung bei Asphaltbefestigungen auf Brückenbauwerken besonders begünstigt wird. Dies hängt mit der starren (biegesteifen) Unterlage aus Beton oder Stahl und der vergleichsweise geringen Regeldicke des Brückenbelages zusammen. Aufgrund der daraus resultierenden ungünstigen Lastverteilung entstehen sehr hohe Schubspannungen in den Asphaltschichten, die wiederum eine Spurrinnenbildung begünstigen [89].

Erfahrungen und Forschungserkenntnisse zeigen, dass es vor allem innerhalb der ersten fünf Jahre nach Herstellung und Verkehrsfreigabe zur Bildung von Spurrinnen in der Asphaltdecke kommt [73]. Die Zustandsentwicklung dieses Schadensmerkmals kann dabei qualitativ als degressiv-konsolidierend abgeschätzt werden. Dies lässt sich zum einen darauf zurückführen, dass solche ungünstigen Kombinationen von Randbedingungen i.d.R. in den ersten Jahren nach der Verkehrsfreigabe auftreten. Zum anderen tritt im Laufe der Nutzungsdauer eine **Alterung** des Asphaltes ein, die sich insbesondere durch die Versprödung des Bindemittels infolge des Viskositätsanstiegs und der damit verbundenen Steifigkeitszunahme äußert und das Risiko für Spurrinnen mindert. Da die Geschwindigkeit und das Ausmaß des Alterungsprozesses ebenfalls signifikant von klimatischen Einflüssen abhängen, ist davon auszugehen, dass die prognostizierten Klimaänderungen auch den Alterungsprozess beschleunigen. Die durch die Alterung hervorgerufene Veränderung der Bindemitteleigenschaften äußert sich in einem verschlechterten Tieftemperaturverhalten. Bedingt durch die Erhöhung der Umgebungstemperatur und die Verstärkung der Strahlungsintensität verliert das Bindemittel an Flexibilität und wird zunehmend elastischer und spröde. Dies führt dazu, dass der Asphalt weniger Zugspannungen aufnehmen bzw. abbauen kann und entsprechend ein ungünstiges Rissverhalten bei tiefen Temperaturen aufweist. Diese Zusammenhänge verdeutlichen, dass bei der Entwicklung klimaoptimierter Asphaltkonzepte auch eine ausreichende Kälte- und Ermüdungsresistenz berücksichtigt werden müssen, um eine frühzeitige Schadensentwicklung zu verhindern und eine lange Nutzungsdauer zu gewährleisten.

Auch wenn aufgrund der prognostizierten Klimaänderungen davon auszugehen ist, dass die Belastung durch Frosteinwirkungen zukünftig tendenziell abnehmen dürfte und weniger Frosttage auftreten, wird es auch in der Zukunft sehr kalte Witterungsabschnitte geben, in denen die **Kälte- und Frosteinwirkungen** deutlich erhöht sind [67]. Demnach muss bei der intendierten Mischgutoptimierung zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit auch das Tieftemperaturverhalten und somit die schädigende Wirkung von Kälte und Frost auf Asphaltstraßenbefestigungen berücksichtigt werden.

Tiefe Temperaturen üben direkten Einfluss auf Asphaltbefestigungen aus, da diese bei verhindertem thermischen Schrumpf unmittelbar zur Entstehung von thermisch induzierten (kryogenen) Zugspannungen führen. Diese können durch innere Fließvorgänge selbsttätig abgebaut werden, wobei die Dauer des Spannungsabbaus von der Temperatur sowie der Viskoelastizität des Asphaltes abhängt.

Der zeitlich verzögerte viskose Spannungsabbau wird als Relaxation bezeichnet und erfolgt durch viskose Dehnung der Bindemittelfilme. Somit wird die Relaxationsfähigkeit von Asphalt maßgeblich durch die temperaturabhängige Viskosität des verwendeten Bindemittels bestimmt. Der kryogene Spannungsaufbau erfolgt bei Asphalten mit härterem Bindemittel deutlich ausgeprägter. Bei Temperaturen unter 0 °C nimmt die Relaxationsfähigkeit grundsätzlich progressiv ab. Vor allem ein rasanter Temperaturabfall führt zu hohen kryogenen Spannungen. Untersuchungen zeigen, dass die Relaxationszeit bei Temperaturen von +20 °C noch im Bereich von mehreren Sekunden liegt, während diese bei 0 °C bereits einige Minuten und bei -20 °C sogar mehrere Stunden beträgt [3]. Wenn die aufgebaute kryogene Zugspannung die vorhandene und ebenfalls temperaturabhängige Zugfestigkeit des Asphaltes übersteigt, kann es zu einer abkühlungsbedingten Rissbildung kommen [4]. Da die kryogenen Spannungen an der Fahrbahnoberfläche weitaus höhere Werte annehmen als in der Tiefe, ist besonders bei der Optimierung von Asphaltdeckschichtmischgut und Asphaltbinder auf eine ausreichende Widerstandsfähigkeit gegen Kälterissbildung zu achten.

Da die Frosteindringtiefe nicht nur von den thermophysikalischen Materialeigenschaften der Straßenbaustoffe abhängt, sondern auch von der Intensität und Dauer einer Frostperiode, wird sich diese infolge des projizierten Klimawandels auch verändern. Durch thermische Simulationen konnte gezeigt werden, dass in den kommenden Jahren nicht nur das Temperaturminimum erhöht, sondern auch die Auftretenshäufigkeit negativer Temperaturen in einer Asphaltbefestigung reduziert wird, sodass zukünftig mit geringeren dimensionierungsrelevanten maximalen Frosteindringtiefen zu rechnen ist [67]. Die dabei zugrundeliegenden Klimadaten basieren auf dem IPCC-Emissionsszenario A1B, das ein schnelles globales Wirtschaftswachstum unter gleichberechtigtem Einsatz aller möglichen Energiequellen berücksichtigt. So wurde festgestellt, dass die für den Referenzzeitraum 1980 bis 2009 ermittelte durchschnittliche Frosteindringung zukünftig nur noch selten und ab der 2. Hälfte dieses Jahrhunderts vermutlich nicht mehr erzielt wird. Dies bestätigen auch die aktuellen Forschungsergebnisse des Projekts FE 04.0332 [63].

Aufgrund des Temperaturanstiegs wird nicht nur die Spurrinnenbildung begünstigt, sondern auch die substanzielle Schädigung. Simulationsrechnungen zeigen, dass sich die klimatischen Veränderungen besonders gravierend auf die Ermüdung der Asphalttragschicht auswirken und diese erheblich beschleunigen [67]. Infolge des Klimawandels treten höhere Asphalttemperaturen auf, die zu einer Verringerung der Schichtsteifigkeiten führen. Es treten höhere Zugdehnungen an der Unterseite der Asphalttragschicht auf, die die schnellere Ermüdung bedingen, sodass die **Nutzungsdauer** beeinträchtigt wird.

Im Rahmen des FuE-Projektes „Projizierter Klimawandel und Dimensionierung von Straßenbefestigungen“ [106] wurde die Nutzungsdauer für eine definierte Asphaltstraßenbefestigung unter Annahme einer unveränderten Verkehrsbelastung und einer Verkehrsfreigabe zu Beginn dieses Jahrhunderts noch auf 25 bis 35 Jahre prognostiziert, während diese unter Annahme eines Nutzungsbeginns ab der zweiten Hälfte dieses Jahrhundert nur noch bei etwa 15 Jahren infolge der projizierten Klimaveränderungen lag. Im Weiteren wurde deutlich, dass die Ausprägung der zeitlichen Verkürzung regional sehr unterschiedlich ausfällt und von dem zugrunde gelegten Emissionsszenario, den thermophysikalischen Materialeigenschaften sowie der Bauweise (Schichtdicke und Schichtenfolge) abhängig ist [106].

Zu ähnlichen Aussagen kommt eine Studie, die sich räumlich auf das Umland der Stadt Dresden beschränkt. Mithilfe einer numerischen Simulation wurden auf Grundlage prognostizierter Klimadaten die Oberflächentemperaturen und der Temperaturverlauf innerhalb einer definierten Asphaltbefestigung für den Zeitraum von 2001 bis 2069 ermittelt und anschließend untersucht, wie die klimatischen Änderungen die Dauerhaftigkeit der Asphaltbefestigung beeinflussen [66]. Zur Evaluation der veränderten thermischen Belastung dienten Klimadaten aus dem Zeitraum von 1980 bis 2000 als Referenz. Die Ergebnisse zeigen einen signifikanten Anstieg des 30-jährigen Mittels der Fahrbahnoberflächentemperatur sowie der mittleren 30-jährigen Temperaturmaxima und -minima, die wiederum zu einer verstärkten thermischen Belastung von Asphaltstraßenbefestigungen führen. In Abbildung 4 ist beispielhaft die Änderung des zurückliegenden mittleren 30-jährigen Jahresmittelwertes der Fahrbahnoberflächentemperatur (Bezugszeitraum 1980 bis 2009) dargestellt.

Aufgrund dessen ist mit einer deutlich verkürzten Nutzungszeit zu rechnen, wobei diese ab dem zweiten Drittel dieses Jahrhunderts bei 70 % bis 80 % und ab der zweiten Hälfte dieses Jahrhunderts nur noch bei 45 % bis 55 % der angestrebten Nutzungszeit von 30 Jahren liegen wird. Dies bestätigen ebenfalls die die aktuellen Forschungsergebnisse des Projekts FE 04.0332 [63].

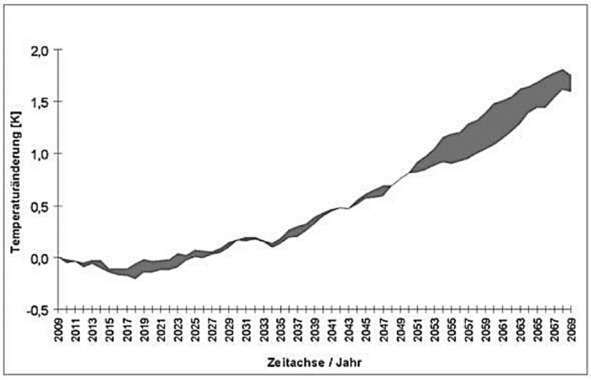


Abbildung 4: Bereich absoluter Veränderungen der 30-jährigen Mittelwerte der Fahrbahnoberflächentemperaturen (Referenzzeitraum 1980 - 2009) [66]

2.5 Kompensationsmaßnahmen

2.5.1 Allgemeines zur Wahl von Kompensationsmaßnahmen

Erste Erkenntnisse und Schadensanalysen weisen darauf hin, dass die im technischen Regelwerk etablierten Asphaltmischgüter und Bindemittel durch die erhöhten Beanspruchungen aus den klimatischen Veränderungen an ihre Grenzen stoßen. Die Untersuchungen zur Spurrinnenbildung auf ausgewählten Brückenbauwerken in [89] belegen, dass unter extremen Klimaeinwirkungen und Verkehrsbelastungen das Gebrauchsverhalten der nach den Anforderungen der TL Bitumen-StB [35] und der TL VBit-StB [34] hergestellten Bindemittel nicht mehr ausreichend ist, um die Beanspruchungen schadensfrei zu ertragen. So konnte infolge der extremen Belastungssituation und der unzureichenden Bindemitteleigenschaften massive Spurrinnenbildung auf Asphaltbefestigungen auf der freien Strecke, aber vor allem auf Brückenbauwerken dokumentiert werden. Auf dem Neckartalübergang (BAB 6 bei Heilbronn) bildeten sich bereits drei Monate nach der Verkehrsfreigabe im Sommer 2019 starke Spurrinnen, obwohl die beiden Bindemittel PmB 25/45 VL und 15/25 VL für den Brückenbelag mit einer Asphaltdeckschicht aus SMA 11 S auf einer Schutzschicht aus Gussasphalt MA 11 S ausgeschrieben wurden, um ein verformungsresistentes Asphaltkonzept zu verfolgen. Die Spurrinnen nahmen im darauffolgenden Sommer 2020 aufgrund der langen Hitzeperiode weiter zu. Mithilfe von umfangreichen Performance-orientierten Bindemitteluntersuchungen wurde für PmB 25/45 VL und 15/25 VL schließlich ein unzureichender Verformungswiderstand bei Wärme nachgewiesen. Ebenso erwiesen sich deren rheologische Eigenschaften bei sehr hohen Temperaturen im frischen als auch im gealterten Zustand als ungenügend, um bei den erhöhten Beanspruchungen aus Klima und Verkehr eine frühzeitige Schädigung der Asphaltbefestigung zu verhindern [89].

Durch eine gezielte Wahl und Optimierung der Mischgutkomponenten können eine erhebliche Verbesserung der Asphalt-Performance erzielt und auch die Auswirkungen klimatischer Veränderungen kompensiert werden. Optimierte Bauweisen und vorläufige verkehrstechnische Maßnahmen zur Vermeidung klimabedingter Straßenschäden wurden bereits im Rahmen einer Projektvorbereitenden Studie hinsichtlich ihres Kompensationspotenzials untersucht und bewertet [89]. Vor allem die noch nicht standardmäßig im technischen Regelwerk etablierten Hochleistungsbindemittel erweisen sich zur Konzeption klimaoptimierter Asphalte als besonders geeignet und sollten demnach zukünftig berücksichtigt werden. Für die Mischgutoptimierung spielt darüber hinaus die Asphaltmastix eine entscheidende Rolle, sodass neben dem Bindemittel auch die Füllerart, seine Granulometrie sowie das Füller/Bitumen-Verhältnis relevant sind.

Diverse Untersuchungen kamen zum Ergebnis, dass vor allem durch thermo-physikalische und lichttechnische Materialoptimierungen und Anpassungen der Asphaltzusammensetzung den Auswirkungen des Klimawandels auf den Asphaltoberbau entgegengewirkt werden kann [8, 69, 76, 78].

Eine gezielte Anpassung der Dimensionierung an den Klimawandel erwies sich zudem als zwingend erforderlich und ist daher Gegenstand aktueller Forschung (Forschungsprojekt FE 04.0332/2020/OGB „Anpassung der Dimensionierung an den Klimawandel“ (KlimDim) [63]).

Nachfolgend werden sämtliche Erkenntnisse zu möglichen Kompensationsmaßnahmen sowie Anpassungsstrategien zusammengetragen und im Weiteren zur Entwicklung von Konzepten klimaoptimierter Guss- und Walzasphalte zugrunde gelegt.

Der Vollständigkeit halber sei an dieser Stelle erwähnt, dass die thermische Beanspruchung einer Asphaltbefestigung auch durch weitere Maßnahmen, bspw. durch die Verwendung eines farblosen Bindemittels oder durch die Aufbringung eines reflektierenden weißen Straßenbelags, reduziert werden kann. Solange diese Maßnahmen jedoch mit horrenden Investitionskosten verbunden sind, werden diese aus ökonomischen Gründen keinen Einzug in die Straßenbaupraxis erhalten. In den nachfolgenden Ausführungen bleiben sie daher unberücksichtigt.

2.5.2 Optimierte Wahl und Eigenschaften des Bindemittels

Eine besondere Bedeutung bei der Mischgutoptimierung wird dem Bindemittel aufgrund seines stark temperaturabhängigen viskoelastischen Verformungsverhaltens beigemessen, welches wiederum von dessen Aufbau und kolloidaler Struktur abhängt. Je nach Art bzw. Sorte des Bindemittels können unterschiedliche Verformungseigenschaften im Asphalt bewirkt werden. Neben den Straßenbaubitumen zählen auch Polymermodifizierte Bindemittel (PmB) gemäß den TL Bitumen-StB [35] zu den Standardbindemitteln im deutschen Asphaltstraßenbau. Grundsätzlich führt eine gezielte Polymermodifizierung des Grundbitumens zu einer Verringerung der Temperaturempfindlichkeit und einer erweiterten Plastizitätsspanne, wodurch u. a. eine verbesserte Verformungsbeständigkeit des Asphaltes erzielt wird. Durch die Zugabe von Polymeren wird das elasto-viskose Verformungsverhalten so verändert, dass das elastische Rückverformungspotenzial erhöht wird und es aufgrund dessen zu einem Anstieg der verformungskritischen Temperatur kommt. Im Weiteren verbessern die Polymere das Haftverhalten am Gestein und wirken sich günstig auf die Langzeitalterung des Bindemittels aus.

Der Polymeranteil konventioneller PmB beträgt zwischen 3 % und 5 %. In Deutschland hat sich die Verwendung von elastomermodifiziertem Bitumen (PmB A) durchgesetzt. Die Zugabe von thermoplastischen Elastomeren bewirkt nachweislich eine signifikante Verbesserung der Kohäsion und Adhäsion als auch des Gebrauchsverhaltens bei hohen Temperaturen, ohne dabei das Tieftemperaturverhalten zu verschlechtern. Die Verbesserung der Verformungsbeständigkeit wird dabei durch Kettensegmente (z. B. Styrol-Blöcke) der Elastomere hervorgerufen, die durch ihre hohe Festigkeit die Verformungsbeständigkeit erhöhen.

Neben der Polymermodifizierung sind weitere Bindemittelkonzepte in der Straßenbaupraxis etabliert und in entsprechenden Regelwerken berücksichtigt. Eine besondere Bedeutung kommt hier den viskositätsveränderten Bindemitteln (hier abgekürzt als vB) zu, die gemäß den Technischen Lieferbedingungen für gebrauchsfertige viskositätsveränderte Bitumen (TL VBit-StB) [34] aus einem Grundbitumen (Straßenbaubitumen oder gebrauchsfertiges Polymermodifiziertes Bitumen nach den TL Bitumen-StB [35]) und geeigneten organischen Zusätzen bestehen. Ursprünglich wurden vB aus Gründen des Arbeitsschutzes und der Wirtschaftlichkeit für Gussasphaltanwendungen entwickelt. Durch die Zugabe von beispielsweise Wachsen kommt es zu einer Erhöhung des komplexen Schubmoduls und einer Abnahme des Phasenwinkels, was zu einer Erhöhung der Verformungsbeständigkeit im Gebrauchstemperaturbereich führt (Abbildung 5 und Abbildung 6).

Neben den im technischen Regelwerk berücksichtigten PmB und vB bietet der Markt jedoch bereits weitere, zum Teil hochpolymermodifizierte Bindemittel (nachfolgend als Hochleistungsbindemittel (HLB) bezeichnet). Diese zeichnen sich durch einen erhöhten Polymergehalt aus und erscheinen aufgrund ihrer verbesserten Performance-Eigenschaften vielversprechend, um auch den erhöhten Beanspruchungen infolge des Klimawandels standzuhalten. Untersuchungsergebnisse in [9] und [97] zeigen, dass mit steigendem Polymergehalt die elastischen Eigenschaften bei mittlerer und hoher Gebrauchstemperatur verbessert werden. Ein hoher Polymergehalt kann zudem das Tieftemperaturverhalten positiv beeinflussen [60]. Da das durch die Polymermodifizierung erzielte Verbesserungspotenzial nicht nur vom Polymergehalt, sondern auch vom eingesetzten Polymertyp und dessen Vernetzung mit dem Ausgangsbitumen abhängt, kommen zur Herstellung der HLB neben speziell ausgewählten Grundbitumen besonders leistungsfähige Polymere zum Einsatz. Wie in [96] dargelegt, kommt die Wirkung des Polymernetzwerks besonders bei Temperaturen oberhalb des Erweichungspunkts des verwendeten Bindemittels zum Tragen, sodass bei hohen Temperaturen eine verbesserte Standfestigkeit des Asphaltes erzielt wird.

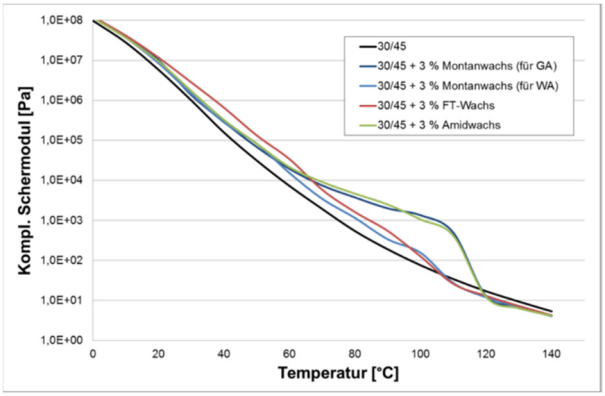


Abbildung 5: Vergleich der Verläufe des komplexen Schubmoduls eines Straßenbaubitumens 30/45 mit und ohne Viskositätsveränderung [55]

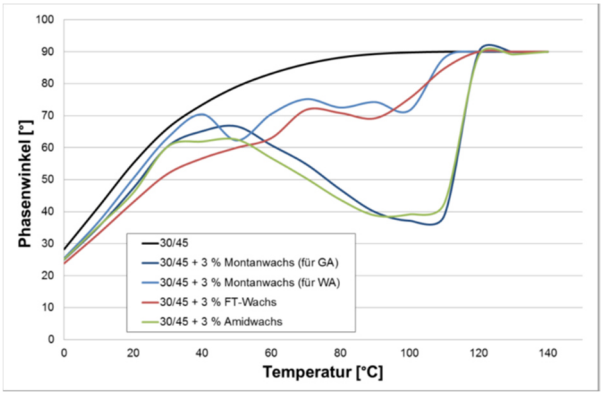


Abbildung 6: Vergleich der Verläufe des Phasenwinkels eines Straßenbaubitumens 30/45 mit und ohne Viskositätsveränderung [55]

Daneben werden entsprechende Zusätze für die Produktion von viskositätsveränderten HLB eingesetzt. In diesem Zusammenhang konnte besonders für synthetische Wachse mit großen Molekülen eine positive Wirkung auf das Steifigkeitsverhalten nachgewiesen werden [96]. Unterhalb ihrer Schmelztemperatur bilden die Wachse eine Kristallstruktur aus, durch die die Verformungsbeständigkeit deutlich erhöht wird.

Es darf dabei jedoch nicht außer Acht gelassen werden, dass das Gebrauchsverhalten zwar durch die Zugabe von Polymeren und viskositätsverändernden Zusätzen verbessert werden kann, aber maßgeblich vom verwendete Grundbitumen abhängt. Dessen Qualität ist vornehmlich durch die Provenienz der Rohöle bestimmt.

Im Rahmen der Bindemitteluntersuchungen in [89] wurden solche viskositätsveränderten HLB berücksichtigt und mit den bereits klassifizierten und im Regelwerk eingebundenen viskositätsveränderten Bindemitteln PmB 25/45 VL und 15/25 VL verglichen. Die Ergebnisse der DSR-Untersuchungen im T-Sweep zeigen, dass die untersuchten HLB aufgrund ihres höheren Polymergehalts ein elastischeres Verhalten aufweisen. Auch mittels des MSCR-Tests wurden deutlich geringere Dehnungen und gleichzeitig eine signifikant höhere Rückverformung und somit eine höhere Elastizität sowie eine verbesserte Standfestigkeit im frischen und gealterten Zustand nachgewiesen. Die beiden Bindemittel PmB 25/45 VL und 15/25 VL gemäß den TL VBit-StB [34] besitzen hingegen ein als ungünstig zu bewertendes Verformungsverhalten. Diese Erkenntnisse werden auch durch die Untersuchungsergebnisse in [97] belegt.

2.5.3 Optimierte Wahl und Eigenschaften des Füllers

Da die Asphaltmastix signifikant das Gebrauchsverhalten sowie die Verarbeitbarkeits- und Verdichtungseigenschaften des Asphaltes beeinflusst, ist neben der Qualität des Bindemittels auch die Beschaffenheit des eingesetzten Füllers relevant. In diversen Forschungsarbeiten konnte festgestellt werden, dass der Einfluss der Gesteinskörnung auf die Asphalteigenschaften mit kleiner werdendem Korndurchmesser signifikant zunimmt. Der Füller ist somit bei der Mischgutoptimierung von entscheidender Bedeutung. Als Füller wird gemäß den TL Gestein-StB [46] der mineralische Feinanteil einer Gesteinskörnung definiert, der überwiegend durch das 0,063 mm Sieb hindurchgeht. Grundsätzlich bewirkt die Zugabe von Füller durch einen Anstieg der Viskosität eine **Versteifung des Bindemittels**, eine Verbesserung der Adhäsion zwischen Bindemittel und Gesteinskörnung und eine Veränderung der Wasserbeständigkeit. Es ist jedoch festzuhalten, dass die gängigen Prüfverfahren bzw. Eigenschaften, die nach den TL Gestein-StB zur Bewertung der Füller herangezogen werden (Korngrößenverteilung, Hohlraumgehaltes an trocken verdichtetem Füller etc.) ab einem gewissen Grad keine ausreichende Differenzierung und treffsichere Bewertung der versteifenden Wirkung eines Füllers erlauben, obwohl dessen enorme Einflussnahme auf den Asphalt als auch dessen Komplexität schon hinlänglich verifiziert werden konnten [21]. Bei der Wahl des Füllers im Rahmen der Mischgutoptimierung zur Anpassung an die Klimaveränderungen ist besonders seine versteifende Wirkung von Interesse. Der Füller soll in Kombination mit dem Bindemittel ein Mastix erzeugen, die auch bei hohen Temperaturen eine ausreichende Steifigkeit besitzt

und so eine hohe Verformungsbeständigkeit garantiert. Daneben muss der Füller grundsätzlich immer die in den TL Gestein-StB [46] definierten Anforderungen erfüllen.

Der Einfluss des Füllers auf die Mastix- und Asphalteigenschaften erfolgt auf verschiedene Weise und ist von dessen geometrischen, chemisch-physikalischen als auch mineralogischen Eigenschaften sowie deren komplexen Zusammenspiel abhängig. So konnte bereits im Jahr 1962 nachgewiesen werden, dass sich die versteifende Wirkung von Füllern in Abhängigkeit von der **Gesteinsart** und der **Korngrößenverteilung** unterscheidet [93]. Zusätzlich variiert die Wirkung eines Füllers gleicher Gesteinsart in Abhängigkeit von der Art der Aufbereitung [92]. Der Mahlprozess erlaubt eine gezielte Steuerung der Korngrößenverteilung, die als eine der wichtigsten Füllereigenschaft gilt und sich maßgeblich auf die Mastix- und Asphalteigenschaften auswirkt [54]. Die mineralogische Zusammensetzung eines gemahlenen Füllers entspricht dabei der des Ursprungsgesteins, während bei Entstaubungsfüllern größere Abweichungen festzustellen sind. Zurückführen lässt sich dies auf einen hohen Anteil an ungünstigen und weichen Mineralen sowie minderwertigen Beimengungen und Verunreinigungen, die bei der Herstellung von Gesteinskörnungen bei wiederholtem Brechen zuerst abplatzen und somit in höherem Maße in Entstaubungsfüllern enthalten sind. Die Korngrößenverteilung hängt hier auch im Wesentlichen von der Witterung (Luftfeuchtigkeit und Niederschlag) vor und während der Herstellung ab [92].

Die Ausführungen in [100] zeigen, dass bei gleichem Füllergehalt und Ausgangsbitumen ein Füller mit einer hohen Feinheit eine höhere Viskosität der Mastix hervorruft. Mit der Feinheit des Füllers verbessert sich somit seine versteifende Wirkung, da mit zunehmender Feinheit auch die spezifische Oberfläche zunimmt. Die Korngröße beeinflusst als Primäreigenschaft zudem den **Hohlraumgehalt** des Füllers, der als Kenngröße für die versteifende Wirkung des Füllers herangezogen wird und zur Abschätzung des Bindemittelanspruchs des Füllers dient. Durch die Ermittlung des Hohlraumgehaltes von trocken verdichtetem Füller nach Rigden lässt sich die Ermüdungsbeständigkeit der Mastix abschätzen. Diese Füllereigenschaft kann gemäß den Erkenntnissen aus [98] als Qualitätskriterium für Füller herangezogen werden und sollte durch die Einführung eines Grenzwertes zur Qualitätssicherung genutzt werden. Wie die spezifische Oberfläche des Füllers stellt auch der Hohlraumgehalt nach Rigden gemäß den Hinweisen für die Verwendung der Mörtelkomponenten Füller und Zusätze im Asphalt (H FZ- Füller) [54] eine zusammenfassende Kenngröße dar. Neben der Korngrößenverteilung hat auch die Kornform einen wesentlichen Einfluss auf den Hohlraumgehalt und damit auf die versteifende Wirkung des Füllers. Diese wird von der Gesteinsart und -struktur als auch vom Aufbereitungsprozess bestimmt.

Die durch den Füller hervorgerufene Versteifung des Bindemittels geht mit einer Viskositätserhöhung einher, die dazu führt, dass der Mastix im Gebrauchstemperaturbereich weniger temperaturempfindlich reagiert und sich der Verformungswiderstand erhöht. Die versteifende Wirkung des Füllers hängt im Wesentlichen von dessen Adsorptionswirkung ab, die wiederum durch bestimmte Füllereigenschaften beeinflusst werden kann. Bei der Verwendung des gleichen Ausgangsbitumens zeigte sich, dass der Einsatz von Füller mit **großer spezifischer Oberfläche** eine verbesserte Adsorption des Bindemittels an der Oberfläche der Füllerpartikel bewirkt, was auf die verbesserte Interaktion zwischen Bindemittel und Füller aufgrund einer größeren Kontaktfläche zurückzuführen ist. Die Ergebnisse in [105] belegen, dass mit zunehmender spezifischer Oberfläche des Füllers sowohl der Ermüdungs- als auch Verformungswiderstand einer Asphaltmastix erhöht wird. Die spezifische Oberfläche des Füllers hat somit Einfluss auf die Wechselwirkung zwischen Füller und Bindemittel und wird von den Primäreigenschaften Korngröße, Kornform und der Oberflächenbeschaffenheit bestimmt.

In [98] wurden mithilfe diverser Regressionsanalysen die Auswirkungen verschiedener Füllerparameter auf die Ermüdungsbeständigkeit der Asphaltmastix untersucht. Die Untersuchungen ergaben, dass die Ermüdungsbeständigkeit der Mastix durch einen feuchten Füller negativ beeinflusst wird. Beim Mischprozess der Mastix aber auch des Asphaltes konnte Blasenbildung und somit Lufteinlagerung infolge des verdampfenden Wassers aus dem Füller beobachtet werden, was zur Minderung der Ermüdungsbeständigkeit führt. Aufgrund dessen sollte daher nur vollständig getrockneter Füller zur Herstellung von Mastix und Asphalt eingesetzt werden [98]. Feuchte Füller neigen auch zur Bildung von Konglomeraten: sie verändern bzw. verfälschen damit die Korngrößenverteilung und reduzieren die Feinheit.

Über die Wirkung eines Füllers und ob dieser im Asphaltstraßenbau verwendet werden darf entscheidend letztlich seine **chemisch-mineralogische Zusammensetzung**. Füller mit ungünstiger Zusammensetzung und schädlichen Feinanteilen sind generell auszuschließen [46]. Füller dürfen weder organische noch quellfähige Bestandteile enthalten, da diese unter Wassereinwirkung zum Aufquellen oder Auflösen neigen und sich negativ auf die Affinität zwischen Bitumen und Füller auswirken. Zu den weiteren negativen Folgen zählen eine deutlich erhöhte Wasserempfindlichkeit und reduzierte Festigkeit des Asphaltes.

Die **Oberflächenenergie** eines Füllers ist ein weiterer Parameter, der dessen versteifenden Eigenschaften beeinflusst. Sie gibt die Energie an, die zum Aufbrechen chemischer Bindungen erforderlich ist, um die Oberfläche eines Materials zu vergrößern und ist ein Maß für die Benetzbarkeit eines Füllers mit Bindemittel. Generell gilt, dass eine gute Benetzbarkeit gegeben ist, wenn die benetzende Flüssigkeit (Bitumen) eine niedrigere oder gleich große Oberflächenenergie besitzt wie der zu benetzende Festkörper (Füller). Diese Energie kann nur auf indirekte Weise bestimmt werden indem die Adhäsionsarbeit zwischen einer Oberfläche und Probelösungen mit bekannter Oberflächenenergie gemessen wird (z. B. Wilhelmy-Platten-Methode, Methode des hängenden Tropfens). Die Adhäsionsarbeit beschreibt dabei die Arbeit, die zur Trennung zwei angrenzender Phasen einer Flüssig-Flüssig oder Flüssig-Fest-Phasengrenze verrichtet werden muss. Dabei gilt, dass Gesteine der gleichen Gesteinsart nicht grundsätzlich die gleichen Oberflächenenergien aufweisen [59]. In [64] wurde die unterschiedliche Wirkung verschiedener Füller auf das gleiche Ausgangsbitumen auf deren Oberflächenenergie zurückgeführt. Die Ergebnisse aus [20] bestätigen diese Erkenntnisse und zeigen, dass die durch die Füllerzugabe hervorgerufene Versteifung des Bindemittels im Wesentlichen auf die physikalisch-chemische Wechselwirkung zwischen der Fülleroberfläche und dem Bindemittel zurückzuführen ist, während die Volumenkonzentration nur einen geringen Einfluss besitzt. [59].

Des Weiteren hat die **Oberflächenladung** des Füllers einen signifikanten Einfluss auf dessen versteifende Wirkung. Beim Abbindevorgang in der Mastix kommt es zur Anlagerung der Asphaltene an die gegensätzlich geladene Fülleroberfläche. Eine möglichst hohe positive Ladung des Füllers begünstigt dabei die Adhäsion zum negativ geladenen Bitumen. Füller mit schwach positiv geladener Oberfläche neigen hingegen zur Ausflockung. Die Oberflächenladung eines Füllers kann durch das Zeta-Potenzial charakterisiert werden. Das Zeta-Potenzial eines Kolloidsystems ist definitionsgemäß das elektrische Potenzial, kann als Maß für die Stabilität einer kolloidalen Dispersion herangezogen werden und charakterisiert die adhäsive Wechselwirkung zwischen Füller und Bitumen. Ein hohes Zeta-Potenzial charakterisiert eine stabile Dispersion und wirkt Agglomeration bzw. Ausflockung entgegen. Bei der Bewertung des Zeta-Potenzials sollte stets der pH-Wert berücksichtigt werden, da dieser die Ladungsverhältnisse an den Gesteinsoberflächen und am Bitumen verändern kann. Der pH-Wert des Füllers beeinflusst damit auch signifikant die Hafteigenschaften. Da Bitumen einen schwach sauren Charakter besitzt, gilt die Kombination mit einem basischen, Carbonat-reichen Füller als besonders günstig, weil durch die wasserabweisenden Eigenschaften des Füller nur eine geringe Gefahr der Bindemittelablösung besteht [88]. Zurückzuführen ist dies auf die 2-wertigen Kationen, die die Oberflächen von basischen Gesteinen besetzen und mit den sauren Komponenten des Bitumens feste und wasserunlösliche Verbindungen eingehen [14].

Auch wenn die **Rohdichte** des Füllers keinen Einfluss auf seine versteifende Wirkung hat, sollte diese Kenngröße ebenfalls bei der Wahl des Füllers berücksichtigt werden, da diese als Maß für die Gleichmäßigkeit des Füller herangezogen werden kann [54]. Unterliegt die Rohdichte deutlichen Schwankungen ist von Inhomogenitäten im Gesteinsvorkommen und einer wechselnden mineralogischen Zusammensetzung des Füllers auszugehen. Diese Qualitätsunterschiede wirken sich unmittelbar auf die Wirkung des Füllers in der Mastix und im Asphaltmischgut aus, und machen den Herstellungsprozess bzw. die erzielten Mischguteigenschaften nicht bzw. kaum vorhersagbar.

Als Füller für den Asphaltstraßenbau eignen sich grundsätzlich solche Gesteinsmehle, die sämtliche in den TL Gestein-StB formulierten Anforderungen erfüllen. Füller verschiedener Ursprungsgesteine finden daher in der Straßenbaupraxis Verwendung. Zu diesen zählen bspw. Kalkstein-Füller, Diabas-Füller, Basalt-Füller, Grauwacke-Füller, Rhyolith-Füller oder Granodiorit-Füller. Aufgrund seiner positiven Eigenschaften, die sich als Resultat seiner Zusammensetzung und zweckmäßigen Aufbereitung ergeben, sowie seiner weiten Verbreitung hat sich

ungebrannter gemahlener Kalkstein als Zuschlagstoff in der Straßenbaupraxis seit vielen Jahren gut bewährt. Grundsätzlich bezeichnet Kalkstein ein chemisch-biogenes Sedimentgestein. Die Entstehung von Kalkstein ist auf die Ablagerung des carbonatischen Ausgangsmaterials und die anschließende Diagenese zurückzuführen, bei der die Ablagerungen durch Druck oder Zementation zum Gestein verfestigt werden. Kalkstein setzt sich fast ausschließlich aus dem Mineral Calcit $CaCO_3$ (Calciumcarbonat) zusammen. Hinsichtlich seiner Struktur und seines Gefüges weist Kalkstein jedoch eine große Variabilität auf, da diese von der Art und Wirkungsweise der an der Zusammensetzung beteiligten Organismen bestimmt werden. Aufgrund dessen gestaltet sich auch die geologische Klassifikation von Kalkstein vielseitig und führt zu einer eher konfusen Nomenklatur. So lassen sich Kalksteine u. a. nach Gefügemerkmalen, nach der Art und Menge der Beimengungen oder nach dem geologischen Bildungsraum einteilen und bezeichnen. Es haben sich damit sowohl petrographische (die chemische und mineralogische Zusammensetzung betreffende) als auch stratigraphische (die Schicht- und Altersabfolge betreffende) Bezeichnungen etabliert. Muschelkalk ist bspw. eine stratigraphische Bezeichnung, die einen Abschnitt der Trias mit spezifischer Fazies beschreibt und ist als petrographische Bezeichnung nicht verwendbar. Der Begriff Fazies umfasst alle während der Sedimentation gebildeten strukturellen Merkmale sowie den Fossilinhalt eines Gesteins

Kalkstein-Füller zeichnen sich durch eine gleichmäßige Kornabstufung, ein dichtes Gefüge sowie durch eine kubische Kornform aus [90]. Beim Vergleich mit Füllern anderer Ursprungsgesteine (z. B. Diabas und Grauwacke) zeigten die Kalkstein-Füller einen deutlich höheren Feinanteil auf [88]. Dies wird durch die entsprechenden REM-Aufnahmen (Abbildung 7) veranschaulicht. In [105] wurde für Kalkstein anhand von Aufnahmen mit dem Rasterelektronenmikroskop (REM) eine fein gegliederte Oberflächenstruktur nachgewiesen. Aufgrund seiner gleichbleibenden Kubizität und Granulometrie nahe der Fuller-Kurve werden Kalkstein-Füller gute Gebrauchseigenschaften zugeschrieben. Da Kalkstein positiv geladen ist, wird eine gute Adhäsion zum negativ geladenen Bindemittel erzielt (hohe Potenzialdifferenz). Die Oberflächenladung wird dabei maßgebend von dem pH-Wert beeinflusst. Da Kalkstein basisch ist und folglich einen hohen pH-Wert aufweist, ist eine starke adhäsive Wechselwirkung zum schwach sauren Bitumen vorhanden. In [88] konnte für Kalkstein-Füller auch eine alterungshemmende Wirkung nachgewiesen werden. Gemäß den Ausführungen in [110] kann Kalkstein-Füllern eine geringe Reaktionsfähigkeit zugeschrieben werden. Kalkstein weist aufgrund seines hohen Calciumcarbonatgehaltes keine funktionellen Gruppen an seiner Oberfläche auf und kann somit keine Bindungen eingehen. Auch die Untersuchungen in [100] konnten keine chemischen Reaktionen mit Kalkstein nachweisen und bestätigen somit seine geringe Reaktionsfähigkeit. Neben der Rohdichte dient bei Kalkstein-Füllern auch der Calciumcarbonatgehalt als Maß für die Homogenität der mineralogischen Zusammensetzung.

Wie in [54] beschrieben, hat der Gehalt an Calciumionen (Ca^{2+}), die bei der Hydrolyse von Calciumcarbonat entstehen, einen positiven Einfluss auf die

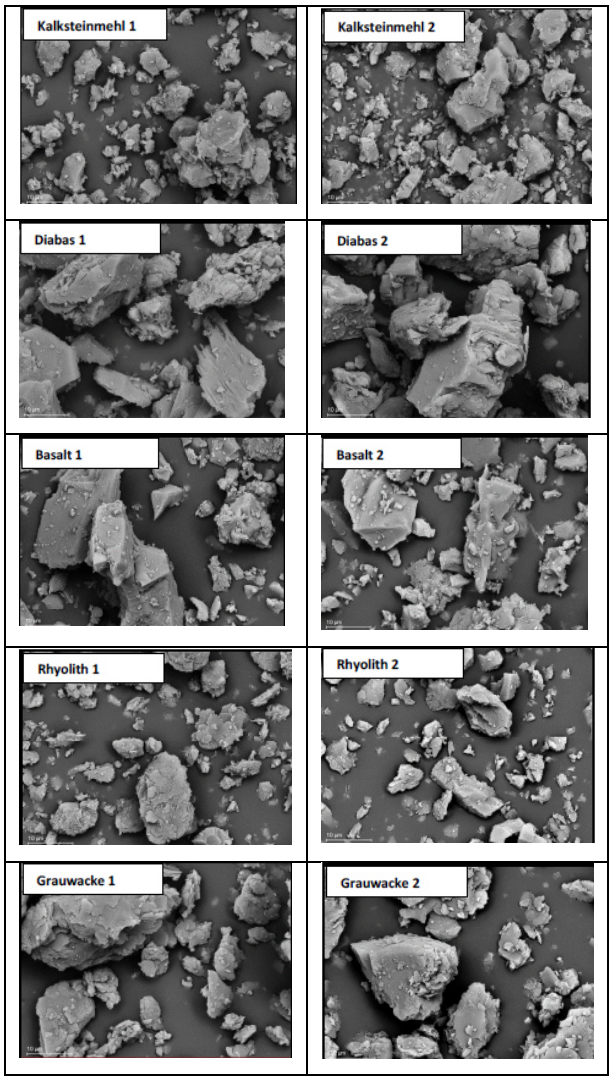


Abbildung 7: REM-Aufnahmen verschiedener Füller bei einer 5.000-fachen Vergrößerung [88].

Affinität zum Bitumen, dessen Alterungsempfindlichkeit als auch auf die Wasserempfindlichkeit des Asphaltes. Gemäß den TL Gestein-StB [46] muss Kalksteinmehl einen Mindestgehalt an Calciumcarbonat von 70 M.-% aufweisen. Anhand dieses Gehaltes lässt sich Kalksteinmehl in die drei Kategorien CC_{70} ($CaCO_3$-Gehalt ≥ 70 M.-%), CC_{80} (≥ 80 M.-%) oder CC_{90} (≥ 90 M.-%) einteilen.

Einen positiven Effekt auf die Dauerhaftigkeit von Asphalt hat die Zugabe von **Kalkhydrat**. Bei höheren Temperaturen zersetzen sich Calciumcarbonate in Calciumoxid CaO (Branntkalk) und Kohlenstoffdioxid CO_2. Dieser Prozess wird als Dissoziation (Entsäuerung) bezeichnet und erfolgt bei Temperaturen zwischen 800 °C und 1.000 °C [45]. Kalkhydrat entsteht schließlich durch kontrolliertes Löschen (Wasserzugabe) des Branntkalkes. In Abhängigkeit von der Zusammensetzung des Branntkalkes weisen Kalkhydrate unterschiedliche Calciumhydroxidgehalte ($Ca(OH)_2$) auf. Kalkhydrat setzt sich somit zwar größtenteils aus Calciumhydroxid zusammen, kann aber auch Nebenbestandteile enthalten. Es wird in geringen Mengen (üblicherweise 1 M.-% bis 1,5 M.-% nach den H FZ- Kalkhydrat [45]) mineralischem Füller zugegeben und kommt somit nur als Mischfüller bei der Asphaltherstellung zum Einsatz. Während der Einsatz von Mischfüller in der nationalen Straßenbaupraxis nicht weit verbreitet ist, hat sich dieser in den USA bereits seit Jahren etabliert. In den USA hat sich der Einsatz von Kalkhydrat vor allem als wirksamer Zusatzstoff zur Vermeidung von Schäden durch Frost- und Wassereinwirkung bewährt. Die durch die Zugabe von Kalkhydrat hervorgerufenen positiven Effekte sind vor allem darauf zuzuführen, dass Kalkhydrat die Oberflächenbeschaffenheit des Mineralstoffs durch die Anlagerung von Calciumionen verändert und die Entwicklung einer Oberflächenstruktur durch Ausfällung fördert. Beides verstärkt schließlich die Bindung des Bitumens an die Gesteinskörnung [24]. Auch in [91] wurde bereits im Jahr 1999 die Wirkung von Kalkhydrat auf das Quell- und Haftverhalten unter Wassereinwirkung untersucht und eine quellungshemmende Wirkung für Kalkhydrat nachgewiesen. Dabei wurde durch die Zugabe von 1 M.-% Kalkhydrat bereits eine Minderung der Quellung von 50 % erzielt. Die quellungshemmende Wirkung von Kalkhydrat war dabei von dessen Calciumhydroxid-Gehalt $Ca(OH)_2$ abhängig und war bei Kalkhydraten mit einem hohen $Ca(OH)_2$ Anteil ausgeprägter. Daneben konnte in [91] und in [14] eine haftverbessernde Wirkung von Kalkhydrat festgestellt werden. Auch unter Einsatz von haftkritischen Mineralstoffen mit quellfähigen Verunreinigungen führte die Zugabe von Kalkhydrat zu einer Verbesserung der Haftung zwischen Mineralstoff und Bindemittel.

In einer umfangreichen Literaturauswertung [24] zur Wirkung von Kalkhydrat wurden sämtliche Erkenntnisse zusammengetragen. In dieser aber auch in [71] wird auch die alterungshemmende Wirkung von Kalkhydrat nachgewiesen. So verzögert Kalkhydrat den chemischen Alterungsprozess von Bitumen, indem es die Bildung von Asphaltenen, den alterungsrelevanten Komponenten des Bitumens, hemmt. Es konnte außerdem gezeigt werden, dass auch die Bildung von Ketonen, Anhydriden und Carbonsäuren verringert wird, die sich als Zwischenprodukte bei der Alterung bilden. Diese besitzen aufgrund der funktionellen Carbonyl- bzw. Carboxyl-Gruppe einen polaren Charakter und gelten daher als alterungsempfindlich. Kalkhydrat führt zu deren Neutralisation und verzögert somit den Alterungsprozess. Die Zugabe von Kalkhydrat führt ebenfalls zu einer verstärkten Versteifung der Mastix, was auf dessen hohe spezifische Oberfläche zurückzuführen ist [24]. Dies erhöht auch die Steifigkeit des Asphaltes sowie dessen Verformungs- und Ermüdungsbeständigkeit. Dabei ist die versteifende Wirkung des Kalkhydrats von der Temperatur abhängig. Während der Versteifungseffekt bei hohen Temperaturen stark ausgeprägt ist, ist dieser bei Temperaturen unterhalb der Raumtemperatur nicht erkennbar und somit mit herkömmlichen mineralischen Füllern gleichzusetzen. Der hervorgerufene Versteifungseffekt wirkt sich folglich nicht negativ auf die Rissbeständigkeit und das Tieftemperaturverhalten aus [14, 24, 71].

2.5.4 Optimierte Zusammensetzung der Mastix

Die optimale Zusammensetzung der Mastix ist bei der Mischgutoptimierung entscheidend. Besonders beim Gussasphalt erfolgt die Lastabtragung nicht über das Gesteinskörnungsgerüst, sondern über die durchgehende Mastixphase. Der Splittmastixasphalt enthält ebenfalls einen hohen Anteil an Füller und ist in seiner Zusammensetzung darauf abgestimmt, dass die Asphaltmastix einen dauerhaften Zusammenhalt und eine Verklebung des Gesteinskörnungsgerüsts sichert und damit widerstandsfähig und verformungsbeständig ist.

Wie in Kapitel 2.5.3 bereits beschrieben, führt der Einsatz von Füller zu einer Versteifung des Bindemittels und damit zu einer erhöhten Verformungsbeständigkeit von Asphalt. Dieser Effekt ist von der Füllersorte abhängig und resultiert aus deren unterschiedlicher Adsorptionswirkung. Dabei können sich die Eigenschaften von Füllern in Kombination mit Bitumen verändern [68]. Auch die Untersuchungen in [88] weisen nach, dass Füller in Kombination mit verschiedenen Bindemitteln unterschiedliche Wirkungen besitzen. Daher sollte Füller nicht nur gesondert anhand seiner isolierten Eigenschaften betrachtet werden, sondern auch in Kombination mit dem Bindemittel. Das viskoelastische Verhalten der Mastix ist somit auch vom eingesetzten Bindemittel abhängig. Der Grad der Versteifung hängt bei einer Mastix, die sich aus einem Füller und einem PmB zusammensetzt, von der Mineralogie des Füllers, der Art des Polymers und vor allem von deren Wechselwirkungen ab [11].

Neben der Qualität des verwendeten Bindemittels und des Füllers spielt auch **das Füller/Bitumen-Verhältnis** eine wesentliche Rolle für das Verhalten der Asphaltschicht. In [103] wurde die Wirkung des Füller/Bitumen-Verhältnisses und der Bitumensorte auf die rheologischen Eigenschaften der Mastix untersucht. Es zeigte sich, dass die Ermüdungsbeständigkeit von Asphalt durch einen zu hohen Füllergehalt ernsthaft beeinträchtigt werden kann und dass die Härte des Bindemittels bei einem hohen Füller/Bitumen-Verhältnis keinen entscheidenden Einfluss mehr auf die Ermüdungsbeständigkeit ausübt.

2.5.5 Optimierte Wahl und thermophysikalische Eigenschaften der Gesteinskörnung

Aufgrund des thermoviskosen Verhaltens des Bindemittels werden die Asphalteigenschaften, vor allem bei hohen Temperaturen, auch signifikant von der Art und Zusammensetzung der Gesteinskörnung bestimmt. Durch eine gute Kornabstufung und gezielte Wahl der Gesteinsart ist es möglich, den Verformungswiderstand zu verbessern.

Die Erwärmung einer Asphaltbefestigung hängt insbesondere von ihren thermophysikalischen Eigenschaften ab, die durch die Asphaltzusammensetzung, die **Wärmeleitfähigkeit** der einzelnen Straßenbaustoffe und der Asphaltschichten, sowie dem Hohlraumgehalt der eingebauten Asphaltschichten bestimmt werden. Die Wärmeleitfähigkeit ist generell ein Maß für den Wärmestrom und gibt den Wärmeenergieabfluss in Richtung eines Temperaturgefälles an. Somit verbessert eine erhöhte Wärmeleitfähigkeit das Übertragen und Ableiten von Wärme. Feldmessungen in [76] zeigen, dass der Temperaturverlauf in einem Asphaltkörper in Abhängigkeit von der Asphaltzusammensetzung variiert, was auf die unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeiten der verwendeten Ausgangsstoffe zurückzuführen ist. Die Berechnungen in [76] belegen, dass das Temperaturverhalten eines Asphaltkörpers wesentlich von der Wärmeleitfähigkeit beeinflusst wird. So ergaben sich je nach berechneter Tiefe Temperaturunterschiede in Abhängigkeit von der Mischgutzusammensetzung und demnach der Wärmeleitfähigkeit.

Die Wärmeleitfähigkeit von Asphalt wird mit Werten zwischen 0,6 W/(m*K) und 1,4 W/(m*K) angegeben, während die von Bitumen nur bei 0,16 W/(m*K) liegt [108]. Da Bitumen aufgrund seiner sehr geringen Wärmeleitfähigkeit wärmeisolierend wirkt, sinkt die Wärmeleitfähigkeit eines Asphaltmischgutes mit steigendem Bindemittelgehalt. Gleichzeitig nimmt die Wärmeleitfähigkeit bei gegebenem Bindemittelgehalt mit dem Verdichtungsgrad zu [108]. Da die Gesteinskörnung den volumetrisch größten Anteil in einem Asphaltmischgut einnimmt, wird die Wärmeleitfähigkeit des Asphaltes vor allem durch die verwendete Gesteinskörnung bestimmt. Im Gegensatz zum Bitumen besitzen die im Straßenbau verwendeten Gesteine eine vergleichsweise hohe Wärmeleitfähigkeit, die jedoch in Abhängigkeit von der Gesteinsart stark variiert. So liegt die Wärmeleitfähigkeit von Quarzit bei 5,5 W/(m*K) während die von Kalkstein bei 2,7 W/(m*K) und die von Basalt sogar bei nur 1,7 W/(m*K) liegt [104]. Demnach steigt die Wärmeleitfähigkeit eines Asphaltmischgutes mit zunehmendem Anteil der Gesteinskörnung. Aufgrund seiner Zusammensetzung und des fehlenden Korngerüstes weisen Deckschichten aus Gussasphalt daher auch eine geringere Wärmeleitfähigkeit auf als solche aus Asphaltbeton. In der Literatur wird für die Wärmeleitfähigkeit von Deckschichten aus Gussasphalt ein Wert von 1,09 W/(m*K) und für Deckschichten aus Asphaltbeton von 1,31 W/(m*K) angegeben [5]. Eine hohe Wärmeleitfähigkeit der Asphaltdeckschicht hat grundsätzlich einen großen Abfluss von Wärmeenergie in die darunter liegenden Schichten zur Folge. Dies führt zu einer verringerten Erwärmung der Deckschicht, vorausgesetzt die darunter liegenden Schichten sind gut wärmeleitend, sodass ein Wärmestau ausgeschlossen ist [87].

In [78] konnte durch thermische Simulation gezeigt werden, dass unter (extrem heißer) sommerlicher Beanspruchung eine Erhöhung der Wärmeleitfähigkeit der Asphaltdeckschicht von 1,0 W/(m*K) auf 4,0 W/(m*K) tagsüber zu einer Temperaturabsenkung von 2,7 K und nachts zu einer Temperaturerhöhung von 1,0 K führt. Dieses Ergebnis wurde für die beiden untersuchten Fahrbahnbefestigungen nach der RStO 01 (Autobahn mit einer Deckschicht aus Splittmastixasphalt und Landstraße mit einer Deckschicht aus Asphaltbeton) unabhängig von der Ausführungsvariante bzw. dem Schichtaufbau erzielt. In [72] konnte durch eine Erhöhung der Wärmeleitfähigkeit von 1.0 W/(m*K) auf 1,35 W/(m*K) eine um bis zu 3 K reduzierte maximale Fahrbahnoberflächentemperatur erreicht werden.

Da die Wärmeleitfähigkeit von Gesteinskörnungen stark variiert, kann durch eine gezielte Wahl der Gesteinsart die Temperaturentwicklung innerhalb einer Asphaltstraßenbefestigungen und folglich auch der Verformungswiderstand beeinflusst werden. In [76] konnte der Zusammenhang zwischen der Rohdichte eines Asphaltmischgutes AC 11 D S und dessen Temperaturverhalten verifiziert werden. Dabei wurde nachgewiesen, dass die Wärmeleitfähigkeit des Asphaltes mit steigender Rohdichte des Asphaltmischgutes abnimmt, wobei die Rohdichte des Asphaltmischgutes vor allem durch die Rohdichte der eingesetzten Gesteinskörnung bestimmt wird. Außerdem zeigen die Ergebnisse aus [76], dass „Asphalte mit hoher Rohdichte einen positiven Einfluss auf das Temperaturverhalten von Asphalt haben können“ [76]. Diese Erkenntnis lässt sich auch mit den Untersuchungsergebnissen aus [75] und [12] verknüpfen, die für Elektroofenschlacke (EOS) einen positiven Einfluss auf die Erwärmung und folglich auf die Verformungsbeständigkeit einer Asphaltbefestigung nachweisen konnten.

In [75] wurde festgestellt, dass durch den Einsatz verschiedener Gesteinsarten, aber sonst gleicher Mischgutzusammensetzung, verschiedene Temperaturen innerhalb der Asphaltbefestigung vorherrschen. Auf einem Erprobungsabschnitt auf der Bundesautobahn A 5 erfolgte in allen Schichten ein vollständiger Ersatz von konventioneller Gesteinskörnung mit Elektroofenschlacke (EOS), sodass ein Vergleich des Temperaturverhaltens einer Asphaltbefestigung mit EOS und einer mit konventionellen Gesteinskörnungen ermöglicht wurde. Es zeigte sich, dass im Frühjahr und Sommer die Erwärmung der Asphaltbefestigung mit konventioneller Gesteinskörnung über einen Tag deutlich stärker ausfällt, als bei der Asphaltbefestigung mit EOS. Zudem wurde deutlich, dass das Erwärmen und Abkühlen der einzelnen Schichten aus EOS im Vergleich zeitlich verzögert erfolgt, wobei dies mit zunehmender Tiefe immer weniger ausgeprägt ist.

Auch die Versuchsergebnisse in [12] belegen, dass der Verformungswiderstand eines Splittmastixasphaltes aus SMA 11 S durch den Einsatz von gezielt aufbereiteten Elektroofenschlacken im Splittbereich unter Berücksichtigung des thermischen Verhaltens verbessert werden kann.

Im Rahmen der Untersuchungen erfolgte eine Kombination von konventionell eingesetzter Gesteinskörnung aus Moräne mit den gleichen Volumenanteilen aus EOS in den Kornklassen 2/5, 5/8 und 8/11 mm. Besonders die Versuchsvarianten mit EOS in der Kornklasse 8/11 wiesen einen überaus günstigen Verformungswiderstand auf, der mithilfe von einaxialen Druckschwellversuchen ermittelt wurde. Neben der standardmäßigen Prüftemperatur von 50 °C wurden die Versuche auch bei einer Prüftemperatur von 60 °C und 40 °C durchgeführt, um die Temperaturabhängigkeit der modifizierten Mischgutvarianten aus Splittmastixasphalt zu bewerten. Dabei konnte für die Varianten mit EOS in der Kornklasse 8/11 auch die geringste Temperaturempfindlichkeit nachgewiesen werden. Zur Erfassung des thermischen Verhaltens wurden die Versuchsvarianten auch einer künstlichen Bestrahlung mithilfe einer modifizierten Sonnenlichtsimulationsanlage unterzogen und die Temperaturzustände gemessen. Unter Einbindung des zuvor ermittelten Verformungswiderstands, charakterisiert durch die jeweilige Dehnungsrate, war es möglich „mittlere Dehnungsraten als Verformungswiderstand unter Berücksichtigung des thermischen Verhaltens“ theoretisch zu berechnen [12]. Hier wurde ebenfalls bestätigt, dass sich besonders die Varianten mit EOS in der Kornklasse 8/11 als besonders günstig erweisen. Somit stellt der Teilersatz der konventionellen Gesteinskörnung durch EOS im Splittbereich eine Möglichkeit dar, die Verformungsbeständigkeit bei extremen sommerlichen Witterungsbedingungen zu erhöhen [12]. Aufgrund der dunkelgrauen Farbgebung führt der Einsatz von EOS in einer Asphaltdeckschicht jedoch zu einer dunklen Fahrbahnoberfläche. Daher sollte eine Aufhellung mit hellen konventionellen Gesteinskörnungen erfolgen, um die Albedo zu erhöhen und somit die Fahrbahnoberflächentemperatur zu vermindern. Aufgrund des geringen Quarzgehaltes und der daraus

resultierenden geringen Wärmeleitfähigkeit von EOS sollte zur Verbesserung der thermophysikalischen Eigenschaften die zu kombinierende konventionelle Gesteinskörnung neben einer hellen Grundfarbe auch einen hohen Quarzgehalt und hohe Wärmeleitfähigkeit aufweisen. Durch die Kombination mit quarzreicher konventioneller Gesteinskörnung kann der für Gestein mit hohem Quarzgehalt in [87] nachgewiesene Effekt der Temperaturverringerung in der Tiefe genutzt werden.

Einen wesentlichen Einfluss auf die Temperatur des Asphaltoberbaus hat zudem die Albedo der Straßenoberfläche. Die Albedo dient als Maß des **Reflexionsvermögen**s thermischer Strahlung und kann gezielt angepasst werden. Durch die Verwendung von heller Gesteinskörnung und den Einsatz von hellem Abstreumaterial kann das Reflexionsvermögen erhöht und die Erwärmung des Asphaltes vermindert werden, da weniger Strahlungsenergie aufgenommen wird [76, 89]. Durch ein erhöhtes Reflexionsvermögen kann somit auch der Widerstand gegen plastische Verformungen bei Wärme optimiert werden. Da bei Gussasphaltdeckschichten zur Verbesserung der Anfangsgriffigkeit stets eine große Menge und Vielzahl an Abstreumaterial verwendet wird, besteht hier ein besonders großes Optimierungspotenzial hinsichtlich des Reflexionsvermögens.

In Zusammenhang mit dem Reflexionsvermögen einer Straßenoberfläche aus Asphalt sind nur die einfallenden kurzwelligen Strahlungsanteile (etwa 10^{-7} bis 10^{-6} m Wellenlänge und somit größtenteils sichtbares Licht) von Interesse. Das Reflexionsvermögen kurzwelliger Sonneneinstrahlung einer frisch aufgetragenen Asphaltdeckschicht ist dabei am geringsten und liegt gemäß [78] bei 5 %. Somit werden 95 % der Sonneneinstrahlung von der frischen Deckschicht aufgenommen und führen zu deren Erwärmung. Durch eine gezielte Aufhellung der Asphaltdeckschicht lässt sich problemlos das Reflexionsvermögen auf 25 % erhöhen [78]. Die Simulationsergebnisse in [78] zeigen, dass eine durch Aufhellung der Asphaltdeckschicht erzielte Erhöhung des Reflexionsvermögens von 5 % auf 25 % dazu führt, dass die maximale Fahrbahnoberflächentemperatur im Sommer um bis zu 7 K geringer ausfällt. Die in [72] mithilfe des Energiebilanzsatzes durchgeführten Sensitivitätsanalysen ergaben, dass bei einer um ±1 % veränderten Albedo, eine Änderung der Fahrbahnoberflächentemperatur von ±0,5 K erzielt wird. Schließlich verdeutlichen die Vergleichsrechnungen in [106], dass bei sonst gleichen Randbedingungen die Nutzungsdauer mithilfe eines erhöhten Reflexionsvermögens der Asphaltdeckschicht verlängert werden kann. Dies kann bspw. durch eine Aufhellung der Fahrbahnoberfläche unter Verwendung heller Gesteinskörnungen und Abstreusplitte erzielt werden. So wurde für die optimierten Asphaltvarianten gegenüber der nicht angepassten Asphaltvariante eine um 0,6 K niedrigere Oberflächentemperatur simuliert.

Zur Aufhellung der Fahrbahnoberfläche werden häufig quarzitische Gesteinskörnungen genutzt, die sich auch, wie zuvor beschrieben, durch eine vergleichsweise hohe Wärmeleitfähigkeit auszeichnen [78]. In [87] zeigte sich, dass die Erwärmung einer Asphaltbefestigung unter Verwendung von Gesteinen mit hohem Quarzgehalt günstig beeinflusst und die Asphalttemperatur unter sonnenähnlicher Beanspruchung verringert wird. In Deutschland wird im kommunalen Straßenbau gemäß [7] vor allem Hanauer Quarzit als Aufhellungsgestein in Asphaltdeckschichten eingesetzt, wodurch eine um 8 K verringerte Asphalttemperatur erzielt werden kann. Im Zuge zweier Bauprojekte auf den Autobahnen 48 und 61 wurde die Asphaltdeckschicht aus Gussasphalt MA 5 S mit Hanauer Quarzit abgestreut. Durch diese Maßnahme konnte die Oberflächentemperatur gegenüber einer dunklen (nicht abgestreuten) Asphaltdeckschicht um 10 K reduziert werden [7].

Im Allgemeinen wird das Reflexionsvermögen einer Straßenoberfläche mit zunehmender Liege- und Nutzungsdauer erhöht, da es wegen des Witterungseinflusses und des Verkehrs zu einem fortschreitenden Abtragen des Bitumenfilms an der Straßenoberfläche kommt und die Gesteinskörnung optisch mehr hervortritt. Dieser Effekt kann durch eine Oberflächenbehandlung der Asphaltdeckschicht auch schon frühzeitig erzielt werden. Zum Erhalt eines optimierten Reflexionsvermögens einer aufgehellten Straßenoberfläche ist sicherzustellen, dass diese regelmäßig gesäubert wird, um einer Verminderung der Albedo durch Schmutzablagerung und Verfärbung entgegenzuwirken [61]. Weitere positive Nebeneffekte, die sich durch aufgehellte Fahrbahnoberflächen ergeben, sind eine verbesserte Erkennbarkeit bei Dunkelheit und somit eine erhöhte Verkehrssicherheit, sowie eine energieeffizientere Straßenbeleuchtung, da Leuchtmittel mit geringer Leuchtdichte eingesetzt werden können.

In [69] konnte nachgewiesen werden, dass nicht nur die Art, sondern auch die Gesteinskorngröße einen Einfluss auf den Aufhellungsgrad von Asphalt hat. So zeigten feine helle Gesteinskörnungen eine größere Wirksamkeit bei der Aufhellung von Asphalt als grobe helle Gesteinskörnungen, was auf die höhere spezifische Oberfläche der feinen Gesteinskörnungen zurückzuführen ist.

Im Rahmen des FE 07.0276/2014/LRB „Asphaltoberbau und extreme Temperaturen“ [7] wurden vier verschiedene Ansätze zur Herstellung und Konzeption klimaoptimierter Asphalte entwickelt und erprobt, die sich hinsichtlich des Konzepts zur Aufnahme und Ableitung von Wärme in die Asphaltbefestigung voneinander unterscheiden. Dies wurde durch den Einsatz verschiedener Gesteinskörnungen und Abstreumaterialien realisiert, durch die eine Variation der Wärmeleitfähigkeit im Asphaltoberbau und des Reflexionsvermögens der Asphaltdeckschicht ermöglicht wurde. Es wurde untersucht, ob und in welchem Maße die zusätzliche Beanspruchung infolge des Klimawandels durch gezielte Anpassung der Wärmeleitfähigkeit und des Reflexionsvermögens kompensiert werden kann. Bei Ansatz 1 wurde ein schnelles Ableiten von Wärme in tiefere Schichten durch eine erhöhte Wärmeleitfähigkeit erprobt, was durch den Einsatz von Quarzit und Kalkstein im Asphaltoberbau umgesetzt wurde. Im Gegensatz dazu wurde bei Ansatz 2 durch eine verringerte Wärmeleitfähigkeit, unter Verwendung von EOS, das Eindringen von Wärme in die Asphaltbefestigung minimiert bzw. verhindert. Bei Ansatz 3 wurde eine Kombination aus hoher und niedriger Wärmeleitfähigkeit in den verschiedenen Asphaltschichten erprobt, während bei Ansatz 4 eine Verbesserung des Reflexionsvermögens und somit ein geringerer Wärmeeintrag mithilfe heller Gesteinskörnung (Quarzit) verfolgt wurde. Auf Basis dieser Ansätze wurden verschiedene Asphaltmischgüter konzipiert und hinsichtlich ihrer thermophysikalischen und lichttechnischen Eigenschaften untersucht. Aus unterschiedlichen Kombinationen der konzipierten Mischgüter wurden dann definierte Asphaltaufbauten zusammengesetzt.

Die Ergebnisse belegen eine Korrelation zwischen der Wärmeleitfähigkeit eines Asphaltmischgutes und der des verwendeten Gesteins und zeigen, dass eine hohe Wärmeleitfähigkeit des Gesteins auch die des Asphaltmischgutes erhöht. So wurden die höchsten Wärmeleitfähigkeiten (2,60 W/(m*K) bis 3,09 W/(m*K)) an den mit Quarzit hergestellten Asphaltmischgutvarianten nachgewiesen, während für die mit EOS hergestellten Asphaltmischgutvarianten eine deutlich geringe Wärmeleitfähigkeit (1,23 W/(m*K) bis 1,29 W/(m*K)) charakteristisch ist. Bei realitätsnaher thermischer Beanspruchung definierter Asphaltaufbauten im Laboratorium konnte festgestellt werden, dass höhere Temperaturen in der Deckschicht auftreten, wenn Deck-, Binder- als auch Tragschicht nur eine geringe Wärmeleitfähigkeit besitzen.

Zudem wurden der Einfluss einer hellen Gesteinskörnung sowie die Wirkung einer Oberflächenbehandlung auf das Reflexionsvermögen einer Asphaltdeckschicht untersucht. Die Ergebnisse belegen, dass durch den Einsatz einer hellen Gesteinskörnung und heller Abstreusplitte generell verbesserte lichttechnische Eigenschaften erzielt werden können. Die mit dunklem Gestein (Diabas) hergestellte Asphaltdeckschichtvariante, die keiner Oberflächenbehandlung unterzogen wurde und damit einer frischen Asphaltdeckschicht mit durchgängigem Bindemittelfilm entspricht, wies im Rahmen der Untersuchungen das niedrigste Reflexionsvermögen auf. Die Asphaltdeckschichtvariante, die ebenfalls aus dunklem Gestein (EOS) hergestellt, aber einer Oberflächenbehandlung (Glasbruchbestrahlung) unterzogen wurde, zeigt im Vergleich nur ein geringfügig höheres Reflexionsvermögen auf. Bei einem mit dunklem Gestein hergestellten Asphaltdeckschichtmischgut kann folglich keine Verbesserung des Reflexionsvermögen durch eine Oberflächenbehandlung bewirkt werden. Ein signifikant verbessertes Reflexionsvermögen konnte an der Asphaltdeckschichtvariante nachgewiesen werden, die mit hellem Gestein (Quarzit) hergestellt und deren Oberfläche behandelt wurde.

Die positive Wirkung günstiger thermophysikalischer und lichttechnischer Eigenschaften auf die Erwärmung einer Asphaltbefestigung konnte somit mehrfach bewiesen werden. Es zeigt sich, dass in vielen Projekten die Eigenschaften Reflexionsvermögen und Wärmeleitfähigkeit zur Reduzierung der Temperatur in den Asphaltschichten und zur Erhöhung des Verformungswiderstandes im Vordergrund stehen. Moräne und Quarzit werden in diesem Zusammenhang oftmals favorisiert. Dennoch sollten die thermophysikalischen und lichttechnischen Eigenschaften nicht zu Lasten anderer Eigenschaften bei der Wahl der Gesteinskörnung für die Herstellung klimaoptimierter Asphalte überschätzt werden. Gesteine, die sich durch besonders

günstige thermophysikalische und/oder lichttechnische Eigenschaften auszeichnen, besitzen öfters ungünstige bautechnische Eigenschaften und werden daher als Zuschlagstoffe im Sinne der Projektziele ausgeschlossen. Grundsätzlich müssen sämtliche Anforderungen gemäß den TL Gestein-StB [46] erfüllt sein. Um das Risiko einer frühzeitigen Schädigung zu mindern, sollten die für die Mischgutoptimierung eingesetzten Gesteine vor allem durch einen hohen Widerstand gegen Zertrümmerung und einen ausreichenden Widerstand gegen Frostbeanspruchung charakterisiert sein sowie einen guten Haftverbund zum Bindemittel sicherstellen. Gesteine für Deckschichten sollten zudem eine hohe Polierresistenz aufweisen. Helle quarzitische Gesteine eignen sich vor allem als Abstreumaterial. Gemäß der Forschungserkenntnisse stellt dies eine effiziente Maßnahme dar, um die Erwärmung einer Asphaltbefestigung signifikant zu reduzieren.

3. Abschätzung der vertikalen Temperaturverhältnisse in Asphaltdeckschichten auf Brückenbauwerken

3.1 Modellentwicklung

3.1.1 Allgemeines zu den Modellen

Die Beurteilung der Temperaturverhältnisse in Asphaltdeckschichten auf Brückenbauwerken ist von entscheidender Bedeutung für die Sicherheit und Langlebigkeit dieser Konstruktionen. Extremtemperaturen beeinflussen die Integrität der Konstruktion durch Rissbildung bei extrem kalten, und plastischen Verformungen (Spurrinnenbildung) bei extrem hohen Temperaturen und haben somit erhebliche Auswirkungen auf die Lebensdauer von Brücken. In diesem Kapitel wird die im Rahmen des Forschungsprojekts entwickelte Methode zur Bewertung der vertikalen Temperaturverhältnisse in Asphaltdeckschichten auf Brücken dargestellt. Sie basiert auf einem Finite-Elemente-Modellierungsansatz (FEM), der es ermöglicht, die vertikale Wärme- und Temperaturverteilung mit hoher zeitlicher und räumlicher Auflösung zu berechnen. Die Integration von Modellparametern aus technischen Angaben sowie Eingangsdaten aus meteorologischen Messungen und Sensoren in den Asphaltdeckschichten ermöglicht eine zuverlässige Berechnung der Temperaturverhältnisse und deren Validierung.

Durch diese Methode sollen die Temperaturverhältnisse in Asphaltdeckschichten auf Brückenbauwerken hinreichend präzise bewertet werden. Darüber hinaus soll die Untersuchung der Auswirkungen des Klimawandels auf diese Temperaturverhältnisse und die Berücksichtigung möglicher Veränderungen der Materialeigenschaften erfolgen. Dieser Ansatz kann damit das Pavement Management System verbessern, um die langfristige Leistungsfähigkeit und Befahrbarkeit von Brückenbauwerken in Zeiten sich ändernder klimatischer Bedingungen zu gewährleisten.

Im Verlauf dieses Kapitels werden die entwickelte Methode im Detail erläutert, die zugrunde liegenden Modelle und Annahmen beschrieben und Einblicke in die praktische Anwendung und Validierung gegeben. Als Grundlage dient die Auswertung der Messdaten der Neckartalbrücke an der Bundesautobahn BAB 6 in Baden-Württemberg sowie der Weserbrücke an der BAB 1 in Bremen, wo in gewissem Maße bereits eine Klimaoptimierung des Asphaltoberbaus betrieben worden ist.

3.1.2 Vorüberlegungen

Bei der Entwicklung der Methode zur Beurteilung der vertikalen Temperaturverhältnisse in Asphaltdeckschichten auf Brückenbauwerken sind mehrere wesentliche Überlegungen zu berücksichtigen:

- Übertragung des Modellierungsansatzes von [89] auf Brückenbauwerke: Die Herausforderung besteht darin, diesen Ansatz auf die spezifischen Gegebenheiten des aktuellen Forschungsvorhabens zu übertragen. Dazu zählt die Beurteilung der Strahlungs- und Wärmeflüsse an der Unterseite von Brückenbauwerken.
- Annahmen über den Unterbau unterhalb der Asphaltschutzschicht: Aufgrund der begrenzten zur Verfügung stehenden Informationen und Daten wird die Annahme getroffen, dass eine 30 cm dicke Stahlbetonunterlage vorliegt.
- Zweistufiges Validierungsverfahren: Aufgrund der begrenzten Kenntnisse zu Materialeigenschaften wird ein zweistufiges Validierungsverfahren angewendet. Zuerst erfolgt die Modellierung der Schichttemperaturen auf der Höhe

der Messsensoren. Anschließend wird die Modellausgabe mithilfe einer linearen Regression auf die Messdaten kalibriert, um die Genauigkeit der Ergebnisse zu erhöhen.

- Vereinfachung komplexer Interaktionen: Die Interaktionen zwischen der Asphaltschicht, dem Verkehr und der Atmosphäre sind äußerst komplex. Um die Modellierung praktikabel zu gestalten, sind einige Vereinfachungen notwendig. So werden schnelle Temperaturveränderungen aufgrund von Niederschlägen nicht berücksichtigt, da sie nicht gleichzeitig mit den extremsten Temperaturbelastungen auftreten. Ebenso werden horizontale Energieflüsse innerhalb des Brückenoberbaus und in der Atmosphäre nicht betrachtet und lediglich vertikale Wärmeflüsse berücksichtigt. Dies entspricht der vereinfachten Idealisierung, dass alle betrachteten Schichten homogen und unendlich ausgedehnt sind.
- Wärmeübergang und Materialparameter: Der Wärmeübergang zwischen der Asphaltdeckschicht und der Luft wird hauptsächlich durch den Verkehr und nicht durch den Wind beeinflusst. Daher wird ein konstanter Wärmeübergangskoeffizient angenommen. Da genaue Materialparameter oft nicht verfügbar sind, wird die Modellausgabe nur anhand von Messdaten mithilfe einer linearen Regression angepasst.
- Sensitivität der Materialparameter: Diese wird durch den Vergleich mehrerer Messdatenreihen und einer Regressionsanalyse ermittelt. Auf diese Weise kann der Einfluss dieser Parameter auf die Temperaturverhältnisse im Asphaltkörper sowohl qualitativ als auch quantitativ erfasst werden.
- Rechenkapazitäten: Ein FEM-Modell ist grundsätzlich sehr rechenintensiv, insbesondere dann, wenn es flächendeckend angewendet werden soll, um geografisch referenzierte Informationen zu erzeugen. Die numerische Kosten-Nutzen-Bilanz der Anwendung fällt in diesem Projekt aufgrund der geringen Verfügbarkeit von Grundlagendaten aus tatsächlichen Messungen und der damit verbundenen hohen Unsicherheiten der numerischen Modellierung ungünstig aus. Aus diesem Grund wird zusätzlich ein Machine-Learning Algorithmus (ML) entwickelt. Dieser berechnet die thermische Belastung aus den verfügbaren Wetterdaten und den kalibrierten Ausgabedaten des FEM-Modells. So wird das FEM-Modell über die Anwendung auf die Klimadaten der Vergangenheit und der Zukunft implizit angewendet. Dieses Verfahren reduziert die benötigte Rechenzeit um 98 %.

Diese Vorüberlegungen sind wesentlich, um die Modellstruktur und die zugrunde liegenden Annahmen zu etablieren, die in diesem Forschungsprojekt erarbeitet werden, um die zukünftige Belastung durch Extremtemperaturen und die möglichen Kompensationsmaßnahmen bei der Neukonzeption klimaoptimierter Asphalte bewerten zu können.

Auf diesen Grundlagen basieren auch die Ansätze der Klimamodellierung im Rahmen des sich aktuell in Bearbeitung befindenden Forschungsprojekts FE 04.0332 [63]. Die Vorteile der harmonisierten Vorgehensweise in beiden Projekten liegen nicht nur in der deutlichen Reduzierung des Arbeitsaufwands und der dadurch erreichten Effizienzsteigerung, sondern auch in der Schaffung von einheitlichen Grundlagen für die Analyse und Bewertung thermischer Belastungen. Dies trägt zur Stärkung der wissenschaftlichen Reliabilität und der Anwendbarkeit der Forschungsergebnisse bei. Des Weiteren werden in den beiden Projekten die gleiche Referenzperiode von 1991 bis 2020, sowie die gleichen Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 vereinheitlicht genutzt. Der Vergleich der zukünftigen Änderungen der jeweils berechneten Anforderungsgrößen mit den Werten aus der Referenzperiode von 1991 bis 2020 garantiert die Aktualität der daraus gewonnenen Erkenntnisse.

Insgesamt bieten die Maßnahmen im Rahmen der Vereinheitlichung der Klimamodellierung einen strukturierten und transparenten Ansatz zur Bewältigung der Klimafolgen im Asphaltstraßenbau und eröffnen eine Vielzahl von weiteren Vorteilen. Die Integration eines einheitlichen Modellierungsansatzes erleichtert nicht nur die Interpretation von Ergebnissen, sondern ermöglicht auch die parallele Anwendung durch verschiedene Akteure unter vergleichbaren Bedingungen, was wiederum Ressourcen schont. Durch die Vereinheitlichung der Klimamodellierung entsteht eine Grundlage für eine einheitliche Bewertung der Auswirkungen des Klimawandels auf die Dauerhaftigkeit von Asphaltstraßenbefestigungen. Jedoch ist es weiterhin wichtig, die Interpretation beider Ansätze im Hinblick auf un-

terschiedliche Datensätze und Untersuchungszwecke an die jeweiligen Ausgangsfragestellungen anzupassen.

3.1.3 Eingangsdaten und Modellparameter

Modellparameter umfassen essenzielle Angaben zu den Annahmen über den Aufbau der Asphaltschichten, die im Modell verwendet werden. In diesem Projekt werden folgende Modellparameter berücksichtigt, die in Kapitel 2 bereits erläutert wurden:

- Wärmeübergangskoeffizienten
- Wärmeleitfähigkeit
- Spezifische Wärmekapazität
- Raumdichte
- Albedo
- Emissivität
- Schichtdicke

In Tabelle 1 sind die Eckdaten der Neckartalbrücke und der Weserbrücke zusammengefasst.

Tabelle 1: Angaben über die Modellparameter der Neckartalbrücke und der Weserbrücke [89]

	Neckartal-brücke	Weser-brücke
Geografische Lage		
Geographische Breite	49.184444 °N	53.027 °N
Geographische Länge	9.215556 °E	8.867 °E
Höhe über dem Meeresspiegel	155 m ü.d.M.	10 m ü.d.M.
Deckschichtparameter		
Schichtdicke	4 cm	4 cm
Wärmeübergangskoeffizient	20 W/m²*K	20 W/m²*K
Wärmeleitungskoeffizient	0,7 W/m*K	0,7 W/m*K
Spezifische Wärmekapazität	1.010 J/kg*K	1.010 J/kg*K
Raumdichte	2.510 kg/m³	2.510 kg/m³
Albedo	0,2	0,35
Emissivität	0,93	0,93
Schutzschichtparameter		
Schichtdicke	3 cm	3 cm
Wärmeleitungskoeffizient	0,7 W/m*K	0,7 W/m*K
Spezifische Wärmekapazität	1010 J/kg*K	1.010 J/kg*K
Raumdichte	2510 kg/m³	2.510 kg/m³

Neben den Modellparametern spielen auch die meteorologischen Eingangsdaten eine zentrale Rolle. Diese Daten umfassen die Temperatur und die Globalstrahlung aus dem Jahr 2020. Die Wahl dieses Jahres erfolgte aus Gründen der Datenverfügbarkeit. Die Temperaturdaten für die Asphaltschichten wurden mithilfe von eingebauten Sensoren gemessen, die aufgrund ihrer Anordnung und der halbstündlichen Auflösung eine verlässliche Grundlage bieten.

Die meteorologischen Eingangsdaten wurden aus dem ERA5-Datensatz interpoliert. Wie bereits in Kapitel 2.3 beschrieben, wurde dieser Datensatz gewählt, da er eine Abdeckung der geographischen Variabilität bietet, die über die Möglichkeiten der Verwendung von weiter entfernten Wetterstationsdaten hinausgeht, und sowohl Temperatur- als auch Strahlungsdaten in stündlicher Auflösung enthält. Die Standorte, an denen die Daten erfasst wurden, umfassen die Neckartalbrücke an der BAB 6 und die Weserbrücke an der BAB 1.

Die Heatmapplot-Abbildung der Lufttemperatur und der Solarstrahlung in Abbildung 8 sowie die einzelnen Histogramme der mittleren Lufttemperatur und Solarstrahlung in Abbildung 9 und Abbildung 10 ermöglichen eine Analyse der Beziehung zwischen diesen beiden meteorologischen Größen. Ähnlich wie bei den thermischen Parametern der Asphaltschicht zeigt auch die Lufttemperatur in Verbindung mit der Solarstrahlung eine bimodale Verteilung. Dies bedeutet, dass es zwei lokale Maxima der Häufigkeiten gibt. Zusätzlich ergibt sich eine positive Korrelation zwischen Lufttemperatur und Solarstrahlung, da höhere Temperaturen mit intensiverer Sonneneinstrahlung einhergehen. Das breite Maximum bei Lufttemperaturen von 0 °C bis 10 °C und einer Solarstrahlung von 1.500 W/m²*d bis 2.000 W/m²*d repräsentiert typische Wintertage, bei denen moderate Temperaturen und eine niedrige Sonneneinstrahlung vorherrschen. Das weitere Maximum bei einer Lufttemperatur von etwa 20 °C und einer Solarstrahlung von 4.000 W/m²*d bis 6.000 W/m²*d entspricht dagegen Bedingungen, die an warmen Sommertagen auftreten, die durch höhere Temperaturen und intensivere Sonneneinstrahlung charakterisiert sind.

Das Spektrum der Strahlungsbedingungen ist zudem an Sommertagen größer, da eine größere Variation der Solarstrahlung beobachtet wird, während die Temperaturen an Wintertagen stärker variieren als die Strahlung.

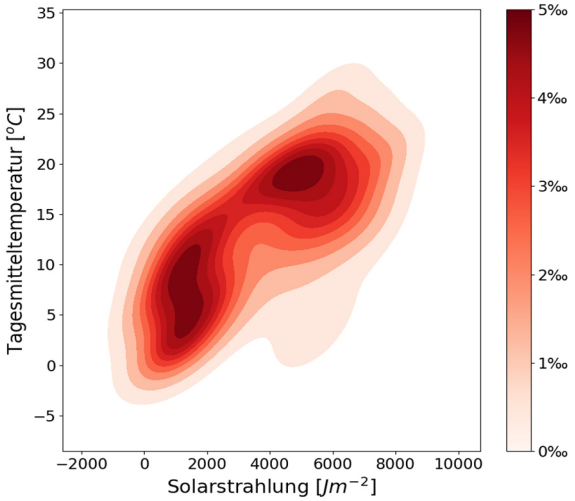


Abbildung 8: Heatmapplot der mittleren täglichen Lufttemperatur und Solarstrahlung aus dem ERA5-Datensatz an der Neckartalbrücke

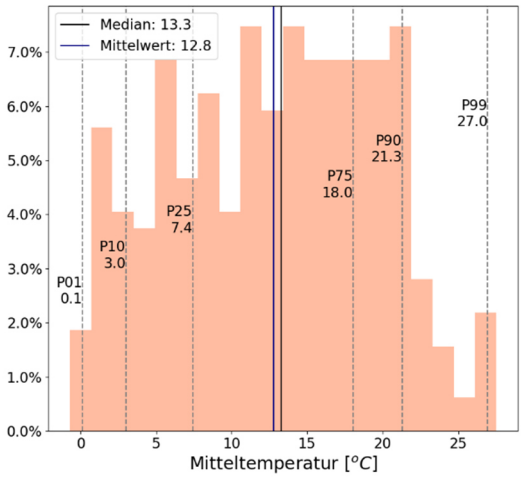


Abbildung 9: Häufigkeitsverteilung der mittleren täglichen Lufttemperatur am Standort der Neckartalbrücke aus dem ERA5-Datensatz

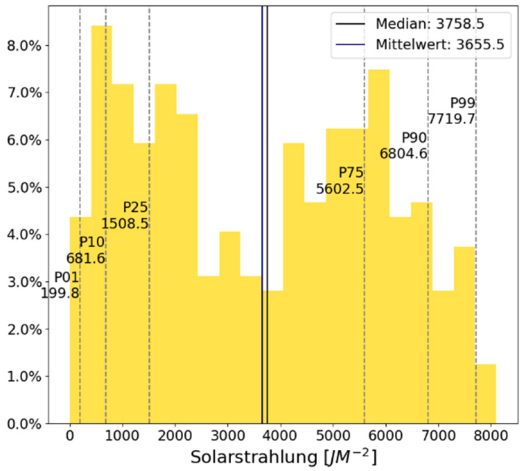


Abbildung 10: Häufigkeitsverteilung der mittleren täglichen Solarstrahlung am Standort der Neckartalbrücke aus dem ERA5-Datensatz

3.1.4 Modellierungsansatz: Finite Elemente Modell (FEM)

Für die Methode zur Beurteilung der vertikalen Temperaturverhältnisse in Asphaltdeckschichten auf Brückenbauwerken wird ein Modellierungsansatz auf Grundlage der Finite-Elemente-Methode (FEM) verwendet. Dieser Ansatz ermöglicht eine detaillierte Analyse der Temperaturverteilung entlang der vertikalen Achse der Asphaltdeckschichten und berücksichtigt verschiedene Wärmeübertragungsprozesse. Es ist wichtig anzumerken, dass horizontale Temperaturveränderungen oder Wärmetransporte zwischen verschiedenen Seiten der Brückenoberfläche nicht in die Berechnungen einbezogen werden. Auch horizontale Wärmetransporte aufgrund der horizontalen Gradienten von Lufttemperatur, sowie latenten und fühlbaren Wärmeflüssen zwischen dem Brückenbauwerk und der Umgebungsluft werden aufgrund des großen numerischen Aufwandes und fehlender Datensätze zur Validierung nicht berücksichtigt.

Das Modell stellt ein eindimensionales Säulenmodell dar, bei dem die Asphaltdeckschichten in Schichten mit konstanten Dickenabständen von 2 mm unterteilt werden. Die zeitliche Diskretisierung erfolgt in Intervallen von einer Sekunde, damit die numerische Stabilität gewährleistet ist. Diese hohe zeitliche und räumliche Aufteilung ermöglicht eine sehr hoch aufgelöste Erfassung der Temperaturverteilung im Laufe der Zeit sowie deren zeitlicher Änderung. Auf der anderen Seite wird dafür eine sehr hohe Rechenleistung benötigt. Auf einem Prozessor mit 32 GB Arbeitsspeicher dauert die Berechnung des Temperaturverlaufs über ein Jahr an einem Punkt rund eine Stunde. Das Modell wird in einer open-Source-Python-Umgebung realisiert, wobei die Berechnungen selbst in einem in das Modell integrierten Fortran-90 Programm stattfinden, da diese Programmiersprache effizienter bei der Durchführung von Loops ist. Als Anfangsbedingungen wurde eine homogene Temperaturverteilung angenommen. Nach rund 6-8 Stunden gleichen sich die Berechnungen unterschiedlicher Anfangsbedingungen an. Deshalb wurde in der Implementation der erste Tag nicht berücksichtigt.

Die Grundlage des Modells bildet die prognostische Wärmeleitungs- und Temperaturgleichung. Diese Gleichung beschreibt die Temperaturänderung in den Schichten im Laufe der Zeit und berücksichtigt dabei eine Vielzahl von Wärmeübertragungsprozessen. Diese umfassen unter anderem folgende:

- Strahlungswärmeflüsse zwischen der Oberfläche und der Unterseite: Dies berücksichtigt die Auswirkungen von Sonneneinstrahlung und langwelliger Abstrahlung. Durch die Verschattung der Unterseite, erhält diese weniger Solarstrahlung und dies führt zu einem Wärmestrom von der Ober- zur Unterseite der Konstruktion.
- Konvektion / fühlbarer Wärmefluss durch Wärmeübergang zwischen der Asphaltschicht bzw. der steifen Brückenunterlage und der Umgebungsluft: Dies umfasst den Einfluss von Luftströmungen und Temperaturunterschieden. Im hier verwendeten FEM-Ansatz wird die Konvektion durch den Verkehr und nicht durch die Windturbulenz forciert, was zu einem konstanten Wärmeübergangskoeffizienten und einem insgesamt stärkeren konvektiven Wärmeübergang führt.
- Wärmeleitung durch Temperaturunterschiede zwischen den Schichten: Dies ermöglicht die Erfassung von Temperaturgradienten innerhalb einer Asphaltdeckschicht.
- Wärmespeicherung durch spezifische Wärmekapazität: Dies hat Auswirkungen auf die zeitliche Verzögerung von Temperaturänderungen und die Temperatur einer Schicht.

3.1.5 Validierungsansatz: Abgleich und Kalibrierung mit Messdaten

Die Kalibrierung der Modellergebnisse anhand der verfügbaren Messdaten stellt einen entscheidenden Schritt in der Validierung dar. Sie dient dazu, die Genauigkeit des Modells zu überprüfen und gegebenenfalls anzupassen, um eine bestmögliche Übereinstimmung zwischen den Modellvorhersagen und den tatsächlichen Messungen zu erreichen. Die numerischen Unzulänglichkeiten der FEM-Modellierung sowie das Ausblenden horizontaler Wärmeflüsse werden somit implizit ausgeglichen. Die Kalibrierung erfolgt durch die Anwendung einer linearen Regression auf die Messdaten eines Jahres (von Februar 2020 bis Januar 2021) und auf die entsprechenden Modellvorhersagen. Dafür stehen umfangreiche Messdaten zur Verfügung, die an beiden Brückenbauwerken (Weserbrücke und Neckartalbrücke) jeweils auf der Vorlandbrücke und der Strombrücke erfasst wurden. Sie wurden über alle vier Jahreszeiten hinweg aufgezeichnet und liegen in einer zeitlichen Auflösung von 30 Minuten vor. Besonders starke Kälteperioden sind in beiden Messzeiträumen nicht aufgetreten, da die erfassten Wintermonate an beiden Standorten sehr mild ausfielen. Die Lage der Messsensoren ist in Abbildung 11 und Abbildung 12 ersichtlich.

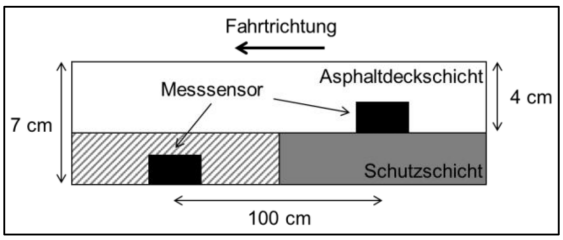


Abbildung 11: Schematische Darstellung der Lage der eingebauten Messsensoren in den Asphaltschichten auf dem Neckartalübergang [89]

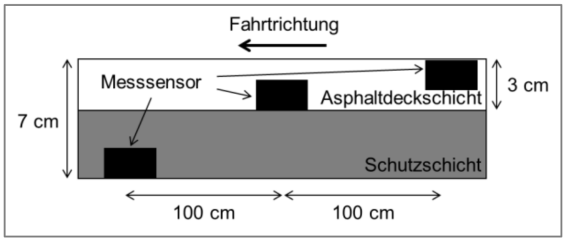


Abbildung 12: Schematische Darstellung der Lage der eingebauten Messsensoren in den Asphaltschichten auf der Weserbrücke [89]

Auf der Neckartalbrücke wurden Messdaten in zwei Tiefen erfasst: an der Unterseite der Asphaltdeckschicht (22 - 40 mm Tiefe) und an der Unterseite der Schutzschicht (52 - 70 mm Tiefe). Für die Weserbrücke wurden hingegen Messdaten in drei Tiefen aufgezeichnet: unmittelbar unter der Oberfläche der Asphaltdeckschicht (0 - 18 mm Tiefe), an der Unterseite der Asphaltdeckschicht (12 - 30 mm Tiefe) sowie an der Unterseite der Schutzschicht (52 - 70 mm Tiefe). Bei der Analyse der Messdaten fällt auf, dass die Werte an verschiedenen Messstandorten auf derselben Brücke überwiegend weniger als 1 K voneinander abweichen. Diese Abweichungen sind wahrscheinlich auf die inhärente Messunsicherheit der verwendeten Messverfahren sowie auf die baulichen Unterschiede zwischen den verschiedenen Brückensegmenten zurückzuführen. Aufgrund der Verträglichkeit der Messdaten können Mittelwerte aus den Messungen auf den Vorlandbrücken und den Strombrücken gebildet werden. Dies ermöglicht eine zusammengefasste Betrachtung und Einschätzung der auf der Neckartal- bzw. Weserbrücke erfassten Temperaturdaten über verschiedene Messstandorte hinweg. Die Ergebnisse für die beiden Brücken sind qualitativ identisch, lediglich die Materialparameter unterscheiden sich. Unter anderem ist die Oberflächenbeschaffenheit beider Brückenbauwerke sehr unterschiedlich. Die

Weserbrücke ist mit einem hellen Splitt abgestreut, was zu unterschiedlichen Temperaturverhältnissen aufgrund der erhöhten Albedo und der dadurch erhöhten Reflexion der solaren Einstrahlung führt.

Bei der Kalibrierung wird eine hochgradige Korrelation zwischen den Mess- und Modelldaten festgestellt. Die Kalibrierfaktoren sind insgesamt moderat bei sehr hohen Korrelationskoeffizienten, was die gute Eignung des FEM-Ansatzes zur Vorhersage der Temperaturverhältnisse in den Asphaltdeckschichten auf Brückenbauwerken, aber auch die Systematik der beobachteten Abweichungen unterstreicht.

Trotz der insgesamt guten Übereinstimmung zwischen den Messdaten und den Modellvorhersagen werden einige Ausreißer in beiden Datensätzen identifiziert, bei denen die gemessene Temperatur erheblich höher als die modellierte Temperatur ausfällt. Es wird für die Simulation des Temperaturverlaufs der Neckartalbrücke festgestellt, dass diese Ausreißer nur in einem bestimmten Zeitabschnitt der Zeitserie auftreten (Februar und November). Die plausibelste Erklärung für diese Unterschiede in der Simulation der Temperaturen ist eine große Variation des Wetters auf kleinem Raum. Dies könnte auf eine winterliche oder spätherbstliche Inversionswetterlage zurückzuführen sein, bei der sich die vertikalen Temperaturverhältnisse umkehren. Eine wärmere Luftschicht befindet sich dabei über einer kühleren, sodass die Temperatur ab einer bestimmten Höhe wieder ansteigt. Vorrangig geschieht dies auf kurzen Distanzen in Regionen wie dem Neckartal, in denen sich kalte vernebelte Täler mit milderen Höhenzügen abwechseln.

Insgesamt erweist sich das Modell als besonders geeignet für die Vorhersage der Temperaturverteilung über den Tagesverlauf hinweg. Dies schließt Parameter wie den Tageshöchstwert, die Tagesamplitude, den Tagesmittelwert und den Zeitpunkt der Höchstwerte ein.

Die sorgfältige Validierung und Kalibrierung des Modells mit den verfügbaren Messdaten gewährleisten die Zuverlässigkeit und Genauigkeit der Temperaturvorhersagen. Dadurch werden wichtige Einblicke in das thermische Verhalten der Asphaltschichten auf Brückenbauwerken geliefert. Dies ist von entscheidender Bedeutung, um die Sicherheit und Integrität von Brückenbauwerken zu gewährleisten und potenzielle Anpassungsmaßnahmen zuverlässig zu identifizieren.

Die Modellvorhersagen stimmen im Allgemeinen gut mit den tatsächlichen Temperaturverläufen überein. Die Häufigkeitsverteilung der ermittelten Abweichungen ist in Abbildung 13 und Abbildung 14 dargestellt. Es erfordert eine Vorlaufzeit von etwa drei Tagen, um die Temperaturverhältnisse in den Asphaltdeckschichten adäquat abbilden zu können. Die Vorlaufzeit bezeichnet die Zeitspanne, in der die thermischen Bedingungen innerhalb der Asphaltbefestigung durch die Wahl der Randbedingungen beeinflusst werden. Daten innerhalb der Vorlaufzeit werden daher bei der Kalibrierung und Validierung

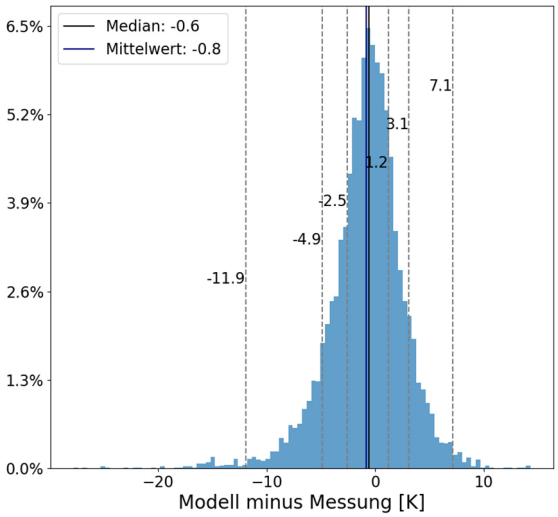


Abbildung 13: Histogramm der Abweichungen gemessener und modellierter Temperaturverläufe in der Deckschicht der Weserbrücke und Neckartalbrücke

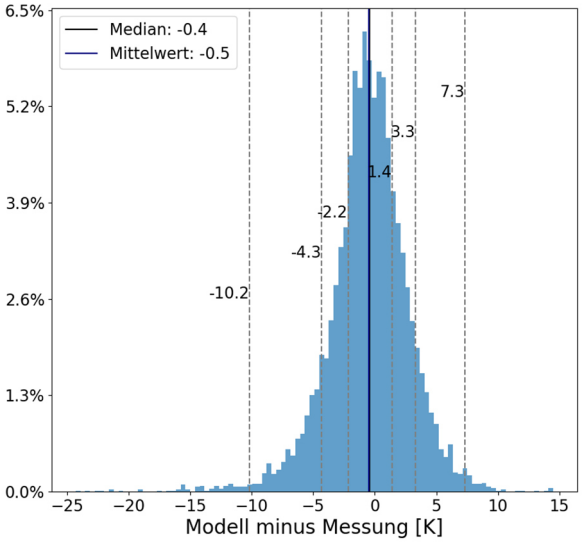


Abbildung 14: Histogramm der Abweichungen gemessener und modellierter Temperaturverläufe in der Schutzschicht der Weserbrücke und Neckartalbrücke

des Modells sowie bei den weiteren Analyseschritten nicht verwendet.

Ein auffälliges Ergebnis der Modellierung ist, dass das Modell das beobachtete Temperaturmaximum an der Stelle des mittleren Sensors auf der Weserbrücke nicht abbilden kann. Versuche, die Modellparameter so anzupassen, dass diese Messwerte im Modell reproduziert werden, führen zu unrealistischen Ergebnissen und zu einer künstlichen Erzeugung einer lokalen Wärmequelle im Modell. Es wird daher vermutet, dass es andere Gründe für die beobachtete Anomalie gibt, die nicht durch das Modell erfasst werden. Dazu könnten gehören:

- Kontakt des Messsensors mit Luft oder mit eindringendem Wasser: Möglicherweise gibt es Probleme mit dem Sensor selbst, da dieser mit Luft oder eindringendem Wasser in Kontakt gekommen ist, sodass fehlerhafte Messungen resultieren.
- Fehlfunktion des Sensors: Eine weitere mögliche Ursache könnte eine Fehlfunktion des Sensors sein, die zu den beobachteten Abweichungen führt.

Zur Untersuchung der Relevanz dieser Anomalie ist eine Abstimmung mit den Betreibern der Messinstrumente notwendig. Ungeachtet dessen kann die Kalibrierung der Messdatensätze von der Weserbrücke mit den Daten aus der FEM-Modellierung gespeist werden und es können die Temperaturverhältnisse realistisch abgebildet werden.

Trotz der Herausforderungen bei der Abbildung des Temperaturmaximums in der Deckschicht, konnte das Modell den zeitlichen Verlauf der Temperaturänderungen und den Wärmetransport nach unten gut wiedergeben: Die Analyse der Ergebnisse zeigt eine insgesamt hohe Korrelation zwischen den gemessenen und modellierten Temperaturwerten, selbst auf stündlicher Basis. Beispielhaft sind in Abbildung 15 und Abbildung 16 die Korrelationen zwischen den modellierten und gemessenen Temperaturverläufen in der Asphaltdeck und -schutzschicht am Standort Neckartalbrücke grafisch dargestellt. Für die Weserbrücke sehen die entsprechenden Schaubilder ähnlich aus. Die zugehörigen Zahlenwerte der beiden Brücken sind in Tabelle 2 aufgelistet. Dies ist ein zufriedenstellendes Ergebnis und belegt, dass das Modell die Temperaturverhältnisse in Asphaltdeckschichten auf Brückenbauwerken genau abbilden kann.

Die beobachtete Streuung in den Daten kann auf verschiedene Faktoren zurückgeführt werden. Das Modell geht z. B. von konstanten Wärmeübergangskoeffizienten aus, was eine Annäherung darstellt. In der Realität können jedoch Unterschiede in der Verkehrsstärke bzw. die veränderlichen Geschwindigkeiten zu variierenden Wärmeübergangskoeffizienten führen. Niederschlagsereignisse können zusätzlich zu den latenten Wärmeflüssen Abweichungen hervorrufen. Das Modell berücksichtigt nicht die kurzfristigen Temperaturänderungen, die durch Niederschläge und die damit verbundene Verdunstung entstehen. Dies kann zu Abweichun-

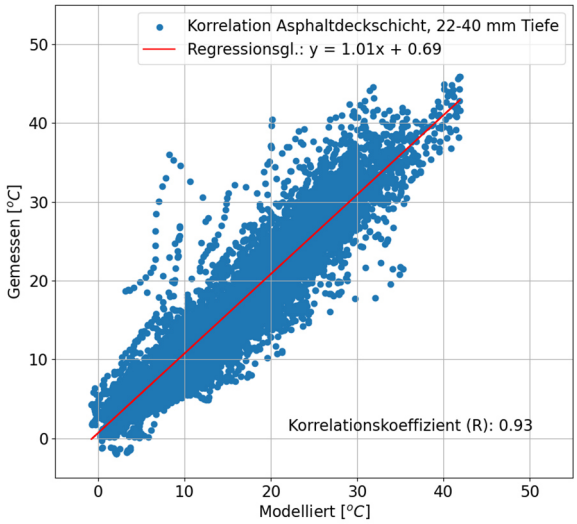


Abbildung 15: Korrelation zwischen den modellierten und gemessenen Temperaturverläufen in der Asphaltdeckschicht am Standort Neckartalbrücke

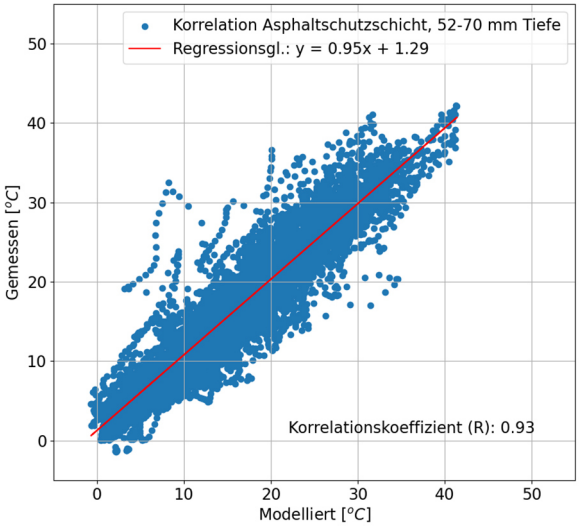


Abbildung 16: Korrelation zwischen den modellierten und gemessenen Temperaturverläufen in der Asphaltschutzschicht am Standort Neckartalbrücke

Tabelle 2: Regressionsparameter für die gemessenen und modellierten Temperaturen in der Asphaltdeck- und -schutzschicht an der Neckartalbrücke und an der Weserbrücke

Parameter	Asphaltdeckschicht		Asphaltschutzschicht	
	Neckartalbrücke	Weserbrücke	Neckartalbrücke	Weserbrücke
R	0,93	0,92	0,93	0,93
r^2	0,87	0,85	0,87	0,87
Steigung	1,01	1,03	0,95	0,95
Achsenabschnitt	0,69 °C	-0,43 °C	1,29 °C	-0,28 °C

gen zwischen den gemessenen und modellierten Werten führen. Des Weiteren können lokale meteorologische Phänomene die Temperaturverhältnisse erheblich beeinflussen.

Dieser Effekt ist im Modell jedoch nur schwer abbildbar. So können die größeren Abweichungen, bei denen die gemessenen Temperaturen wärmer als die modellierten Werte ausfallen, den wenigen Tagen zugeordnet werden, an denen die regionale Variabilität der Temperatur durch kleinräumige Nebelfelder und eine Inversionswetterlage stark beeinflusst wurde.

Die Analyse der Ergebnisse hat gezeigt, dass Inversionswetterlagen und Nebelfelder wesentliche meteorologische Phänomene darstellen, die signifikanten Einfluss auf die Temperaturverhältnisse auf Brückenbauwerken haben können. Diese Phänomene sind oft miteinander verbunden, da sie in der Regel zusammen auftreten. Bei Inversionswetterlagen liegt eine warme Luftschicht über einer kälteren Luftschicht, während Nebelfelder winzige Wassertröpfchen in der bodennahen Luft erzeugen. Diese Kombination kann zu einer Situation führen, in der lokale Temperaturunterschiede stark ausgeprägt sind. Sie können oft nicht von weit voneinander entfernten Wetterstationen oder groben Reanalysedaten wie dem ERA5-Datensatz erfasst werden. Diese Datenquellen bieten daher in der Regel nur eine makroskalige Betrachtung der Temperaturverhältnisse und berücksichtigen nicht die feinen räumlichen Unterschiede, die durch Inversionswetterlagen und Nebelfelder verursacht werden. Da diese Datenquellen auch für die Modellierung verwendet werden, können solche Effekte in den Modellen nur schwer berücksichtigt werden. Eine weitere Herausforderung besteht darin, die Kalibrierung durch die an den Brückenbauwerken erhobenen Daten zu bewerkstelligen.

Die Tatsache, dass Inversionswetterlagen und Nebelfelder lokale Temperaturunterschiede verursachen können, die nicht von den Modellen erfasst werden, unterstreicht die Notwendigkeit einer vorsichtigen Interpretation der Modellergebnisse. Die Modellvorhersagen können in solchen Situationen von den tatsächlichen Bedingungen abweichen, insbesondere in den frühen Morgenstunden und während der Nacht, wenn diese Phänomene häufiger auftreten. Anzumerken ist jedoch, dass diese Effekte in Bezug auf die Bewertung der Verkehrssicherheit und Dauerhaftigkeit von Asphaltbefestigungen auf Brückenbauwerken weniger relevant sind. Diese Phänomene finden in einem Temperaturbereich statt, der in der Regel kein erhebliches Schadenspotential für die Asphaltbefestigung darstellt.

Trotz dieser Streuungen und Abweichungen ist die hohe Korrelation zwischen den Daten ein Anzeichen dafür, dass das Modell gut geeignet ist, um die allgemeine Temperaturverteilung und -entwicklung in den Asphaltschichten auf Brückenbauwerken zu erfassen. Die identifizierten Einflussfaktoren sollten bei der weiteren Anwendung des Modells und der Interpretation der Ergebnisse berücksichtigt werden.

Das FEM-Modell ist auf der einen Seite sehr leistungsfähig, auf der anderen Seite jedoch auch sehr rechen- und damit ressourcenintensiv. Die Modellierung eines einzigen Jahres an einem Ort dauert etwa eine Stunde. Somit ist die Anwendung des FEM-Modells auf flächendeckende Klimadaten und mehrere Klimaprojektionen wenig zielführend. Hinzu kommt, dass die Datenbasis zur Parametrisierung des FEM-Modells bislang sehr limitiert ist.

Aus diesem Grund wird ein statistisches Modell zur Modellierung der Asphalttemperaturen aufgestellt. Da für die Berechnung der Verformung der Tageshöchstwert der mittleren Temperatur des gesamten Asphaltoberbaus maßgebend ist, wird das statistische Modell für genau diesen Parameter trainiert. Dabei wird zunächst eine lineare Regression der relevanten Klimakenngrößen mit dem Tageshöchstwert der mittleren Schichttemperatur erstellt, um die Machbarkeit eines statistischen Modells zu demonstrieren.

Die Lufttemperatur erweist sich als maßgeblicher Faktor bei der Bestimmung der thermischen Verhältnisse in der Asphaltdeckschicht. In Abbildung 17 bis Abbildung 19 sind die entsprechenden Korrelationen beispielhaft für die Neckartalbrücke visualisiert. Für die Weserbrücke ergeben sich sehr ähnliche Schaubilder mit ähnlich hohem Bestimmtheitsmaß. Diese Erkenntnis stimmt mit den Ergebnissen des Forschungsprojekts FE 04.0332 [63] überein, was auf ein robustes statistisches Maß der Lufttemperatur hinweist. Zusätzlich modifiziert die Solarstrahlung die Beziehung zwischen der Lufttemperatur und der $T_{Asphalt}$ leicht. An den wärmsten Tagen kann dies einen Unterschied von etwa 0,2 °C bis 0,5 °C bewirken. Die bemerkenswert hohe Korrelation zwischen der Lufttemperatur, der Solarstrahlung und den thermischen Verhältnissen ermöglicht eine präzise Bestimmung der Asphalttemperatur. Diese Ergebnisse sind hinreichend plausibel, sodass ein aus diesen Eingangsdaten gewonnenes Modell auch deutschlandweit auf Klimadaten anwendbar ist.

Eine noch bessere Performance lässt sich mit einem ML-Modell erzielen, das komplexere statistische Ansätze verfolgt. Dabei wird in diesem Projekt ein sogenanntes „Random-Forest“ Modell trainiert. Ein Random-Forest-Modell ist ein maschinelles Lernverfahren, das aus vielen Entscheidungsbäumen besteht, um bestmögliche Vorhersagen und Entscheidungen zu treffen oder Klassifizierungen durchzuführen. Ein Entscheidungsbaum im Kontext eines Random-Forest-Modells ist ein grundlegender Baustein, der zur Vorhersage oder Klassifikation von Daten verwendet wird. Er funktioniert, indem er eine Reihe von Entscheidungen trifft, wodurch Verzweigungen entstehen. Jede Verzweigung im Baum repräsentiert also eine Entscheidung, die auf einem bestimmten Merkmal (z. B. Klimaparameter oder Messwerte) der zu analysierenden Daten basiert, und führt zu weiteren Verzweigungen oder zu einem Endpunkt, dem sogenannten Blatt, das eine Vorhersage darstellt. In einem Random-Forest-Modell werden viele solcher Entscheidungsbäume erstellt, wobei jeder Baum auf einem zufällig ausgewählten Teil der Trainingsdaten und einem zufällig ausgewählten Satz von Merkmalen basiert. Diese Methode der "Zufälligkeit" hilft dabei, die Diversität innerhalb des Modells zu erhöhen, was zu einer besseren Generalisierung und Genauigkeit bei Vorhersagen führt, indem es die Überanpassung an die Trainingsdaten verringert.

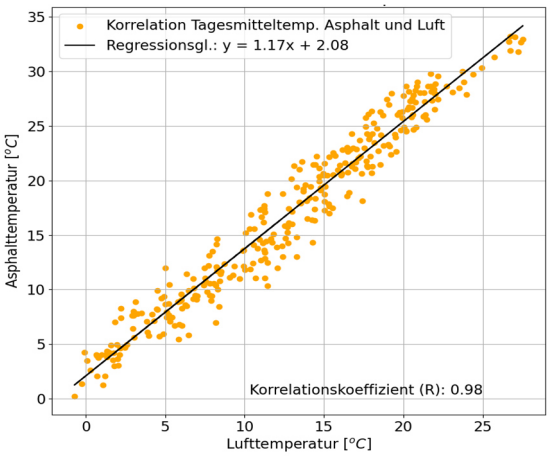


Abbildung 17: Korrelation zwischen der täglichen mittleren Temperatur des Asphaltoberbaus und der Lufttemperatur am Standort der Neckartalbrücke

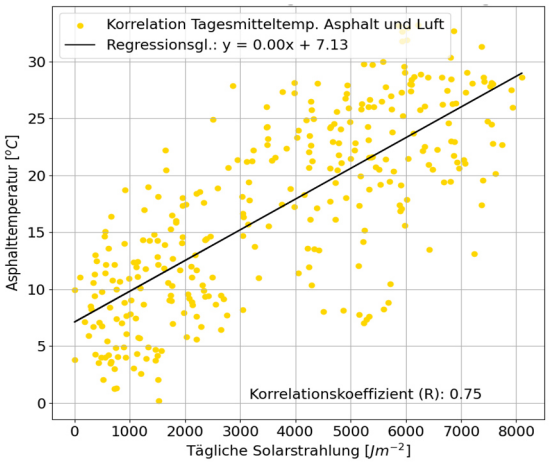


Abbildung 18: Korrelation zwischen der täglichen mittleren Temperatur des Asphaltoberbaus und der Solarstrahlung am Standort der Neckartalbrücke

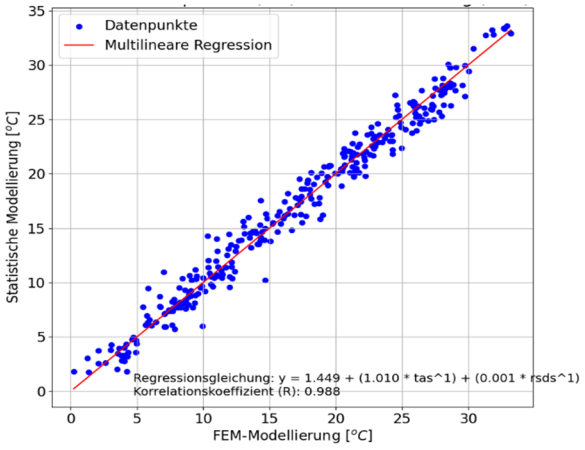


Abbildung 19: Korrelation zwischen den mittleren Schichttemperaturen des Asphaltoberbaus am Standort der Neckartalbrücke, die aufgrund der Lufttemperatur (tas) und Solarstrahlung (rsds) mit den verschiedenen Modellen ermittelt wurden

Die in Abbildung 20 dargestellten Ergebnisse zeigen, dass das hier erstellte ML-Modell die Werte des FEM-Modells sehr gut abbilden kann und damit sehr gut geeignet ist, auf flächendeckende und zukünftige Klimadaten angewendet zu werden.

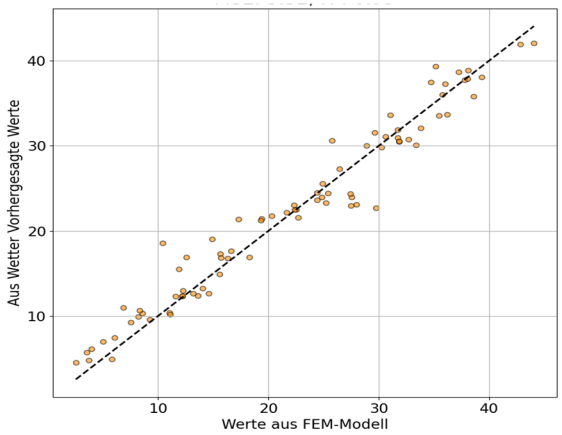


Abbildung 20: Korrelation zwischen den vorhergesagten Werten aus dem ML-Modell und den Werten aus dem FEM-Modell (R^2=0,95)

3.1.6 Limitationen, Unsicherheitsquellen und Verbesserungspotenzial

Das Forschungsprojekt begegnet verschiedenen Limitationen, Unsicherheitsquellen und bietet gleichzeitig Potenzial zur Verbesserung. Die folgenden wurde als wesentlich identifiziert:

- Fehlende Informationen zu Materialparametern: Es liegen keine Informationen zu einigen wesentlichen Materialparametern der Asphaltdeckschichten, wie tatsächliche Wärmeleitfähigkeit, Wärmekapazität und Wärmeübergangskoeffizient vor. Ebenso fehlen Details zum Unterbau der Asphaltschichten bezüglich Dicke, Materialzusammensetzung und Materialeigenschaften. Zusätzlich sind die Materialeigenschaften der Temperatursensorik nicht vollständig bekannt.
- Nicht berücksichtigte horizontale Wärmeflüsse: Das Modell berücksichtigt keine horizontalen Wärmeflüsse innerhalb des Brückenoberbaus, was eine Vereinfachung darstellt.
- Nicht berücksichtigte Niederschlagsereignisse und latente Wärmeflüsse: Das Modell berücksichtigt nicht die Auswirkungen von Niederschlagsereignissen und die damit verbundenen latenten Wärmeflüsse, was eine wichtige Limitation in der realitätsnahen Abbildung der thermischen Belastungen darstellt.
- Nicht erfolgreiche Reproduktion der Messwerte von dem mittleren Sensor der Weserbrücke: Die Reproduktion der Messwerte war nicht erfolgreich, und möglicherweise gibt es spezifische Gründe für diese Unstimmigkeiten, die weiter erforscht werden müssen.
- Hoher Rechenaufwand für deutschlandweite Anwendung und Klimaszenarien: Der Rechenaufwand für die Anwendung der FEM-Methode auf Gesamtdeutschland und verschiedene Klimaszenarien ist sehr hoch, was die praktische Umsetzbarkeit einschränken könnte. Um dies zu mitigieren, wurde ein statistischer Ansatz (Machine-Learning Algorithmus (ML)) zur Übertragung der Erkenntnisse aus der lokalen FEM-Modellierung deutschlandweit entwickelt. Solche statistischen Ansätze müssen an die spezifischen Anforderungen und Unsicherheiten dieses Kontexts angepasst werden. Eine kontinuierliche Optimierung ist erforderlich, um genauere und zuverlässigere Ergebnisse zu erzielen.
- Notwendigkeit einer digitalen Beschreibung der Materialparameter: Eine geeignete, digitale Beschreibung der Materialparameter für Straßenabschnitte sollte eingeführt werden. Dies ermöglicht eine effiziente Bestandsbeurteilung und die Durchführung von Predictive Maintenance (PM), wodurch Wartungsprozesse automatisiert und optimiert werden können.
- Unsicherheiten in der Klimamodellierung: die naturgemäß mit Unsicherheiten behaftete Unvorhersehbarkeiten in der Klimamodellierung können zu potenziellen Fehleinschätzungen bei der Beurteilung von Straßenoberbauten führen. Es ist von entscheidender Bedeutung, die Unsicherheiten zu verstehen und geeignete Maßnahmen zu ergreifen damit umzugehen und/oder sie in die Gesamtbewertung zu integrieren.

Diese Limitationen und Unsicherheitsquellen bieten Raum für zukünftige Forschung und Verbesserungen, insbesondere im Hinblick auf die Erweiterung des Modells, die Integration fehlender Informationen und die Effizienzsteigerung bei der Anwendung auf größere geografische Gebiete und verschiedene Klimaszenarien. Eine kontinuierliche Anpassung von Methoden und Ansätzen an die sich entwickelnde Forschungslandschaft ist hierfür zwingend erforderlich. Dazu gehört zum Beispiel die Anerkennung und das Testen von Ansätzen aus der

fortgeschrittenen Statistik wie Machine Learning oder Deep-Learning. Grundsätzlich ist eine multidisziplinäre Herangehensweise über die Grenzen unterschiedlicher Anwendungsgebiete im Straßenbau hinweg ein vielversprechender Ansatz auch zukünftige Projekte und Herausforderungen im Straßenbau in Bezug auf den Klimawandel und dessen Folgen anzugehen.

3.2 Abschätzung der zukünftigen Entwicklung der Klimakenngrößen

3.2.1 Eingangsparameter

Die vier wesentlichen Klimakenngrößen Tageshöchst- ($\mathbf{T_{Max}}$), Tagesmitteltemperatur ($\mathbf{T_{Mit}}$), Tagestemperaturschwankung ($\mathbf{T_{Delta}}$) und Solarstrahlung ($\mathbf{R_{Solar}}$) werden durch den heutigen und zukünftigen Klimawandel beeinflusst. Um diesen Einfluss zu quantifizieren, sind die Klimaprojektionen des Kernensembles des DWD ausgewertet worden, indem sowohl für die einzelnen Standorte der Neckartalbrücke und der Weserbrücke als auch für ganz Deutschland Zeitreihen und Karten der Klimaänderungen erstellt wurden. Dazu sind die Rohdaten der Klimaprojektionen mithilfe von Quantilmapping korrigiert worden. Das ist eine Technik, mit der systematische Abweichungen in der Modellierung von Häufigkeitsverteilungen, ein sogenanntes Bias, von zwei Variablen korrigiert werden können. Bei der Klimamodellierung werden die Häufigkeitsverteilungen von Klimavariablen (z. B. Temperatur, Solarstrahlung oder Niederschlag) in den Klimaprojektionen für die Referenzperiode 1991 bis 2020 so angepasst, dass die Verteilung der Klimavariablen in der Klimaprojektion nur derjenigen aus dem Referenzdatensatz ERA5 entspricht. Die Differenz aus der Original- und der Referenz- Häufigkeitsverteilung wird auch auf die zukünftigen Werte der Klimavariablen angewandt, sodass aus diesen dann ein realistisches Änderungssignal abgeleitet werden kann. Die Betrachtung wird für die drei Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5, die in Kapitel 2.2 erläutert sind, durchgeführt. Die Betrachtung nimmt grundsätzlich Bezug auf die Mittelwerte des Ensembles für jedes Klimaszenario, stellenweise wird jedoch die gesamte Schwankungsbreite einbezogen. Da Hitzebelastung ein Phänomen des Sommers ist, wird ausschließlich der Sommer als Jahreszeit betrachtet, also die Monate Juni bis August.

Abbildung 21 zeigt die Entwicklung der mittleren sommerlichen Tageshöchsttemperatur T_{Max} für den Standort der Neckartalbrücke in den Jahren 1991 bis 2020, sowie die Prognose bis zum Jahr 2100 für die drei Emissionsszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5. Auf der sekundären Ordinate ist das Änderungssignal abgebildet, das sich aus der Differenz der zukünftigen Werte und dem Mittelwert der Referenzperiode ergibt. Es ist ersichtlich, dass die Schwankungsbreite der Klimaszenarien bis zum Jahr 2060 ähnlich groß ist und dann für das RCP8.5 deutlich zunimmt. Im RCP2.6 ändert sich die sommerliche Temperatur T_{Max} über die Zeit kaum, im RCP4.5 steigt sie bis in die 2050er Jahre noch etwas an und stabilisiert sich dann. Im RCP8.5 ist der Anstieg zunächst ebenfalls moderat, verstärkt sich jedoch ab den 2040er Jahren, was bedeutet, dass etwa bis zum Jahr 2040 der Temperaturverlauf aller drei Klimaszenarien relativ ähnlich ist und ab dem Jahr 2040 eine stärkere Divergenz einsetzt. Insgesamt nimmt die T_{Max} unter den Bedingungen des RCP2.6 geringfügig zu, während sie im Fall des RCP4.5 etwas, und unter den Bedingungen des RCP8.5 sehr stark ansteigt. Gegen Ende dieses Jahrhunderts nimmt die Tageshöchsttemperatur T_{Max} im RCP8.5 um ca. +5 K zu im Vergleich zur Referenzperiode 1991 bis 2020, in der die sommerliche T_{Max} schon etwa +2 K über den vorindustriellen Werten liegt. Die große Schwankungsbreite der Klimaszenarien von ca. 4 K bis 7 K je nach Zeitraum und Klimaszenario deuten an, dass die Klimamodelle unterschiedlich auf den Anstieg der CO_2-Konzentrationen reagieren und zeigt auch, dass möglicherweise starke Schwankungen in der Zeitreihe möglich sind und somit der Anstieg der Temperatur T_{Max} nicht immer linear fortgesetzt wird. Diese Erkenntnis ist auch umgekehrt gültig, da ein Anstieg auch sprunghaft erfolgen kann, beispielsweise durch eine Überschreitung regionaler Kippunkte und deren Auswirkungen auf die Zirkulation.

Die Karten in Abbildung 22 zeigen die Situation für ganz Deutschland – links für die Referenzperiode und rechts für die zukünftigen Änderungssignale der T_{Max} für die Zeiträume 2021 bis 2050 und 2051 bis 2080. Es ist zu erkennen, dass in der Referenzperiode die wärmsten Regionen im Oberrheingraben, im südlichen Bayern und in Ostdeutschland liegen. Im Oberrheingraben erreicht die T_{Max} Werte von bis 28 °C im Zeitraum 2051 bis 2080 und bis zu 30 °C bis zum Ende des 21. Jahrhunderts, was gemäß der Definition einem sogenannten heißen Tag entspricht. Die zukünftige Erwärmung ist im Süden Deutschlands stärker als im Norden und verstärkt

somit den bereits bestehenden Nord-Süd Gradienten des Änderungssignals dazwischen. Dies dürfte mit der verzögerten Erwärmung der nahegelegenen Meere im Norden begründet sein. Eine weitere Begründung für die im Süden besonders starke Erwärmung liefert wahrscheinlich die Tatsache, dass sich der subtropische Hochdruckgürtel weiter nach Norden verschiebt. Somit dürfte dort im Vergleich zu anderen Regionen weiter nördlich besonders häufig stabiles und sehr warmes bis heißes Sommerwetter vorherrschen. Zudem ist damit zu rechnen, dass dort solche Perioden länger anhalten als in anderen Landesteilen. Dies ist eine Tendenz, die bereits in der Referenzperiode 1991 bis 2020 auftritt und durch die klimatologische Nähe zu besonders heißen Luftmassen über Spanien hervorgerufen wird, während nördliche Landesteile häufiger von kühleren Tiefdruckwetterlagen betroffen sind. Weite Teile Ost- und Süddeutschland verzeichnen im Zeitraum 2051 bis 2080 im RCP8.5 eine mittlere sommerliche T_{Max} von über 25 °C, was unter Berücksichtigung der anderen Klimaszenarien nicht der Fall ist. So nimmt im RCP2.6 die Temperatur um ca. +0,8 K, im RCP4.5 um +1,7 K und im RCP8.5 um +2,8 K bis zur Periode 2051 bis 2080 zu.

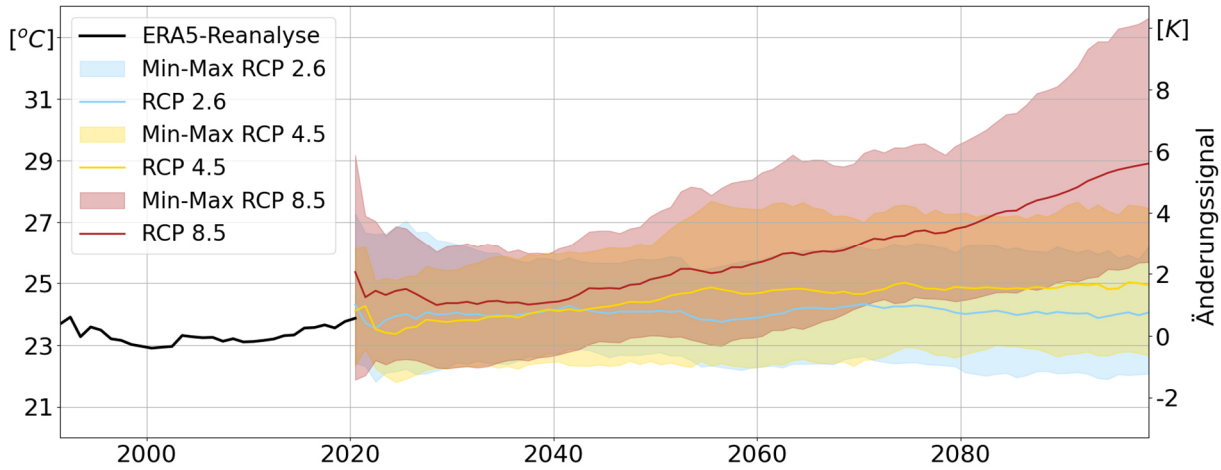


Abbildung 21: Zeitreihe der mittleren sommerlichen Tageshöchsttemperatur (Juni bis August) für den Zeitraum 1991 – 2100 am Standort der Neckartalbrücke

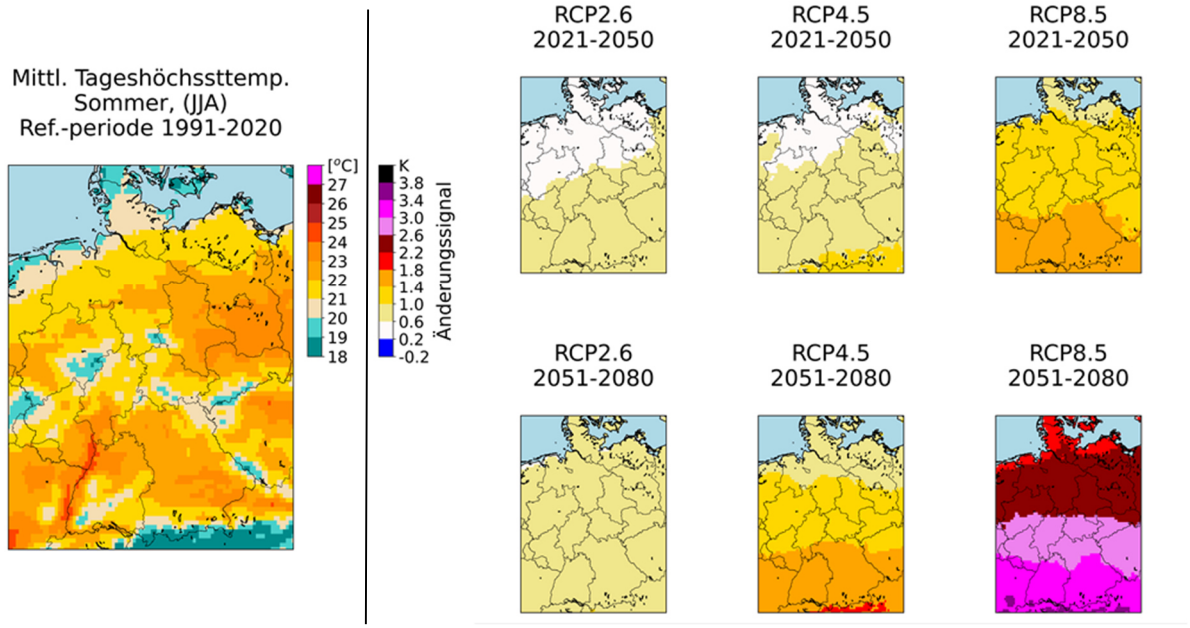


Abbildung 22: Sommerliche Mittelwerte der T_{Max} der Referenzperiode 1991 - 2020 (links) und Änderungssignale der Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Mittelwerte der Zeiträume 2021 - 2050 und 2051 - 2080 (rechts)

Die in Abbildung 23 und Abbildung 24 gezeigten Änderungen der sommerlichen Tagesmitteltemperatur T_{Mit} sind, wie zu erwarten, im Verlauf und in der Verteilung denen der sommerlichen T_{Max} sehr ähnlich, wenn auch geringfügig schwächer ausgeprägt. Am Standort der Neckartalbrücke wird bis zum Ende des 21. Jahrhunderts im Vergleich zur Referenzperiode eine Erwärmung von rund +0,5 K im RCP2.6, +1,6 K im RCP4.5 und bis zu +5,2 K im RCP8.5 erwartet. Das RCP8.5 zeigt etwa ab den 2040er Jahren im Vergleich zu den anderen beiden Klimaszenarien eine weiterhin anhaltende Erwärmung, während diese im RCP4.5 etwa ab dem Jahr 2050 und imRCP2.6 schon in der nahen Zukunft zum Erliegen kommt. Zu jeder Zeit ist die Schwankungsbreite mit 3 K bis 5 K relativ groß, wobei diese im RCP8.5 am größten ist und mit zunehmender Erwärmungsrate auch weiter ansteigt.

Dies dürfte auf unterschiedlich gewichtete Feedbackmechanismen in den Klimamodellen zurückzuführen sein. So kommt es im Ensemblemittel des RCP8.5 bereits um das Jahr 2050 zu einer Überschreitung der Erwärmungsrate von +2 K am Standort der Neckartalbrücke. Die kälteste Klimaprojektion im RCP8.5 zeigt die Überschreitung dieser Erwärmung erst in den 2090er Jahren an. Auf der anderen Seite gibt es Klimaprojektionen im RCP8.5, die das mittlere Temperaturniveau um mehr als +8 K und damit auf über 27 °C im Neckartal bis zum Ende des 21. Jahrhunderts ansteigen lassen. Zum Vergleich: der bislang heißeste Sommer des Jahres 2003 hat am Standort der Neckartalbrücke eine mittlere Temperatur von 22,4 °C und damit eine Abweichung zur Referenzperiode von etwa +3,4 K aufgewiesen. Ein ähnlich heißer Sommer im Jahr 2080 unter den Voraussetzungen des RCP8.5 würde eine mittlere Temperatur von etwa 26 °C hervorrufen.

Die Breite der Schnittflächen zwischen den einzelnen Klimaprojektionen in Abbildung 23 lässt Schlüsse auf die Signifikanz der Unterschiede in den Klimaprojektionen zu. Zwischen den beiden Klimaszenarien RCP2.6 und RCP4.5 liegen bis zum Ende des Projektionszeitraums 2100 mehr als die Hälfte der Schnittflächen zwischen Minimum und Maximum des Modellensembles übereinander, wobei das RCP4.5 erwartungsgemäß systematisch nach oben abweicht. Die gemeinsame Schnittfläche der Szenarien RCP2.6 und RCP8.5 umfasst etwa ab dem Jahr 2060 weniger als die Hälfte der Schwankungsbreite des jeweiligen Klimaszenarios. Der Unterschied der Ensemblemittelwerte liegt zu diesem Zeitpunkt etwa bei 1,8 K. In den letzten Jahren des Projektionszeitraumes ist keine gemeinsame Schnittfläche vorhanden. Die Schnittfläche der beiden Klimaszenarien RCP4.5 und RCP8.5 erreicht die Marke von 50 % der Schwankungsbreite der Szenarien etwa ab dem Jahr 2070, also etwa 10 Jahre später. Dabei liegt der Unterschied des Ensemblemittels ebenfalls bei etwa 1,8 K.

Anhand von Abbildung 24 wird deutlich, dass die die Erhöhung der T_{Mit}, genau wie die der $T_{Max;}$ im Süden Deutschlands stärker ausfällt als im Norden.

In der Referenzperiode 1991 bis 2020 liegen die mittleren Sommertemperaturen im Oberrheingraben, im unteren Neckartal sowie in tiefen Lagen in Ostdeutschland (Südbrandenburg) zwischen 19 °C und 20 °C. Damit stellen diese Gebiete die wärmsten Bereiche Deutschlands dar. In großen Teilen des norddeutschen Tieflandes sowie in den Mittel- und Hochgebirgszonen liegt die sommerliche Mitteltemperatur in der Referenzperiode unter 18 °C.

Im RCP2.6 liegt das Änderungssignal im Nordwesten im Zeitraum 2021 bis 2050 bei +0,2 K bis +0,6 K. Im restlichen Bundesgebiet liegt die Erwärmungsrate bei +0,6 K bis +1,0 K im Zeitraum 2051 bis 2080. Somit wird in den wärmsten Gebieten eine sommerlichen T_{Mit} von maximal 21 °C erreicht.

Unter den Voraussetzungen des RCP4.5 ergibt sich im Zeitraum 2021 bis 2050 eine sommerlichen T_{Mit} von +0,6 K ganz im Norden, und von +1,0 K im äußersten Süden des Landes. Bis zum Zeitraum 2051 bis 2080 schreitet die Erwärmung noch etwas voran und beträgt +1,0 K an der Grenze zu Dänemark und entlang der Nordseeküste. Im Gegensatz dazu beträgt diese bis zu +1,8 K an der Grenze zu Österreich und der Schweiz. Der Oberrhein verzeichnet in dieser Periode eine sommerliche T_{Mit} von 21,0 °C bis 21,5 °C. Im Ensemblemittel des RCP8.5 beträgt die Erwärmung +1,0 K bis +1,6 K im Zeitraum 2021 bis 2050 und +2,1 K bis +3,3 K im Zeitraum 2051 bis 2080 im Vergleich zur Referenzperiode 1991 bis 2020. Dabei ist die Erwärmung im Norden nach wie vor schwächer und im Süden stärker ausgeprägt. Am Oberrhein sind im Zeitraum 2051 bis 2080 sommerlichen Tagesmitteltemperaturen von bis zu 23 °C zu erwarten, in der Lausitz bis zu 22 °C. Die in der Referenzperiode gleich warmen Regionen entwickeln somit aufgrund der unterschiedlichen Erwärmungsraten ein durchaus unterschiedliches mittleres Temperaturniveau.

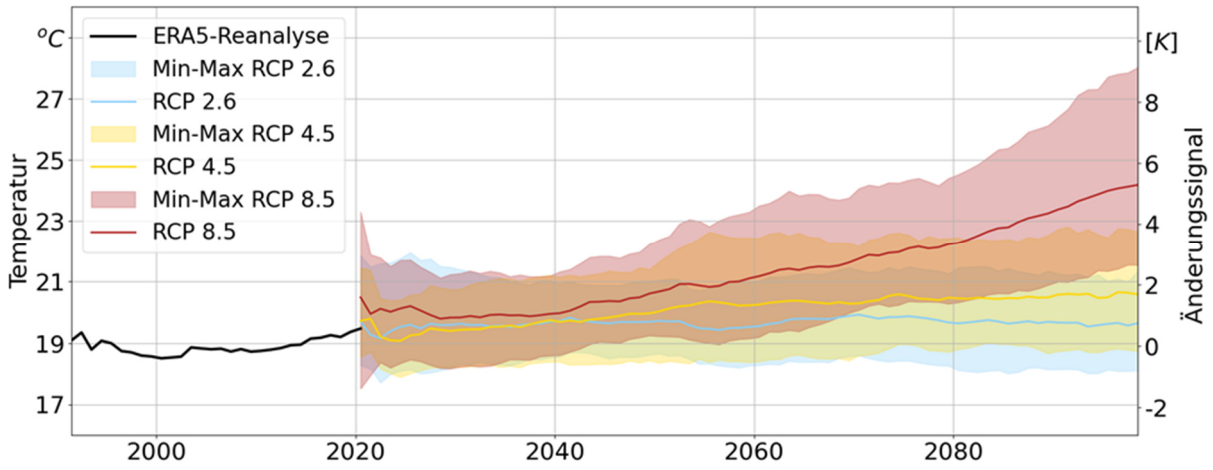


Abbildung 23: Zeitreihe der mittleren sommerlichen Tagesmitteltemperatur (Juni bis August) für den Zeitraum 1991 - 2100 am Standort der Neckartalbrücke

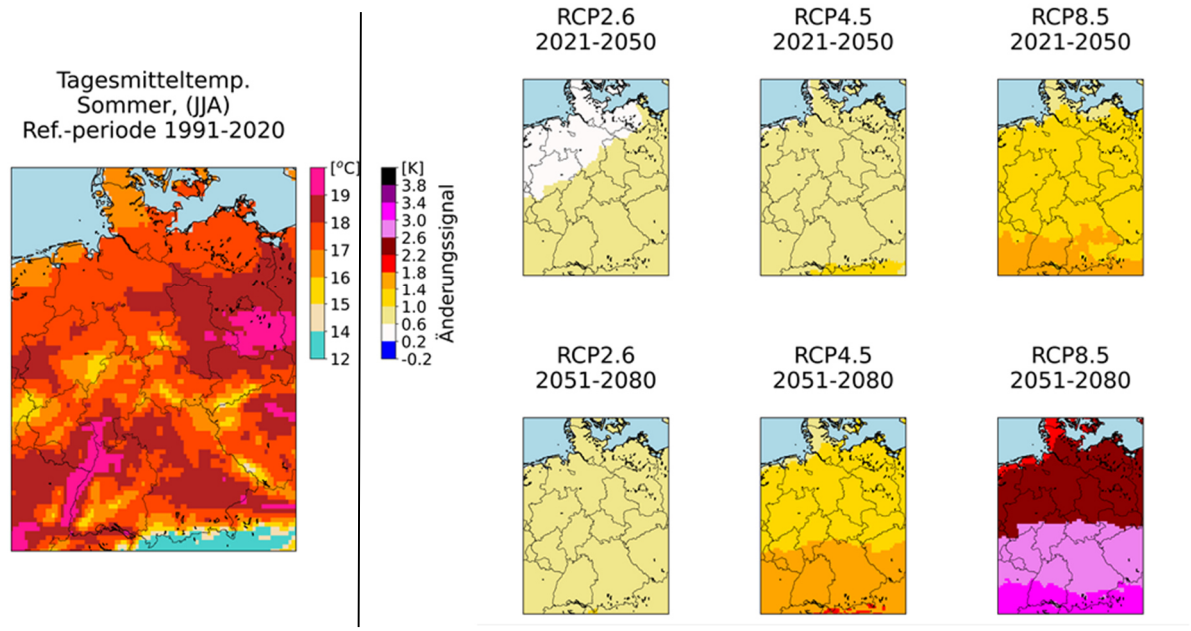


Abbildung 24: Sommerliche T_{Mit} der Referenzperiode 1991 - 2020 (links) und Änderungssignale der Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Zeiträume 2021 - 2050 und 2051 - 2080 (rechts)

Ein Gradmesser für den relativen Feuchtegehalt der Luft und die Sonnenscheindauer, der somit auch relevant für die Bestimmung der maximalen Temperatur in den Asphaltschichten auf Brückenbauten ist, stellt die tägliche Temperaturdifferenz T_{Delta} dar. Eine hohe T_{Delta} wird durch eine starke Sonneneinstrahlung bei einer gleichzeitig mittleren oder geringen relativen Luftfeuchte hervorgerufen. Hohe Tagesgänge treten auch dann auf, wenn besonders hohe T_{Max} auftreten, welche wiederum hohe Asphalttemperaturen verursachen. Hohe relative Luftfeuchtigkeit, wie etwa nach Niederschlägen, kann durch Verdunstungskühlung die T_{Max} und damit auch die T_{Delta} reduzieren. Wie in Abbildung 25 und Abbildung 26 dargestellt, sind die Auswirkungen des Klimawandels auf diese Kenngröße eher gering ausgeprägt (Ausnahme Klimaszenario RCP8.5).

Am Standort der Neckartalbrücke zeigt sich im zeitlichen Verlauf, dass die Schwankungen der mittleren Tagesgänge, also T_{Delta}, von Jahr zu Jahr nicht besonders groß sind. Da sowohl T_{Max} als auch T_{Mit}

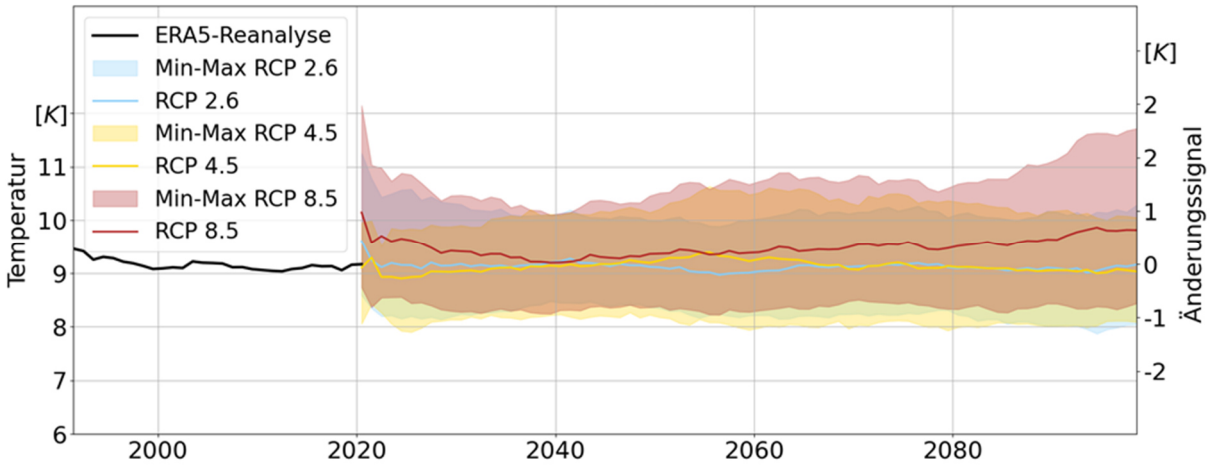


Abbildung 25: Zeitreihe der mittleren sommerlichen täglichen Temperaturdifferenz T_{Delta} (Juni bis August) für den Zeitraum 1991 - 2100 am Standort der Neckartalbrücke

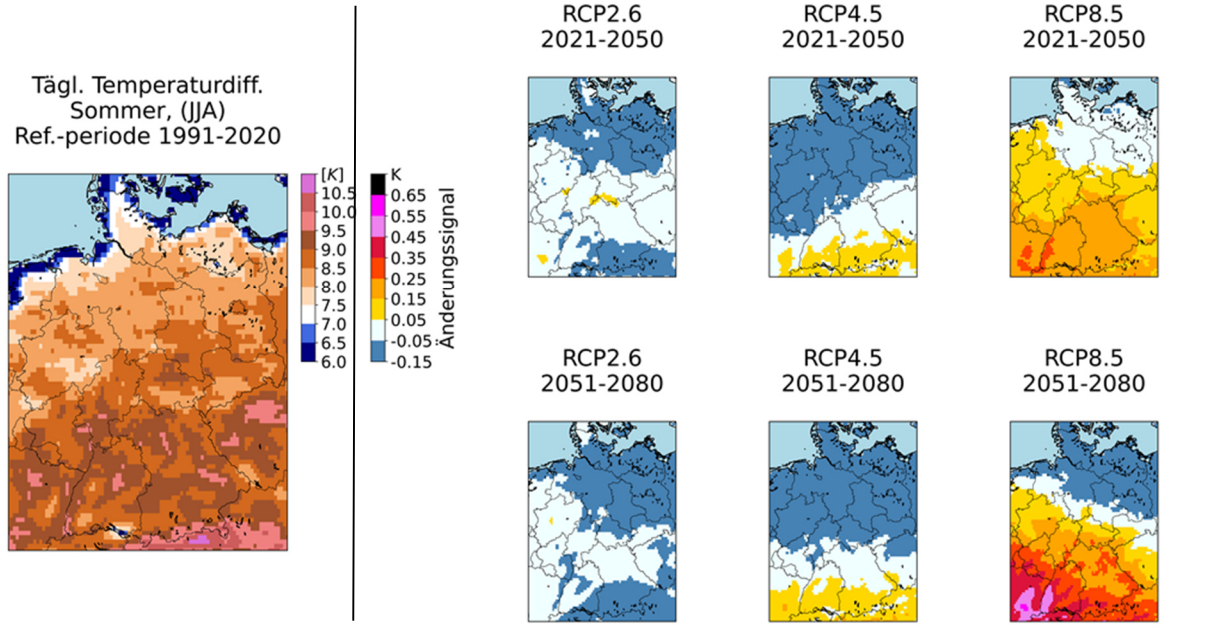


Abbildung 26: Sommerliche T_{Delta} der Referenzperiode 1991 - 2020 (links) und Änderungssignale der Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Zeiträume 2021 - 2050 und 2051 - 2080 (rechts)

ansteigen, ist kein signifikanter Anstieg der T_{Delta} schon während der Referenzperiode 1991 bis 2020 zu verzeichnen. Die Klimaszenarien RCP2.6 und RCP4.5 zeigen auch in der Zukunft keine relevanten Änderungssignale beim Tagesgang. Alle drei Szenarien zeigen durchgehend einen großen Überlappungsbereich, wobei das RCP8.5 jedoch systematisch nach oben abweicht.

In der Fläche stellen sich die Klimatologie des Tagesganges und die regionale Verteilung der Änderungssignale durchaus differenziert dar (Abbildung 26). Im küstennahen Umfeld liegt der Tagesgang in der Referenzperiode bei etwa 6 K bis 8 K und nimmt landeinwärts bis zur Mittelgebirgsschwelle auf etwa 9 K zu. Im Süden der Republik erreicht der Tagesgang in den tiefer gelegenen Beckenlandschaften Werte von bis zu 10 K, in Alpentälern auch bis zu 11 K, wobei letztere in den Reanalysedaten nur unzureichend aufgelöst werden. Unabhängig vom Klimaszenario sind die zukünftigen Änderungen der T_{Delta} für beide Zukunftsperioden unwesentlich.

Abbildung 27 zeigt den zeitlichen Verlauf der Solarstrahlung R_{Solar} am Standort der Neckartalbrücke für den Zeitraum 1991 bis 2100. Ab etwa dem Jahr 2000 ist ein leichter, linearer Anstieg zu sehen. In den Jahren 2003 und 2019 traten mit 249 Wm^{-2} und 243 Wm^{-2} die größten Einzelwerte auf. Die Solarstrahlung spielt aufgrund deren direkter Absorption in die zumeist dunklen Asphaltoberflächen eine signifikante Rolle bei der Ermittlung der Asphalttemperatur und der dadurch verursachten erhöhten klimatischen Belastung. Die Erhöhung der Solarstrahlung ist darauf zurückzuführen, dass Wetterlagen mit geringer Bewölkung häufiger auftreten. Eine Änderung der Strahlkraft der Sonne ist in den Klimaszenarien nicht berücksichtigt, da diese sich lediglich in den CO_2-Konzentrationen unterscheiden. Außerdem findet eine wesentliche Änderung der Solarstrahlungsleistung auf sehr langen Zeitskalen von mehreren Tausend Jahren statt, wie etwa die Milanković-Zyklen, auf die hier aber nicht näher eingegangen werden soll. Der Verlauf zeigt, dass im Neckartal in der Referenzperiode die sommerliche R_{Solar} einen Mittelwert von etwa 219 Wm^{-2} aufweist. Im RCP2.6 und RCP4.5 zeigen sich zwar keine wesentlichen Veränderungen der mittleren sommerlichen Solarstrahlung, die Bandbreite aller Änderungssignale ist jedoch in allen Klimaszenarien sehr groß.

Dies bedeutet, dass die Änderung der sommerlichen Solarstrahlung mit Unsicherheiten behaftet ist. In Kongruenz mit den Simulationen des RCP8.5 der T_{Delta} und der T_{Max} zeigt das RCP8.5 im Neckartal einen Anstieg der sommerlichen R_{Solar} um +10 Wm^{-2} beginnend etwas ab dem Jahr 2050 bis zum Ende des Projektionszeitraumes 2100. Dies entspricht einem mittleren Zugewinn der sommerlichen Solarstrahlung von etwa 5 %.

Abbildung 28 zeigt die mittlere sommerliche Solarstrahlung deutschlandweit in der Referenzperiode 1991 bis 2020 und deren Änderungen in den Zeiträumen 2021 bis 2050 und 2051 bis 2080 für die betrachteten Klimaszenarien. Dargestellt ist jeweils das Ensemblemittel für jedes Klimaszenario. Die klimatologische Verteilung der Solarstrahlung in der Referenzperiode zeigt generell eine Zunahme von Norden nach Süden, mit einem Minimum im Emsland von etwa 195 Wm^{-2}, und einem Maximum von knapp über 220 Wm^{-2} in Süddeutschland. Ein ähnlich hohes Maximum wird an der Ostseeküste (Rügen) beobachtet. Der Anstieg von Norden nach Süden hängt sowohl mit häufigerem Sonnenschein als auch mit einer zunehmenden Bestrahlungsstärke durch den größeren Zenitwinkel der Sonne zusammen. Das lokale Maximum an der Ostseeküste Vorpommerns wird durch geringere Bewölkung verursacht, da sich konvektive Wolken beim Erreichen des kühleren Ostseewassers oftmals auflösen. Das Minimum der Solarstrahlung im Emsland wird durch die dort häufiger auftretenden Wolkenfelder im Zusammenhang mit atlantischen Tiefdruckgebieten verursacht. Diese Wolkenfelder sind weiter nach Süden und Osten seltener und innerhalb kürzerer Zeiträume anzutreffen.

Die Änderungen der Solarstrahlung im RCP2.6 sind nur gering und deuten im Norden des Landes keine Veränderungen der bisherigen Verhältnisse an, während im Süden eine Zunahme von +1 Wm^{-2} bis +3 Wm^{-2} zu verzeichnen ist. Die Zunahme und auch die Verteilung sind in beiden Zukunftszeiträumen sehr ähnlich. Unter den Bedingungen des RCP4.5 zeigt sich ein ähnliches Bild mit einem größeren Gradienten. Im Norden des Landes nimmt die mittlere sommerliche Solarstrahlung im Zeitraum 2021 bis 2050 um -1 Wm^{-2} bis -3 Wm^{-2} ab, was sich in den darauffolgenden 30 Jahren auf bis zu -5 Wm^{-2} im Umfeld der Küstengebiete verstärkt. Im Süden des Landes nimmt die Solarstrahlung zu, zunächst um +1 Wm^{-2} bis +3 Wm^{-2} im Zeitraum 2021 bis 2050, und bis zu +4 Wm^{-2} am Alpenrand im Zeitraum 2051 bis 2080. Qualitativ zeichnet das Ensemblemittel im RCP8.5 ein ähnliches Bild: Eine sich verstärkende Abnahme im Norden und eine sich verstärkende Zunahme im Süden Deutschlands. Im Norden ist das Änderungssignal im Zeitraum 2021 bis 2050 zunächst nahe 0, während im Zeitraum 2051 bis 2080 eine Abnahme von bis zu -5 Wm^{-2} stattfindet.

Im Süden Deutschlands stellt sich zunächst eine Erhöhung von +1 Wm^{-2} bis +5 Wm^{-2} im Zeitraum 2021 bis 2050 ein. Für den Zeitraum 2051 bis 2080 beträgt diese Änderung dann verbreitet +3 Wm^{-2} bis +7 Wm^{-2}, am Oberrhein auch bis zu +9 Wm^{-2}. Dadurch verschärft sich der Gradient zwischen geringer Solarstrahlung im Norden und stärkerer Einstrahlung im Süden. Der Norden Deutschlands ist im RCP8.5 häufiger von dichter Bewölkung betroffen als der Süden. Während der Beitrag der Solarstrahlung im Norden entlastend für die erhöhte klimatische Belastung wäre, würde dies im Süden eine weitere zusätzliche Belastung zum Temperaturanstieg bedeuten.

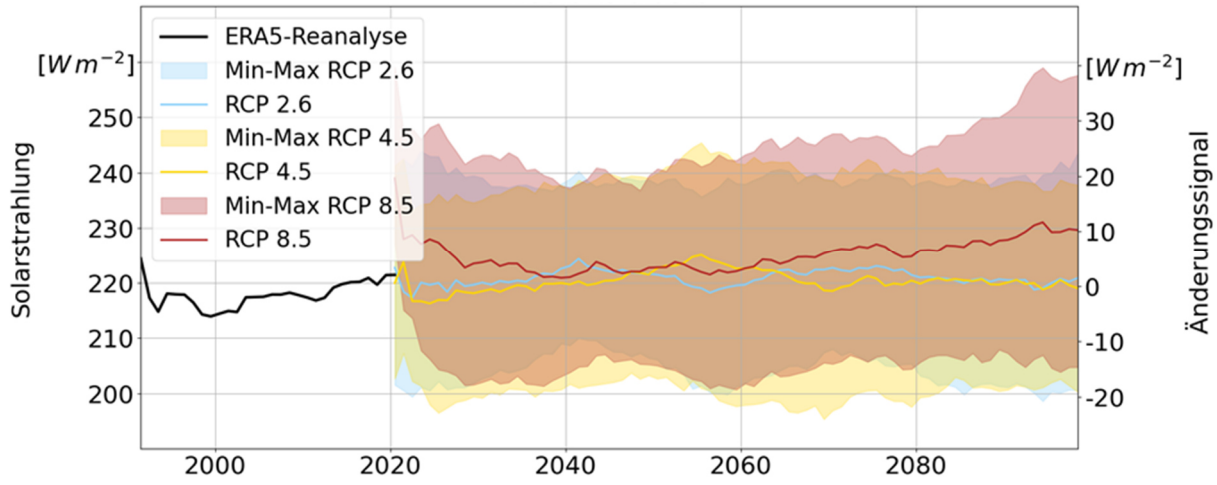


Abbildung 27: Zeitreihe der mittleren sommerlichen Solarstrahlung R_{Solar} (Juni bis August) für den Zeitraum 1991 - 2100 am Standort der Neckartalbrücke

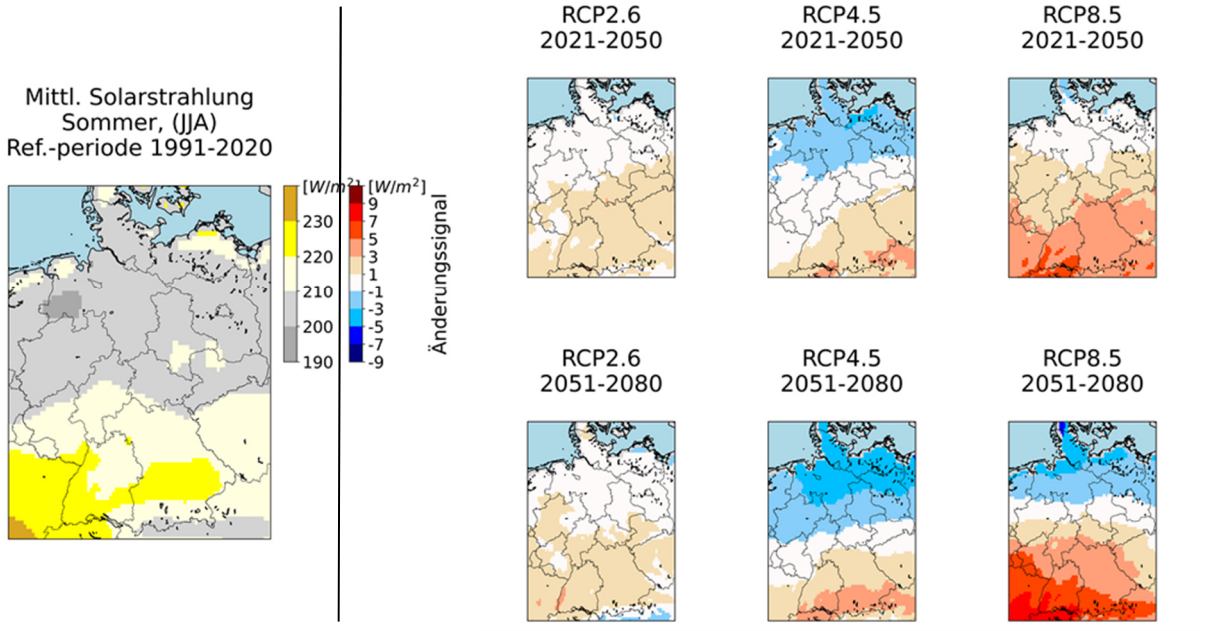


Abbildung 28: Sommerliche R_{Solar} der Referenzperiode 1991 – 2020 (links) und Änderungssignale der Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Zeiträume 2021 – 2050 und 2051 – 2080 (rechts)

Damit die Aussagen der Klimamodelle zur Solarstrahlung nicht überbewertet werden, erfolgen nun einige einordnende Bemerkungen. Erstens stellt die Entwicklung der Wetterlagen und damit der Bewölkung einen großen Unsicherheitsfaktor bei der Klimamodellierung dar, was auch anhand des großen Schwankungsbereichs in Abbildung 27 zu erkennen ist. Zweitens sind die Ergebnisse der Klimamodelle in Bezug auf die Bewölkung und damit die Solarstrahlung selbst bei gleicher Wetterlage teilweise sehr unterschiedlich. Dies hängt damit zusammen, dass die Bewölkung in der Regel durch unterschiedliche Parametrisierungen modelliert wird, welche wiederum auf der Basis von Messkampagnen in unterschiedlichen Gebieten der Erde gewonnen werden. Die dadurch entstehenden Divergenzen der unterschiedlichen Klimamodelle bei der Simulation von Bewölkung stellen konsequenterweise auch den größten Unsicherheitsfaktor in der globalen Klimamodellierung und bei der Ermittlung

der Klimasensitivität dar. Der große Unsicherheitsbereich bei der Entwicklung der Temperaturen im Klimaszenario RCP8.5 wird auch durch die Bewölkung verursacht, denn diese kann sowohl wärmende als auch kühlende Effekte haben, je nachdem, in welcher Höhe und Dichte die Bewölkung auftritt.

Es ist zu erwarten, dass die Klimamodellierung durch Adaptierung der CMIP6-Klimamodelle und deren Regionalisierung deutliche Fortschritte bei der Eingrenzung der globalen Klimasensitivität machen, da so eine ähnlich hohe oder höhere räumliche Gitterauflösung wie in den hier verwendeten, regionalen Klimaprojektionen aus der EURO CORDEx Initiative erzielt wird. Ob dies auch auf die Regionalisierung der Klimawandelfolgen zutrifft, muss abgewartet werden. Das Coupled Model Intercomparison Project (CMIP) koordiniert grundsätzlich weltweite Klimamodellsimulationen im Rahmen des Weltklimaforschungsprogramms (WCRP). Die EURO CORDEX Initiative entwickelt demgegenüber regionale Klimaprojektionen und wird ebenfalls vom WCRP unterstützt.

Fazit:

Bis zum Jahr 2050 sind die Unterschiede innerhalb der drei betrachteten Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 in Bezug auf die Änderung der Klimakenngrößen T_{Max}, T_{Mit}, T_{Delta} und R_{Solar}, die für die thermische Beanspruchung von Asphaltstraßen relevant sind, relativ gering. Etwa ab dem Jahr 2050 findet eine starke Divergenz des RCP8.5 statt. Wenn von einer mittleren Liegezeit von 15 Jahren für Asphaltdeckschichten ausgegangen wird, bedeutet dies, dass erst diejenigen, die ab dem Jahr 2036 verlegt werden, mit einer höheren Änderung der Klimakenngrößen ab dem Jahr 2050 konfrontiert sind. Somit sollte bis zum Jahr 2035 eine Überprüfung der ausgewählten Klimaszenarien erfolgen, spätestens jedoch dann, wenn die nächste Generation regionaler Klimaprojektionen und Klimaszenarien zur Verfügung steht, was bereits in den nächsten drei Jahren der Fall sein dürfte.

3.2.2 Asphalttemperatur

Auf Grundlage der erwarteten zukünftigen Klimabelastung, quantifiziert durch die Eingangsparameter in Kapitel 3.2.1, und des in Kapitel 3.1 aufgestellten Modells zur Abschätzung der vertikalen Temperaturverteilung in Asphaltbefestigungen auf Brückenbauwerken, wird für jeden Tag eine maximale mittlere Asphaltdeckschichttemperatur $\mathbf{T_{Asphalt}}$ berechnet. Diese ist entscheidend für die Entwicklung der plastischen Verformungen in der Zukunft. Die Ergebnisse dieser Simulation sind für die beiden Brücken in Abhängigkeit des Klimaszenarios in Abbildung 29 und Abbildung 30 dargestellt.

Die zeitlichen Verläufe der $T_{Asphalt}$ an den Standorten der Neckartal- und Weserbrücke sind konsistent mit der Entwicklung der Lufttemperaturen und zeigen einen Anstieg für alle drei Klimaszenarien, der - wie auch bei der Lufttemperatur - im RCP2.6 am schwächsten und im RCP8.5 am deutlichsten ausfällt. Das mittlere tägliche Maximum der $T_{Asphalt}$ im Sommer erreicht in der Referenzperiode Werte von 30,0 °C auf der Weserbrücke und 32,5 °C auf der Neckartalbrücke. Der Anstieg der $T_{Asphalt}$ an der Weserbrücke ist deutlich schwächer als an der Neckartalbrücke, was auf die geringere Änderung der Lufttemperaturen sowie auf die teilweise zurückgehende sommerliche Solarstrahlung im Norden Deutschlands zurückzuführen ist. Unter Verwendung des Klimaszenarios RCP2.6 findet in der Zukunft kaum mehr eine nennenswerte Veränderung der $T_{Asphalt}$ statt. Unter Berücksichtigung des Szenarios RCP4.5 wird ein stabiler Wert um das Jahr 2050 erreicht und im RCP8.5 hält der Anstieg bis zum Ende des 21. Jahrhunderts an.

Die geographische Verteilung der $T_{Asphalt}$ in Abbildung 31 zeigt drei Hotspots: die tiefen Lagen im südlichen Bayern zwischen Alpenvorland und bayrischem Wald, das südliche Ostdeutschland zwischen Magdeburger Börde und Lausitz sowie den Oberrheingraben und das Rhein-Main-Gebiet. Der zuletzt genannte Hotspot weist in der Referenzperioden eine $T_{Asphalt}$ von 33 °C bis 34 °C und erzielt damit deutschlandweit die höchsten Werte. Die beiden anderen Hotspots weisen Werte von 32 °C bis 33 °C in der Spitze auf. Nur in den Mittelgebirgen und in den küstennahen Gebieten liegt die sommerliche $T_{Asphalt}$ unter 30 °C in der Referenzperiode.

Die Änderungssignale der unterschiedlichen Klimaszenarien weisen sehr ähnliche räumliche Charakteristika wie die Klimakenngrößen auf, die als Eingangsparameter (Kap. 3.2.1) in das ML-Modell einfließen. Die sommerliche $T_{Asphalt}$ steigt im Süden des Landes stärker an als im Norden. Im Zeitraum 2021 bis 2050 beträgt die Änderung im RCP2.6 und RCP4.5 deutschlandweit von Nord nach Süd etwa +0,2 K bis +1,0 K und im RCP8.5 +0,8 K bis +1,8 K. Im RCP2.6 ändert sich die $T_{Asphalt}$ im Zeitraum 2051 bis 2080 kaum noch und liegt +0,6 K bis +1,0 K über

den Werten der Referenzperiode. Im RCP4.5 liegt die Änderung der $T_{Asphalt}$ im Norden des Landes bei etwa +0,8 K, in der Mitte bei +1,2 K und im Süden des Landes bei +1,6 K mit bis zu +2,0 K. Unter den Bedingungen des RCP8.5 steigt in Norddeutschland die $T_{Asphalt}$ im Sommer um +2,0 K im Zeitraum 2051 bis 2080 gegenüber der Referenzperiode 1991 bis 2020 an. In der Mitte des Landes beträgt der Anstieg etwa +2,6 K und im Süden bis zu +3,5 K. Im Zeitraum 2051 bis 2080 liegen die absoluten Werte der $T_{Asphalt}$ im Sommer somit in den Hotspots bei 35 °C und mehr. Der Anstieg der $T_{Asphalt}$ ist in den höheren Lagen etwas stärker ausgeprägt als in den tieferen Lagen. Dies dürfte durch den in diesen Lagen stärkeren Anstieg der Solarstrahlung R_{Solar} bedingt sein, der wiederum von häufigeren Hochdrucklagen mit allgemein geringer Bewölkung verursacht wird.

In den höheren Mittelgebirgslagen ist der Rückgang der relativen Bewölkung und damit der Anstieg der Solarstrahlung besonders deutlich, da in diesen Regionen regelmäßig dichte Quellbewölkung auftaucht, die in den Klimaprojektionen durch die häufigeren Hochdruckwetterlagen oft unterdrückt wird.

Die Änderungen der $T_{Asphalt}$ sind konsistent mit den Ergebnissen des FE04.0332 [63] für die Oberflächentemperaturen von Asphaltdecken auf der freien Strecke sowie mit den Klimaänderungssignalen.

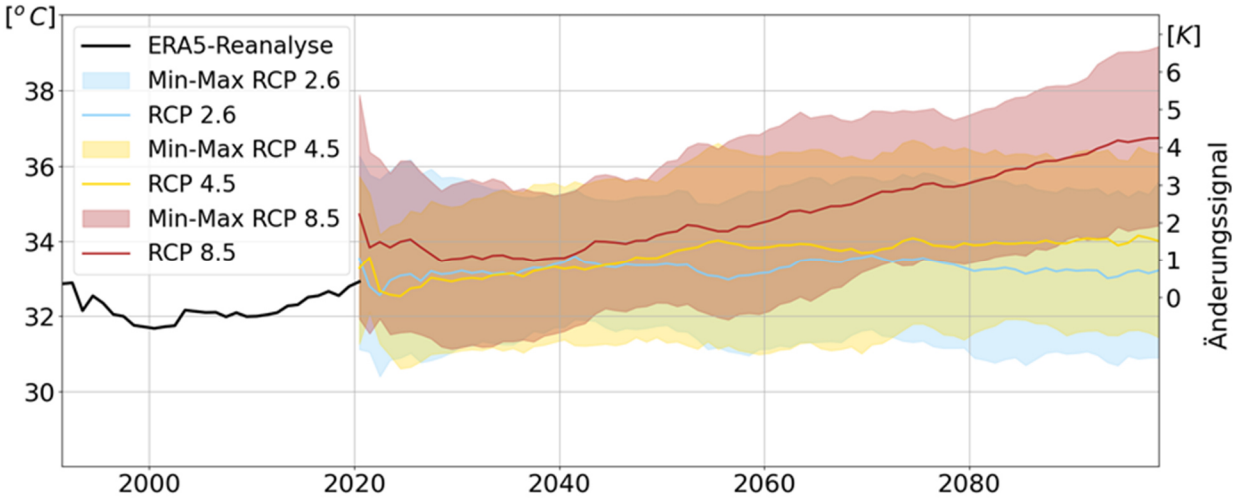


Abbildung 29: Zeitreihe der mittleren täglichen maximalen sommerlichen Asphalttemperatur $T_{Asphalt}$ (Juni bis August) für den Zeitraum 1991-2100 am Standort der Neckartalbrücke

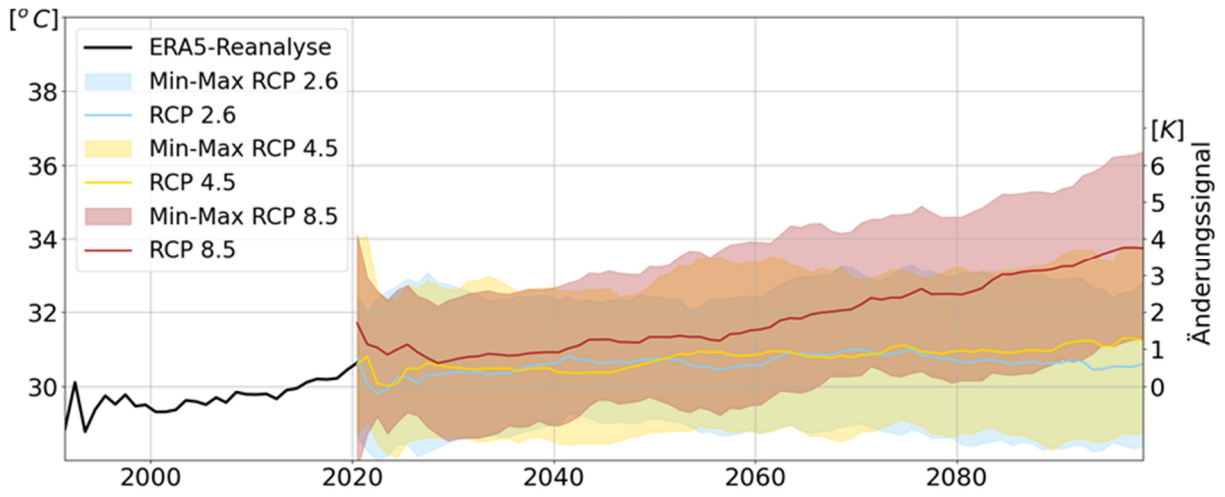


Abbildung 30: Zeitreihe der mittleren täglichen maximalen sommerlichen Asphalttemperatur $T_{Asphalt}$ (Juni bis August) für den Zeitraum 1991-2100 am Standort der Weserbrücke

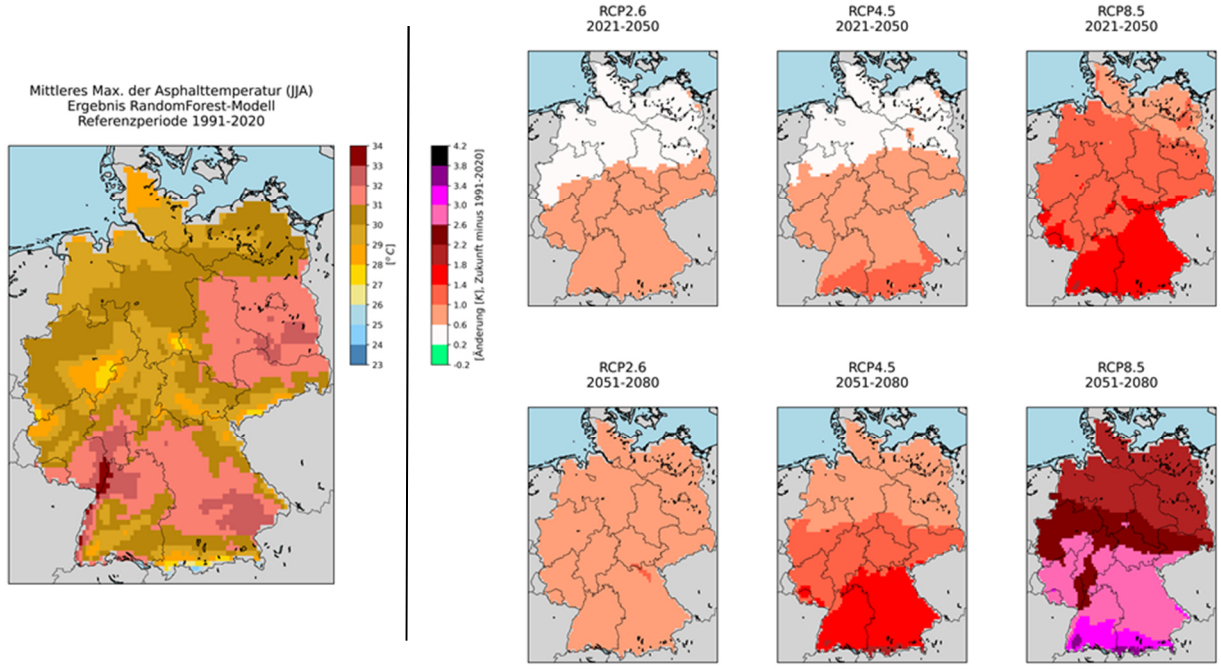


Abbildung 31: Mittlere tägliche Maxima der sommerlichen $T_{Asphalt}$ (Juni bis August) der Referenzperiode 1991 – 2020 (links) und Änderungssignale der Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Zeiträume 2021 – 2050 und 2051 – 2080 (rechts)

4. Voruntersuchungen

4.1 Untersuchungsmethodik

Im Rahmen von Voruntersuchungen soll die Eignung von verschiedenen Bindemitteln und Füllern sowie deren Verhältnis zueinander für die Herstellung von klimaoptimierten Asphalten geprüft werden. Zu diesem Zweck wurden verschiedene hochleistungsfähige Bindemittel und Füller verschiedenen Ursprungs berücksichtigt, die sich gemäß den Erkenntnissen aus den Kapiteln 2.5.2, 2.5.3 und aus Expertengesprächen als potentiell geeignete erwiesen haben. Aufgrund der ermittelten Eigenschaften wurden bestimmte Produkte gewählt und für die Mastixherstellung verwendet. Auf diese Art und Weise wurden die potenziellen Baustoffe im Vorfeld miteinander verglichen, damit die Auswahl für die anschließende Asphaltkonzeption möglichst optimiert werden kann.

In den nachfolgenden Kapiteln werden die Ausgangsstoffe sowie der Umfang und die Ergebnisse der Voruntersuchungen beschrieben.

4.2 Auswahl der Ausgangsstoffe

4.2.1 Wahl der Bindemittel

Bei der Suche nach hochleistungsfähigen Bindemitteln wurden Ergebnisse aus der Literatur (vgl. Kapitel 2.5.2) berücksichtigt sowie Gespräche mit Bindemittelherstellern und Experten aus der Praxis geführt. Daraus ergaben sich acht Bindemittelsorten, die bislang nicht im einschlägigen technischen Regelwerk hinterlegt sind, jedoch gemäß den Erkenntnissen aus Kapitel 2.5.2 als potentiell geeignete Ausgangsbitumen für die zu entwickelnden Asphalte erscheinen. Tabelle 3 enthält die ausgewählten Bindemittel mit dem vom Hersteller vorgesehenen Anwendungsbereich. Bei diesen handelt es sich um gebrauchsfertige PmB [B3 und B4] oder vB [B1, B2, B5, B6, B7 und B8] mit einem erhöhten Anteil an leistungsfähigen Polymeren. Die ausgewählten vB enthalten zudem ein organisches Additiv. Bei den Bindemitteln B5, B6 und B7 handelt es sich dabei um Fischer-Tropsch-Wachs. Der organische Zusatz von Bindemittel B1, B2 und B8 ist nicht bekannt. Im Weiteren sind auch die genaue Zusammensetzung der Bindemittel sowie der zugegebene Polymertyp unbekannt.

Tabelle 3: Übersicht über die untersuchten Bindemittel

	Produkt	Hersteller	Anwendungsbereich
B1	40/80-85 TR	1	Gussasphalt
B2	25/45 VL		Gussasphalt
B3	40/80-85		Walzasphalt
B4	RC 65/105-80	2	Walzasphalt
B5	20/40-75 VL		Gussasphalt
B6	10/30-75 VL		Gussasphalt
B7	10/40-80 VL		Walzasphalt
B8	10/40-80 VL	3	Walzasphalt

Die beiden Bindemittel B1 und B3 wurden aus dem gleichen Grundbitumen hergestellt, allerdings enthält das Bindemittel B1 noch einen viskositätsverändernden Zusatz. Das Bindemittel B2 entspricht einem viskositätsveränderten Polymermodifizierten Bitumen 25/55-55 A nach den TL VBit-StB [34], enthält jedoch einen erhöhten Polymergehalt. Das Bindemittel B4 besitzt von allen untersuchten Bindemitteln die geringste Härte und ist nicht viskositätsverändert. In der Schweiz konnten mit diesem Bindemittel bereits positive Erfahrungen gesammelt werden, sodass es ebenfalls bei den Untersuchungen berücksichtigt wird. Die Bindemittel B5, B6 und B7 wurden in der Projektvorbereitenden Studie [89] umfassend untersucht und bewertet. Ausgehend von diesen Untersuchungsergebnissen wurden das Bindemittel B6 für Gussasphaltanwendungen und das Bindemittel B7 für Anwendungen im Walzasphalt favorisiert [89]. Für das Bindemittel B5 wurde in [89] ebenfalls ein geeignetes Gebrauchsverhalten nachgewiesen, sodass dieses nachfolgend auch bei der Bewertung der Bindemittel einbezogen wird. Ebenfalls vielversprechende Bindemittel bietet die Produktpalette des 2. Unternehmens, wobei drei davon (B1, B2 und B3) innerhalb dieses Versuchsprogramms Anwendung finden. Auch das Bindemittel B8 von einem dritten Hersteller wird berücksichtigt, denn es soll gemäß seiner Bezeichnung bzw. Spezifikation sehr gute Eigenschaften im Hinblick auf die Projektziele aufweisen.

4.2.2 Wahl der Füller

Im Kapitel 2.5.3 sind wichtige Eigenschaften von Füllern beschrieben und die Vorteile von Kalksteinmehlen hervorgehoben. Aufgrund dieser insgesamt positiven Erfahrungen sowie der guten Verfügbarkeit wurden im Rahmen des Forschungsprojektes ausschließlich Kalksteinmehle sowie ein Mischfüller berücksichtigt.

Da der Einfluss des Füllers generell durch dessen geometrische, chemisch-physikalische als auch mineralogische Eigenschaften bedingt wird, weicht auch die Wirkung von Kalkstein-Füller in Abhängigkeit von der Gewinnungsstätte und dem Aufbereitungsprozess voneinander ab. Um den Einfluss regionaler Unterschiede im Kalksteinvorkommen sowie verschiedener Aufbereitungstechniken zu berücksichtigen, werden sieben Kalksteinmehle untersucht, die von verschiedenen Gewinnungsstätten aus dem gesamten Bundesgebiet bezogen wurden und in Tabelle 4 zusammengefasst sind. Die Gewinnungsstätten der Kalkstein-Füller bleiben nachfolgend anonymisiert. Neben gemahlenen Füllern (F1, F4, F5, F6 und F7) werden auch zwei Entstaubungsfüller (F2 und F3) berücksichtigt. Ebenso unterscheiden sich die Kalksteinmehle hinsichtlich ihres Entstehungszeitraumes. Die Füller F1 bis F5 entstanden im Zeitalter der Trias und werden als Muschelkalk bezeichnet. Sie zeichnen sich durch einen sehr hohen Gehalt an fossilen Muscheln aus. Muschelkalk lässt sie wiederum in die drei lithostratigraphischen Untergruppen Oberer, Mittlerer und Unterer Muschelkalk gliedern. Die im Rahmen der Untersuchungen berücksichtigten Kalksteinmehle lassen sich den beiden Untergruppen Unterer (F4 und F5) und Oberer Muschelkalk (F1, F2 und F3) zuordnen. Während Oberer Muschelkalk vornehmlich aus Kalken, Mergeln und Dolomiten besteht, wird der Untere Muschelkalk eher durch Kalke, Kalkmergel und Tonmergel charakterisiert. Daneben werden auch zwei Kalksteinmehle (F6 und F7) aus dem Zeitalter des Jura untersucht, das auf das Zeitalter der Trias folgte. Gemäß den Herstellerangaben lassen sich die Muschelkalke hinsichtlich ihres Calciumcarbonatgehaltes der Kategorie CC_{80} und die Jurakalksteine der Kategorie CC_{90} nach den TL Gestein-StB [46] zuordnen. Bei Füller F4 handelt es sich um ein Kalksteinmehl, das aufgrund seiner Korngrößenverteilung speziell für Gussasphaltanwendungen vom Hersteller empfohlen wird.

In Tabelle 4 ist in der letzten Zeile auch ein gebrauchsfertiger Mischfüller (F8) aufgeführt, der aufgrund der in Kapitel 2.5.3 genannten Vorteile hier mit aufgenommen wurde. Er setzt sich aus dem mineralischen Füller F6 und Kalkhydrat zusammen.

Tabelle 4: Übersicht über die untersuchten Füller

	Herkunft	Stratigraphische Bezeichnung	Art des Füllers	Kategorie
F1	Baden-Württemberg	Trias (Oberer Muschelkalk)	Gemahlener Füller	CC_{80}
F2	Baden-Württemberg	Trias (Oberer Muschelkalk)	Entstaubungsfüller	CC_{80}
F3	Baden-Württemberg	Trias (Oberer Muschelkalk)	Entstaubungsfüller	CC_{80}
F4	Niedersachsen	Trias (Unterer Muschelkalk)	Gemahlener Füller	CC_{80}
F5	Niedersachsen	Trias (Unterer Muschelkalk)	Gemahlener Füller	CC_{80}
F6	Bayern	Jura Kalkstein	Gemahlener Füller	CC_{90}
F7	Bayern	Jura Kalkstein	Gemahlener Füller	CC_{90}
F8	Bayern	Jura-Kalkstein + Kalkhydrat	Mischfüller	Ka_{25}

Für dessen Calciumcarbonatgehalt wird ein Wert zwischen 62 und 65 M.-% angegeben. Gemäß den Herstellerangaben liegt dessen Calciumhydroxidgehalt über 27 M.-%, sodass der Mischfüller F8 der Kategorie Ka_{25} gemäß den TL Gestein-StB [46] zuzuordnen ist.

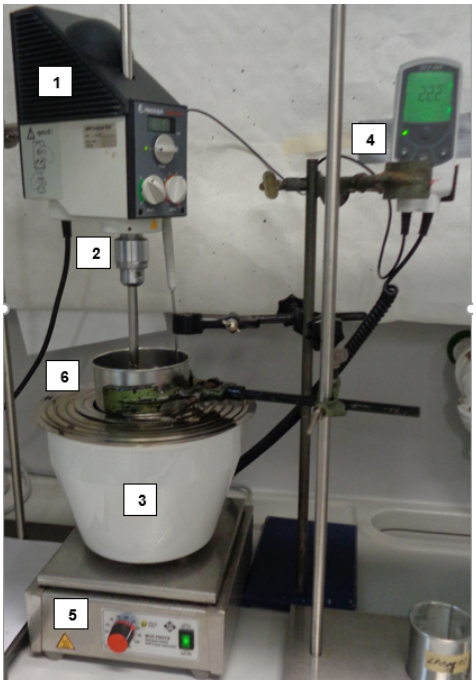
4.2.3 Wahl der Mastixvarianten

Insgesamt wurden acht Mastixvarianten hergestellt. Da in der Literatur noch keine Erkenntnisse für ein geeignetes Füller/Bitumen-Verhältnis klimaoptimierter Asphalte vorliegen, wurde gemäß den Ausführungen in [89] zunächst das Füller/Bitumen-Verhältnis der Mastixvarianten für Walzasphaltanwendungen auf 1,5/1 und das der Mastixvarianten für Gussasphaltanwendungen auf 2,5/1 bzw. 3,3/1 zugrunde gelegt. Da sich die Mastixvariante mit einem Füller/Bitumen-Verhältnis von 3,3/1 allerdings als zu steif für die Verarbeitung und Untersuchungen erwies, wurden die anderen Mastixvarianten für Gussasphaltanwendungen mit dem geringeren Füller/Bitumen-Verhältnis von 2,5/1 hergestellt. Die Wahl der Bindemittel und der Füllersorte wurde nach dem Vorliegen der entsprechenden Versuchsergebnisse getroffen. Eine Mastixvariante wurde mit dem Mischfüller hergestellt.

Zur Herstellung der Mischungen im Labor wurde die benötigte Füllermenge zunächst eingewogen und anschließend ausreichend lange im Wärmeschrank auf die entsprechende Mischtemperatur erwärmt. Die Mischtemperatur der Mastixvarianten für Walz–asphaltanwendungen wurde dabei auf 170 °C und die der Mastixvarianten für Gussasphaltanwendungen auf 210 °C festgesetzt. In Abhängigkeit vom gewählten Füller/Bitumen-Verhältnis wurde auch die Bindemittelmenge abgewogen und auf 170 °C bzw. 210 °C temperiert. Der Mischprozess erfolgte mithilfe eines Mehrzweck Heizbades, welches zur Temperaturregulierung notwendig war. Durch dieses war es möglich, die Proben ganzheitlich zu temperieren, sodass eine punktuelle Erhitzung des Materials ausgeschlossen ist. Zum Einsatz kam das HEIDOLPH Rührgerat RZR 2021 unter Verwendung eines VISCO JET Rührsystems (VISCO JET CRACK 80 mm). Der Versuchsaufbau für die Herstellung der Mastixvarianten gestaltete sich stets nach dem in Abbildung 32 dargestellten Prinzip.

Da das Heizbad nicht mit einer Temperaturanzeige ausgestattet ist, wurde mithilfe eines elektronischen Thermometers die Mischtemperatur überprüft. Während einer kurzen Einmischphase wurde die Füllermenge chargenweise dem Bindemittel zugeben. Anschließend folgte eine 5-minütige Homogenisierungsphase.

Aufgrund der Zugabe von Mischfüller und seiner sehr stark versteifenden Wirkung erforderte die Herstellung der Mastixvariante M3 eine Anpassung des Mischprozesses. Dabei musste die Einmischphase auf 5 Minuten und die Homogenisierungsphase auf 10 Minuten verlängert werden.



1: Rührgerät **2: Rührwerkzeug**
3: Heizbad **4: Thermometer**
5: Temperaturregler **6: Blechdose mit Material**

Abbildung 32: Mischapparatur für die Herstellung der Mastixvarianten

4.3 Voruntersuchungsprogramm

4.3.1 Prüfungen an Bindemittel

Für die vergleichenden Untersuchungen hinsichtlich der Eignung der verschiedenen Hochleistungsbindemittel für die Herstellung klimaoptimierter Asphalte kommen die in Tabelle 5 aufgeführten konventionellen als auch Performance-orientierten Prüfverfahren zum Einsatz. Mit diesen ist es möglich, dass Gebrauchsverhalten der Bindemittel über den gesamten Gebrauchstemperaturbereich zu untersuchen. Neben den gängigen Performance-Prüfungen wird auch der Scher-Relaxationsversuch am DSR durchgeführt. Dieser stellt eine Alternative zur BBR-Prüfung dar und ermöglicht die Untersuchung des Tieftemperaturverhaltens mit vergleichsweise moderatem Aufwand. Zur Bewertung der Fließfähigkeit erfolgt zudem die Bestimmung der dynamischen Viskosität am DSR. Nachfolgend wird auf die Beschreibung der konventionellen Prüfverfahren verzichtet und ausschließlich die Versuchsdurchführung der Performance-Prüfungen beschrieben.

Tabelle 5: Übersicht über die Untersuchungen an Bindemittel

	Prüfverfahren	Norm / Arbeitsanleitung
Konventionelle Prüfungen	Nadelpenetration	DIN EN 1426
	Erweichungspunkt Ring und Kugel	DIN EN 1427
	Elastische Rückstellung	DIN EN 13398
Performance-Prüfungen	DSR-Prüfung im T-Sweep	AL DSR-Prüfung (T-Sweep)
	MSCR-Test	AL DSR-Prüfung (MSCRT)
	BBR-Prüfung	AL BBR-Prüfung
	Scher-Relaxations-versuch am DSR	*Entwurf AL DSR-Prüfung (SRV)*
	Konstante Scherrate	AL DSR-Prüfung (konstante Scherrate)
	Dynamische Viskosität am DSR	*DIN EN 13702*

Im Dynamischen Scherrheometer (DSR) werden die komplexen rheologischen Eigenschaften der Bindemittel unter verschiedenen Randbedingungen angesprochen. Der Temperatur-Sweep gemäß der Arbeitsanleitung **AL DSR-Prüfung (T-Sweep)** [41] dient zur Ansprache des viskoelastischen Verformungsverhaltens. Zu diesem Zweck wird eine Bindemittelprobe in einem Platte-Platte-Messsystem oszillierend beansprucht. Unter dieser harmonischen sinusförmigen Oszillationsbeanspruchung werden der komplexe Schubmodul G* [Pa] und der Phasenwinkel δ [°] bei einer Frequenz von 1,59 Hz und bei einer stufenweisen Temperaturerhöhung im Bereich von 30 °C bis 90 °C bestimmt. Zur Versuchsdurchführung kommen Platte-Platte-Messsysteme mit einem Plattendurchmesser von 25 mm zum Einsatz und es wird eine Spaltweite von 1 mm vorgegeben. Während die untere Platte bei der Versuchsdurchführung feststehend ist, oszilliert die obere Platte bei definierter Temperatur und Frequenz um einen bestimmten Winkel sich drehend um die eigene Achse nach links und rechts. Durch die Drehbewegung der oberen Platte wird in der Bindemittelprobe eine Schubspannung erzeugt. Der komplexe Schubmodul ist ein Maß zur Quantifizierung des Widerstands der untersuchten Bindemittelprobe gegenüber erzwungenen Scherverformungen und beschreibt das Steifigkeitsverhalten. Der Verformungswiderstand ist umso größer, je höher der komplexe Schubmodul ist. Der Phasenwinkel δ entspricht der Phasendifferenz zwischen der eingeleiteten Schubspannung und der daraus resultierenden Scherverformung (Verzerrung) bei harmonischer sinusförmiger Oszillationsbeanspruchung. Er kann zur Bewertung des viskosen und elastischen Verhaltes und somit des elastischen Rückverformungspotenzials herangezogen werden. Durch den Phasenwinkel können die viskosen und elastischen Anteile des Bindemittels quantifiziert werden. Bei einem Phasenwinkel von 0 ° liegt (rein) ideal-elastisches Verformungsverhalten vor. Ein Phasenwinkel von 90 ° beschreibt (rein) ideal-viskoses Verformungsverhalten. Da Bitumen sowohl durch elastisches als auch viskoses Verformungsverhalten gekennzeichnet ist, liegt der Phasenwinkel von Bitumen in einem Bereich zwischen $0 ° < \delta < 90 °$.

Der Multiple Stress Creep and Recovery Test (**MSCR-Test**) wird im DSR durchgeführt, um die prozentuale Erholung und den nicht rückverformbaren Anteil von Bitumen zu bestimmen. Dazu wird während des MSCR-Tests im Kriechversuch die Rückverformung R [%] und die Nachgiebigkeit (Kriechkomplianz) J_{nr} [1/kPa] des Bindemittels bei einer konstanten Temperatur von 60 °C unter definierter Scherbeanspruchung ermittelt [43]. Als Prüfgeometrie wird ein Platte-Platte-Messsystem mit einem Plattendurchmesser von 25 mm verwendet und eine Spaltweite von 1 mm vorgegeben. Es erfolgt eine zyklische Be- und Entlastung der Bindemittelprobe mit steigender Belastung, was zu einer sukzessiven Erhöhung der Verformung führt [43]. Der MSCR-Test dient generell zur Ansprache des Verformungsverhaltens bei Wärme. Durch die hohe Scherbeanspruchung soll das Polymernetzwerk im

Bitumen möglichst gut angesprochen werden, um die elastischen Eigenschaften und die Steifigkeit des modifizierten Bindemittels ausreichend charakterisieren zu können [83]. Die Rückverformung ist generell ein Maß für das elastische Potenzial des Bindemittels, das durch eine direkte Messung der Rückverformung während der Entlastungsphase quantifiziert wird. Die Nachgiebigkeit gibt die bleibende Verformung an und wird zur Quantifizierung der Steifigkeit herangezogen. Eine niedrige Steifigkeit entspricht einer hohen gemessenen Nachgiebigkeit, während eine hohe Steifigkeit einer geringen gemessenen Nachgiebigkeit entspricht.

Die **BBR-Prüfung** nach [44] dient der Beurteilung des Verhaltens von Bitumen bei tiefen Temperaturen im Biegebalkenrheometer (Bending Beam Rheometer (BBR)). In einem Drei-Punkt-Biegeversuch wird ein balkenförmiger Prüfkörper auf zwei Stützen in einem temperierten Flüssigkeitsbad gelagert und mittig mit einer konstanten Punktlast belastet. Die Durchbiegung des Bindemittelbalkens als Reaktion auf die erzeugte Biegezugspannung wird in Abhängigkeit von der Zeit in Balkenmitte gemessen. Aus der Biegespannung und -verformung wird die Biegekriechsteifigkeit S [MPa] und der m-Wert [-] des Prüfkörpers für zwei Prüftemperaturen und für eine definierte Belastungsdauer von 60 Sekunden berechnet. Dabei charakterisiert der m-Wert den Absolutwert der Steigung der Kurve der Biegekriechsteifigkeit in ihrer logarithmischen Darstellung. Aus der Biegekriechsteifigkeit erfolgt durch exponentielle Interpolation die Berechnung der Temperatur (T_{S300}) bei der die Biegekriechsteifigkeit 300 MPa beträgt, während aus dem m-Wert mithilfe von exponentieller Inter- oder Extrapolation die Temperatur ($T_{m0,3}$) berechnet wird, bei der der m-Wert 0,3 beträgt. Bei der Interpretation der Messergebnisse gilt: je geringer die Reduktion des m-Wertes bei zunehmender Belastungsdauer ist, umso besser ist das Relaxationsvermögen der Bindemittelprobe. Je relaxationsfähiger ein Bindemittel bei tiefen Temperaturen ist, desto besser ist das Tieftemperaturverhalten. Die Biegekriechsteifigkeit sollte möglichst gering sein, da sie ein Indikator für thermisch induzierte Biegezugspannungen ist, die bei der Abkühlung des Bindemittels entstehen. Bei einer geringen Biegekriechsteifigkeit können aufgrund der Struktur der Asphaltene größere interne Umlagerungsprozesse ablaufen, die dem Aufbau von Spannungen entgegenwirken. Ein hoher m-Wert beschreibt die schnelle Rückverformung der Asphaltene und damit die Fähigkeit des Bindemittels die induzierten Biegezugspannungen rissfrei abzubauen. Sobald eine Temperatur erreicht ist, bei der entweder der kritische Wert der Relaxationsfähigkeit oder die kritische Biegekriechsteifigkeit erreicht wird, ist der rissfreie Abbau von induzierten Spannungen nicht mehr sichergestellt, sodass es zur Kälteschäden kommen kann. Liegt dabei die Temperatur $T_{m0,3}$ oberhalb der Temperatur T_{S300} bedeutet dies, dass das Bindemittel hinsichtlich seines Tieftemperaturverhaltens durch den m-Wert bestimmt wird. Liegt die Temperatur T_{S300} hingegen oberhalb der Temperatur $T_{m0,3}$, bestimmt das Steifigkeitskriterium das Tieftemperaturverhalten des Bindemittels.

Der **Scher-Relaxationsversuch (SRV)** dient zur Bestimmung des Kälteverhaltens von Bitumen im Dynamischen Scherrheometer. In [84] konnte für das Prüfverfahren eine „Korrelation auf sehr hohem Niveau“ zur BBR-Prüfung nachgewiesen werden, sodass der Scher-Relaxationsversuch ein alternatives Prüfverfahren zur BBR-Prüfung darstellt. Der Scher-Relaxationsversuch wird in [84] als „sehr praxistaugliche“ und „hinreichend wissenschaftliche“ Prüfmethode empfohlen, die prozesssicher und mit moderatem Prüfaufwand die Charakterisierung des Tieftemperaturverhaltens ermöglicht. Aufgrund der Erkenntnisse aus [84] wurde die Arbeitsanleitung zum SRV formuliert, die bislang jedoch nur als Entwurf [49] vorliegt. Als Prüfgeometrie dient generell ein Platte-Platte-Messsystem mit einem Plattendurchmesser von 8 mm und einer Spaltweite von 2 mm. Die Durchführung erfolgt nach [49] im verformungsgeregelten Rotationsmodus, bei dem bei einer konstanten Prüftemperatur von -10 °C eine Verformung von 0,1 % innerhalb einer festgelegten Zeit (1 sec) auf eine Bitumenprobe aufgebracht wird. Während der anschließenden 30-minütigen Relaxationsphase, bei der die Prüftemperatur sowie die Scherverformung konstant gehalten werden, wird der Scherspannungsverlauf aufgezeichnet. Der Abbau der Scherspannung während der Relaxationsphase unter Beibehaltung der aufgebrachten Verformung dient zur Analyse des Relaxationsverhaltens. Durch die Berechnung des Integrals der Scherspannung über die gesamte Relaxationsphase wird abschließend die Scherrelaxationsviskosität λ_{Rel} [MPa·s] bestimmt, die eine direkte Beurteilung des Kälteverhaltens erlaubt. Das Relaxationsvermögen des Bindemittels ist umso besser zu bewerten, je schneller der Spannungsabbau verläuft. Ein gutes Relaxationsvermögen wird somit

durch eine geringere verbleibende Scherspannung und folglich durch eine geringe Scherrelaxationsviskosität quantifiziert.

Die Zugabe von Wachsen führt generell zu einer Veränderung der rheologischen Eigenschaften des Bitumens. Bei hohen Temperaturen schmelzen die Wachse und das Bitumen verhält sich niederviskos, bei niedrigen Temperaturen unter der Kristallisationstemperatur des Wachses ist es hingegen höherviskos. Mittels DSR können gemäß der Arbeitsanleitung AL DSR-Prüfung (konstante Scherrate) [42] die temperaturabhängige Viskositätsänderung und die **Phasenübergangstemperatur T_{PT}** viskositätsveränderter Bindemittel bestimmt werden. Die Prüfung erfolgt im Rotationsmodus bei einer konstanten Scherrate von 2 s^{-1} und abnehmender Temperatur zwischen 150 °C und 70 °C. Es kommen Platte-Platte-Messsysteme mit einem Plattendurchmesser von 25 mm und einem Spaltabstand von 1 mm zum Einsatz. Die Phasenübergangstemperatur beschreibt die Temperatur, bei der das vB aufgrund des Zusatzes ein erkennbar abweichendes Materialverhalten infolge Scherbeanspruchung aufweist [42]. Die Bestimmung der Phasenübergangstemperatur ist vor allem für den Einbau und die Verdichtung eines Asphaltmischgutes relevant, da diese einen signifikanten Anstieg der Bindemittelsteifigkeit markiert. Unterhalb der Phasenübergangstemperatur verlässt das Wachs den flüssigen Zustand und bildet eine kristalline Struktur im Bindemittel aus, was die Verarbeitbarkeit und Verdichtbarkeit erschwert. In Abhängigkeit von der Phasenübergangstemperatur werden auch die vB gemäß den TL VBit-StB [34] eingeteilt. Liegt die Phasenübergangstemperatur < 100 °C gehört das vB der Kategorie L (low phase transition temperature) an. Viskositätsveränderte Bindemittel mit einer Phasenübergangtemperatur ≥ 100 °C werden der Kategorie H (high phase transition temperature) zugeordnet.

Die **Dynamische Viskosität** η entspricht dem Verhältnis zwischen der aufgebrachten Scherspannung und der Schergeschwindigkeit und dient als Maß für den inneren Widerstand des Bindemittels gegen Fließen. Sie wird daher zur Bewertung der Fließfähigkeit herangezogen. Zur Versuchsdurchführung nach der DIN EN 13702 [29] kommt eine Platte-Kegel-Messgeometrie zum Einsatz. Der Kegel wird auf die Bindemittelprobe gedrückt und bei unterschiedlichen Temperaturen werden Scherspannungen durch Drehung aufgebracht. Die Prüfung erfolgt im Abkühlungstrend in einem Temperaturbereich von 150 °C bis 60 °C, sodass die dynamische Viskosität zur Charakterisierung der Bindemitteleigenschaften bei der Asphaltherstellung und -verarbeitung herangezogen wird. In diesem Temperaturbereich weist Bitumen ein rein viskoses Fließverhalten auf und zeigt die Eigenschaften eines Newtonschen Fluids, das eine von der Schergeschwindigkeit unabhängige Viskosität aufweist. Je höher die dynamische Viskosität des Bindemittels, umso geringer ist seine Fließfähigkeit.

4.3.2 Prüfungen an Füller

Die angelieferten Kalksteinmehle wurden für die Durchführung des Untersuchungsprogrammes zunächst bis zur Massenkonstanz getrocknet und anschließend gemäß DIN EN 932-2 [17] eingeengt. In Tabelle 6 sind die zur Charakterisierung durchgeführten Untersuchungen aufgeführt.

Tabelle 6: Übersicht über die Untersuchungen an Füller

Füllereigenschaft	Prüfverfahren	Norm
Korngrößenverteilung	Luftstrahlsiebung	DIN EN 933-10
	PARIO (automatisierte Aräometermethode)	DIN EN ISO 17892-4
Korngröße/ Kornform	Rasterelektronenmikroskopie	-
Gleichmäßigkeit der Füllerproduktion	Rohdichte	DIN EN 1097-7
Versteifende Eigenschaften	Hohlraumgehalt von trocken verdichtetem Füller	DIN EN 1097-4
	Erweichungspunkt-Erhöhung ΔEP_{RuK}	DIN EN 13179-1
	Stabilisierungsindex	DIN 52096

Die Korngrößenverteilung der Füller wurde zunächst mit dem in den TL Gestein-StB [46] geforderten und dem in der DIN EN 933-10 [27] geregelten Prüfverfahren (Luftstrahlsiebung) bestimmt. Dabei wird der Durchgang des Füllers durch die Analysesiebe 2,0 mm, 0,125 mm und 0,063 mm gravimetrisch erfasst und muss gemäß den TL Gestein-StB [46] die in Tabelle 7 formulierten Anforderungen erfüllen.

Tabelle 7: Anforderungen an die Korngrößenverteilung von Füller gemäß Tabelle 25 der TL Gestein-StB [46]

Siebgröße [mm]	Siebdurchgang [M.-%]
2	100
0,125	85-100
0,063	70-100

Zur besseren Differenzierbarkeit der Korngrößenverteilung wurde zusätzlich der Siebdurchgang durch das Analysesieb 0,09 mm erfasst. An diesen und an den weiteren Verlauf der Korngrößenverteilung des Füllers werden allerdings keine Anforderungen gestellt. Vor der Versuchsdurchführung wurde der Füller auf dem Analysesieb 0,063 mm abgeschlämmt. Der Siebrückstand wurde zunächst bis zur Massenkonstanz getrocknet und anschließend für die Luftstrahlsiebung verwendet. Der Anteil < 0,063 mm ergibt sich als Summe der Trockenmasse nach Abschlämmen und Luftstrahlsiebung.

Im Weiteren wurde die Korngrößenverteilung im Bereich zwischen 2 µm bis 63 µm mittels automatisierter **Aräometermethode** (PARIO) bestimmt, bei der kontinuierlich die Änderung des Suspensionsdrucks aufgezeichnet wird (Abbildung 33). Aufgrund der Zusammenhänge zwischen Korngröße, Dichte der Prüfflüssigkeit und Sinkgeschwindigkeit kann berechnet werden, welche Korngröße bereits abgesunken ist und wie groß deren Anteil an der Probe ist. Zur Berechnung der Korngrößenverteilung wird somit das Gesetz von Stokes herangezogen. Das Verfahren stellt eine sinnvolle Ergänzung zur Luftstrahlsiebung dar und erlaubt eine Differenzierung des Anteils < 0,063. Auf diese Art und Weise lassen sich die Füller schließlich besser hinsichtlich der Korngrößenverteilung und Feinheit differenzieren.

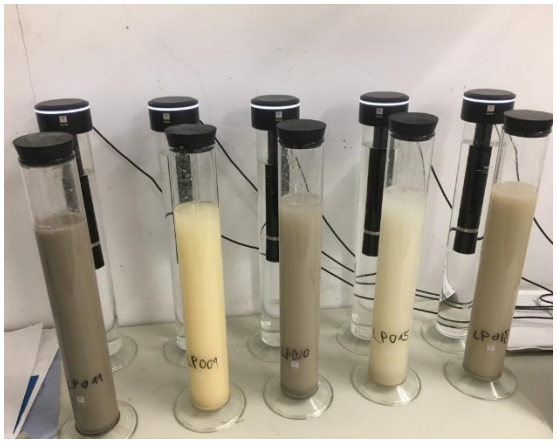


Abbildung 33: Probenvorbereitung zur Durchführung der automatisierten Aräometermethode (PARIO)

Um auch die Kornform und Mikrostruktur der Füller zu erfassen, wurden zusätzlich Untersuchungen mit dem **Rasterelektronenmikroskop (REM)** durchgeführt. Für alle Kalksteinmehle aus Tabelle 4 wurden Aufnahmen bei 500-facher, 1.000-facher als auch 5.000-facher Vergrößerung erstellt.

Die **Rohdichte** der Füller wurde gemäß DIN EN 1097-7 [26] bestimmt und ist für die Berechnung des Hohlraumgehaltes von trocken verdichtetem Füller nach Rigden notwendig.

Der **Hohlraumgehalt nach Rigden** wurde im Weiteren zur Bewertung der versteifenden Wirkung der Füller gemäß DIN EN 1097-4 [25] bestimmt. Nach den TL Gestein-StB [46] lässt sich Füller anhand seines Hohlraumgehaltes in zwei Kategorien einteilen. Bei einem Hohlraumgehalt zwischen 28 Vol.-% und 45 Vol.-% wird der Füller der Kategorie $V_{28/45}$ zugeordnet und bei einem erzielten Hohlraumgehalt zwischen 44 Vol.-% und 55 Vol.-% der Kategorie $V_{44/55}$. Füller mit einem höheren Hohlraumgehalt gelten als stark versteifend.

Die Beurteilung der versteifenden Wirkung erfolgte zusätzlich über die Ermittlung der **Erhöhung des Erweichungspunkts Ring und Kugel (ΔEP_{RuK})** gemäß DIN EN 13179-1 [28]. Dabei wird ein Gemisch aus einem festgeschriebenen Bezugsbitumen (Bitumen 70/100) und dem zu untersuchenden Füller bei definiertem Füller/Bitumen-Verhältnis hergestellt und die Differenz zwischen dem Erweichungspunkt des Ausgangsbitumens und dem des Füller/Bitumen-Gemisches ermittelt. Anhand der erzielten Erweichungspunkt-Erhöhung kann der Füller gemäß den TL Gestein-StB [46] in zwei Kategorien eingeteilt werden. Liegt die Erhöhung ΔEP_{RuK} zwischen 8 °C und 25 °C ist der Füller der Kategorie $\Delta_{R\&B}8/25$ zuzuordnen, liegt sie über 25 °C wird der Füller der Kategorie $\Delta_{R\&B}25$ zugeschrieben. Je höher ΔEP_{RuK} liegt, desto größer ist die Versteifungswirkung.

Des Weiteren wurde auch der **Stabilisierungsindex** nach DIN 52096 [18] bestimmt. Dabei werden mit dem Bezugsbitumen (Bitumen 70/100) und dem zu untersuchenden Füller unter Variation des Füller/Bitumen-Verhältnisses mindestens drei Gemische hergestellt und deren Erweichungspunkte Ring und Kugel bestimmt. Der Stabilisierungsindex wird schließlich graphisch ermittelt und gibt das Füller/Bitumen-Verhältnis an, bei dem der Erweichungspunkt des Gemisches 20 K höher liegt als der des Bezugsbitumens. Je kleiner dieses Verhältnis ist, desto stärker ist die Versteifungswirkung.

Weitere für die Auswertung und Interpretation der Ergebnisse wichtige Füllereigenschaften werden den Prüfzeugnissen entnommen, die von den Herstellern zur Verfügung gestellt wurden.

4.3.3 Prüfungen an Mastix

In Abhängigkeit von der Wahl der Ausgangsstoffe Bindemittel und Füller sowie deren Verhältnis weist

die Mastix unterschiedliche Eigenschaften auf, welche das Gebrauchsverhalten von Asphalt signifikant beeinflussen. Daher sind Untersuchungen der Mastix ebenfalls durchzuführen und bei der Mischgutoptimierung zu berücksichtigen. Allerdings gibt es derzeit noch kein allgemeingültiges und umfassendes Verfahren zur Bewertung der Asphaltmastix. Dessen Entwicklung ist Gegenstand des aktuell laufenden Forschungsvorhabens FE 07.0317/2021/AGB: Optimierung von Verfahren zur Prüfung von Füller/Bitumen-Gemischen (Asphaltmörtel) mit dem Dynamischen Scherrheometer. Um die verschiedenen Mastixvarianten hinsichtlich ihres Gebrauchsverhaltens miteinander vergleichen zu können, sollen diese analog zum Prüfprogramm der Bindemittel unter Berücksichtigung der bisherigen Forschungserkenntnisse zur Prüfung von Mastix und ggf. unter Anpassung der Prüfmodalitäten untersucht werden. Die Performance-Prüfungen für Bindemittel wurden bereits in Kapitel 4.3.1 beschrieben, sodass diese nachfolgend aufgezählt und etwaige Anpassungen in der Versuchsdurchführung für die Mastix dargelegt werden.

Die **DSR-Prüfung im T-Sweep** erfolgte in Anlehnung an die Arbeitsanleitung AL DSR-Prüfung (T-Sweep) [41]. Für die Versuchsdurchführung wurde eine Platte-Platte-Messgeometrie mit einem Plattendurchmesser von 25 mm eingesetzt. Aufgrund des Überkorns im Füller sind in den Mastixvarianten Körner bis zu einer Größe von 2 mm vorhanden. Aus diesem Grund wurde für die Versuchsdurchführung eine Spaltweite von 2 mm gewählt.

Der **MSCR-Test** an Mastixvarianten erfolgte analog zu dem an Bindemittel und somit in Anlehnung an die Arbeitsanleitung AL DSR-Prüfung (MSCRT) [43]. Als Prüfgeometrie kam ein Platte-Platte-Messsystem mit einem Plattendurchmesser von 25 mm zum Einsatz. Wie bei der DSR-Prüfung im T-Sweep (s.o.) wurde mit einer Spaltweite von 2 mm geprüft.

Bei der **BBR-Prüfung** der Mastixvarianten konnte auf eine Anpassung der Prüfmodalitäten verzichtet und die Vorgehensweise gemäß der Arbeitsanleitung AL BBR-Prüfung [44] übernommen werden. Aufgrund der sehr hohen Viskosität der Mastixvarianten ergaben sich jedoch Schwierigkeiten bei der Herstellung der balkenförmigen Prüfkörper (Kapitel 4.4.3).

Die Durchführung des **Scher-Relaxationsversuchs** erfolgte zunächst gemäß dem Entwurf der Arbeitsanleitung AL DSR-Prüfung (SRV) [49]. Dabei konnten aufgrund der sehr hohen Steifigkeit der Mastix jedoch kaum Scherspannungen aufgebaut werden, sodass die Verformung für die weiteren Versuche erhöht wurde, um verwertbare Ergebnisse zu erhalten.

Die Bestimmung der **dynamischen Viskosität** der Mastixvarianten erfolgt anders als beim Bindemittel unter Verwendung eines Koaxial-Zylinders als Messgeometrie. Zudem wurde die Scherrate auf 20 1/s festgesetzt.

4.4 Ergebnisse der Voruntersuchungen

4.4.1 Hochleistungsbindemittel

Bei der Auswertung der **konventionellen Prüfverfahren** ist zu berücksichtigen, dass diese für Straßenbaubitumen entwickelt und validiert wurden, sodass die Ansprache von modifizierten Bindemitteln nur unzureichend möglich ist. Tabelle 8 gibt einen Überblick über die ermittelten Prüfergebnisse der konventionellen Prüfungen aller Bindemittel und stellt diese den Herstellerangaben gegenüber. Letztere wurden als Prüfergebnis aus den aktuellen Prüfzeugnissen oder als Produktspezifikation aus den Datenblättern entnommen.

In Abbildung 34 sind die nach DIN EN 1427 ermittelten Erweichungspunkte Ring und Kugel sowie die nach DIN EN 1426 ermittelten Penetrationswerte aller untersuchten Bindemittel grafisch angegeben.

Alle untersuchten Bindemittel besitzen einen sehr hohen Erweichungspunkt > 90 °C, was als Hinweis auf einen hohen Modifizierungsgrad gilt.

Tabelle 8: Konventionelle Prüfungen: Vergleich zwischen Prüfergebnissen und Herstellerangaben

	Erweichungspunkt RuK [°C]		Nadelpenetration bei 25 °C [1/10 mm]		Elastische Rückstellung bei 25 °C [%]	
	Herstellerangabe	Ergebnis KIT	Herstellerangabe	Ergebnis KIT	Herstellerangabe	Ergebnis KIT
B1	99,5	103,5	41	39	94	96
B2	93,5	98	29	31	74	79
B3	91	105	49	57	97	98
B4	≥ 80	91	65 - 105	74	≥ 40	99
B5	≥ 75	95,5	20 - 40	19	≥ 40	74
B6	≥ 75	94,5	10 - 30	21	≥ 50	72
B7	≥ 80	103,5	10 - 35	20	≥ 70	78
B8	≥ 80	102,0	10 - 40	28	≥ 70	82

Bindemittel B3 erzielt mit 105,0 °C unerwartet den höchsten Erweichungspunkt, während für das weiche Bindemittel B4 mit 91,0 °C erwartungsgemäß der geringste Erweichungspunkt ermittelt wurde. Alle Bindemittel liegen deutlich oberhalb des Mindestanforderungswertes, der sich aufgrund der Sortenbezeichnung ergibt.

Die Penetrationswerte werden als Maß für die Härte bzw. Konsistenz der Bindemittel herangezogen. Entsprechend der unterschiedlichen Spezifikationen streuen die Prüfergebnisse teilweise deutlich. So erzielt das PmB B4 mit 74 1/10 mm wie zu erwarten einen deutlich höheren Penetrationswert als die übrigen Bindemittel. Die Bindemittel B5, B6 und B7 sind gemäß Sortenbezeichnung vergleichsweise hart und erzielen daher auch die geringsten Penetrationswerte. Auch die beiden Bindemittel B2 und B8 sind hinsichtlich ihrer Sortenbezeichnung als vergleichsweise hart einzustufen, auch wenn deren Penetrationswerte mit 31 1/10 mm bzw. 28 1/10 mm deutlich über denen der Bindemittel B5, B6 und B7 liegen. Auffällig ist der beachtliche Unterschied zwischen den Penetrationswerten von Bindemittel B1 und B3. Da die beiden aus dem gleichen Grundbitumen hergestellt wurden, kann der verringerte Penetrationswert von B1 auf den enthaltenen viskositätsverändernden Zusatz zurückgeführt werden. Im Weiteren erweisen sich die Bindemittel B1 und B5 härter als erwartet, denn deren Penetrationswerte liegen knapp unterhalb des angegebenen Wertebereichs gemäß Sortenbezeichnung.

Die Ergebnisse der elastischen Rückstellung können aus der Abbildung 35 entnommen werden. Generell weisen alle untersuchten Bindemittel eine sehr hohe elastische Rückstellung auf. Die Polymermodifizierten Bindemittel B3 und B4 weisen mit 98 % bzw. 99 % eine nahezu vollständige Rückverformung auf. Das viskositätsveränderte Bindemittel B1 besitzt nur eine unwesentlich geringere elastische Rückstellung von 96 %. Demgegenüber fallen die elastischen Rückstellungen der anderen viskositätsveränderten Bindemittel deutlich geringer aus, liegen aber dennoch mit Werten zwischen 72 % und 82 % sehr hoch. Die Wachsmodifizierung scheint daher tendenziell das elastische Rückstellvermögen der Polymermodifizierten Bindemittel zu verringern. Beim Vergleich der Prüfergebnisse mit den Herstellerangaben zeigt sich, dass für Bindemittel B1, B2 und B3 ähnliche Werte der elastischen Rückstellung ermittelt wurden. Anhand von Tabelle 8 ist festzustellen, dass die Werte der elastischen Rückstellung von Bindemittel B4, B5, B6, B7 und B8 z.T. sehr deutlich oberhalb der Produktspezifikation liegen.

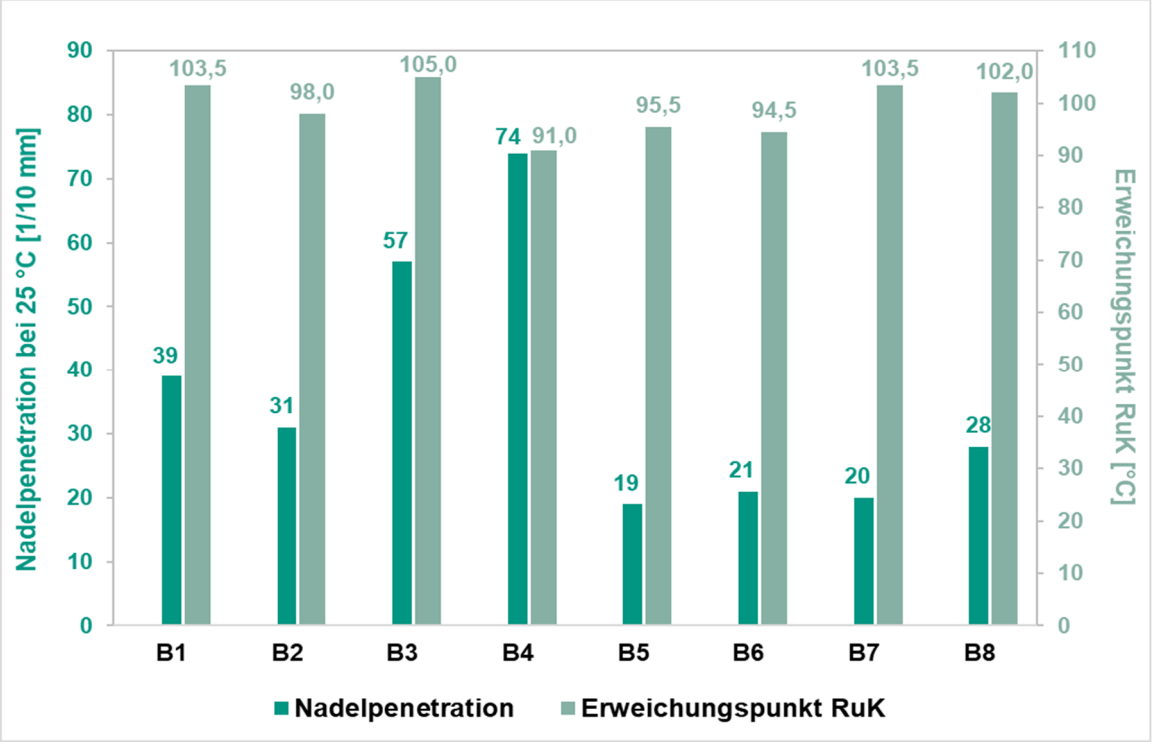


Abbildung 34: Vergleich der Erweichungspunkte RuK und Penetrationswerte der Bindemittel

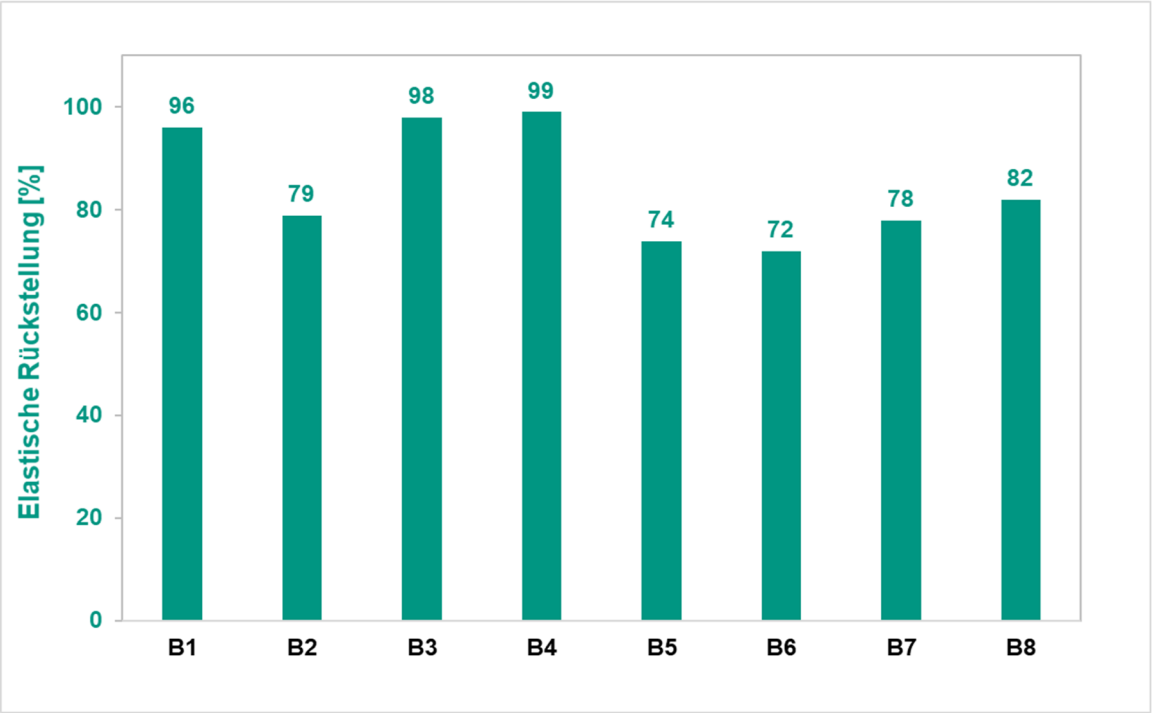


Abbildung 35: Vergleich der Elastischen Rückstellung der Bindemittel

Die Prüfergebnisse der DSR-Prüfung im **T-Sweep** werden nachfolgend als Isochronen graphisch dargestellt. Bei dieser Darstellungsweise werden der gemessene komplexe Schubmodul (Abbildung 36) und der Phasenwinkel (Abbildung 37) in Abhängigkeit der Prüftemperatur aufgetragen.

Mit steigender Prüftemperatur nimmt der Wert des komplexen Schubmoduls naturgemäß ab, da sich die Viskosität und somit der innere Widerstand des Bindemittels gegen eine erzwungene Verformung verringern (Abbildung 36). Bindemittel B7 erzielt über den gesamten untersuchten Temperaturbereich von 30 °C bis 90 °C die höchsten komplexen Schubmoduln. Aufgrund seiner hohen Steifigkeit kann diesem die größte Verformungsbeständigkeit im mittleren und hohen Gebrauchstemperaturbereich zugeschrieben werden. Bindemittel B5 erzielt im Temperaturbereich zwischen 30 °C und 40 °C zwar ähnliche Werte des komplexen Schubmoduls, dessen Kurvenverlauf weicht jedoch ab 50 °C mit zunehmender Temperatur immer deutlicher von dem des Bindemittels B7 ab. Somit zeichnet sich Bindemittel B7 vor allem im für die Klimaoptimierung relevanten Gebrauchstemperaturbereich durch ein deutlich verbessertes Steifigkeitsverhalten gegenüber den anderen Bindemitteln aus. Die drei Bindemittel B2, B6 und B8 sind ebenfalls durch hohe Steifigkeiten charakterisiert, wobei B6 im Gebrauchstemperaturbereich zwischen 30 °C und 50 °C höhere komplexe Schubmoduln erzielt. Ab einer Temperatur von 60 °C zeigen die drei Bindemittel einen nahezu gleichen Kurvenverlauf. Unter den viskositätsveränderten Bindemitteln (B1, B2, B5, B6, B7 und B8) erzielt Bindemittel B1 die geringsten komplexen Schubmoduln und weist damit über den gesamten untersuchten Temperaturbereich die geringsten Steifigkeiten auf.

Abbildung 36 lässt auch erkennen, dass die beiden Polymermodifizierten Bindemittel B3 und B4 deutlich geringere komplexe Schubmoduln und Steifigkeiten besitzen als die viskositätsveränderten Bindemittel. Dies liegt darin begründet, dass bei viskositätsveränderten Bindemitteln die Zusätze bis zu einer gewissen Temperatur in kristalliner Form vorliegen, sodass höhere Steifigkeiten im mittleren und hohen Gebrauchstemperaturbereich hervorgerufen werden. Die Werte des komplexen Schubmoduls von B4 liegen bis zu einer Temperatur von 80 °C deutlich unterhalb derer von B3. Zwischen 80 °C und 90 °C flacht der Kurvenverlauf des komplexen Schubmoduls von B4 jedoch ab, während der von Bindemittel B3 weiterhin nahezu linear verläuft. Das vergleichsweise schlechte Steifigkeitsverhalten von B4 hängt vor allem mit dessen geringer Härte zusammen und führt dazu, dass bei diesem ein vergleichsweise geringer Verformungswiderstand bei hohen Gebrauchstemperaturen zu erwarten ist.

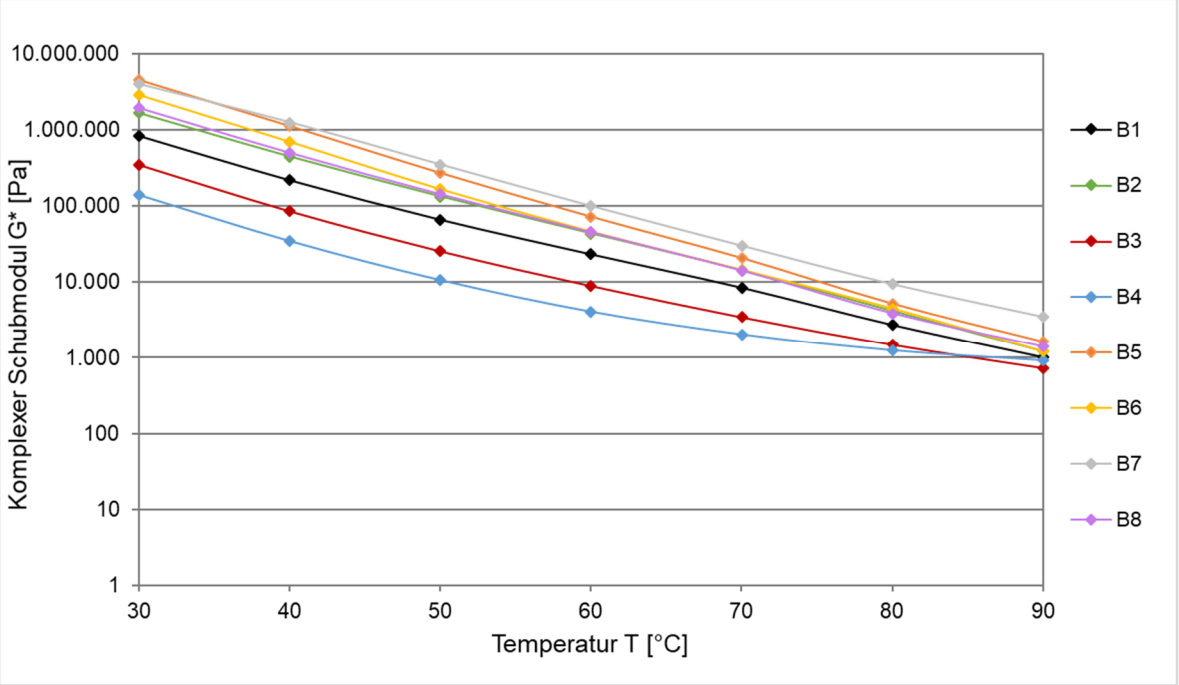


Abbildung 36: Vergleich der Verläufe der Komplexen Schubmoduln G* der Bindemittel

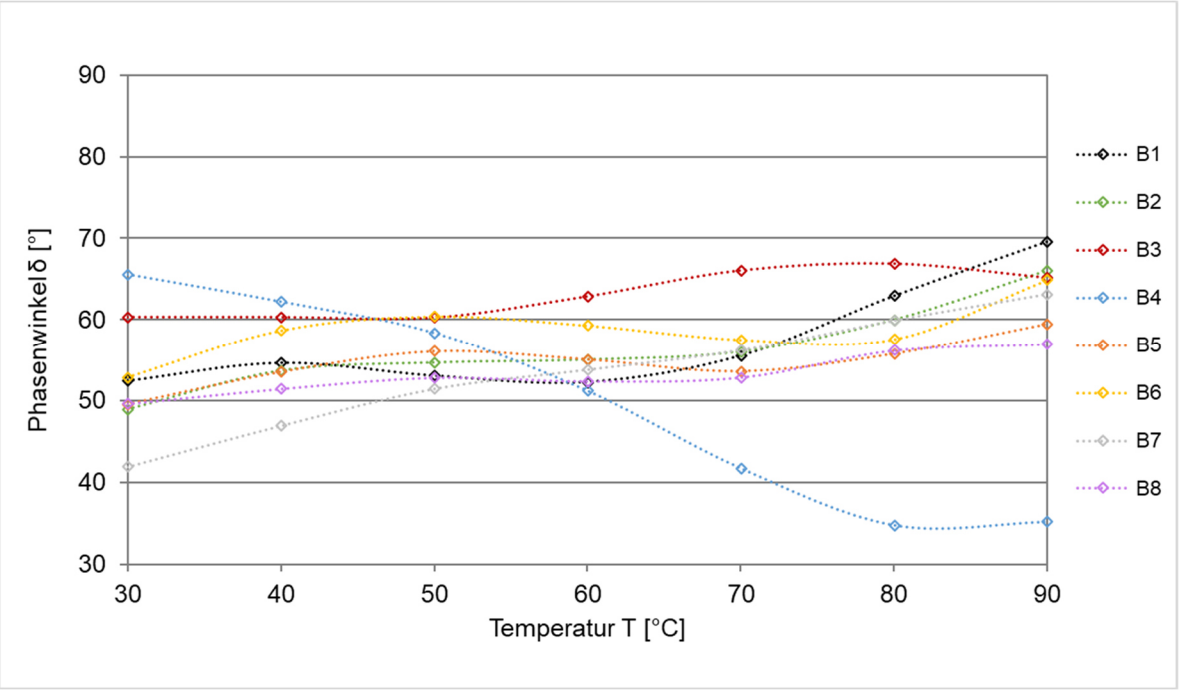


Abbildung 37: Vergleich der Verläufe der Phasenwinkel δ der Bindemittel

Im Gegensatz zum komplexen Schubmodul nimmt der Phasenwinkel generell mit zunehmender Temperatur zu, da die Viskosität sinkt und sich die elastischen Eigenschaften reduzieren. Anhand von Abbildung 37 wird jedoch deutlich, dass die meisten der Bindemittel untypische Kurvenverläufe des Phasenwinkels aufweisen, sodass sich kein eindeutiger Trend feststellen lässt. Die viskositätsveränderten Bindemittel (B1, B2, B5, B6, B7 und B8) weisen einen ähnlichen, wellenförmigen Kurvenverlauf des Phasenwinkels auf. Dieser steigt anfangs leicht an, dann folgt eine Abnahme bis wieder bei den höheren Prüftemperaturen ein Anstieg zu beobachten ist, der in Abhängigkeit vom Bindemittel unterschiedlich ausfällt. Dies kann teilweise mit dem allmählichen Schmelzen der kristallinen Strukturen

der Wachse begründet werden, welches sich aufgrund der höheren Sensitivität nur im Phasenwinkel äußert. Im Allgemeinen bewegen sich die Phasenwinkel zwischen 50 ° und 70 °: Lediglich der Phasenwinkel des Bindemittels B7 weist unterhalb einer Prüftemperatur von 50 °C Phasenwinkel unter 50 ° auf. Der Phasenwinkel des Bindemittels B8 bleibt zwischen 30 °C und 70 °C mit Werten zwischen 50 ° und 53 ° relativ konstant. Ab einer Prüftemperatur von 70 °C steigt er geringfügig auf einen Wert von 57 ° an. Damit weist das Bindemittel B8 im Vergleich zu den übrigen viskositätsveränderten Bindemitteln (B1, B2, B5, B6 und B7) fast über den gesamten Prüftemperaturbereich die geringsten Phasenwinkel auf, sodass dieses durch ein besseres elastisches Verformungsverhalten charakterisiert ist.

Der Phasenwinkel des nicht viskositätsveränderten Bindemittels B3 bleibt mit einem Wert von 60 °C zunächst konstant und steigt erst bei einer Temperatur von 60 °C an. Am Ende des Versuchs fällt er wieder leicht auf ca. 65 °C ab. Bindemittel B3 weist dabei fast über den gesamten Temperaturbereich die höchsten Phasenwinkel und damit ein vergleichsweise viskoses Verhalten auf. Auffällig ist, dass der Phasenwinkel von Bindemittel B1 ab einer Temperatur von 70 °C deutlich stärker ansteigt als bei den anderen viskositätsveränderten Bindemitteln (B2, B5, B6, B7 und B8). Infolgedessen erzielt der Phasenwinkel des Bindemittels B1 bei einer Temperatur von 90 °C auch den höchsten Wert. Sein elastisches Verformungsverhalten nimmt demnach bei Temperaturen oberhalb von 70 °C deutlich ab, was vermuten lässt, dass die Modifizierungswirkung vergleichsweise geringer ist. Die Wirkung einer Modifizierung lässt sich generell anhand des Anstiegs des Phasenwinkels über die Prüftemperatur bewerten. Steigt der Phasenwinkel weniger an, deutet dies auf ein besseres elastisches Verhalten aufgrund der zunehmenden Wirkung einer Modifizierung hin.

Die untypischen Kurvenverläufe der Phasenwinkel können mit der hohen Modifizierung und bei den vB zusätzlich mit den viskositätsabsenkenden Zusätzen und deren Wechselwirkungen mit den Polymeren erklärt werden. Das zweite nicht viskositätsveränderte Bindemittel B4 hat einen gänzlich anderen Verlauf. Da es deutlich weicher als alle anderen untersuchten Bindemittel ist, wäre zu erwarten gewesen, dass es deutlich höhere Phasenwinkel erzielt und sich viskoser verhält. Da das Bindemittel schon bei mittleren Gebrauchstemperaturen durch eine sehr geringe Viskosität gekennzeichnet ist, könnte es sein, dass im Temperaturbereich zwischen 30 °C und 90 °C die viskosen und elastischen Verformungsanteile von Bindemittel B4 nicht adäquat quantifiziert werden können.

Aus den DSR-Ergebnissen im T-Sweep wird zudem die Äquisteifigkeitstemperatur nach der AL DSR-Prüfung (T-Sweep) bestimmt. Obwohl nach der TL VBit-StB bereits der Begriff Äqui-Schermodultemperatur eingeführt wurde, wird der Begriff Äquisteifigkeitstemperatur nach der aktuellen Berechnungsvorlage des T-Sweep verwendet. Diese wird durch lineare Interpolation der Werte des komplexen Schubmoduls berechnet und entspricht der Temperatur T, bei welcher der komplexe Schubmodul einen Wert von G* = 15 KPa aufweist. Der zugehörige Phasenwinkel δ (G* = 15 kPa) wird ebenfalls ermittelt. Auch wenn die Isochronen des T-Sweeps mehr Informationen über das rheologische Verhalten liefern, erlaubt die Äquisteifigkeitstemperatur zumindest im Vergleich zum Erweichungspunkt RuK eine bessere Differenzierung der Hochleistungsbindemittel. Bei Straßenbaubitumen fallen diese beide Kenngrößen annähernd zusammen. Außerdem ist der Umgang mit einer einzelnen Stützstelle der Funktion bei der Datenanalyse einfacher als mit der ganzen Funktion und bei gewissen Fragenstellungen ausreichend. Entsprechend fällt der zuvor beschriebene untypische Verlauf von B4 bei der Ein-Punkt-Betrachtung nicht auf. Die für alle Bindemittel errechneten Äquisteifigkeitstemperaturen sind in Abbildung 38 aufgeführt. Es ist erkennbar, dass die viskositätsveränderten Bindemittel (B1, B2, B5, B6, B7 und B8) eine deutlich höhere Äquisteifigkeitstemperatur als die Polymermodifizierten Bindemittel besitzen, da das im Bitumen kristallisierte Wachs dessen Verformungswiderstand erhöht.

Die beiden Bindemittel B3 und B4 weisen mit 55,2 °C bzw. 47,1 °C demnach auch die geringsten Äquisteifigkeitstemperaturen auf. Für Bindemittel B7 wurde die höchste Äquisteifigkeitstemperatur von 75,9 °C bestimmt. Die Bindemittel B5, B6, B2 und B8 weisen mit Werten von 72,4 °C, 69,7 °C, 69,6 °C und 69,5 °C etwas geringere Äquisteifigkeitstemperaturen auf. Das viskositätsveränderte Bindemittel B1 zeigt demgegenüber einen deutlich geringeren Wert von 64,4 °C, welcher jedoch noch deutlich über denen der nicht viskositätsveränderten Bindemittel liegt. Somit lassen sich die Binde-

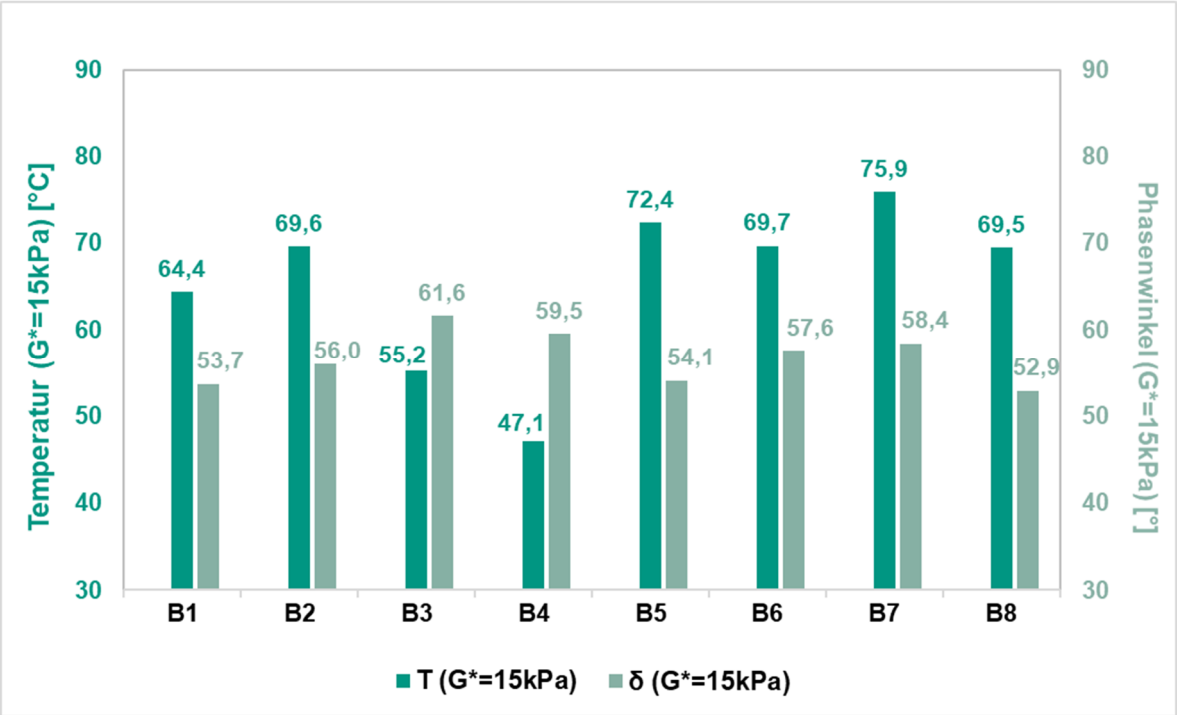


Abbildung 38: Vergleich der Äquisteifigkeitstemperaturen T (G*=15 kPa) und der zugehörigen Phasenwinkel δ (G*=15 kPa) der Bindemittel

mittel hinsichtlich ihres Widerstands gegenüber erzwungenen Scherverformungen und ihres Steifigkeitsverhalten anhand dieser Ein-Punkt-Betrachtung gleichermaßen einordnen und bewerten wie anhand der Isochronen in Abbildung 36 .

Die Bewertung des viskosen und elastischen Verhaltens und somit des elastischen Rückverformungspotenzials der Bindemittel kann mithilfe der Ein-Punkt-Betrachtung der zugehörigen Phasenwinkel hingegen präziser erfolgen als anhand der Isochronen in Abbildung 37, was auf die untypischen Kurvenverläufe der Phasenwinkel zurückzuführen ist, die sich bei Betrachtung des Gebrauchstemperaturbereichs von 30 °C bis 90 °C ergeben haben. Beim Vergleich der Phasenwinkel zeigt sich anhand von Abbildung 38, dass die Bindemittel B3 und B4 mit 61,6 °C bzw. 59,5 °C die höchsten Phasenwinkel besitzen. Beim Erreichen der Äquisteifigkeitstemperatur zeigen diese gegenüber den viskositätsveränderten Bindemitteln somit ein viskoseres Verformungsverhalten. Unter den viskositätsveränderten Bindemitteln weist das Bindemittel B7 mit 58,4 °C beim Erreichen der Äquisteifigkeitstemperatur den höchsten Phasenwinkel und somit ein viskoseres Verhalten als die übrigen viskositätsveränderten Bindemittel auf, während sich das Bindemittel B8 deutlich elastischer verhält und nur einen Phasenwinkel von 52,9 °C besitzt.

Tabelle 9 ermöglicht einen Vergleich der ermittelten Äquisteifigkeitstemperaturen und Phasenwinkel mit den durch die Hersteller angegebenen Werten. Es wird deutlich, dass die Ergebnisse der Bindemittel B2, B3 und B6 nicht wesentlich voneinander abweichen. Die für Bindemittel B5 ermittelte Äquisteifigkeitstemperatur liegt hingegen um 2,6 K unterhalb des durch den Hersteller angegebenen Mindestwerts von 75 °C. Demgegenüber liegt die für das Bindemittel B7 ermittelte Äquisteifigkeitstemperatur um knapp 4 K oberhalb des angegebenen Wertebereichs.

Tabelle 9: Äquisteifigkeitstemperatur: Vergleich zwischen den Prüfergebnissen und den Herstellerangaben

	Äquisteifigkeitstemperatur (G*=15 kPa) [°C]		Phasenwinkel (G*=15 kPa) [°]	
	Hersteller-angabe	Ergebnis KIT	Hersteller-angabe	Ergebnis KIT
B1	n.a.	64,4	n.a.	53,7
B2	69,8	69,6	57,5	56,0
B3	55,0	55,2	58,1	61,6
B4	n.a.	47,1	n.a.	59,5
B5	≥ 75	72,4	n.a.	54,1
B6	69,0	69,7	59,1	57,6
B7	63 - 72	75,9	≤ 65	58,4
B8	68,6	69,5	56,8	52,9

Bei Bindemittel B8 unterscheiden sich zwar die ermittelten Äquisteifigkeitstemperaturen nicht wesentlich voneinander, allerdings liegt der ermittelte Phasenwinkel mit 52,9 ° deutlich unterhalb des vom Hersteller angegebenen Wertes von 56,8 °.

In Abbildung 39 sind die bleibenden Dehnungen (Deformationen) aller untersuchten Bindemittel über die Prüfdauer dargestellt, die mittels **MSCR-Test** bei einer Prüftemperatur von 60 °C und einer Laststufe von 3,2 kPa ermittelt wurden. Dabei zeigt sich, dass das Polymermodifizierte Bindemittel B3 über die gesamte Prüfdauer die mit Abstand größte Nachgiebigkeit und damit größte bleibende Dehnung bzw. das ungünstigste Verformungsverhalten aufweist. Demgegenüber erzielen, wie zu erwarten, die viskositätsveränderten Bindemittel B1, B2, B5, B6, B7 und B8 aufgrund ihrer höheren Steifigkeit bei 60 °C deutlich geringere bleibende Dehnungen. Das Bindemittel B4 erfährt in den Belastungsphasen zwar deutlich höhere bleibende Dehnungen als die viskositätsveränderten Bindemittel, es weist allerdings den größten Anteil an viskoelastischen Dehnungen auf, die sich während der Entlastungsphase zurückbilden, und besitzt damit am Ende jedes Prüfzyklus eine geringere bleibende Dehnung im Vergleich zum viskositätsveränderten Bindemittel B1. Nach dem Bindemittel B3 kann für das Bindemittel B1 also das ungünstigste Verformungsverhalten bei 60 °C nachgewiesen werden, da es bei Belastung die höchsten bleibenden Dehnungen erfährt und die höchste Nachgiebigkeit besitzt. Die geringste bleibende Dehnung am Ende jedes Prüfzyklus und somit die geringste Nachgiebigkeit ist für Bindemittel B7 nachweisbar. Das Bindemittel B8 weist im Vergleich dazu einen höheren Anteil an viskoelastischen Dehnungen auf, die sich jedoch während der Entlastungsphase zurückbilden. Am Ende jedes Prüfzyklus weist Bindemittel B8 daher auch eine sehr geringe bleibende Dehnung auf, die nur geringfügig höher ausfällt als die von Bindemittel B7.

Über die Zahlenwerte der Rückverformung (Prozentuale Erholung) und der Nachgiebigkeit in Abbildung 40 können die qualitativen Aussagen quantifiziert werden: B3 besitzt mit 0,193 1/kPa die höchste, während die Bindemittel B7 und B8 mit 0,007 1/kPa die geringste Nachgiebigkeit besitzen. Dazwischen befinden sich die Nachgiebigkeiten der übrigen Bindemittel. Die viskositätsveränderten Bindemittel B2, B5, B6, B7 und B8 besitzen aufgrund ihrer höheren Steifigkeit gegenüber den PmB eine deutlich geringere Nachgiebigkeit und damit ein besseres Verformungsverhalten bei Wärme. Der Zahlenwert der Nachgiebigkeit von Bindemittel B1 liegt mit 0,055 1/kPa deutlich über denen der anderen viskositätsveränderten Bindemittel und fällt sogar höher aus als der des Polymermodifizierten Bindemittels B4. Für Straßen mit hohem Verkehrsaufkommen sollte die Nachgiebigkeit gemäß den Erkenntnissen aus Forschung und Praxis einen Wert ≤ 2,0 1/ kPa aufweisen [89]. Wie aus Abbildung 40 hervorgeht, wird dieser Wert von allen Bindemitteln eindeutig unterschritten. D. h. alle hier untersuchten Bindemittel gelten demnach prinzipiell als verformungsbeständig, man kann diese jedoch weiter differenzieren.

Die geringste Rückverformung von 69,1 % besitzt das Polymermodifizierte Bindemittel B3. Auch das Bindemittel B1 ist mit einem Wert von 74,5 % durch eine vergleichsweise geringe Rückverformung charakterisiert. Die Bindemittel B2, B5, B6, B7und B8 verhalten sich demgegenüber deutlich elastischer und weisen daher auch höhere Rückverformungen auf. Für das Bindemittel B4 wurde mit einem Wert von 95,3 % die höchste Rückverformung ermittelt.

Obwohl das Bindemittel B4 eine geringe Steifigkeit besitzt, weist es dank der hohen Polymermodifizierung einen hohen elastischen Verformungsanteil auf, sodass die bei Belastung aufgebrachten Dehnungen größtenteils abgebaut werden können. Auch das Bindemittel B8 zeigt mit einem Wert von 94,2 % eine sehr hohe Rückverformung auf, die deutlich höher als bei den übrigen viskositätsveränderten Bindemitteln ausfällt.

Nach Erkenntnissen aus der Praxis erweist sich hinsichtlich eines günstigen Verformungsverhaltens bei Wärme ein Wert der Rückverformung von > 80 % als sehr gut [89]. Da die Rückverformung der Bindemittel B2, B4, B5, B6, B7 und B8 deutlich oberhalb von 80 % liegt, kann demnach deren Verformungsverhalten als sehr gut bewertet werden.

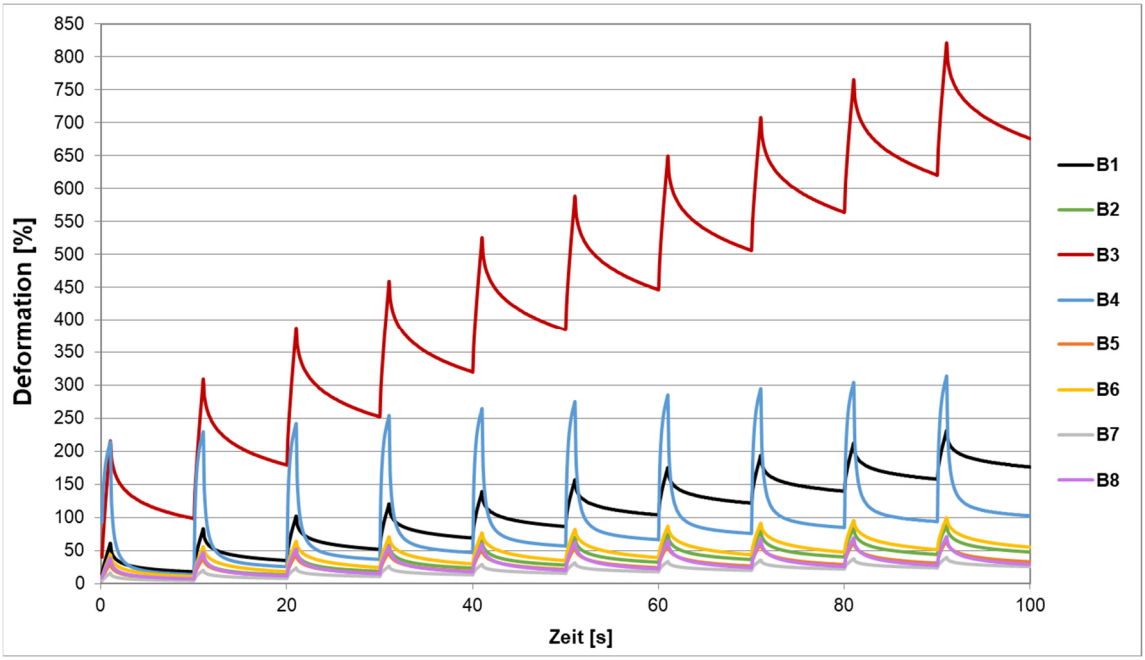


Abbildung 39: Vergleich der Verläufe der Deformation der Bindemittel

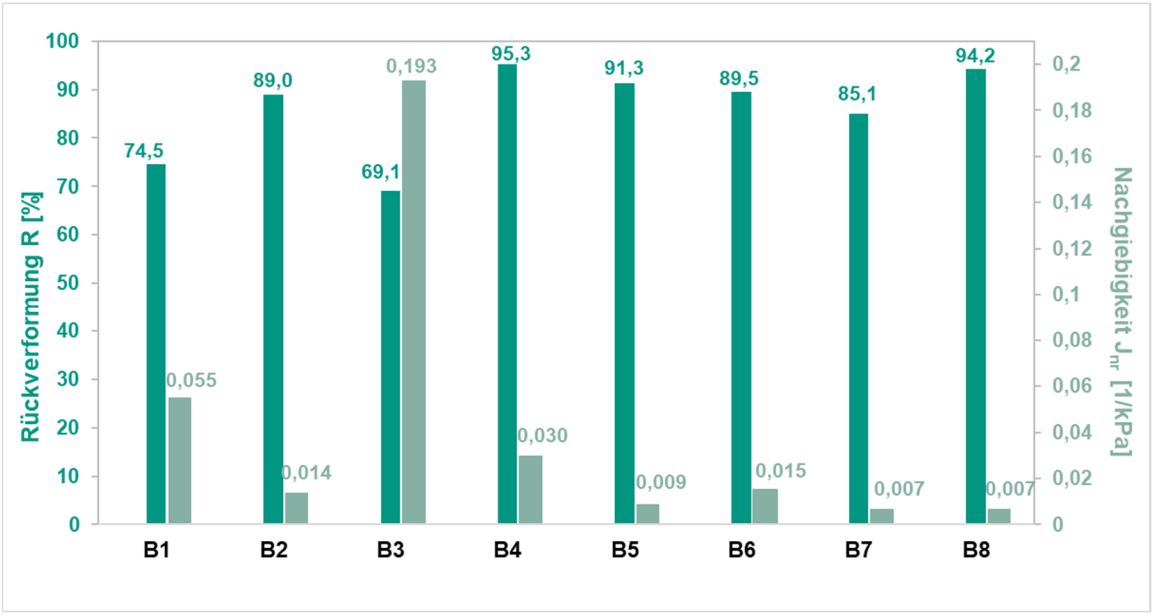


Abbildung 40: Vergleich der Rückverformung und der Nachgiebigkeit der Bindemittel

Demgegenüber liegt die Rückverformung der Bindemittel B1 und B3 bei 74,5 % bzw. 69,1 %, sodass diesen demnach nur ein ungünstiges Verformungsverhalten zugeschrieben werden kann.

Die ermittelten **Phasenübergangstemperaturen T_{PT}** der viskositätsveränderten Bindemittel sind in Tabelle 10 zusammengetragen. Demnach sind alle Bindemittel der Kategorie L nach den TL VBit-StB [34] zuzuordnen, da die T_{PT} < 100 °C beträgt. Lediglich bei Bindemittel B6 war im Rahmen der Prüfung nach der AL DSR-Prüfung (konstante Scherrate) [42] kein Phasenübergang feststellbar. Bei den Phasenübergangstemperaturen wird die Viskosität der Bindemittel zunehmend abgesenkt. Die Bindemittel werden fließfähiger und deren viskose Verformungsanteile nehmen zu, sodass sie auf Krafteinwirkung vermehrt mit irreversiblen Verformungen reagieren. Solange das Wachs kristallisiert im Bindemittel vorliegt, sorgt dessen Gitterstruktur für eine hohe Verformungsstabilität und das Bindemittel kann elastischer und reversibel auf Krafteinwirkung reagieren.

Tabelle 10: Phasenübergangstemperatur der viskositätsveränderten Bindemittel

		Phasenübergangstemperatur T_{PT} [°C]
B1	40/80-85 (Hersteller 1)	87
B2	25/45 (Hersteller 1)	88
B5	20/40-75 VL (Hersteller 2)	83
B6	10/30-75 VL (Hersteller 2)	*nicht erkennbar*
B7	10/40-80 VL (Hersteller 2)	90
B8	10/40-80 VL (Hersteller 3)	87

Abbildung 41 führt die kritischen **Temperaturen T_{S300}** und **$T_{m0,3}$** auf, die als Ergebnis der BBR-Prüfung ermittelt wurden. Es zeigt sich, dass bei allen Bindemitteln die Temperatur $T_{m0,3}$ oberhalb der Temperatur T_{S300} liegt, sodass die Temperatur infolge des m-Werts maßgeblich ist. Unabhängig davon lassen sich hinsichtlich beider Temperaturen signifikante Unterschiede zwischen den Bindemitteln feststellen. So erzielt das Polymermodifizierte Bindemittel B4 unter Berücksichtigung beider Kennwerte erwartungsgemäß das beste Tieftemperaturverhalten, da der kritische m-Wert erst bei einer Temperatur von - 22,6 °C und die kritische Biegekriechsteifigkeit sogar erst bei einer Temperatur von -28,0 °C erreicht wird. Die Ergebnisse werden durch die geringe Härte des Bindemittels bedingt. Ein ähnlich gutes Tieftemperaturverhalten kann auch für das Polymermodifizierte Bindemittel B3 nachgewiesen werden, das ebenfalls vergleichsweise weich ist. Bei diesem liegen die kritischen Temperaturen $T_{m0,3}$ und T_{S300} mit -19,4 °C und -28,0 °C nur geringfügig höher. Demgegenüber weisen die viskositätsveränderten Bindemittel B1, B2, B5, B6, B7 und B8 ein deutlich schlechteres Tieftemperaturverhalten auf, wobei sich dieses tendenziell mit zunehmender Härte der Bindemittel entwickelt.

So weisen die Bindemittel B1, B2 und B8 unter den viskositätsveränderten Bindemitteln die geringsten Härten und auch ein besseres Tieftemperaturverhalten auf. Das Bindemittel B1 besitzt die geringste Härte und erreicht die kritische Biegekriechsteifigkeit erst bei einer Temperatur von -24,2 °C. Das Bindemittel B8 ist im Vergleich härter und besitzt damit auch eine höhere Biegekriechsteifigkeit, sodass die kritische Biegekriechsteifigkeit schon bei -19,8 °C erreicht wird. Alle Bindemittel sind jedoch hinsichtlich ihres Tieftemperaturverhaltens durch den m-Wert bestimmt. Dabei ist das Bindemittel B8 am besten unter den viskositätsveränderten zu bewerten. Aufgrund seines hohen Relaxationsvermögens wird der kritische m-Wert erst bei einer Temperatur von -16,0 °C erreicht. Ein rissfreier Abbau der induzierten Biegezugspannungen ist bei den Bindemitteln B1 und B2 bereits bei einer kritischen Temperatur $T_{m0,3}$ von -15,6 °C bzw. -12,8 °C nicht mehr sichergestellt. Das Bindemittel B5 weist das schlechteste Tieftemperaturverhalten auf. Aufgrund eines geringen Relaxationsvermögens wird die kritische Biegekriechsteifigkeit bereits bei einer deutlich höheren Temperatur von -6,8 °C überschritten. Ein rissfreier Abbau der induzierten Biegezugspannungen ist bei den Bindemittel B6 und B7 bei einer kritischen Temperatur $T_{m0,3}$ von -12,6 °C bzw. -9,6 °C nicht mehr sichergestellt.

Tabelle 11 fasst die ermittelten Prüfergebnisse sowie die Herstellerangaben zusammen. Beim Vergleich der BBR-Prüfergebnisse werden zum Teil größere Unterschiede hinsichtlich der ermittelten kritischen Temperaturen erkennbar. Damit ergibt sich auch in Abhängigkeit von dem Prüflabor ein unterschiedliches Tieftemperaturverhalten für die einzelnen Bindemittel.

In Abbildung 42 ist für alle Bindemittel der Spannungsverlauf während der Relaxationsphase unter Beibehaltung der aufgebrachten Verformung im Scher-Relaxationsversuch dargestellt. Dabei gilt, dass das Relaxationsvermögen des Bindemittels umso günstiger ist, je schneller der Spannungsabbau erfolgt. Bei den Polymermodifizierten Bindemit-

Tabelle 11: BBR-Prüfung: Vergleich zwischen den Prüfergebnissen und den Herstellerangaben

	Temperatur T_{S300} [°C]		Temperatur $T_{m0,3}$ [°C]	
	Herstellerangabe	Ergebnis KIT	Herstellerangabe	Ergebnis KIT
B1	n.a.	-24,2	n.a.	-15,6
B2	-18,8	-21,2	-5,2	-12,8
B3	-21,8	-28,0	-20,4	-19,4
B4	n.a.	-28,8	n.a.	-22,6
B5	-15,1	-16,4	-10,7	-6,8
B6	-13,4	-18,2	-8,4	-12,6
B7	-18,1	-17,6	-11,6	-9,6
B8	-19,4	-19,8	-18,6	-16,0

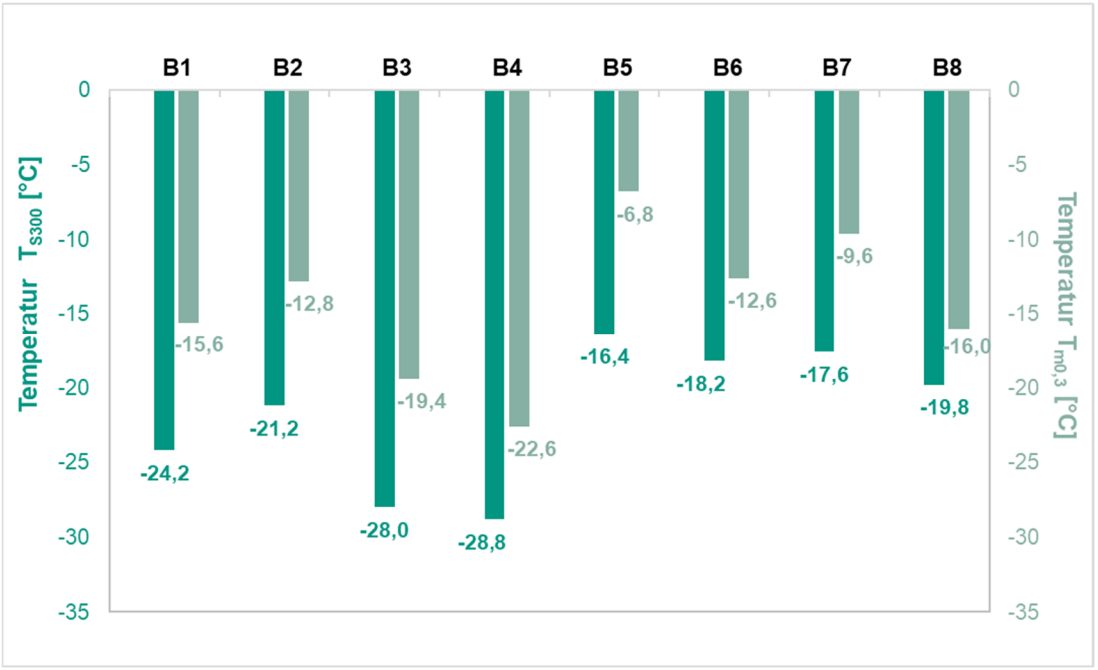


Abbildung 41: Vergleich der kritischen Temperaturen T_{S300} und $T_{m0,3}$ der Bindemittel

teln B3 und B4 bauen sich deutlich geringere Scherspannungen auf und bereits nach kurzer Zeit nahezu vollständig wieder ab. Die verbleibende Schubspannung ist bei den beiden Bindemitteln daher sehr gering und beträgt nach einer Relaxationsphase von 1.800 s nur 414 Pa bzw. 264 Pa. Im Vergleich dazu bauen sich infolge der aufgebrachten Verformung bei den viskositätsveränderten Bindemitteln B2, B5, B6, B7 und B8 aufgrund ihrer höheren Steifigkeit deutlich höhere Scherspannungen auf. Der Spannungsabbau erfolgt auch deutlich langsamer als bei den Bindemitteln B3 und B4, sodass diesen Bindemitteln ein schlechteres Tieftemperaturverhalten zugeschrieben werden kann. Bei Bindemittel B1 ist die aufgebaute Scherspannung ähnlich hoch wie bei den beiden Bindemitteln B3 und B4. Dessen Relaxationsvermögen ist jedoch schlechter zu bewerten, sodass die verbleibende Scherspannung von 1.202 Pa deutlich höher ist. Unter den viskositätsveränderten Bindemitteln besitzt das Bindemittel B7 das schlechteste Relaxationsvermögen und mit 9.309 Pa die höchste verbleibende Scherspannung.

Durch die Berechnung des Integrals der Scherspannung über die gesamte Relaxationsphase wird die **Scherrelaxationsviskosität λ_{Rel}** bestimmt, die eine direkte Beurteilung des Kälteverhaltens erlaubt. Die Scherrelaxationsviskosität sowie die Relaxationszeit t_{Rel}, bei der die Scherspannung 36,8 % des Wertes zu Beginn der Relaxationsphase beträgt, sind in Abbildung 43 aufgeführt. Ein gutes Relaxationsvermögen wird durch eine geringe Scherrelaxationsviskosität als auch Relaxationszeit quantifiziert. So besitzt Bindemittel B4 mit einer Scherrelaxationsviskosität von 1,56 MPa·s und einer Relaxationszeit von 9 s das beste Relaxationsvermögen und Bindemittel B7 mit einer Scherrelaxationsviskosität von 27,44 MPa·s und einer Relaxationszeit von 58 s das schlechteste.

Die Aussagen anhand der BBR-Prüfung und des Scher-Relaxationsversuchs unterscheiden sich hinsichtlich der Einordnung der Bindemittel B5, B7 und B8: Anhand der BBR-Prüfung ist das Tieftemperaturverhalten durch den m-Wert bestimmt, sodass das Bindemittel B8 besser zu bewerten ist als die beiden Bindemittel B1 und B2. Der Scher-Relaxationsversuch bewertet jedoch das Tieftemperaturverhalten des Bindemittels B1 deutlich besser als das von B2 und B8.

Im Weiteren ist mithilfe der BBR-Prüfung das Tieftemperaturverhalten des Bindemittels B5 schlechter als das von B7 zu bewerten, während der Scher-Relaxationsversuch das geringste Relaxationsvermögen und damit das ungünstigste Tieftemperaturverhalten für das Bindemittel B7 nachweist.

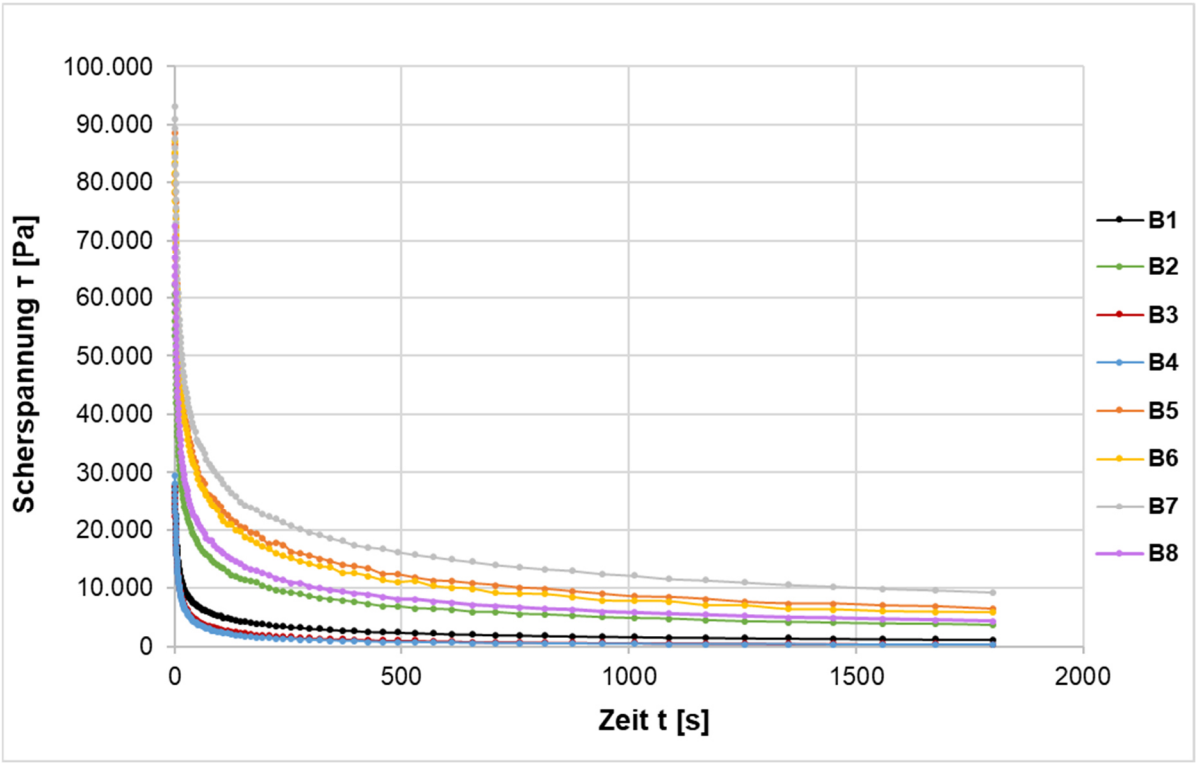


Abbildung 42: Vergleich der Verläufe der Scherspannung der Bindemittel

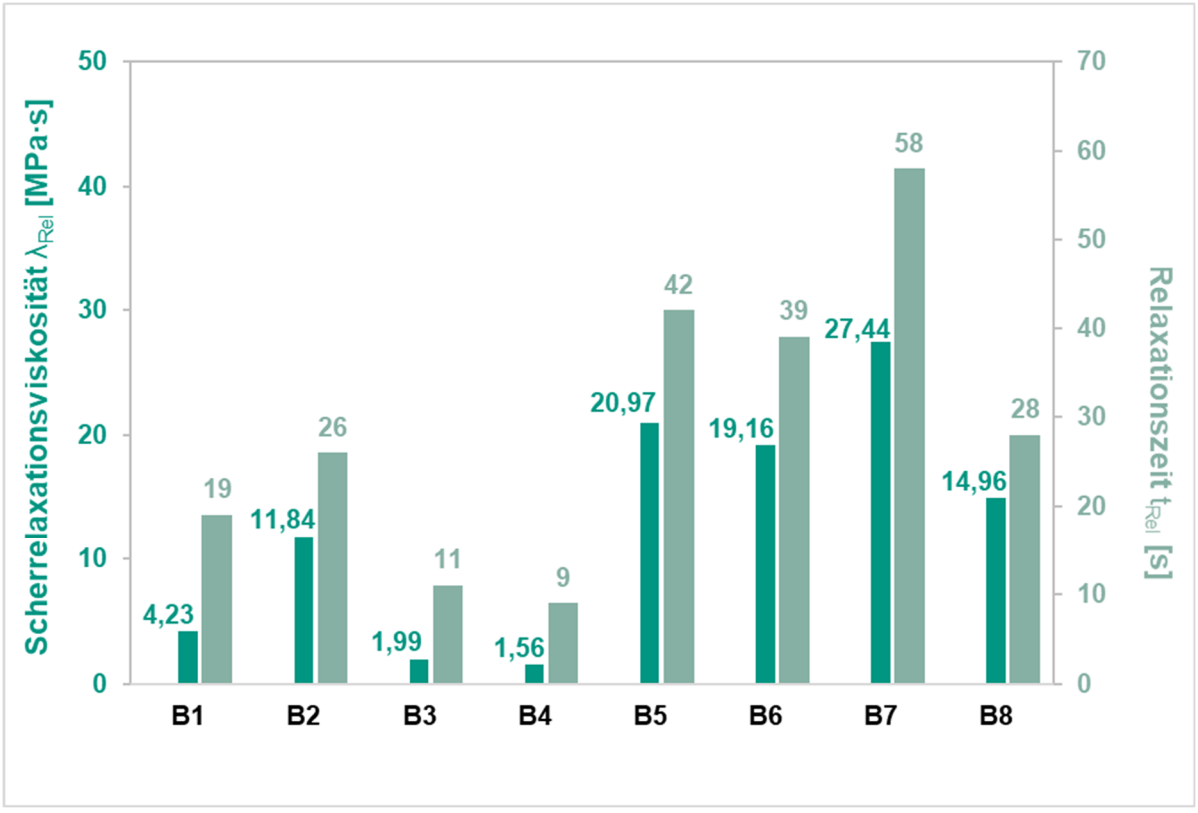


Abbildung 43: Vergleich der Scherrelaxationsviskosität und der Relaxationszeit der Bindemittel

In Abbildung 44 ist der Verlauf der **Dynamischen Viskosität** aller untersuchten Bindemittel dargestellt. Grundsätzlich erhöht sich mit abnehmender Temperatur die Viskosität der Bindemittel, was eine Minderung der Fließfähigkeit zur Folge hat. Bei einer Temperatur von 150 °C ist davon auszugehen, dass die Wachse im viskositätsveränderten Bindemittel vollständig aufgeschmolzen sind. Im Temperaturbereich zwischen 150 °C und 100 °C weisen daher alle Bindemittel einen ähnlichen Verlauf der dynamischen Viskosität auf und es sind keine wesentlichen Unterschiede hinsichtlich der Fließfähigkeit feststellbar. Unterhalb von 100 °C kristallisieren die Wachse zunehmend und bilden eine Gitterstruktur aus, die zu einem Viskositätsanstieg und damit zu einer Minderung der Fließfähigkeit führt. Die viskositätsveränderten Bindemittel sind daher bei Temperaturen unter 100 °C weniger fließfähig als das Polymermodifizierte Bindemittel B3. Das Bindemittel B4 besitzt im Temperaturbereich zwischen 150 °C und 80 °C die geringste dynamische Viskosität und somit die höchste Fließfähigkeit. Aufgrund seiner geringen Härte wäre zu erwarten gewesen, dass die Viskosität auch zwischen 80 °C und 60 °C geringer ausfällt als bei den anderen Bindemitteln.

<u>Fazit der Untersuchungen an Hochleistungsbindemitteln</u>:

Eine abschließende zusammenfassende Bewertung der untersuchten Bindemittel im Anlieferungszustand erfolgt mithilfe eines Netzdiagrammes. Um die Bindemittel anhand ihrer Performance über den gesamten Gebrauchstemperaturbereich vergleichen zu können, wurden die folgenden Kenngrößen aus den Performance-Prüfungen bei der Erstellung des Netzdiagrammes berücksichtigt:

Kenngrößen aus der DSR-Prüfung im T-Sweep:

- Komplexer Schubmodul G* bei 60 °C
- Phasenwinkel δ bei 60 °C

Kenngrößen aus dem MSRC-Test

- Rückverformung R bei 60 °C
- Nachgiebigkeit J_{nr} bei 60 °C

Kenngrößen aus der BBR-Prüfung

- Kritische Temperatur $T_{m0,3}$

Kenngrößen aus dem Scher-Relaxationsversuch

- Scherrelaxationsviskosität λ_{Rel}

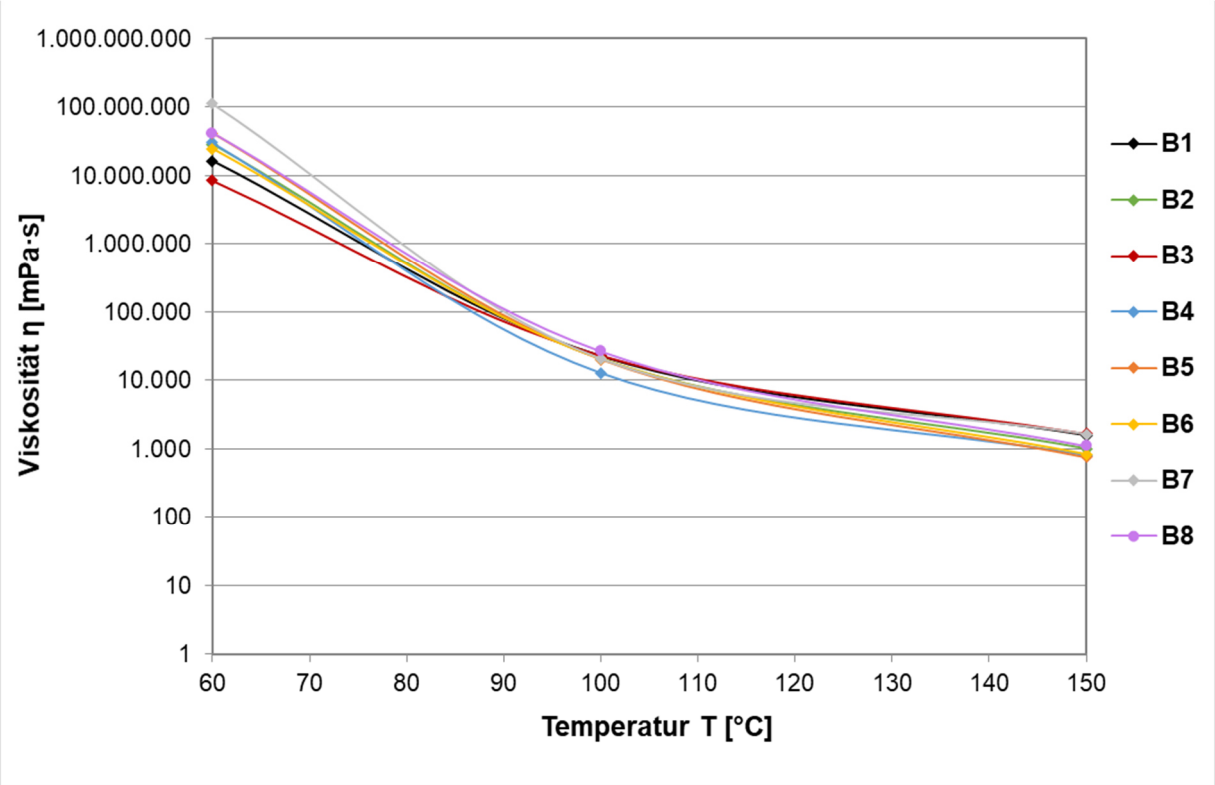


Abbildung 44: Veränderung der Dynamischen Viskosität der Bindemittel in Abhängigkeit von der Temperatur

Das Netzdiagramm ist so aufgebaut, dass günstige Performance-Eigenschaften durch einen zunehmenden Abstand vom Achsenkreuz charakterisiert werden. Die Bindemittel, die eine große Fläche im Netzdiagramm aufspannen, besitzen somit besonders günstige Performance-Eigenschaften und sind für die Herstellung klimaoptimierter Asphalte besser geeignet.

Aufgrund der in Kapitel 2.2 beschriebenen klimatischen Veränderungen kommt es zu einer verstärkten Erwärmung sowohl an der Oberfläche als auch in der Tiefe der Asphaltbefestigung, was unter gleichbleibenden Verkehrsbelastungen eine höhere Beanspruchung aufgrund der temperaturbedingten Steifigkeitsabnahme zur Folge hat. Durch die Wahl des Bindemittels soll im Rahmen der intendierten Mischgutoptimierung vor allem das Gebrauchsverhalten bei hohen Temperaturen signifikant verbessert werden. Aus diesem Grund kommt den Bindemitteleigenschaften, der Verformungsbeständigkeit und der Steifigkeit bei Wärme die größte Bedeutung bei der Bewertung der Bindemittel zu. Damit die neu konzipierten klimaoptimierten Asphalte auch die Beanspruchung durch erhöhte Kälte und Frosteinwirkung einzelner besonders kalten Jahre rissfrei kompensieren können, muss durch die Bindemittel auch eine gute Kälteflexibilität gewährleistet werden.

Die Abbildung 45 zeigt das Netzdiagramm, mit dem sich alle untersuchten Bindemittel direkt vergleichen und bewerten lassen. Die Ergebnisse des MSCR-Tests zeigen, dass die viskositätsveränderten Bindemittel B5, B6, B7 und B8 sehr wenige bleibende Dehnungen erfahren und damit eine sehr geringe Nachgiebigkeit aufweisen. Dabei erzielen die Bindemittel B7 und B8 mit 0,07 1/kPa die geringste Nachgiebigkeit. Die Ergebnisse der DSR-Prüfung im T-Sweep zeigen, dass das Bindemittel B7 bei 60 °C den größten komplexen Schubmodul von 99.669 Pa erzielt und somit die größte Steifigkeit besitzt. Auch das Bindemittel B5 erzielt gegenüber den anderen Bindemitteln mit 72.518 Pa einen deutlich höheren komplexen Schubmodul, sodass dessen Steifigkeit bei 60 °C auch deutlich höher liegt. Die Bindemittel B6 und B8 weisen mit 46.056 Pa bzw. 45.234 Pa einen deutlich geringeren komplexen Schubmodul und damit eine geringere Steifigkeit als die beiden Bindemittel B5 und B7 auf. Diese fällt dennoch höher aus als bei den übrigen Bindemitteln. Auch der komplexe Schubmodul von Bindemittel B2 ist mit 43.739 Pa vergleichsweise hoch. Im Vergleich dazu weisen die Bindemittel B1, B3 und B4 einen deutlich niedrigeren Schubmodul auf, wobei dieser bei den beiden Polymermodifizierten Bindemitteln B3 und B4 viel geringer ausfällt als bei Bindemittel B1. Beim Vergleich der Phasenwinkel bei 60 °C wird deutlich, dass sich das Bindemittel B7 aufgrund der höheren Steifigkeit bei 60 °C elastischer verhält als die beiden Bindemittel B5 und B6. Da das Bindemittel B6 eine geringere Steifigkeit bei 60 °C besitzt als das Bindemittel B5, erzielt dieses auch einen höheren Phasenwinkel und verhält sich somit viskoser. Unter den viskositätsveränderten Bindemitteln weisen die Bindemittel B2 und B8 mit jeweils 52° die geringsten Phasenwinkel auf, sodass sich diese im Vergleich elastischer verhalten.

Beim Vergleich der Rückverformung liegen die Werte der viskositätsveränderten Bindemittel B8, B5, B6, B2 und B7 deutlich oberhalb von 80 %. Da sich gemäß den Erkenntnissen aus der Praxis ein Wert der Rückverformung von > 80 % hinsichtlich eines günstigen Verformungsverhaltens bei Wärme als sehr gut erwiesen hat, zeigen diese Bindemittel demnach ein äußerst günstiges Verformungsverhalten. Die Bindemittel B8 und B5 erzielen mit Werten von 94,2 % bzw. 91,3 % eine höhere Rückverformung als die Bindemittel B6, B2 und B7, die eine Rückverformung von unter 90 % erreichen. Somit weisen die Bindemittel B8 und B5 gegenüber den anderen viskositätsveränderten Bindemitteln ein höheres elastisches Potenzial auf.

Beim Vergleich des Tieftemperaturverhaltens der Bindemittel anhand der kritischen Temperatur $T_{m0,3}$ und der Scherrelaxationsviskosität λ_{Rel} schneiden die Bindemittel B5, B6 und B7 aufgrund ihrer hohen Steifigkeit deutlich schlechter ab als die übrigen Bindemittel. Obwohl das Bindemittel B8 ebenfalls durch eine hohe Steifigkeit charakterisiert ist, weist dieses im Vergleich ein besseres Tieftemperaturverhalten auf. So erzielt das Bindemittel B8 eine kritische Temperatur $T_{m0,3}$ von -16,0 °C und eine Scherrelaxationsviskosität von 14,96 MPa·s. Eine deutlich bessere Kälteflexibilität weisen die beiden Polymermodifzierten Bindemittel B3 und B4 aufgrund der geringeren Steifigkeit auf.

Das Netzdiagramm weist eindeutig nach, dass das Polymermodifizierte Bindemittel B3 bei 60 °C nur eine sehr geringe Steifigkeit und damit eine deutlich schlechtere Verformungsbeständigkeit besitzt. Dieses weist damit eine ungünstige Performance im mittleren und hohen Gebrauchstemperaturbereich

auf und eignet sich somit nicht für die Herstellung klimaoptimierter Asphalte.

Auch das viskositätsveränderte Bindemittel B1 kommt aufgrund der geringen Steifigkeit und vergleichsweisen hohen Nachgiebigkeit bei 60 °C sowie des geringen elastischen Potenzials ebenfalls nicht für die Herstellung klimaoptimierter Asphalte in Betracht. Das Bindemittel B2 zeigt eine vergleichbare Nachgiebigkeit und ein vergleichbares elastisches Potenzial wie die Bindemittel B5, B6 und B7, besitzt jedoch ein besseres Kälteverhalten. Da es eine ähnlich hohe Steifigkeit wie Bindemittel B6 aufweist, stellt es eine Alternative zu diesem dar. Das Bindemittel B8 besitzt neben einer geringen Nachgiebigkeit und einem hohen elastischen Potenzial auch eine hohe Steifigkeit bei 60 °C. Dieses verhält sich jedoch deutlich elastischer und weist daneben ein besseres Tieftemperaturverhalten auf als die Bindemittel B5, B6 und B7

Bindemittel B4 erzielt im Netzdiagramm zwar eine große aufgespannte Fläche, was vor allem auf das sehr gute Tieftemperaturverhalten zurückzuführen ist, besitzt jedoch bei Wärme eine unzureichende Verformungsbeständigkeit. Diese ist auf die sehr geringe Härte und Steifigkeit des Bindemittels zurückzuführen. Wie zuvor gemutmaßt, scheint eine adäquate Quantifizierung der viskosen und elastischen Verformungsanteile aufgrund der sehr geringen Viskosität des Bindemittels B4 bei mittleren und hohen Gebrauchstemperatur nicht möglich zu sein.

Das elastische Potenzial von Bindemittel B4 scheint daher nicht repräsentativ zu sein und die ermittelten Phasenwinkel scheinen nicht die tatsächlichen Verformungseigenschaften abzubilden.

Bei der Bewertung der Bindemittel ergeben sich aufgrund unterschiedlicher Chargen und damit auch evtl. geringfügiger Abweichungen in der Zusammensetzung auch Unterschiede in den Prüfergebnissen im Vergleich zur Projektvorbereitenden Studie [89]. Anhand der hier ermittelten Prüfergebnisse besitzt das Bindemittel B7 eine höhere Steifigkeit und ein tendenziell schlechteres Tieftemperaturverhalten als das Bindemittel B6.

Daher ist das Bindemittel B7 (10/40-80 VL) für die Anwendung im Walzasphalt zu empfehlen. Die Bindemittel B5 (20/40-75 VL) und B6 (10/30-75 VL) sind hingegen für Gussasphaltanwendungen zu favorisieren. Das Bindemittel B8 (10/40-80 VL) weist im Vergleich zum Bindemittel B7 eine geringere Steifigkeit bei 60 °C auf, ist jedoch durch ein hohes elastisches Potenzial und ein gutes Tieftemperaturverhalten charakterisiert. Es ist daher sowohl für Walz- als auch Gussasphaltanwendungen zu empfehlen. Das Bindemittel B2 (25/45) weist eine vergleichbare Nachgiebigkeit und ein vergleichbares elastisches Potenzial wie die Bindemittel B5, B6 und B7 auf, ist jedoch durch ein besseres Kälteverhalten gekennzeichnet. Da das Bindemittel B2 durch eine ähnlich hohe Steifigkeit wie das Bindemittel B6 charakterisiert ist, stellt es eine Alternative zu diesem dar und wird ebenfalls für die Herstellung klimaoptimierter Gussasphaltvarianten ausgewählt. Alle Bindemittel, die auf Grundlage der zuvor dargestellten Prüfergebnisse bei der Herstellung der klimaoptimierten Guss- und Walzasphalte nachfolgend berücksichtigt werden, sind in Tabelle 12 zusammengefasst.

Tabelle 12: Übersicht über alle für die Asphaltmischgutherstellung ausgewählten Bindemittel und deren vorgesehenes Anwendungsgebiet

	Produkt	Hersteller	Anwendungsbereich
B2	25/45	1	Gussasphalt
B6	10/30-75 VL	2	Gussasphalt
B7	10/40-80 VL		Walzasphalt
B8	10/40-80 VL	3	Guss- und Walzasphalt

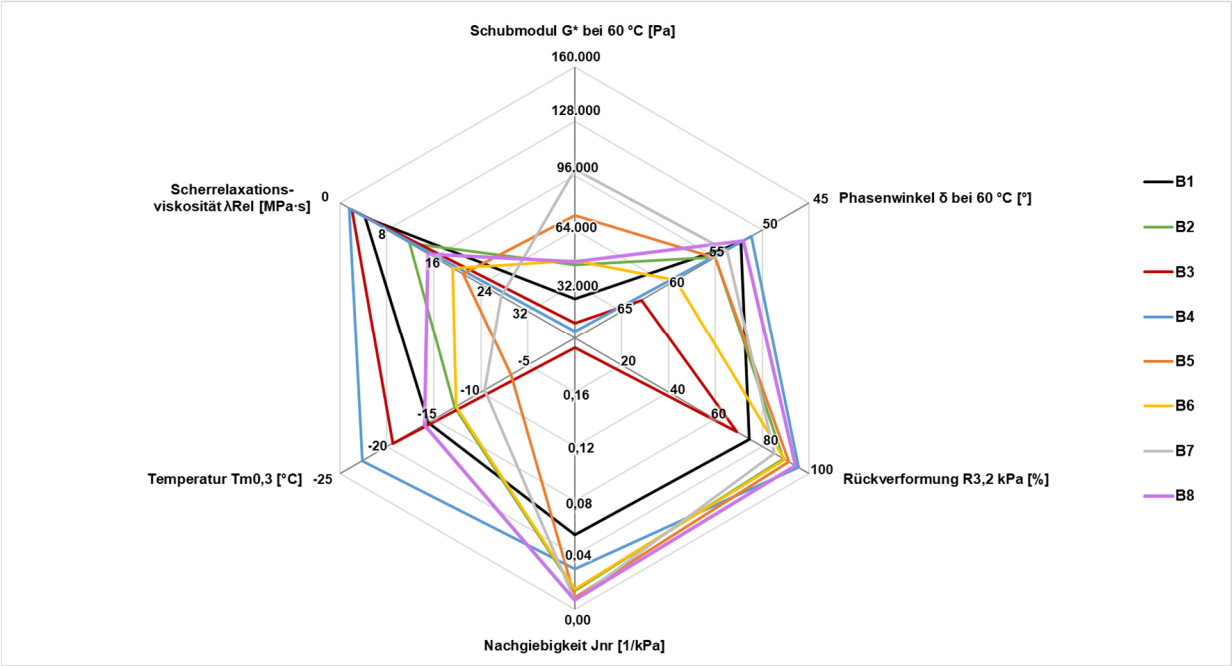


Abbildung 45: Netzdiagramm zum Vergleich ausgewählter Bindemitteleigenschaften im Anlieferungszustand

4.4.2 Füller

In Abbildung 46 ist die durch **Luftstrahlsiebung** ermittelte Korngrößenverteilung zwischen 0,063 mm und 2,0 mm der Füllerproben aufgeführt. Alle untersuchten Kalksteinmehle erfüllen die Anforderung der TL Gestein-StB [46], nach der mindestens 70 M.-% des Füllers das Analysesieb 0,063 mm passieren müssen. Vor allem die beiden Füller F1 und F2 zeichnen sich im Vergleich zu den übrigen Füllern durch einen sehr hohen Anteil an Korn < 0,063 mm von entsprechend 94,1 M.-% und 97,3 M.-% aus. Füller F7 weist hingegen den niedrigsten Anteil an Korn < 0,063 mm auf, wobei dieser mit 78,3 M.-% auch noch deutlich oberhalb des Mindestwerts von 70 M.-% liegt. Gemäß den TL Gestein-StB [46] werden weitere Anforderungen an die Korngrößenverteilung von Füller gestellt. So müssen mindestens 85 M.-%. durch das Sieb 0,125 mm hindurchgehen und es darf kein Siebrückstand auf dem Analysesieb 2 mm verbleiben. Dass alle Füllerproben auch diesen Anforderungen gerecht werden, kann ebenfalls aus Abbildung 46 entnommen werden.

Obwohl alle Kalksteinmehle die Anforderungen erfüllen, sind anhand der Sieblinien jedoch auch größere Unterschiede hinsichtlich der Feinheit der Füller ersichtlich. Die beiden Füller F4 und F5 weisen zwar mit 83,0 M.-% bzw. 83,6 M.-% einen hohen Kornanteil < 0,063 mm auf, erzielen jedoch vergleichsweise hohe Siebrückstände auf den Analysesieben 0,09 mm und 0,125 mm. Im Vergleich zu den anderen Kalksteinmehlen sind diese somit durch eine gröbere Korngrößenverteilung und geringere Feinheit charakterisiert. Im Gegensatz dazu weisen die beiden Füller F1 und F2 sehr geringe Siebrückstände auf den Analysesieben 0,063 mm, 0,09 mm und 0,125 mm auf, sodass diese eine vergleichsweise feine Korngrößenverteilung besitzen und sich durch eine hohe Feinheit im mittels Luftstrahlsiebung untersuchten Korngrößenbereich auszeichnen.

Wie in Kapitel 4.3.2 beschrieben, wurde die Korngrößenverteilung ergänzend zur Luftstrahlsiebung mittels automatisierter Aräometermethode (PARIO) bestimmt, da durch diese eine Differenzierung des Kornanteils < 0,063 mm möglich wird. Bei der PARIO-Auswertung wurden die Ergebnisse der Luftstrahlsiebung berücksichtigt und als Stützstellen in Abbildung 47 eingezeichnet. So wird auf einen Blick die Korngrößenverteilung der Füller im gesamten Korngrößenbereich zwischen 2 µm (0,002 mm) und 2.000 µm (2 mm) dargestellt. Dabei werden viele Unterschiede in der Korngrößenverteilung der Fraktionen < 0,063 mm ersichtlich, die mit der Luftstrahlsiebung nicht zu identifizieren sind. Im Bereich 20 µm (0,02 mm) sind die Streuungen am größten. Die Füller F1 und F2 weisen auch in diesem Korngrößenbereich die feinste Korngrößenverteilung auf. Füller F6 weist mit 40 M.-% den höchsten Anteil an Korn < 2 µm auf. Da jedoch dessen Kornanteil

zwischen 2 µm und 63 µm nur bei 40 M.-% liegt, ist der Anteil an Korn zwischen 63 µm und 2.000 µm mit 20 M.-% vergleichsweise hoch. Füller F7 ist durch eine grobe Korngrößenverteilung im Korngrößenbereich zwischen 2 µm und 63 µm charakterisiert. Dessen Anteil an Korn < 2 µm beläuft sich nur auf 13 M.-%, während der Kornanteil zwischen 2 µm und 63 µm bei 65 M.-% liegt.

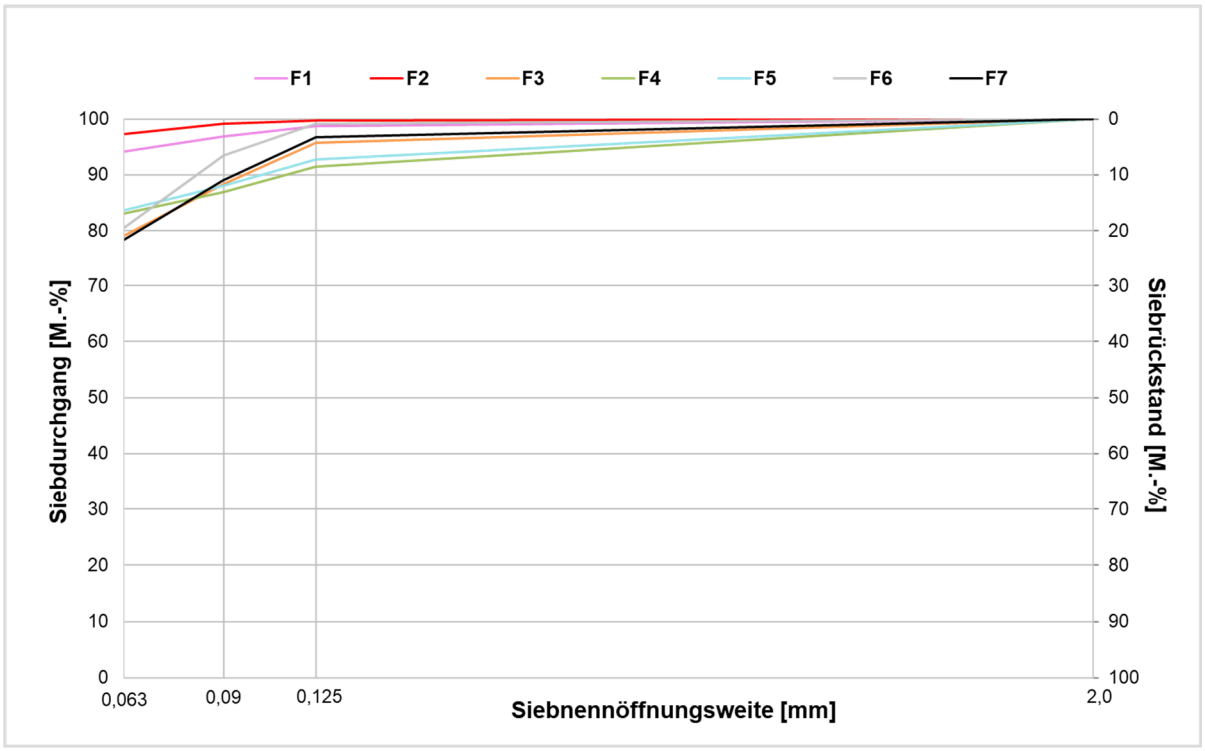


Abbildung 46: Korngrößenverteilung ermittelt durch Luftstrahlsiebung

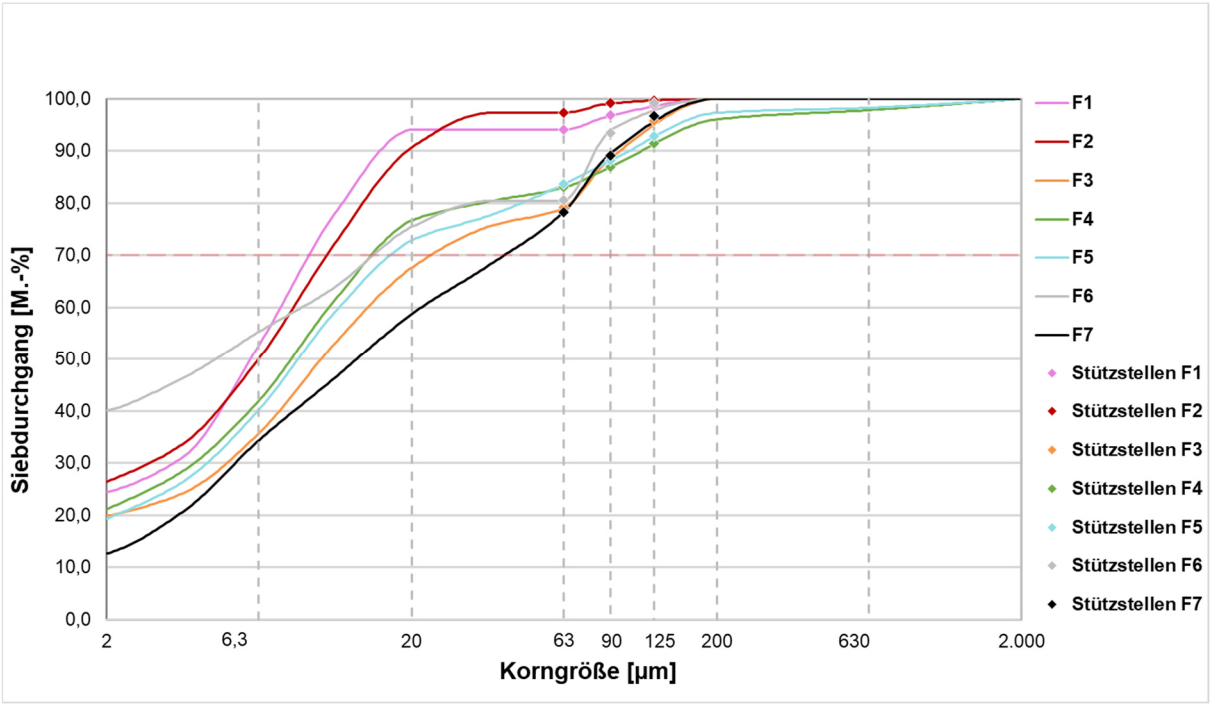


Abbildung 47: Korngrößenverteilung ermittelt durch automatisierte Aräometermethode

Somit beläuft sich dessen Anteil an Korn zwischen 63 µm und 2.000 µm auf 22 M.-% und ist vergleichsweise hoch. In diesem Korngrößenbereich weist Füller F7 jedoch eine höhere Feinheit als die Füller F3, F4 und F5 auf. Anhand von Abbildung 47 wird ebenfalls deutlich, dass die Füller F4 und F5 zwar im Korngrößenbereich zwischen 63 µm und 2.000 µm eine vergleichsweise grobe Korngrößenverteilung besitzen, diese jedoch im Korngrößenbereich zwischen 2 µm und 63 µm eine höhere Feinheit als die Füller F3 und F7 aufweisen.

Um die **Korngröße und Kornform** der Kalksteinmehle vergleichen zu können, wurden zusätzlich Bilder mit einem REM aufgenommen. Es liegen Aufnahmen mit 500-facher, 1.000-facher sowie 5.000-facher Vergrößerung vor. Zu erwähnen ist, dass für die Rasterelektronenmikroskopie grundsätzlich nur eine sehr geringe Probemenge notwendig ist und pro Kalksteinmehl nur eine Probe repräsentativ untersucht wurde.

Die REM-Aufnahmen aus Abbildung 48 bei einer 500-fachen Vergrößerung zeigen, dass alle Kalksteinmehle generell eine hohe Feinheit besitzen. Beim Vergleich fällt jedoch auf, dass die Füller F3, F4 und F5 mehr große Füllerpartikel aufweisen. Das sind auch jene Kalksteinmehle, die im Korngrößenbereich zwischen 0,063 mm und 2,0 mm durch eine grobe Korngrößenverteilung und geringe Feinheit charakterisiert sind (vgl. Ergebnisse der Luftstrahlsiebung).

Anhand der REM-Aufnahmen aus Abbildung 49 bei einer 5.000-fachen Vergrößerung kann eine Aussage über die Kornform, d. h. wie stark sich ein Korn der Gestalt einer Kugel annähert (Sphärizität) sowie über die Kornrundung nach Powers [81] gemacht werden. Die Einteilung nach Powers kann der Abbildung 50 entnommen werden. Nach dieser kann die Sphärizität der Füller F1 bis F6 überwiegend als kugelförmig, vereinzelt auch als leicht prismenförmig und die Kornrundung als eckig beschrieben werden.

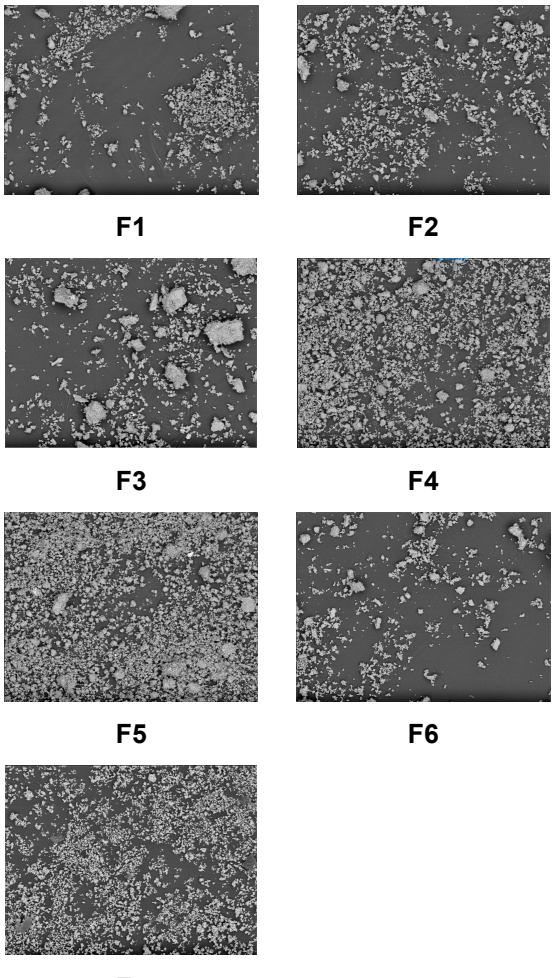


Abbildung 48: REM-Aufnahmen bei einer 500-fachen Vergrößerung [view field: 555,9 µm]

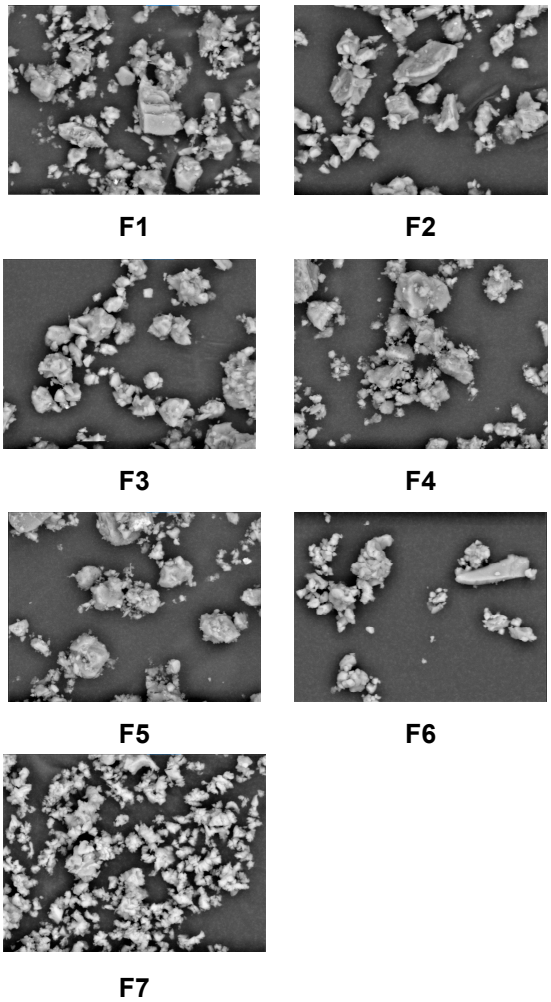


Abbildung 49: REM-Aufnahmen bei einer 5.000-fachen Vergrößerung [view field: 55,59 µm]

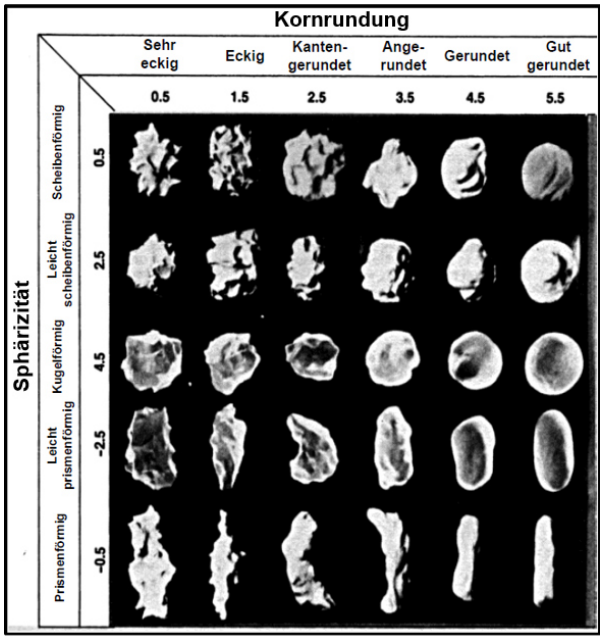


Abbildung 50: Einteilung nach Sphärizität und Kornrundung gemäß Powers [81]

Die REM-Aufnahme von Füller F7 unterscheidet sich hingegen, da sich die Kornrundung zwar auch als eckig, die Sphärizität der meisten Körner jedoch als scheibenförmig beschreiben lässt.

Der **Hohlraumgehalt** von trocken verdichtetem Füller nach Rigden und die **Rohdichte** des Füllers sind in Abbildung 51 dargestellt. Beim Vergleich liegen die Rohdichten der Füller F1, F2, F4, F6 und F7 auf ähnlichem Niveau zwischen 2,66 g/cm³ und 2,68 g/cm³. Die Rohdichte von Füller F3 ist hingegen mit 2,63 g/cm³ deutlich geringer, während Füller F5 mit 2,74 g/cm³ eine deutlich höhere Rohdichte besitzt. Die von den Herstellern angegebenen Rohdichten der Füller liegen in einem Bereich zwischen 2,70 g/cm³ und 2,76 g/cm³ und fallen damit tendenziell höher aus. Dennoch liegen die Schwankungen im zulässigen Toleranzbereich, denn die in den TL Gestein-StB [46] angegebene zulässige Schwankungsbreite beträgt 0,2 g/cm³.

Beim Vergleich des Hohlraumgehaltes erzielen die Füller F2 und F3 die höchsten Werte. So besitzt Füller F2 mit 58 Vol.-% den höchsten Hohlraumgehalt und übersteigt sogar den in den TL Gestein-StB [46] aufgeführten Wertebereich. Für Füller F3 konnte ein Hohlraumgehalt von 53 Vol.-% ermittelt werden, sodass dieser demnach der Kategorie $V_{44/55}$ zuzuordnen ist. Die Hohlraumgehalte der anderen Kalksteinmehle fallen dagegen deutlich geringer aus und liegen zwischen 30 Vol.-% und 35 Vol.-%. Somit lassen sich die Füller F1, F4, F5, F6 und F7 anhand der Prüfergebnisse in die Kategorie $V_{28/45}$ einordnen. Die von den Herstellern angegebenen Hohlraumgehalte der Kalksteinmehle liegen alle in einem Bereich zwischen 30 Vol.-% und 38 Vol.-%, sodass demnach alle Füller der Kategorie $V_{28/45}$ zuzuordnen sind. Beim Vergleich der Prüfergebnisse sowie der Herstellerangaben erzielt Füller F2 den höchsten Hohlraumgehalt nach Rigden. Füller F6 besitzt hingegen stets den geringsten Hohlraumgehalt.

Die bei der Prüfung ermittelten deutlich höher liegenden Hohlraumgehalte von Füller F2 und F3 hängen möglicherweise mit der Art bzw. Aufbereitung des Füllers zusammen. Bei den beiden Füllern F2 und F3 handelt sich um Entstaubungsfüller des gleichen Herstellers, die jedoch von unterschiedlichen Lieferwerken bezogen wurden. Da sich der Hohlraumgehalt aus verschiedenen Primäreigenschaften zusammensetzt, hat der Aufbereitungsprozess einen nicht unerheblichen Einfluss. Füller F2 und F3 wurden nach mehrmaligem Brechen über Entstaubung gewonnen und anschließend einem Sichter zugeführt. Dabei bleibt eine gezielte Steuerung der Korngrößenverteilung aus. Größere Schwankungen der Primäreigenschaften könnten die Folge sein und im Weiteren größere Schwankungen des Hohlraumgehalts bedingen.

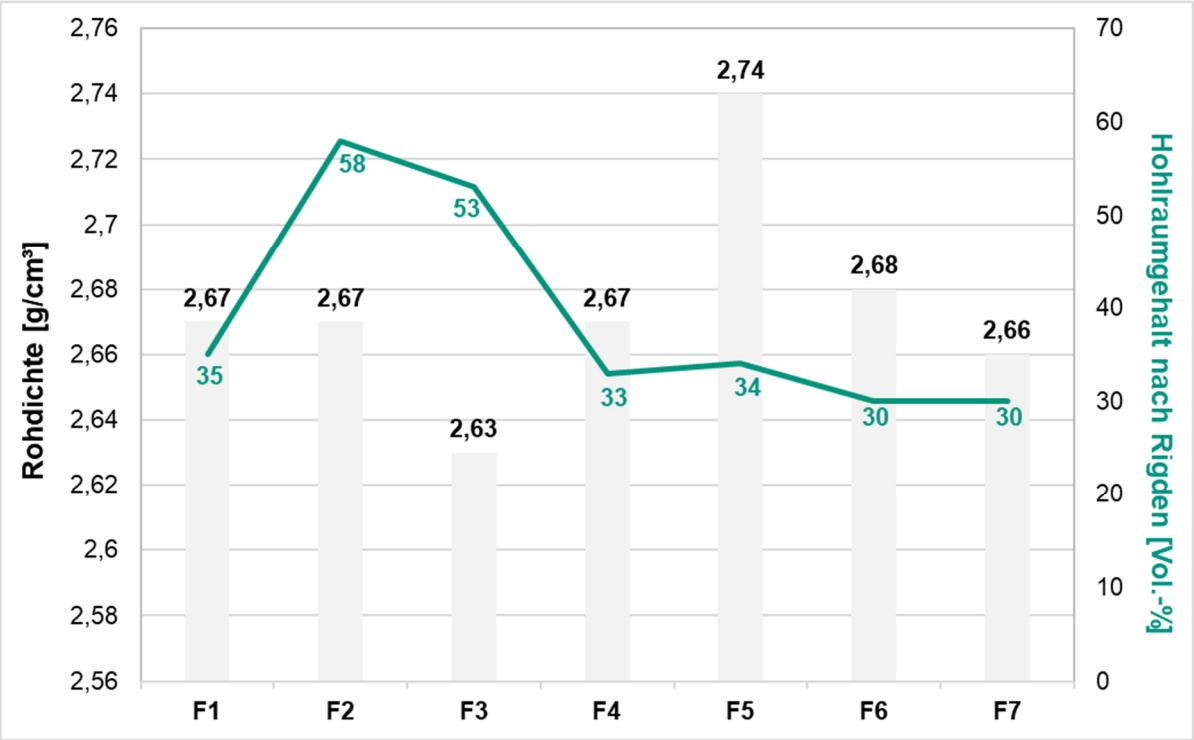


Abbildung 51: Darstellung der ermittelten Rohdichte und des Hohlraumgehaltes der Kalksteinmehle

Zur Beurteilung der versteifenden Wirkung von Füller wird neben dem Hohlraumgehalt nach Rigden auch die Erweichungspunkt-Erhöhung **ΔEP_{RuK}** herangezogen. Beide gemittelten Kenngrößen sind für alle untersuchten Kalksteinmehle in Abbildung 52 dargestellt. Die Erweichungspunkt-Erhöhung der Kalksteinmehle variiert zwischen 10,0 °C und 18,0 °C, sodass die Füller der Kategorie Δ_{RuK}8/25 gemäß den TL Gestein-StB [46] zuzuordnen sind. Die von den Herstellern angegebenen Erweichungspunkt-Erhöhungen der Kalksteinmehle liegen auf ähnlichem Niveau wie die Prüfergebnisse und sind daher mit diesen vereinbar. Anhand der Herstellerangaben lassen sich alle Kalksteinmehle ebenfalls in die Kategorie Δ_{RuK}8/25 einordnen. Beim Vergleich der Prüfergebnisse sowie der Herstellerangaben zeigt sich, dass Füller F2 mit 18,0 °C bzw. 17,5 °C stets die höchste Erweichungspunkt-Erhöhung erzielt und damit am stärksten versteifend wirkt. Dagegen erzielt Füller F6 stets eine geringere Erweichungspunkt-Erhöhung und wirkt damit am schwächsten versteifend.

Anhand von Abbildung 53 ist zu erkennen, dass bei dem vorliegenden Datenkollektiv zwischen dem Hohlraumgehalt nach Rigden und der Erweichungspunkt-Erhöhung eine schwache Tendenz besteht, dass höhere Hohlraumgehalte tendenziell zu größeren Erweichungspunkt-Erhöhungen führen (R^2 = 0,35).

Der für jedes Kalksteinmehl ermittelte **Stabilisierungsindex** ist in Abbildung 54 aufgeführt. Der Stabilisierungsindex gibt dabei das Füller/Bitumen-Verhältnis an, bei dem der Erweichungspunkt Ring und Kugel 20 °C höher als der des Bezugsbitumens (Straßenbaubitumen 70/100) liegt. Generell wird eine hohe versteifende Wirkung des Füllers durch einen geringen Stabilisierungsindex charakterisiert. Umso höher der Stabilisierungsindex ist, umso mehr Füller ist erforderlich, um die gleiche Mastix-Steifigkeit hervorzurufen. Es zeigt sich, dass für Füller F2 der geringste Stabilisierungsindex von 1,7 ermittelt wurde, sodass diesem die stärkste versteifende Wirkung zugeordnet werden kann. Für die beiden Füller F6 und F7 wurde hingegen der höchste Stabilisierungsindex bestimmt. Bei diesen ist ein deutlich höheres Verhältnis von 2,3 notwendig, um einen Erweichungspunkt der Mastix zu erzielen, der um 20 K höher liegt als der des Grundbitumens.

Beim Vergleich des Stabilisierungsindex mit den beiden Kenngrößen Hohlraumgehalt nach Rigden und Erweichungspunkt-Erhöhung zeigt sich kein einheitlicher Trend. Demnach lässt sich die versteifende Wirkung der Kalkstein-Füller in Abhängigkeit von der betrachteten Kenngröße anders bewerten.

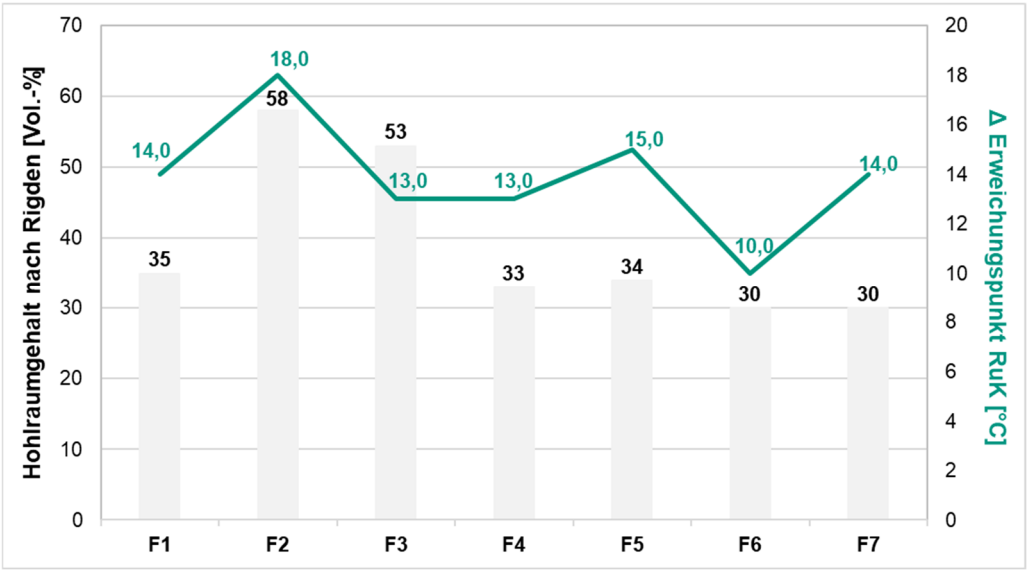


Abbildung 52: Darstellung des ermittelten Hohlraumgehaltes und der Erweichungspunkt-Erhöhung der Kalksteinmehle

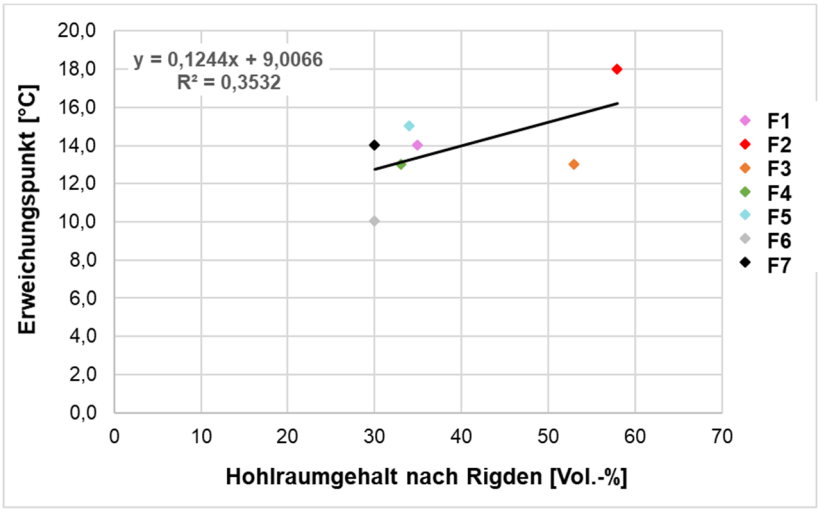


Abbildung 53: Darstellung des Zusammenhanges zwischen Hohlraumgehalt und Erweichungspunkt-Erhöhung

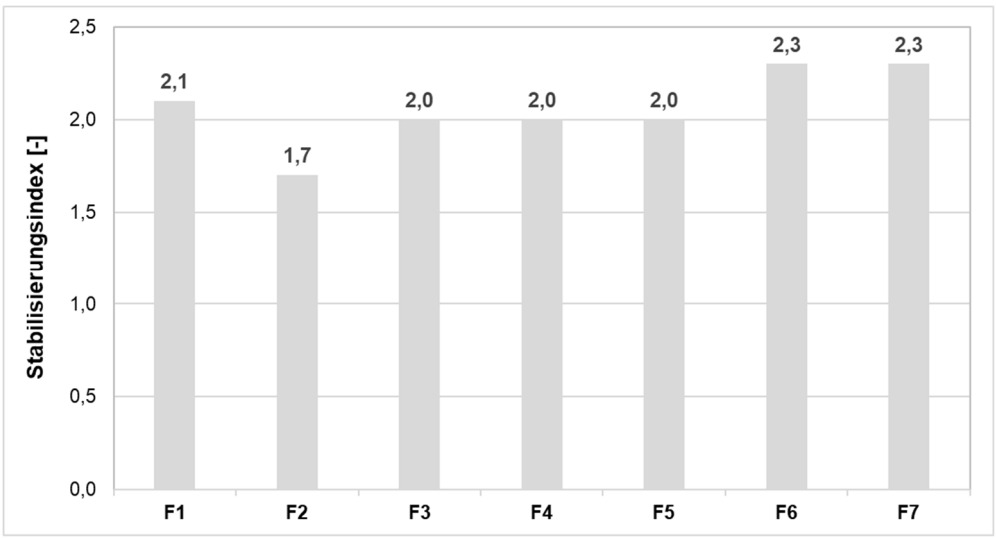


Abbildung 54: Darstellung des Stabilisierungsindex

Füller F2 erzielt jedoch sowohl den größten Hohlraumraumgehalt, die höchste Erweichungspunkt-Erhöhung als auch den geringsten Stabilisierungsindex, sodass diesem die stärkste versteifende Wirkung zugeschrieben werden kann. Für Füller F2 konnte mittels Luftstrahlsiebung und automatisierter Aräometermethode auch eine hohe Feinheit nachgewiesen werden. Obwohl für Füller F1 ebenfalls eine hohe Feinheit nachgewiesen wurde, besitzt dieser einen deutlich geringeren Hohlraumgehalt als Füller F2 und erzielt eine geringere Erweichungspunkt-Erhöhung sowie einen höheren Stabilisierungsindex. Füller F1 wirkt damit trotz ähnlich hoher Feinheit schwächer versteifend als Füller F2. Füller F6 weist dagegen den niedrigsten Hohlraumraumgehalt als auch die geringste Erweichungspunkt-Erhöhung auf. Für diesen wurde ebenfalls der höchste Stabilisierungsindex ermittelt. Der Füller F6 besitzt von allen untersuchten Kalksteinmehlen somit die geringste versteifende Wirkung. Die vergleichsweise schwach versteifende Wirkung von Füller F6 ist jedoch nicht auf eine zu geringe Feinheit zurückzuführen, denn dieser weist mit 40 M.-% den höchsten Anteil an Korn < 2 µm auf.

Die Ergebnisse zeigen damit, dass die versteifende Wirkung eines Kalksteinmehls auf das komplexe Zusammenspiel verschiedener Primäreigenschaften zurückzuführen ist und nicht anhand einer Eigenschaft abgeschätzt werden kann. Anhand des Datenkollektivs kann auch kein Zusammenhang zwischen der versteifenden Wirkung und dem Calciumcarbonatgehalt eines Kalksteinmehls festgestellt werden (siehe Kap. 4.2.2). Unter Berücksichtigung des Hohlraumgehaltes und der Erweichungspunkt-Erhöhung besitzen die Füller F6 und F7 eine vergleichsweise geringe versteifende Wirkung, obwohl beide Kalksteinmehle durch einen sehr hohen Calciumcarbonatgehalt von ≥ 90 M.-% charakterisiert sind. Der Calciumcarbonatgehalt wird jedoch häufig als Indikator für den Versteifungsgrad eines Kalksteinmehls herangezogen, sodass auch in Ausschreibungen oftmals ein Calciumcarbonatgehalt von ≥ 90 M.-% (Kategorie CC_{90}) gefordert wird [94].

Fazit der Fülleruntersuchungen:

Die Prüfergebnisse bestätigen, dass sich in Abhängigkeit von der Gewinnungsstätte und dem Aufbereitungsprozess hinsichtlich der versteifenden Wirkung von Füllern gleichen Ursprungsgesteins (Kalkstein) Unterschiede ergeben können. So weichen die beiden Kenngrößen der Füller, Hohlraumgehalt nach Rigden und Erweichungspunkt-Erhöhung, die zur Bewertung der versteifenden Wirkung herangezogen werden können, deutlich voneinander ab. Anhand der Prüfergebnisse kann dem Füller F2 die stärkste versteifende Wirkung zugeordnet werden. Dies ist erstaunlich, da es sich bei diesem Füller um einen Entstaubungsfüller handelt. In der Literatur wird die Wirkung von entstaubten Füllern gegenüber gemahlenen Füllern deutlich schlechter bewertet. Im Gegensatz dazu weisen die Untersuchungen die geringste versteifende Wirkung für Füller F6 nach und das, obwohl dieser durch einen sehr hohen Calciumcarbonatgehalt von ≥ 90 M.-% charakterisiert ist. Ein hoher Calciumcarbonatgehalt wird häufig als Indikator für einen hohen Versteifungsgrad eines Kalksteinmehls herangezogen.

Anhand der Versuchsergebnisse kann ebenfalls nicht bestätigt werden, dass sich mit zunehmender Feinheit eines Kalksteinmehls, aufgrund der daraus resultierenden höheren spezifischen Oberfläche, eine höhere versteifende Wirkung erzielen lässt. Die Ergebnisse zeigen vielmehr, dass die versteifende Wirkung eines Kalksteinmehls auf das komplexe Zusammenspiel verschiedener Primäreigenschaften zurückzuführen ist und nicht anhand einer Eigenschaft abgeschätzt werden kann.

Der Vergleich zwischen den Prüfergebnissen und den Herstellerangaben zeigt zudem, dass auch Kalksteinmehle aus dem gleichen Lieferwerk bzw. der gleichen Gewinnungsstätte Eigenschafts- und damit auch Qualitätsschwankungen unterliegen. Diese Schwankungen führen dazu, dass ein Vergleich und eine Bewertung verschiedener Kalksteinmehle anhand deren isolierten Eigenschaften erschwert ist. Zur Qualitätskontrolle wäre es daher ratsam, die werkstypischen Schwankungen der Kenngrößen anzugeben und im Regelwerk Toleranzen für diese zu definieren. Es ist ebenfalls bekannt, dass sich die Eigenschaften von Füllern und damit deren Wirkung in Kombination mit verschiedenen Bindemitteln verändern können. Daher sollte die versteifende Wirkung eines Füllers nicht nur gesondert anhand seiner isolierten Eigenschaften bewertet werden, sondern vor allem in Kombination mit dem Bindemittel.

Um zu untersuchen, ob sich Unterschiede hinsichtlich der Versteifung der Mastix in Abhängigkeit von der Art resp. dem Calciumcarbonatgehalt des Kalksteinmehls ergeben, wurden sowohl ein Muschelkalk mit einem Calciumcarbonatgehalt von ≥ 80 M-% (F5) sowie ein Jurakalkstein mit einem Calciumcarbonatgehalt von ≥ 90 M-% (F6) für die

Mastixvarianten für Walzasphaltanwendungen ausgewählt. Damit auch die Wirkung von Kalkhydrat analysiert werden kann, wurde daneben auch der Mischfüller (F8), der sich aus dem mineralischen Füller F6 und Kalkhydrat zusammensetzt, berücksichtigt.

Unter dem gleichen Aspekt wurden auch die Füller für die Herstellung der Mastixvarianten für Gussasphaltanwendungen ausgewählt. Um jedoch auch mögliche Unterschiede hinsichtlich der versteifenden Wirkung von Kalksteinmehlen gleicher Art resp. gleichen Calciumcarbonatgehaltes verifizieren zu können, wurden für die entsprechenden Varianten die Füller F4 (Muschelkalk mit einem Calciumcarbonatgehalt von ≥ 80 M-%) und Füller F7 (Jurakalkstein mit einem Calciumcarbonatgehalt von ≥ 90 M %) verwendet. Füller F4 wird vom Hersteller außerdem speziell für Anwendungen im Gussasphalt empfohlen. Aufgrund des höheren Füller/Bitumen-Verhältnisses und der zu erwartenden höheren Steifigkeit bzw. schlechte Verarbeitbarkeit, wurde bei der Herstellung der Mastixvarianten für Gussasphaltanwendungen kein Mischfüller berücksichtigt.

Alle Füller, die auf Grundlage der zuvor dargestellten Prüfergebnisse bei der Herstellung der klimaoptimierten Guss- und Walzasphalte nachfolgend berücksichtigt werden, sind in Tabelle 13 zusammengefasst.

Tabelle 13: Übersicht über alle für die Asphaltmischgutherstellung ausgewählten Füller und deren vorgesehenes Anwendungsgebiet

	Stratigraphische Bezeichnung	Kategorie	Anwendungsbereich
F4	Trias (Unterer Muschelkalk)	CC_{80}	Gussasphalt
F5	Trias (Unterer Muschelkalk)	CC_{80}	Walzasphalt
F7	Jura Kalkstein	CC_{90}	Gussasphalt
F8	Jura-Kalkstein + Kalkhydrat	Ka_{25}	Walzasphalt

4.4.3 Asphaltmastix

In der Tabelle 14 sind die untersuchten Mastixvarianten dargestellt. Aufgrund der Ergebnisse der Bindemitteluntersuchungen (Kapitel 4.4.1) wurde für die Herstellung der Mastixvarianten für Walzasphaltanwendungen zunächst das Bindemittel B7 (10/40-80 VL) favorisiert. Dazu kamen noch drei verschiedene Füller zum Einsatz. Bei diesen handelt es sich um die Füller F5 (Unterer Muschelkalk aus dem Zeitalter der Trias) mit einem Calciumcarbonatgehalt von ≥ 80 M.-% (CC_{80}) und Füller F6 (Jura-Kalkstein) mit einem Calciumcarbonatgehalt von ≥ 90 M.-% (CC_{90}). Zusätzlich wurde der Mischfüller F8 berücksichtigt.

Für die Herstellung der Mastixvarianten für Gussasphaltanwendungen wurden zunächst zwei Bindemittel ausgewählt: B6 (10/13-75 VL) sowie B5 (20/40-75 VL). Von den Füllern wurde Füller F4 (Unterer Muschelkalk aus dem Zeitalter der Trias) mit einem Calciumcarbonatgehalt von ≥ 80 M.-% (CC_{80}) ausgewählt, da dieser speziell für Gussasphaltanwendungen vom Hersteller empfohlen wird. Weiterhin wurde der Füller F7 (Jura-Kalkstein) mit einem Calciumcarbonatgehalt von ≥ 90 M.-% (CC_{90}) berücksichtigt.

Tabelle 14: Übersicht über die untersuchten Mastixvarianten

	Bindemittel (Tabelle 3)	**Füller** (Tabelle 4)	**F/B-Verhältnis**
M1	B7	F6	1,5/1
M2	B7	F5	1,5/1
M3	B7	F8	1,5/1
M4	B6	F4	2,5/1
M5	B6	F4	3,3/1
M6	B6	F7	2,5/1
M7	B5	F4	2,5/1
M8	B5	F7	2,5/1

Die Ergebnisse der DSR-Prüfung im T-Sweep sowie der MSCR-Test erlauben eine Bewertung des Verformungsverhaltens der Mastixvarianten bei Wärme, während deren Fließfähigkeit durch den temperaturabhängigen Verlauf der dynamischen Viskosität beurteilt werden kann.

Die Verläufe des **komplexen Schubmoduls und des Phasenwinkels** der Mastixvarianten für Walz- und Gussasphaltanwendungen sind nachfolgend in Abbildung 55 und Abbildung 56 aufgeführt. Um die Veränderungen besser zu erkennen, sind darin auch die Ergebnisse der Ausgangsbindemittel abgebildet. Obwohl sich die Mastixvarianten hinsichtlich der Wahl der Ausgangsstoffe und des Füller/Bitumen-Verhältnisses unterscheiden, verlaufen die Funktionen ähnlich. Im Temperaturbereich zwischen 30 °C und 40 °C kommt es vermehrt zu Messungenauigkeiten aufgrund der hohen Steifigkeit: die Messwerte streuen stark und es treten Unstim-

migkeiten im Kurvenverlauf auf. Bei der nachfolgenden Beurteilung wird dieser Temperaturbereich daher nicht berücksichtigt.

Im Allgemeinen zeigen die Ergebnisse, dass durch die Zugabe von Füller die komplexen Schubmoduln über den Temperaturbereich um den Faktor 10 ansteigen (Abbildung 55). Aufgrund der Zugabe von Mischfüller F8 weist die Mastixvariante M3 über den untersuchten Temperaturbereich die höchsten komplexen Schubmoduln auf. Je höher die Prüftemperatur, desto größer wird der Unterschied zu den anderen Mastixvarianten für die Anwendung im Walzasphalt. Im Temperaturbereich zwischen 50 °C und 80 °C verlaufen die Kurven sehr ähnlich, wobei die Mastixvarianten M1 und M2, die ebenfalls für Walzasphaltanwendungen hergestellt wurden, darüber hinaus nahezu identisch sind. Das Letztere war so nicht zu erwarten, da sich die beiden Füller F5 und F6 grundlegend voneinander unterscheiden. Während es sich bei Füller F5 um Unteren Muschelkalk aus dem Zeitalter der Trias mit einem Calciumcarbonatgehalt von ≥ 80 M.-% handelt, entspricht Füller F6 gemäß den Herstellerangaben einem Jura-Kalkstein mit einem Calciumcarbonatgehalt von ≥ 90 M.-%.Die beiden Füller unterscheiden sich zudem auch hinsichtlich der Feinheit sowie in ihrem Hohlraumgehalt als auch der Erweichungspunkt-Erhöhung (vgl. Kapitel 4.3.2).

Bei den Mastixvarianten für die Gussasphaltanwendung (M4 bis M8) treten bei 50 °C und 60 °C die größten Streuungen auf. Beim Vergleich der beiden Mastixvarianten M4 und M5 zeigt sich erwartungsgemäß, dass unter Verwendung des gleichen Bindemittels (B6) und des gleichen Füllers (F4) ein höheres Füller/Bitumen-Verhältnis von 3,3/1 (Mastixvariante M5) zu höheren komplexen Schubmoduln und demnach zu einer höheren Steifigkeit führt. Der vergleichsweise geringere Wert bei 50 °C ist jedoch in diesem Zusammenhang und unter Berücksichtigung der Ergebnisse bei niedrigeren und bei höheren Temperaturen als nicht plausibel anzusehen und daher auszuschließen (Abbildung 55).

Beim Vergleich der beiden Mastixvarianten M4 und M6 werden unter Verwendung des gleichen Bindemittels (B6) und des gleichen Füller/Bitumen-Verhältnisses von 2,5/1 durch die Zugabe von Füller F7 etwas höhere Schubmoduln erzielt als durch die Zugabe von Füller F4. Dieser Einfluss der verschiedenen Füller ist bei der Verwendung eines anderen Bindemittels (B5) so nicht mehr zu erkennen: beide Mastixvarianten M7 und M8 weisen im Temperaturbereich zwischen 70 °C und 90 °C einen nahezu identischen Verlauf des komplexen Schubmoduls auf. Bei 50 °C und 60 °C bewirkt der Füller F4 in der Mastixvariante M7, anders als in der Mastixvariante M4, tendenziell einen höheren komplexen Schubmodul als der Füller F7 in der Mastixvariante M8, was jedoch aufgrund der logarithmischen Skalierung im Diagramm (Abbildung 55) kaum auffällt.

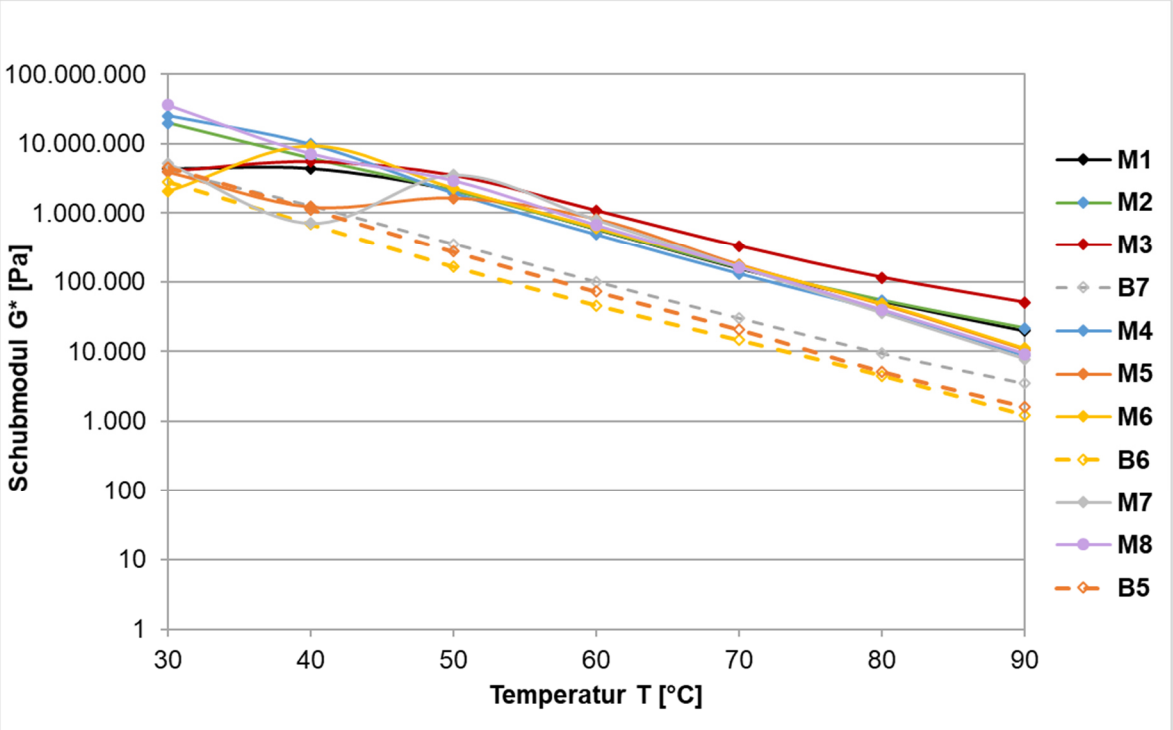


Abbildung 55: Vergleich der Verläufe des komplexen Schubmoduls der Mastixvarianten

Gemäß den Herstellerangaben soll der Füller F4 aufgrund seiner angepassten Korngrößenverteilung stark versteifend wirken und ist speziell für die Anwendung in Gussasphalt empfohlen.

Für die Betrachtung des Einflusses des Bindemittels können die Mastixvarianten M4 und M7 sowie M6 und M8 herangezogen werden. Im ersten Fall wurden beide Mastixvarianten mit dem gleichen Füller/Bitumen-Verhältnis und dem Füller F4 hergestellt. Das Bindemittel unterscheidet sich hingegen: für Mastixvariante M4 wurde das Bindemittel B6 und für die Mastixvariante M7 das Bindemittel B5 verwendet.

Bei Temperaturen von 50 °C und 60 °C unterscheiden sich die komplexen Schubmoduln deutlich voneinander und liegen bei der Mastixvariante M7 höher. Das spiegeln so in etwa auch die Ergebnisse der Bindemittel wider (Abbildung 36). Bei den höheren Temperaturen erzielen beide Mastixvarianten annähernd gleich große komplexe Schubmoduln. Im Falle der Zugabe von Füller F7 und der sich daraus ergebenden Mastixvarianten M6 und M8 kann aufgrund der Ergebnisse des T-Sweeps nicht zwischen diesen unterschieden werden: unabhängig von den deutlich unterschiedlichen komplexen Schubmoduln der eingesetzten Bindemittel B6 und B5 verlaufen die komplexen Schubmoduln ab 40 °C nahezu identisch.

Bei der Betrachtung der Phasenwinkel fallen ebenfalls teils unplausible Werte auf, vor allem bei 40 °C (Abbildung 56). Die Mastixvarianten M1, M2 und M3 weisen einen annähernd konstanten Verlauf auf und liegen deutlich (um bis zu 20 °) unter der Kurve des verwendeten Bindemittels B7. Dies lässt darauf schließen, dass diese aufgrund der Füllerzugabe ein im Vergleich zum Bindemittel deutlich temperaturunabhängigeres Verformungsverhalten mit erhöhten elastischen Anteilen besitzen.

Erwartungsgemäß erzielt die Mastixvariante M3 über den Temperaturbereich > 40 °C die geringsten Phasenwinkel. Somit verhält sich die Mastixvariante M3 auch im hohen Temperaturbereich deutlich elastischer als die beiden Mastixvarianten M1 und M2 und ist demnach unempfindlicher gegenüber bleibenden Verformungen. Beim Vergleich der beiden Mastixvarianten M1 und M2 weist die Mastixvariante M1 ein viskoseres Verformungsverhalten auf. Die Phasenwinkel der Mastixvarianten für Gussasphaltanwendungen (M4 bis M8) liegen höher als diejenigen der Mastixvarianten M1 bis M3 und verändern sich deutlicher bei höher werdenden Temperaturen.

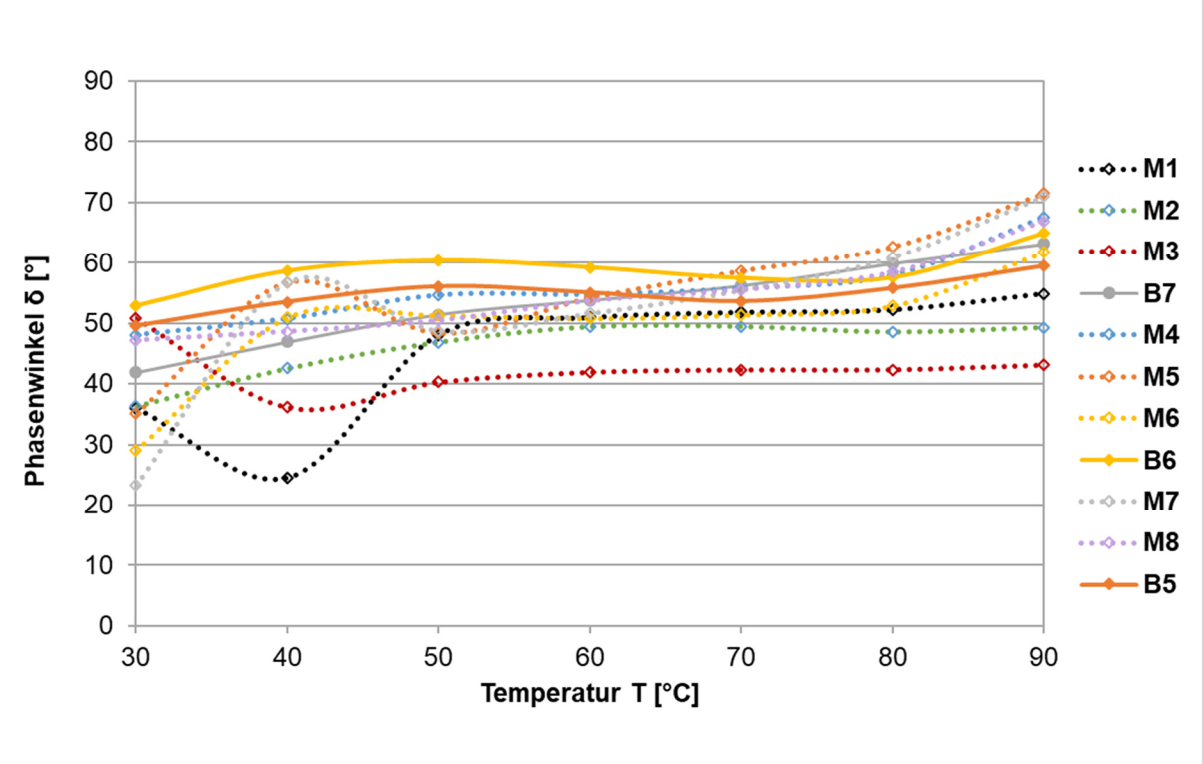


Abbildung 56: Vergleich der Verläufe des Phasenwinkels der Mastixvarianten

Zumindest bis zu einer Temperatur von 60 °C kann das mit den Eigenschaften des Bindemittels erklärt werden. Das für die Walzasphaltvarianten ausgewählte Bindemittel B7 hat bis zu dieser Temperatur teilweise einen deutlich niedrigeren Phasenwinkel als die Bindemittel B5 resp. B6, die für die Herstellung der Mastixvarianten für Gussasphaltanwendungen ausgewählt wurden. Ab 60 °C wachsen die viskosen Anteile des komplexen Schubmoduls, genauso wie bei den Bindemitteln weiterhin stark an. Die Phasenwinkel bleiben bzw. werden dabei noch höher als die Phasenwinkel von den Mastixvarianten M1, M2 und M3, obwohl bei den reinen Bindemitteln die Reihung anders ausfällt. Vor allem beim Temperaturanstieg von 80 °C auf 90 °C ist nochmals eine deutliche Steigerung der Phasenwinkel der Mastixvarianten für die Gussasphaltanwendung zu erkennen.

Eine größere Füllermenge (f/b = 3,3/1) führt bei Mastixvariante M5 zu deutlich höheren Phasenwinkeln im Vergleich zu M4.

Der Einfluss des Füllers wird in Kombination mit dem Bindemittel B6 (M4 und M6) deutlich. Im Vergleich zum Bindemittel bewirkt der Füller F7 dabei teilweise eine deutliche Reduzierung des Phasenwinkels, die in Abhängigkeit der Prüftemperatur bis zu 10 °C reicht. Bei der Verwendung von Bindemittel B5 (M7 und M8) liegen die Phasenwinkelverläufe dagegen i. A. näher aneinander und kreuzen sich bei 70 °C.

Der Einfluss der Bindemittel (Abbildung 56) wird bei der Gegenüberstellung der Mastixvarianten M4 und M7 (B6 bzw. B5 mit F4) sowie von M6 und M8 (B6 bzw. B5 mit F7) deutlich. Dabei verhält sich mit dem entsprechenden Füller die Mastix aus Bindemittel B5 (M7 und M8) bei höheren Temperaturen viskoser als die Mastix aus B6 (M4 und M6). Dadurch tritt eine andere Reihung als bei den verwendeten Bindemitteln auf: dort überwiegen nämlich bei Bindemittel B6 eher die viskosen Anteile (im Vergleich zum B5). Bei den Varianten mit Füller F4 schneiden sich die beiden Phasenwinkelverläufe bei einer Temperatur von 70 °C, während dies bei den Varianten mit Füller F7 bereits bei einer Temperatur von 50 °C passiert.

In Abbildung 57 sind die bleibenden Dehnungen (Deformationen) und in Abbildung 58 die Rückverformung sowie die Nachgiebigkeit aller Mastixvarianten aus dem **MSCR-Test** dargestellt. Generell wird deutlich, dass diese durch eine sehr geringe Nachgiebigkeit charakterisiert werden. Die bleibenden Dehnungen aller Mastixvarianten liegen unter 4 %, während diese bei den Bindemitteln deutlich höher ausfallen (Kapitel 4.4.1). Die beiden Mastixvarianten M3 und M5 zeichnen sich, aufgrund der Verwendung von Mischfüller resp. eines höheren Anteils an Füller F4 (F/B = 3,3/1), gegenüber den anderen Mastixvarianten erwartungsgemäß durch ein deutlich besseres Verformungsverhalten bei 60 °C aus, da diese die geringsten bleibenden Dehnungen erzielen.

Die Mastixvarianten M3 und M5 erfahren in der Belastungsphase annähernd die gleichen Dehnungen. M3 zeigt jedoch mit steigender Anzahl an Prüfzyklen, aufgrund eines höheren Anteils an viskoelastischen Dehnungen, eine geringere bleibende Dehnung als die Mastixvariante M5. Somit kann der Mastixvariante M3 das beste Verformungsverhalten bei 60 °C zugeschrieben werden. Die übrigen Mastixvarianten (M1, M2, M4, M6, M7 und M8) unterscheiden sich hinsichtlich der bleibenden Dehnungen hingegen deutlich weniger voneinander. Ein Vergleich zeigt jedoch, dass die Mastixvariante M7 geringere bleibende Dehnungen in den Belastungsphasen erfährt und am Ende jedes Prüfzyklus eine geringere bleibende Dehnung aufweist. Mastixvariante M7 ist damit durch eine geringere Nachgiebigkeit und ein besseres Verformungsverhalten bei 60 °C charakterisiert.

In Abbildung 58 ist sowohl die Rückverformung (Prozentuale Erholung) als auch die Nachgiebigkeit aller untersuchten Mastixvarianten aufgeführt. Aufgrund der durch die Füllerzugabe erzielten hohen Steifigkeit ist bei allen Mastixvarianten nahe-zu keine Nachgiebigkeit feststellbar, was sich auch durch die sehr geringen bleibenden Dehnungen in Abbildung 57 äußert. Die größte Rückverformung bei 60 °C wird mit 94,7 % für die Mastixvariante M3 festgestellt. Die Mastixvariante M3 verhält sich bei 60 °C demnach elastischer als die anderen Mastixvarianten. Auch die Mastixvariante M2 weist mit 93,2 % eine größere Rückverformung als die übrigen Mastixvarianten auf und verhält sich ebenfalls elastischer. Auch mit der DSR-Prüfung im T-Sweep wird beim Vergleich der Verläufe des Phasenwinkels für die beiden Mastixvarianten M2 und M3 über den gesamten Temperaturbereich ein elastischeres Verformungsverhalten nachgewiesen. Die Mastixvarianten M1, M4, M5, M6, M7 und M8 wiesen eine ähnlich hohe Rückverformung zwischen 89,7 % und 91,9 % auf.

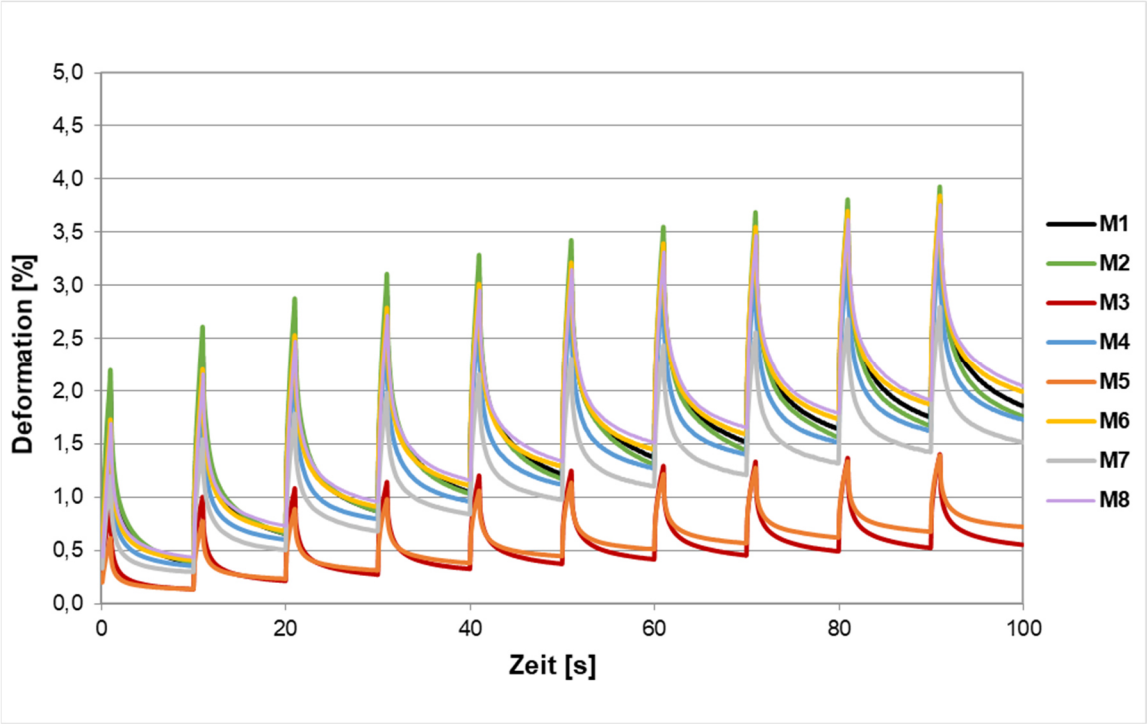


Abbildung 57: Vergleich der Verläufe der Deformation der Mastixvarianten



Abbildung 58: Vergleich der Rückverformung und der Nachgiebigkeit der Mastixvarianten

Die Untersuchung der Tieftemperatureigenschaften der Mastixvarianten gestaltete sich als sehr schwierig. So war die Herstellung der Probebalken für die **BBR-Prüfung** nicht immer möglich. Vor dem Eingießen wurden die BBR-Formen im Wärmeschrank temperiert und die Mastixvarianten bei der entsprechenden Mischtemperatur erneut aufgerührt. Kurz nach Beginn des Eingießens nahm die Viskosität der Mastixvarianten jedoch deutlich zu und führte zu einer schlechten Fließfähigkeit. Demnach war es nicht möglich die erforderliche Prüfkörperanzahl für die Durchführung der BBR-Prüfung bei zwei unterschiedlichen Prüftemperaturen herzustellen. Abbil-

dung 59 zeigt die Beschaffenheit der eingegossenen Prüfkörper von Mastixvariante M2: Während die ersten drei Probebalken noch annähernd gut aussehen, war die Herstellung der weiteren Probebalken fast nicht mehr möglich. Durch die sehr hohe Viskosität der Mastix konnte das Material nicht ohne verbleibende Hohlräume in die Form eingegossen werden. Infolgedessen konnten nicht ausreichend Ergebnisse für den analytischen Vergleich der Varianten ermittelt werden.

Auch bei der Prüfung im Scher-Relaxationsversuch (**SRV**) ergaben sich Schwierigkeiten: aufgrund der hohen Steifigkeit der Mastixvarianten konnte zu Beginn des Versuchs kaum Scherspannung aufgebaut werden. Deshalb wurden mehrere Versuche unter Erhöhung der Verformung unternommen, um einen Spannungsaufbau hervorzurufen. Auch diese lieferten jedoch keine verwertbaren Prüfergebnisse.

Aufgrund des geringen Spannungsaufbaus sowie wegen des kaum vorhandenen Relaxationsvermögens der Mastixvarianten war während der Relaxationsphase kein auswertbarer Spannungsabbau feststellbar. Die Ergebnisse des Scher-Relaxationsversuchs können daher beim Vergleich der Mastixvarianten nicht berücksichtigt werden.

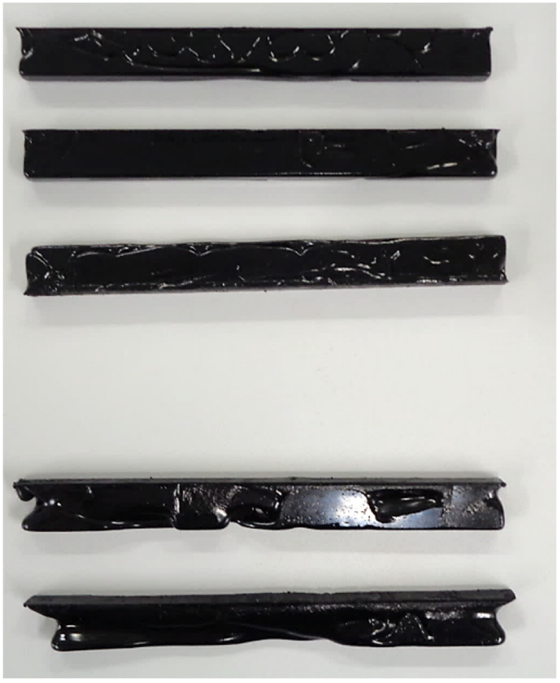


Abbildung 59: Hergestellte BBR-Prüfkörper (Mastixvariante M2)

Aufgrund der aufgezeigten Unwägbarkeiten konnten keine Daten über das Tieftemperaturverhalten der Mastixvarianten gewonnen werden. Aufgrund der versteifenden Wirkung des Füllers ist jedoch davon auszugehen, dass die Mastixvarianten gegenüber den Bindemitteln eine deutlich höhere Biegekriechsteifigkeit besitzen. Die Füllerzugabe hat gleichzeitig eine Abnahme des Relaxationsvermögens des Bindemittels zur Folge. Umso wichtiger ist, dass dieser Aspekt bei der Asphaltmischgutherstellung im weiteren Verlauf des Projektes berücksichtigt wird.

Aufgrund der hohen Steifigkeit der Mastixvarianten ergaben sich bei der Prüfung der **dynamischen Viskosität** unterhalb von 100 °C zudem Probleme beim Aufbringen der Scherrate. Infolgedessen war es nicht mehr möglich, die dynamische Viskosität eindeutig zu erfassen, was sich durch Schwankungen im Kurvenverlauf äußerte. Aus diesem Grund wird der Verlauf der dynamischen Viskosität auch nur von 150 °C bis zu einer Temperatur von 100 °C bei der Auswertung berücksichtigt (Abbildung 60). Beim Vergleich der dynamischen Viskosität der Mastixvarianten und der der Bindemittel zeigt sich, dass diese selbst im hohen Temperaturbereich zwischen 150 °C und 120 °C bei den Mastixvarianten deutlich höher liegt. Die Mastixvarianten besitzen demnach auch bei hohen Temperaturen aufgrund der versteifenden Wirkung der Füller eine sehr geringe Fließfähigkeit. Sie erschwert die Verarbeitbarkeit und ist auch ursächlich für die aufgeführten Probleme bei der Probenherstellung. Wie zu erwarten besitzen die beiden Mastixvarianten M3 und M5 die geringste Fließfähigkeit, denn diese weisen über den Temperaturbereich zwischen 150 °C und 100 °C eine deutlich höhere dynamische Viskosität auf. Infolgedessen treten bei den beiden Mastixvarianten auch bereits ab einer Temperatur von 115 °C deutliche Probleme beim Aufbringen der Scherrate von 20 1/s auf, was sich in einem stark schwankenden Kurvenverlauf äußert. Die höchste Fließfähigkeit kann anhand des Verlaufs der dynamischen Viskosität in Abbildung 60 der Mastixvariante M6 zugeschrieben werden.

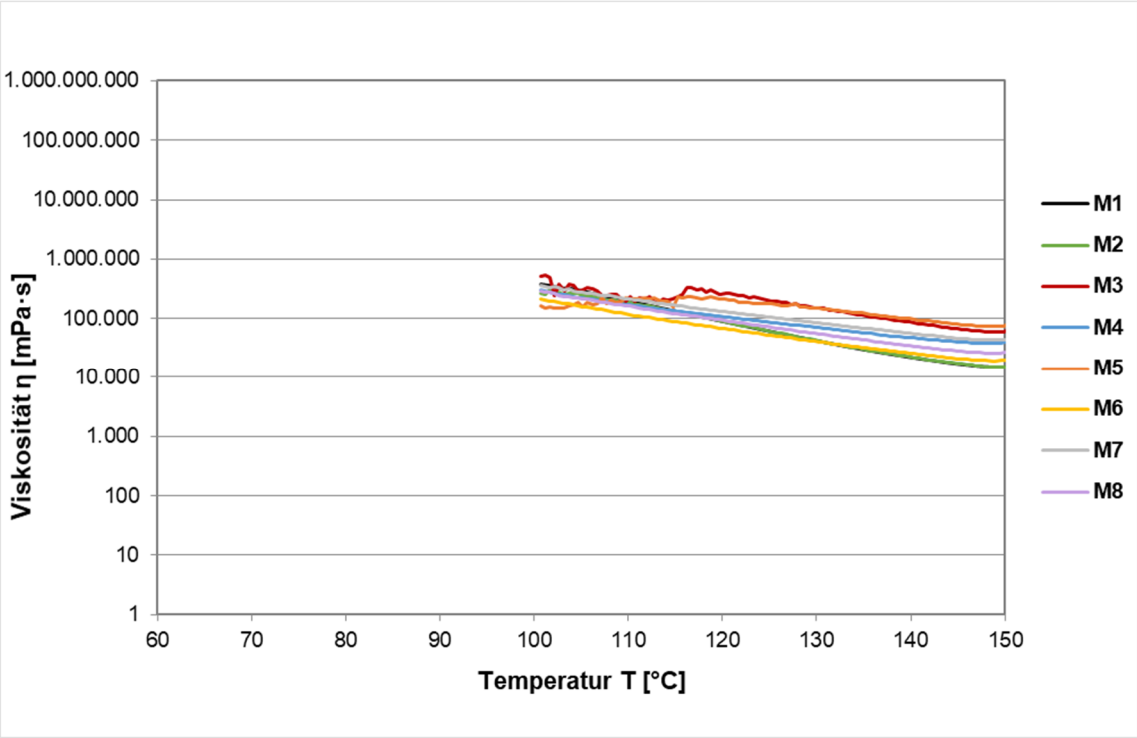


Abbildung 60: Vergleich der Verläufe der Dynamischen Viskosität der Mastixvarianten

Fazit aus den Untersuchungen an Asphaltmastix:

Der Grad der Versteifung einer Mastix, die sich aus einem Füller und einem Polymermodifizierten Bindemittel zusammensetzt, hängt von der Zugabemenge der beiden Einzelkomponenten, der Mineralogie des Füllers, der Art des Polymers und von deren Wechselwirkung ab.

Die Zugabe verschiedener Kalksteinmehle ruft (unter Verwendung des gleichen Bindemittels und des gleichen Füller/Bitumen-Verhältnisses) wider Erwarten keine signifikanten Steifigkeitsunterschiede hervor. So zeigen die Mastixvarianten M1 und M2 einen nahezu identischen Verlauf des komplexen Schubmoduls auf. Auch die Verläufe der Mastixvarianten M4 und M6 resp. M7 und M8 weichen nicht wesentlich voneinander ab. In Abhängigkeit der Art resp. des Calciumcarbonatgehaltes ergeben sich somit eher geringe Änderungen des Versteifungsgrads der Mastix. Auch auf die Elastizität scheint sich die Zugabe verschiedener Kalksteinmehle nicht eindeutig und signifikant auszuwirken.

Die Prüfergebnisse bestätigen allerdings die positive Wirkung der Zugabe von Mischfüller auf die Verformungsbeständigkeit der Mastix. So besitzt die Mastixvariante M3 die höchste Steifigkeit als auch Elastizität. Bei der Mischgutoptimierung sollte daher unbedingt ein Mischfüller berücksichtigt werden.

Es kann festgehalten werden, dass unter Verwendung der gleichen Ausgangsstoffe durch ein erhöhtes Füller/Bitumen-Verhältnis zwar eine höhere Steifigkeit erzielt wird, die Viskosität jedoch so stark ansteigt, dass die Fließfähigkeit deutlich verringert und die Verarbeitbarkeit verschlechtert wird. Aus diesem Grund sollte das Füller/Bitumen-Verhältnis nicht zu hoch gewählt werden. Die Verläufe des Phasenwinkels zeigen zudem, dass sich die Elastizität der Mastixvarianten mit geringerem Füller/Bitumen-Verhältnis über die Temperatur nur geringfügig verändert. Demgegenüber ist bei den Mastixvarianten für Gussasphaltanwendungen, die mit einem höheren Füller/Bitumen-Verhältnis hergestellt wurden, eine deutliche Abnahme der Elastizität und Zunahme der viskosen Verformungsanteile mit steigender Temperatur erkennbar. Auch die Prüfergebnisse des MSCR-Tests bestätigen diese Tendenz. So liegen die Rückverformungen der Mastixvarianten M1 und M2 (M3 ausgenommen, da diese mit Mischfüller hergestellt wurde) höher als die der Mastixvarianten für Gussasphaltanwendungen (M4 bis M8). Für die Herstellung von Walzasphaltmischgut kann zunächst ein Füller/Bitumen-Verhältnis von 1,5/1 gewählt werden, während das für Gussasphaltmischgut bei 2,5/1 liegen sollte.

Auch in Bezug auf die Wirkung verschiedener Bindemittel auf die Ergebnisse des T-Sweeps lassen sich keine allgemeinen Schlüsse ziehen: Obwohl die eingesetzten Bindemittel im frischen, reinen Zustand sehr unterschiedliche Eigenschaften aufweisen, weisen die Mastixvarianten über den gesamten Temperaturbereich eine ähnliche Steifigkeit auf. Lediglich in Kombination mit bestimmten Füllern und in gewissen Temperaturbereichen sind Unterschiede zu erkennen. Größere Differenzen ergeben sich im Hinblick auf die elastischen und viskosen Verformungsanteile. Der Phasenwinkel der Mastixvarianten M4 und M6, die mit Bindemittel B6 hergestellt wurden, unterliegt geringeren Veränderungen über die Temperatur als der Phasenwinkel der Mastixvarianten M7 und M8, zu deren Herstellung das Bindemittel B5 gewählt wurde. Da das Bindemittel B5 scheinbar zu größeren Elastizitätsänderungen in der Mastix führt, sollte das Bindemittel B6 bevorzugt eingesetzt werden.

5. Konzeption klimaoptimierter Asphaltvarianten

5.1 Wahl der Mischgutsorten und Ausgangsmaterialien

Unmittelbar der Strahlung und der Temperaturextreme ausgesetzt und damit am stärksten betroffen, sind die direkt unter dem Verkehr liegenden Asphaltdeckschichten sowie die Asphaltbinderschichten. Im Rahmen der Projektbearbeitung liegt der Fokus auf der Herstellung und Untersuchung klimaoptimierter Guss- und Walzasphalte für Asphaltdeckschichten. Die gewonnenen Erkenntnisse können anschließend sinngemäß auf Binder- und Schutzschichten übertragen werden und mit gezielt ausgewählten zusätzlichen Untersuchungen ergänzt werden.

Die finale Auswahl der zu optimierenden Mischgutsorten wurde im Rahmen einer außerordentlichen Betreuerkreissitzung im Februar 2023 auf Grundlage der gesammelten Erkenntnisse aus der Literaturstudie und der gewonnenen Ergebnisse aus den Vorversuchen festgelegt. Dabei wurde folgendes beschlossen: Wie von Beginn an vorgesehen, wird für die Optimierung von Gussasphalten die Mischgutsorte MA 8 S unter Berücksichtigung prognostizierter extremer Klimaeinwirkungen neu konzipiert. Anders als zuvor geplant, erfolgt die Optimierung der Walzasphalte an einem SMA 11 S anstelle einem SMA 8 S. Diese Entscheidung ist darauf zurückzuführen, dass im weiteren Untersuchungsprogramm zusätzlich auch die Mischgutsorte AC 11 D SP berücksichtigt wird, da mit dieser sehr positive Erfahrungen gesammelt wurden. Die beiden zu optimierenden Walzasphalte weisen somit einen Größtkorn von 11 mm auf, was einen späteren Vergleich der Performance-Eigenschaften vereinfacht. Grundsätzlich sind Asphaltbetone gemäß den Angaben der aktuellen Ausgabe der RStO nur in den Belastungsklassen bis einschließlich Bk32 zulässig. Mit dem splittreichen Asphaltbeton wurden jedoch auch auf höher belasteten Strecken sehr gute Erfahrungen gemacht [89], sodass eine Optimierung im Rahmen des vorliegenden Projektes für den Einsatz für Straßen der Belastungsklasse Bk100 zielführend erscheint.

Zu den Ausgangsstoffen, die für die Konzeption der klimaoptimierten Guss- und Walzasphaltvarianten ausgewählt werden, können unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus der Literaturstudie sowie der Ergebnisse der Voruntersuchungen zusammenfassend die folgenden Aussagen getroffen werden:

Auswahl der Bindemittel:

Die viskositätsveränderten Bindemittel B6 (10/30-75 VL) und B7 (10/40-80 VL) zeichnen sich beide durch eine hohe Steifigkeit aus und lassen somit ein günstiges Gebrauchsverhalten bei hohen Temperaturen erwarten. Deren hohe Steifigkeit bedingt zwar ein vergleichsweise geringes Relaxationsvermögen bei tiefen Temperaturen, ist jedoch im Hinblick auf die abnehmende prognostizierte Belastung durch Frosteinwirkung als ausreichend zu bewerten. Beim Vergleich der in Kapitel 4.3.1 dargestellten Prüfergebnisse zeigt sich, dass das Bindemittel B7 eine höhere Steifigkeit und ein tendenziell schlechteres Tieftemperaturverhalten als das Bindemittel B6 besitzt. Aufgrund dessen ist das Bindemittel B7 eher für die Herstellung von Walzasphaltvarianten geeignet, während das Bindemittel B6 für Gussasphaltanwendungen zu favorisieren ist.

Das Bindemittel B8 weist zwar im Vergleich zum Bindemittel B7 eine geringere Steifigkeit bei 60 °C auf, ist jedoch durch ein höheres elastisches Potenzial und ein deutlich besseres Tieftemperaturverhalten charakterisiert. Aufgrund dessen wird für die Herstellung der Walzasphalte neben dem Bindemittel B7 auch das Bindemittel B8 berücksichtigt.

Die Prüfergebnisse zeigen zudem, dass auch das Bindemittel B5 (20/40-75 VL) zu hohen Schubmoduln und geringfügig geringeren Rückverformungen führt. Da allerdings in Bezug auf die Zugfestigkeit bzw. auf das Tieftemperaturverhalten bei Bindemittel B5 ein ungünstigeres Verhalten als bei B6 zu erwarten ist, wird dieses bei der Konzeption klimaoptimierter Asphalte nicht weiter berücksichtigt. Daneben zeigt sich, dass das Bindemittel B2 (25/45) eine vergleichbare Nachgiebigkeit und ein vergleichbares elastisches Potenzial wie die Bindemittel B5, B6 und B7 aufweist, jedoch ein besseres Kälteverhalten besitzt. Da das Bindemittel B2 durch eine ähnlich hohe Steifigkeit wie das Bindemittel B6 charakterisiert ist, stellt es eine Alternative zu diesem dar und wird im Weiteren bei der Herstellung klimaoptimierter Gussasphaltvarianten eingesetzt.

Auswahl der Füller:

Da die Wirkung eines Füllers in Kombination mit verschiedenen Bindemitteln unterschiedlich ausfällt, sollen für die Wahl des Füllers anstatt seiner isolierten Eigenschaften viel mehr die Eigenschaften der Mastix und damit die Wechselwirkungen mit dem eingesetzten Bindemittel berücksichtigt werden. Wie anhand der Prüfergebnisse in Kapitel 4.4.3 deutlich wird, zeichnet sich der Mischfüller F8 durch eine starke versteifende Wirkung aus, sodass dieser bei der Herstellung klimaoptimierter Walzasphaltvarianten berücksichtigt wird. Das darin enthaltene Kalkhydrat hat zudem einen positiven Einfluss auf das Haftverhalten und die Alterung des Bindemittels. Des Weiteren hat sich dieses als wirksamer Zusatzstoff zur Vermeidung von Schäden durch Frost- und Wassereinwirkung bewährt und scheint somit möglichen negativen Beeinträchtigungen in besonders kalten Jahren, aufgrund eines zu geringen Relaxationsvermögens des Bindemittels, entgegenwirken zu können. Grundsätzlich ist festzuhalten, dass Kalkhydrat im gesamten Bundesgebiet einfach zu beziehen sein sollte, da es in großen Mengen in der Baustoffindustrie für Putz- und Mörtelanwendungen zum Einsatz kommt. Kalkhydrat kann dem Asphaltmischgut entweder direkt oder in Form eines gebrauchsfertigen Mischfüllers, wie im Rahmen der Projektbearbeitung, zugegeben werden.

Unter Berücksichtigung der gewonnenen Prüfergebnisse zum Einfluss verschiedener Kalkstein-Füller zeichnet sich keiner der untersuchten mineralischen Füller F1 bis F7 durch eine deutlich stärker versteifende Wirkung aus. Der Vergleich der Prüfergebnisse der DSR-Prüfung im T-Sweep der Mastixvarianten M1 und M2 (Kapitel 4.4.3) zeigt, dass bei Verwendung von Bindemittel B7 und durch den Einsatz von Füller F5 (Unterer Muschelkalk) zwar eine nahezu identische Steifigkeit, jedoch eine höhere Elastizität als durch den Einsatz von Füller F6 (Jura Kalkstein) erzielt wird. Bei der Herstellung der klimaoptimierten Walzasphaltvarianten wird das Bindemittel B7 daher sowohl in Kombination mit dem gebrauchsfertigen Mischfüller F8 als auch in Kombination mit dem mineralischen Füller F5 eingesetzt.

Anhand der Prüfergebnisse der DSR-Prüfung im T-Sweep der Mastixvarianten M4 und M6 (Kapitel 4.4.3) wird ersichtlich, dass bei Verwendung von Bindemittel B6 und durch den Einsatz von Füller F7 (Jura Kalkstein) eine höhere Steifigkeit sowie Elastizität als durch den Einsatz von Füller F4 (Unterer Muschelkalk) hervorgerufen wird. Somit sollte das Bindemittel B6 bei der Herstellung der klimaoptimierten Gussasphaltvarianten in Kombination mit dem mineralischen Füller F7 eingesetzt werden. Auf den Einsatz des Mischfüllers F8 wird bei der Herstellung der Gussasphaltvarianten verzichtet. Aufgrund des höheren Füller/Bitumen-Verhältnisses und der dadurch bedingten höheren Steifigkeit ist die Verarbeitbarkeit von Gussasphalt erwartungsgemäß erschwert. Eine Zugabe von Mischfüller würde die Fließfähigkeit und damit die Verarbeitbarkeit zusätzlich beeinträchtigen und Probleme bei der Probenherstellung verursachen.

Obwohl in dem Kapitel 4.4.2 für den Füller F2 eine hohe Feinheit nachgewiesen wurde und ihm anhand der isolierten Füllereigenschaften die stärkste versteifende Wirkung zugeschrieben werden kann, wird dieser nicht bei der Mischgutherstellung berücksichtigt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass es sich bei Füller F2 um einen Entstaubungsfüller handelt, dessen Wirkung in der Literatur deutlich schlechter bewertet wird als diejenigen gemahlener Füller.

Auswahl der Gesteinskörnung:

Wie in Kapitel 2.5.5 bereits ausgeführt, ist die Beurteilung der Gesteine allein nach thermophysikalischen und lichttechnischen Aspekten im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit einer Asphaltbefestigung unvollständig. Auch wenn die positive Wirkung günstiger lichttechnischer und thermophysikalischer Eigenschaften auf die thermische Beanspruchung eindeutig nachgewiesen werden konnte, dürfen

diese bei der Wahl der Gesteinskörnung für die Herstellung klimaoptimierter Mischgutvarianten für Asphaltdeckschichten nicht zu stark gewichtet bzw. zu Lasten anderer (bautechnischer) Gesteinseigenschaften überbewertet werden. So wird durch die Verwendung eines Gesteins mit heller Grundfarbe und mit hoher Wärmeleitfähigkeit bzw. hohem Quarzgehalt wie Quarzit, Moräne oder Granit zwar ein verbessertes Reflexionsvermögen und damit eine verringerte Aufnahme von Strahlungsenergie (geringerer Wärmeeintrag) sowie eine schnelle Ableitung von Wärme in tiefere Schichten erzielt, jedoch das Risiko einer frühzeitigen Schädigung durch ungünstige bautechnische Eigenschaften erhöht. Aufgrund dessen wird im Sinne der Projektziele auf die Verwendung von Quarzit bzw. grundsätzlich quarzitischen Gesteinskörnungen verzichtet. Diese weisen eine vergleichsweise schlechte Festigkeit und geringe Affinität zum Bindemittel auf. Für die Herstellung klimaoptimierter Gussasphaltvarianten kommt daher Basalt und für die Herstellung der Walzasphaltvarianten Diabas zum Einsatz. Diese beiden Festgesteine besitzen ein gutes Eigenschaftsprofil und haben sich seit Langem als Zuschlagstoff in der Straßenbaupraxis bewährt.

Gemäß den Erkenntnissen aus Kapitel 2.5.5 erscheint eine Abstreuung mit heller Gesteinskörnung zielführend, um die Erwärmung der Asphaltbefestigung zu reduzieren. Die hellen Gesteine werden daher im Weiteren zwar nicht als Zuschlagstoff für das klimaoptimierten Asphaltdeckschichtmischgut eingesetzt, aber als Abstreumaterial berücksichtigt.

5.2 Klimaoptimierte Gussasphalte

5.2.1 Soll-Zusammensetzung der Gussasphaltvarianten

Insgesamt werden fünf Asphaltvarianten aus Gussasphalt MA 8 S (MA-V1 bis MA-V5) labortechnisch hergestellt, die in Tabelle 15 aufgeführt sind. Als Zuschlagstoff kommen Basalt mit einer Rohdichte von 2,875 g/cm³ (MA-V1 bis MA-V4) als auch Diabas mit einer Rohdichte von 2,813 g/cm³ (MA-V5) zum Einsatz. Um eine bessere Verarbeitbarkeit zu ermöglichen, wurde den fünf Gussasphaltvarianten jeweils 50 % Natursand zugegeben.

Für die Herstellung der Varianten MA-V1 bis MA-V3 wird der Füller F7 (Jura-Kalkstein, CC_{90}) eingesetzt, sodass sich diese Varianten nur hinsichtlich des verwendeten Bindemittels unterscheiden. Zur Herstellung von Variante MA-V1 wird das Bindemittel B6 (10/30-75 VL) genutzt. Das Bindemittel B2 (25/45) wird hingegen zur Herstellung von Variante MA-V2 verwendet. Bei den Gussasphaltvarianten MA-V3 bis MA-V5 kommt das Bindemittel B8 (10/40-80 VL) zum Einsatz. Die Variante MA-V4 enthält daneben den Füller F4 (Unterer Muschelkalk, CC_{80}). Somit unterscheidet sich diese Variante nur hinsichtlich des eingesetzten Kalksteinmehls von der Variante MA-V3, sodass auch der Einfluss des Füllers auf das Gebrauchsverhalten analysiert werden kann. Für die Gussasphaltvariante MA-V5 wird ebenfalls der Füller F4 verwendet, jedoch Diabas als Zuschlagstoff eingesetzt, sodass sich diese Variante lediglich anhand des Zuschlagstoffs von der Variante MA-V4 unterscheidet. Es kann somit auch die Wirkung der Zuschlagsstoffe auf das Gebrauchsverhalten untersucht werden.

Tabelle 15: Gussasphaltvarianten aus MA 8 S

	Bindemittel (Tabelle 3)	**Füller** (Tabelle 4)	**F/B**	**Gesteinskörnung**
MA-V1	B6	F7	2,8/1	Basalt
MA-V2	B2	F7	2,8/1	Basalt
MA-V3	B8	F7	2,8/1	Basalt
MA-V4	B8	F4	2,8/1	Basalt
MA-V5	B8	F4	2,8/1	Diabas

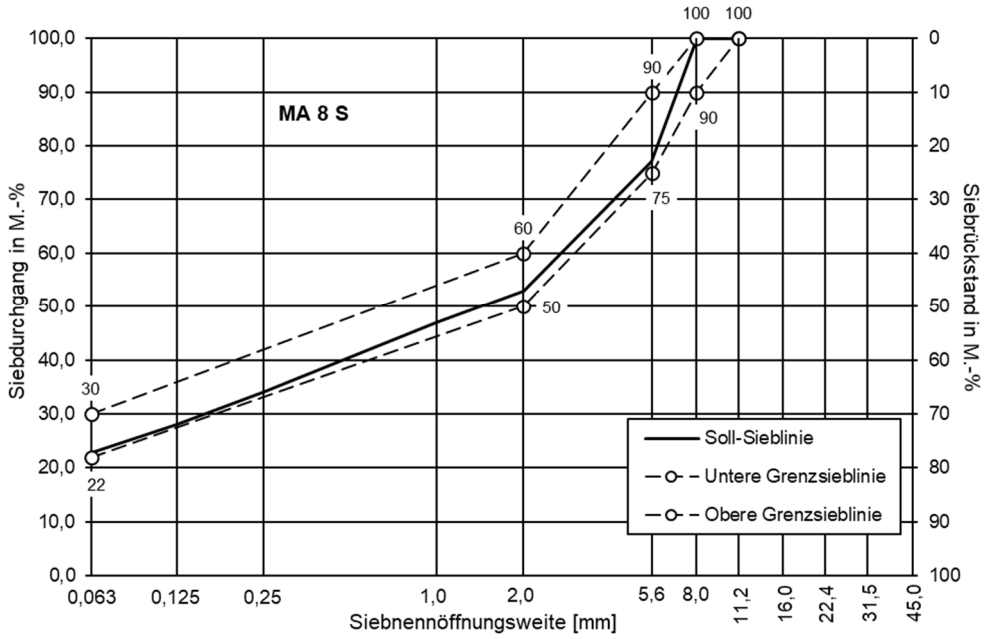


Abbildung 61: Soll-Sieblinie der Gussasphaltvarianten MA-V1 bis MA-V5

In Abbildung 61 ist die Soll-Sieblinie für die Herstellung der Gussasphaltvarianten grafisch dargestellt. Diese liegt im Sieblinienbereich eines Gussasphalts aus MA 8 S gemäß den TL Asphalt-StB [38].

Aufgrund der erhöhten Rohdichte des Gesteinskörnungsgemisches von 2,875 g/cm³ ergibt sich für die mit Basalt hergestellten Varianten MA-V1 bis MA-V4 nach den TL Asphalt-StB [38] ein Mindest-Bindemittelgehalt B_{min} von 6,5 M.-%. Da für die Gussasphaltvariante MA-V5 Diabas mit einer Rohdichte von 2,813 g/cm³ als Zuschlagstoff eingesetzt wird, ergibt sich nach den TL Asphalt-StB [38] ein Mindest-Bindemittelgehalt B_{min} von 6,6 M.-%. Im Rahmen der Erstellung der Erstprüfung für die fünf Gussasphaltvarianten MA-V1 bis MA-V5 hat sich jedoch ergeben, dass für die Verarbeitung im Labor ein deutlich höherer Bindemittelgehalt notwendig ist. Als Soll-Bindemittelgehalt ergibt sich dadurch für alle Varianten MA-V1 bis MA-V5 7,4 M.-%. Daraus resultiert ein Soll-Füller/Bitumen-Verhältnis von 2,8/1.

Die kompositionellen Eigenschaften der Gussasphaltvarianten sind in Tabelle 16 zusammengefasst.

Tabelle 16: Kompositionelle Eigenschaften der MA-Varianten

Körnungsanteile des Gesteinskörnungsgemisches			
		Rück-stand	**Durch-gang**
≤ 0,063 mm	[M.-%]	22,7	22,7
0,063/0,125 mm	[M.-%]	5,3	28,0
0,125/0,25 mm	[M.-%]	6,0	34,0
0,25/1,0 mm	[M.-%]	13,0	47,0
0,25/2 mm	[M.-%]	6,0	53,0
2/5,6 mm	[M.-%]	24,0	77,0
5,6/8 mm	[M.-%]	23,0	100,0
Bindemittel			
Bindemittelgehalt		[M.-%]	7,4
Asphaltkenngrößen			
MA-V1 bis MA-V4			
Rohdichte des GK-Gemisches		[g/cm³]	2,875
Raumdichte Würfel		[g/cm³]	2,527
MA-V5			
Rohdichte des GK-Gemisches		[g/cm³]	2,813
Raumdichte Würfel		[g/cm³]	2,443
Füller/Bitumen-Verhältnis		[-]	2,8/1

5.2.2 Labortechnische Herstellung der Gussasphaltvarianten

Für die Herstellung der Gussasphaltvarianten im Labormischer werden die Gesteinskörnungen zunächst präparativ vorbereitet. Für das geplante Untersuchungsprogramm sind insgesamt ca. 80 kg Mischgut notwendig. Die einzelnen Arbeitsschritte richten sich nach den Vorgaben der TP Asphalt, Teil 35 A. Dafür werden die entsprechenden Mengen an

Basalt und Kalkstein-Füller nach der Soll-Zusammensetzung eingewogen und für mindestens acht Stunden bei 260±5 °C im Wärmeschrank gelagert.

Das Bindemittel wird in einem geschlossenen Behälter für eine Dauer von mindestens drei und höchstens fünf Stunden auf die vorgesehene Temperatur ± 5 K erwärmt. Diese ergibt sich in Abhängigkeit von der Bitumenart und -sorte.

Für die Herstellung aller Mischgutvarianten wird ein Gegenlauf-Zwangsmischer mit geeigneter Mischtrommel und angestelltem Mischwerkzeug eingesetzt (Asphalt-Labormischer GZM-30+ von BPS Wennigsen), der speziell zur Herstellung von Guss- und Walzasphalt (auch mit Faserstoff) entwickelt wurde. Aufgrund des begrenzten Fassungsvermögens der Mischtrommel müssen von jeder Asphaltvarianten zwei Mischungen (2 x 40 kg) hergestellt werden, sodass in der Summe genügend Material für das geplante Versuchsprogramm zur Verfügung steht. Die Mischgeschwindigkeit beträgt 40 U/min.

Sobald der Mischer auf die Mischtemperatur vorgeheizt ist, werden zunächst die vortemperierten groben Gesteinskörnungen, der Brech- und Natursand sowie 50 % des Füllers 30 Sekunden lang vorgemischt. Danach erfolgt die Zugabe des Bindemittels. Zuvor ist dieses aufzurühren und dessen Temperatur zu kontrollieren. Im Anschluss wird das Mischgut schließlich drei Minuten lang homogenisiert. Hierauf erfolgt die Zugabe des restlichen Füllers, sodass das Mischgut zwei weitere Minuten lang homogenisiert werden muss. Wenn im Anschluss daran noch Bitumenanhaftungen an den Schalenrändern festzustellen sind, ist die Homogenisierungsphase um weitere zwei Minuten zu verlängern. Das Mischgut wird schließlich nachverarbeitet, indem es bei 230 °C und inaktivem Mischbetrieb in der Mischtrommel 30 Minuten lang verweilt. Abschließend wird das Mischgut erneut zwei Minuten lang gemischt und zur Durchführung der einzelnen Prüfungen in verschiedene Probengefäße abgefüllt.

Nach einer visuellen Begutachtung wird zunächst an allen neu konzipierten Asphaltvarianten eine Komplettanalyse zur Überprüfung des Mischerfolgs durchgeführt. Diese umfasst jeweils die Extraktion des Bindemittels zur Ermittlung des Bindemittelgehalts und der Korngrößenverteilung sowie die Bestimmung der volumetrischen Kenngrößen (Roh- und Raumdichte, Hohlraumgehalt, Ausfüllungsgrad und Bindemittelvolumen) nach den Vorgaben der entsprechenden Technischen Prüfvorschriften.

Zur Prüfung der Verarbeitbarkeit erfolgt an den fünf Gussasphaltvarianten zudem eine vereinfachte Prüfung des **Ausbreitmaßes** in Anlehnung an [19]. Dabei kann die Verarbeitbarkeit der bezüglich der Masse und Temperatur fest definierten Gussasphaltproben anhand des Fließvermögens vergleichend beurteilt werden. Der Versuch erfolgt bei drei unterschiedlichen Prüftemperaturen (190 °C, 210 °C und 230 °C), sodass Rückschlüsse auf die temperaturabhängige Verarbeitbarkeit gezogen werden können. Zur Bestimmung des Ausbreitmaßes wird im Anschluss an die Temperierung die mit Mischgut befüllte Probekörperform nach der Temperierung angehoben und in zwei Richtungen das Höchstausbreitmaß parallel zu den Kanten des Ausbreitblechs nach einer bzw. drei Minuten gemessen. Je Prüftemperatur wird das Ausbreitmaß an zwei Probekörpern bestimmt. Als Ergebnis wird der Mittelwert angegeben. In Anlage A1 ist eine grafische Aufbereitung der Ergebnisse zu finden.

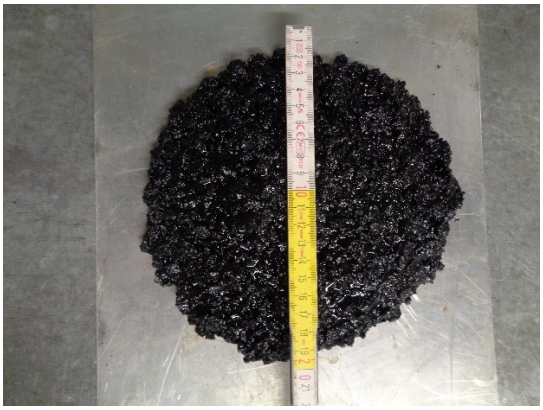


Abbildung 62: Bestimmung des Ausbreitmaßes (Variante MA-V2 bei 230 °C)

5.3 Klimaoptimierte Walzasphalte

5.3.1 Soll-Zusammensetzung des splittreichen Asphaltbetons

Im Rahmen des Projektes erfolgt die Herstellung von vier optimierten Walzasphaltvarianten aus splittreichem Asphaltbeton AC 11 D SP (AC D SP-V1 bis AC D SP-V4), die in Tabelle 17 aufgelistet sind. Als Gesteinskörnung kommt ausschließlich Diabas zum Einsatz. Aufgrund der Prüfergebnisse aus den Voruntersuchungen wird sowohl das Bindemittel B7 (10/40-80 VL, Hersteller 2) als auch das Bindemittel B8 (10/40-80 VL, Hersteller 3) berücksichtigt. Um auch den Einfluss des Füllers zu untersuchen, werden die beiden Bindemittel

jeweils mit einem Mischfüller als auch mit einem mineralischen Füller kombiniert. Den beiden Varianten AC D SP-V1 und -V3 wird der Mischfüller F8 (Ka_{25}) zugegeben, während für die Herstellung der Varianten AC D SP-V2 und -V4 der mineralische Füller F5 (Unterer Muschelkalk, CC_{80}) eingesetzt wird.

Tabelle 17: Walzasphaltvarianten aus AC 11 D SP

	Bindemittel (Tabelle 3)	**Füller** (Tabelle 4)	**F/B**	**Gesteinskörnung**
AC D SP-V1	B7	F8	1,2/1	Diabas
AC D SP-V2	B7	F5	1,2/1	Diabas
AC D SP-V3	B8	F8	1,2/1	Diabas
AC D SP-V4	B8	F5	1,2/1	Diabas

In Tabelle 18 sind die kompositionellen Kenngrößen zusammengefasst und in Abbildung 63 ist die Soll-Sieblinie mit den Grenzsieblinienbereichen nach dem AP AC D SP [47] grafisch dargestellt. Da sich die Rohdichte des Gesteinskörnungsgemisches aufgrund des gleichen Zuschlagstoffes (Diabas) nicht verändert, wird trotz des Einsatzes unterschiedlicher Füller der gleiche Soll-Bindemittelgehalt von 6,1 M.-% ausgewählt, der sich im Rahmen der Untersuchungen für die Erstellung der Erstprüfung ergeben hat. Der Soll-Fülleranteil beträgt dabei 7,5 M.-%, sodass daraus ein Soll-Füller/Bitumen-Verhältnis von 1,2/1 resultiert.

Tabelle 18: Kompositionelle Eigenschaften der AC D SP-Varianten

Körnungsanteile des Gesteinskörnungsgemisches			
		Rückstand	**Durchgang**
≤ 0,063 mm	[M.-%]	7,5	7,5
0,063/0,125 mm	[M.-%]	2,8	10,4
0,125/0,25 mm	[M.-%]	4,6	15,0
0,25/1,0 mm	[M.-%]	13,0	28,0
0,25/2 mm	[M.-%]	7,0	35,0
2/5,6 mm	[M.-%]	19,0	54,0
5,6/8 mm	[M.-%]	17,0	71,0
8/11,2 mm	[M.-%]	29,0	100,0
Bindemittel			
Soll-Bindemittelgehalt		[M.-%]	6,1
Besondere Zusätze			
Faserstoff (Arbocel ZZ 8/1)		[M.-%]	0,2
Asphaltkenngrößen			
Rohdichte des GK-Gemisches		[g/cm³]	2,813
Rohdichte Asphaltmischgut		[g/cm³]	2,538
Raumdichte MPK		[g/cm³]	2,467
Hohlraumgehalt		[Vol.-%]	2,8
Fiktiver Hohlraumgehalt		[Vol.-%]	17,2
Hohlraumausfüllungsgrad		[Vol.-%]	83,7
Bindemittelvolumen		[Vol.-%]	14,4
Füller/Bitumen-Verhältnis		[-]	1,2/1

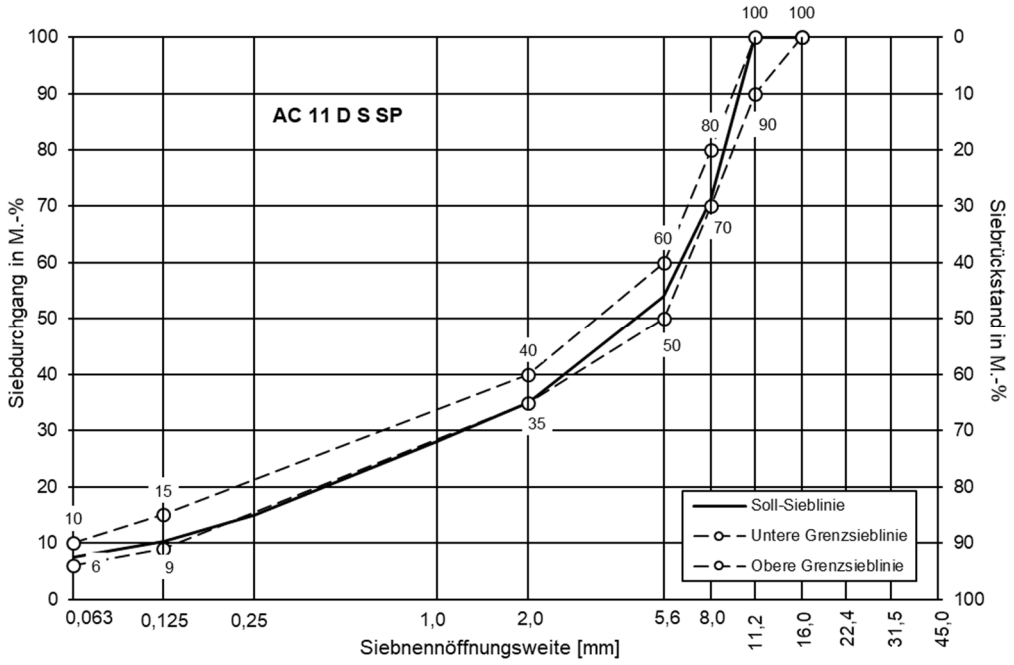


Abbildung 63: Soll-Sieblinie der Walzasphaltvarianten AC D SP-V1 bis AC D SP-V4

5.3.2 Soll-Zusammensetzung des Splittmastixasphaltes

Neben den Walzasphaltvarianten aus AC 11 D SP werden auch vier klimaoptimierte Walzasphaltvarianten aus Splittmastixasphalt SMA 11 S (SMA-V1 bis SMA-V4) hergestellt. Diese sind in Tabelle 19 aufgeführt. Für eine bessere Vergleichbarkeit kommen für deren Herstellung die gleichen Ausgangsmaterialien wie für die Herstellung der Walzasphaltvarianten aus AC 11 D SP zum Einsatz. Demnach wird ausschließlich Diabas als Zuschlagstoff verwendet und es werden die beiden Bindemittel B7 und B8 sowie die beiden Füller F5 und F8 berücksichtigt.

In Tabelle 20 sind die kompositionellen Eigenschaften der Splittmastixvarianten aufgeführt und in Abbildung 64 ist die Soll-Sieblinie mit den Grenzsieblinienbereichen nach den TL Asphalt-StB [38] grafisch dargestellt. Der Gesamtanteil an Füller beträgt dabei 9,6 M.-%. Aufgrund der annähernd gleichen Rohdichte des Gesteinskörnungsgemisches wird für die Varianten SMA-V1 bis SMA-V4 ein einheitlicher Soll-Bindemittelgehalt von 6,8 M.-% ausgewählt, der sich im Rahmen der Untersuchungen für die Erstellung der Erstprüfung ergeben hat. Aufgrund des Fülleranteils von 9,6 M.-% ergibt sich für die vier Walzasphaltvarianten aus SMA 11 S ein Soll-Füller/Bitumen-Verhältnis von 1,3/1.

Tabelle 19: Walzasphaltvarianten aus SMA 11 S

	Bindemittel (Tabelle 3)	**Füller** (Tabelle 4)	**F/B-Verhältnis**	**Gesteinskörnung**
SMA-V1	B7	F8	1,3/1	Diabas
SMA-V2	B7	F5	1,3/1	Diabas
SMA-V3	B8	F8	1,3/1	Diabas
SMA-V4	B8	F5	1,3/1	Diabas

Tabelle 20: Kompositionelle Eigenschaften der SMA-Varianten

Körnungsanteile des Gesteinskörnungsgemisches			
		Rückstand	**Durchgang**
≤ 0,063 mm	[M.-%]	9,6	9,6
0,063/0,125 mm	[M.-%]	2,6	12,2
0,125/0,25 mm	[M.-%]	2,8	15,0
0,25/1,0 mm	[M.-%]	6,0	21,0
0,25/2 mm	[M.-%]	4,0	25,0
2/5,6 mm	[M.-%]	11,0	36,0
5,6/8 mm	[M.-%]	19,0	55,0
8/11,2 mm	[M.-%]	45	100,0
Bindemittel			
Bindemittelgehalt		[M.-%]	6,8
Besondere Zusätze			
Faserstoff (Arbocel ZZ 8/1)		[M.-%]	0,3
Asphaltkenngrößen			
Rohdichte des GK-Gemisches		[g/cm³]	2,813
Rohdichte Asphaltmischgut		[g/cm³]	2,505
Raumdichte MPK		[g/cm³]	2,429
Hohlraumgehalt		[Vol.-%]	3,0
Fiktiver Hohlraumgehalt		[Vol.-%]	18,8
Hohlraumausfüllungsgrad		[Vol.-%]	83,9
Bindemittelvolumen		[Vol.-%]	15,8
Füller/Bitumen-Verhältnis		[-]	1,3/1

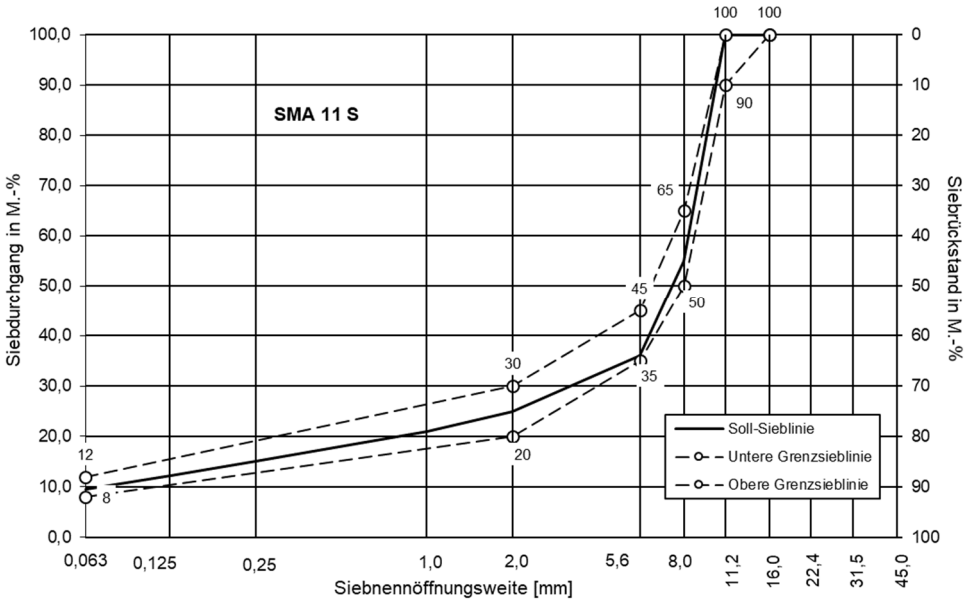


Abbildung 64: Soll-Sieblinie der Walzasphaltvarianten SMA-V1 bis SMA-V4S

5.3.3 Labortechnische Herstellung der Walzasphalte

Für die Herstellung der Walzasphaltvarianten im Labor werden, wie bereits bei den Gussasphalten, die Gesteinskörnungen präparativ zusammengesetzt. Für das geplante Untersuchungsprogramm sind jeweils insgesamt etwa 86 kg Mischgut notwendig. Die einzelnen Arbeitsschritte richten sich dabei nach den Vorgaben der TP Asphalt, Teil 35 A. Nach der Einwaage der Gesteinskörnung und des jeweiligen Füllers gemäß der Soll-Zusammensetzung werden diese für mindestens acht Stunden bei 185±5 °C im Wärmeschrank gelagert. Der Faserstoff wird separat eingewogen und nur kurzzeitig (unmittelbar vor dem Mischprozess) im Wärmeschrank temperiert. Zum Schutz der Fasern werden diese dabei mit Füller abgedeckt. Das Bindemittel wird in einen geschlossenen Behälter eingewogen und für eine Dauer von mindestens drei und höchstens fünf Stunden temperiert.

Für die Herstellung der Walzasphaltvarianten kommt der gleiche Gegenlauf-Zwangsmischer wie für die Herstellung der Gussasphaltvarianten zum Einsatz. Somit ist es notwendig auch pro Walzasphaltvariante zwei Mischungen (2 x 43 kg) herzustellen. Die Mischgeschwindigkeit beträgt 40 U/min.

Sobald der Mischer auf die Mischtemperatur vorgeheizt ist, werden zunächst die vortemperierten groben und feinen Gesteinskörnungen, der Füller sowie der Faserstoff drei Minuten lang gemischt. Im Anschluss erfolgt die Zugabe des Bindemittels. Das Mischgut wird schließlich fünf Minuten lang homogenisiert und danach auf verschiedene Probengefäße zur Herstellung der Probekörper für die Performance-Untersuchungen verteilt.

Nach einer visuellen Begutachtung wird zunächst an allen neu konzipierten Asphaltvarianten eine Komplettanalyse zur Überprüfung des Mischerfolgs durchgeführt. Diese umfasst jeweils die Extraktion des Bindemittels zur Ermittlung des Bindemittelgehalts und der Korngrößenverteilung sowie die Bestimmung der volumetrischen Kenngrößen (Roh- und Raumdichte, Hohlraumgehalt, Ausfüllungsgrad und Bindemittelvolumen) nach den Vorgaben der entsprechenden Technischen Prüfvorschriften.

6. Asphaltuntersuchungen

Zur Bewertung des Gebrauchsverhaltens der hergestellten klimaoptimierten Asphaltvarianten werden Performance-Prüfungen und Bestrahlungsversuche durchgeführt. Abbildung 65 gibt einen Überblick über die Asphaltuntersuchungen, die in den nachfolgenden Kapiteln 6.1 und 6.2 näher beschrieben werden.

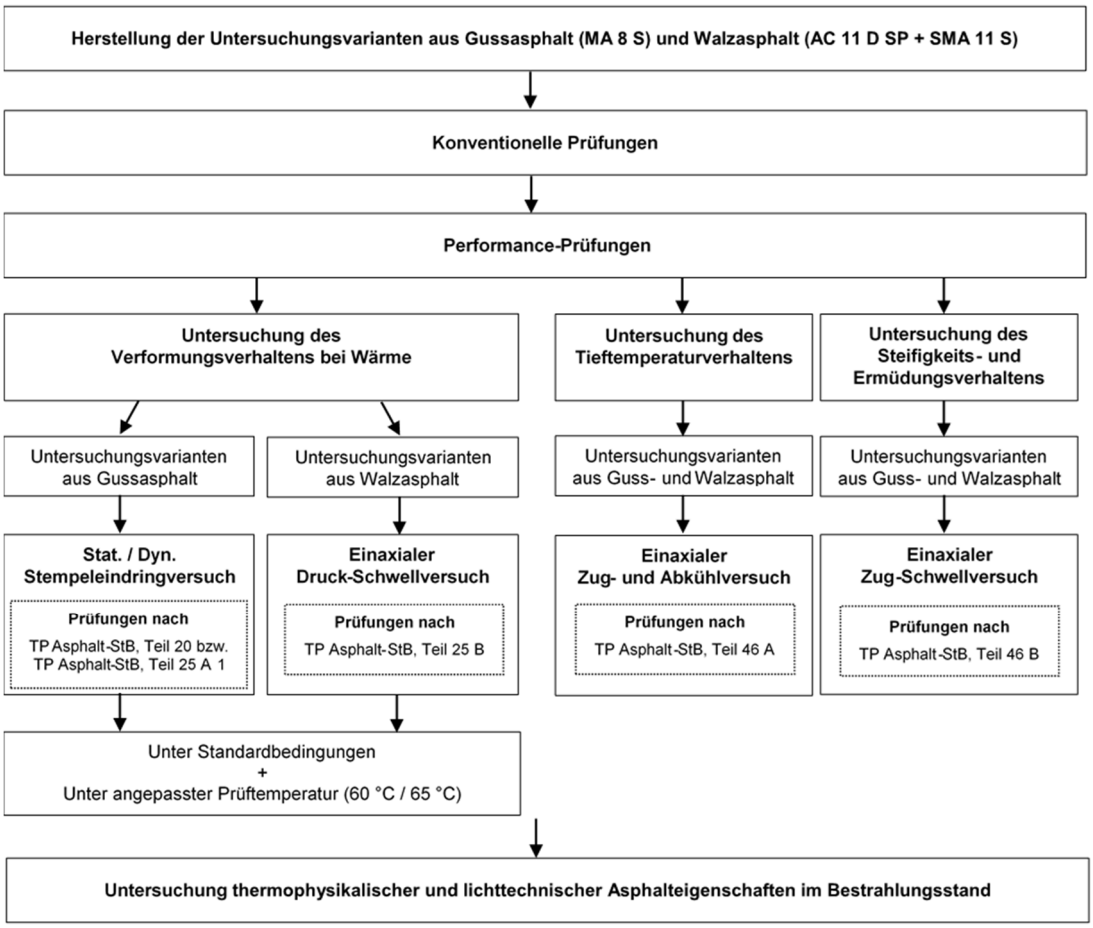


Abbildung 65: Überblick über die vorgesehenen Asphaltuntersuchungen

6.1 Performance-Prüfungen

Ziel ist es einerseits das Verformungsverhalten und andererseits die Kälteflexibilität der klimaoptimierten Asphaltvarianten beurteilen zu können. Da es sich um zwei konkurrierende Eigenschaften handelt, muss überprüft werden, ob bei der Mischgutoptimierung eine Eigenschaft zu Ungunsten der andere verbessert wurde. Aufgrund dessen werden im Rahmen des Untersuchungsprogrammes Prüfungen zur Beurteilung des Verformungsverhaltens bei Wärme, des Tieftemperaturverhaltens als auch des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens der optimierten Asphaltvarianten durchgeführt. Die Ergebnisse dazu finden sich in Kapitel 7.

Das Versuchsprogramm zur Untersuchung des Verformungsverhaltens bei Wärme der Untersuchungsvarianten aus Gussasphalt umfasst die Durchführung von statischen als auch dynamischen Stempeleindringversuchen. **Der statische Stempeleindringversuch** erfolgt zunächst unter Standardbedingungen nach den Vorgaben der TP Asphalt-StB, Teil 20 [37]. Dabei wird ein würfelförmiger Probekörper (Kantenlänge 70,7 mm) in ein Prüfgerät eingespannt und über einen Prüfstempel (Querschnitt 500 mm²) für eine Dauer von 60 min und bei einer Prüftemperatur von 40 °C mit einer konstanten Prüfkraft von 525 N belastet. Es wird die Zeit-Eindringkurve aufgezeichnet und die Eindringtiefe nach einer bestimmten Beanspruchungsdauer (nach 1, 2, 4, 8, 15, 30 und 60 Minuten) als arithmetisches Mittel von zwei Einzelbestimmungen berechnet.

Auch die Durchführung der **dynamischen Stempeleindringversuche** erfolgt zunächst gemäß den TP Asphalt-StB, Teil 25 A 1 [48] unter Standardbedingungen mittels Zweifachbestimmung an zylindrischen Gussasphalt-Probekörpern. Diese werden bei einer Prüftemperatur von 50 °C einem definier-

ten Belastungszyklus ausgesetzt, der eine sinusförmigen Impuls-Druck-Schwellbelastung von 0,2 Sekunden und eine anschließende Belastungspause von 1,5 Sekunden umfasst. Die Stempeleindringtiefe nach 2.500 Belastungszyklen wird schließlich als Kenngröße zur Bewertung des Verformungswiderstandes herangezogen.

Um die projizierten Auswirkungen des Klimawandels zu berücksichtigen, erfolgt die Durchführung der statischen und dynamischen Stempeleindringversuche zudem unter einer gezielten Anpassung der Prüftemperatur. Der statische Stempeleindringversuch wird zusätzlich bei einer Temperatur von 65 °C durchgeführt. Der dynamische Stempeleindringversuch erfolgt zusätzlich bei 60 °C und 65 °C.

Zur Bewertung der Standfestigkeit der Untersuchungsvarianten aus Walzasphalt dienen **einaxiale Druck-Schwellversuche** ohne seitliche Stützkraft. Deren Durchführung erfolgt zunächst unter Standardbedingungen nach den Vorgaben der TP Asphalt-StB, Teil 25 B1 [52] mittels Dreifachbestimmung an Probekörpern, die aus walzsegmentverdichteten Asphalt-Probeplatten (WSV-Platten) nach den TP Asphalt-StB, Teil 33 [40] gebohrt werden. Bei einer Prüftemperatur von 50 °C werden die Probekörper jeweils einer Abfolge von Lastimpulsen und Lastpausen ausgesetzt. Die sinusförmige Impuls-Druckschwellbelastung verteilt sich dabei gleichmäßig auf der Grundfläche des Probekörpers und umfasst eine Dauer von 0,2 Sekunden. Die Dauer der Lastpause beträgt 1,5 Sekunden. Als Ergebnis wird eine Impulskurve ermittelt, die durch die Kennwerte Lastimpulsanzahl n_w [-], Dehnung ε_w [‰] und Dehnungsrate ε_w^* [‰*10^{-4}/n] definiert ist. Die Kenngrößen werden entweder im Wendepunkt, oder falls dieser im Versuchsablauf noch nicht erreicht wurde, bei Versuchsende (n = 10.000) angegeben. Zur besseren Einschätzung des Verformungsverhaltens von Walzasphalt unter den projizierten klimatischen Veränderungen erfolgen die Druck-Schwellversuche zusätzlich bei Prüftemperaturen von 60 °C und 65 °C.

Für die Durchführung der dynamischen Versuche zur Beurteilung des Verformungsverhaltens bei Wärme (Dynamischer Stempeleindringversuch und Druck-Schwellversuch) wurde auch eine Anpassung der Belastungsdauer diskutiert, denn der Temperaturanstieg stellt vor allem in Kombination mit einer besonderen verkehrlichen Beanspruchung durch langsam fahrenden bzw. stehenden Schwerverkehr eine Herausforderung dar. Da mit der aktuellen Belastungsdauer von 0,2 Sekunden bereits eine sehr geringe Fahrgeschwindigkeit simuliert wird, ist eine Anpassung nicht zielführend.

Zur Ansprache des Widerstandes gegen Kälterissbildung und des Tieftemperaturverhaltens der Untersuchungsvarianten aus Guss- und Walzasphalt werden **einaxiale Zug- und Abkühlversuche** nach den TP Asphalt-StB, Teil 46 A [53] unter Dreifachbestimmung an prismatischen Probekörpern durchgeführt, die aus Gussasphalt-Probeplatten (MA-Platten) nach den TP Asphalt StB, Teil 88 [51] bzw. aus WSV-Asphaltplatten nach den TP Asphalt StB, Teil 33 [40] gesägt werden. Zur Ermittlung der Zugfestigkeitsreserve werden die einaxialen Zugversuche bei vier verschiedenen Prüftemperaturen (+20 °C / +5 °C / -10 °C / -25 °C) durchgeführt.

Für die Untersuchungsvarianten aus Guss- als auch für jene aus Walzasphalt sind zudem **einaxiale Zug-Schwellversuche** unter Standardbedingungen nach den TP Asphalt-StB, Teil 46 B [50] vorgesehen, um deren Widerstand gegen Ermüdungsrissbildung bei tiefen Temperaturen infolge überlagerter Beanspruchung aus Verkehrslast und kryogener Zugspannung zu bestimmen. Auch die Zug-Schwellversuche werden an prismatischen Probekörpern durchgeführt, die aus MA- bzw. WSV-Asphaltplatten gesägt werden. Die Probekörper werden bei einer Prüftemperatur von +5 °C und einer Belastungsfrequenz von 10 Hz in Längsrichtung mit einer sinusförmigen Zugspannung beansprucht. Da keine Ermüdungsfunktion aufgestellt werden soll, wird der Versuch nicht unter Variation der Prüftemperatur und Spannungsdifferenz $\Delta\sigma$ durchgeführt. Für die Varianten aus Gussasphalt wird eine Spannungsdifferenz von 1,6 MPa und für die Varianten aus Walzasphalt von 1,2 MPa gewählt. Der Versuch gilt als beendet, sobald der Probekörper vollständig gebrochen ist, bis 1.000.000 Lastwechsel überschritten oder die plastische Verformung des Probekörpers den Messbereich der Wegmesseinrichtung erreicht hat. Bei vollständigem Bruch des Probekörpers ist die Bruchlastwechselzahl $N_{Ausfall}$ das Messergebnis. Aus den aufgezeichneten Kraft- und Verformungsverläufen lassen sich weitere Kenngrößen der Ermüdungsschädigung ableiten.

6.2 Ansprache des thermischen Verhaltens

Zur Beurteilung und zum Vergleich des thermischen Verhaltens der neu konzipierten Guss- und Walzasphalte erfolgt eine künstliche Wärmebestrahlung und labortechnische Erfassung der Temperaturentwicklung mithilfe einer Sonnenlichtsimulationsanlage (Bestrahlungsstand). Im Rahmen der Bestrahlungsversuche werden Probekörper unter fest definierten Randbedingungen zerstörungsfrei thermisch beansprucht, sodass eine repräsentative Simulation der realen Bedingungen möglich wird.

Die Erwärmung eines Asphaltes kann generell in Abhängigkeit von den Umgebungsbedingungen am Standort (z. B. UV-Strahlung, relative Luftfeuchte) stark variieren, weswegen ein Materialvergleich erschwert ist. Die künstliche Bestrahlung ermöglicht durch die definierten Randbedingungen hingegen einen Vergleich des thermischen Verhaltens verschiedener Asphaltzusammensetzungen, erlaubt jedoch keine vollständige Simulation der Bedingungen in situ. Somit werden anhand der gewonnenen Versuchsergebnisse Unterschiede hinsichtlich der Wärmeadsorption und -leitung ermittelt, die sich in Abhängigkeit von der Asphaltzusammensetzung der Probekörper ergeben. Die Ergebnisse der Bestrahlungsversuche werden zudem bei der Beurteilung des Verformungswiderstandes der Asphalte berücksichtigt.

Zur Untersuchung der Walzasphaltvarianten werden Marshall-Probekörper (MPK) bestrahlt. Zur Untersuchung der Gussasphaltvarianten wird der Gussasphalt in MPK-Formen eingestampft und an der Oberfläche geglättet. Die Probekörper aus Walz- und Gussasphalt werden schließlich an der Unterseite im Nassverfahren orthogonal planparallel geschliffen, um eine einheitliche Höhe von 6 cm zu erzielen. Zunächst werden die unbehandelten Oberflächen der Probekörper bestrahlt. Anschließend werden ausgewählte Probekörper einer Oberflächenbehandlung (Sandstrahlung) unterzogen und erneut thermisch beansprucht. Hierzu wird in einer Sandstrahlkabine spezielles Strahlgut mittels Druckluft auf eine hohe Geschwindigkeit beschleunigt und auf den Probekörper geleitet, um den oberen Bitumenfilm abzulösen. Das Sandstrahlen soll somit die natürliche Abnutzung der Fahrbahndecke durch den Verkehr simulieren. Durch die anschließende künstliche Wärmebestrahlung der behandelten Probekörper ist es damit möglich, den Einfluss einer Oberflächenbehandlung auf das thermische Verhalten zu verifizieren und deren Eignung und Wirkung als Kompensationsmaßnahme zu beurteilen.

Für die Versuchsdurchführung kommt die Sonnenlichtsimulationsanlage zum Einsatz, die bereits in [12] und [56] genutzt wurde. Dabei werden jeweils bis zu vier Probekörper aus einer definierten Entfernung mit neun UV-Strahlern synchron bestrahlt, die mittig in dem Prüfkasten positioniert sind, da dort die optimale Bestrahlungsstärke herrscht. Die Anlage bleibt zu allen Seiten hin offen, um einen Hitzestau zu vermeiden. Da die Untersuchungen in [56] zeigten, dass Trennwände in der Bestrahlungsanlage zu sehr hohen und somit nicht realistischen Oberflächen- und Lufttemperaturen von bis zu 85 °C führen, wurde auf eine Unterteilung der Bestrahlungsanlange, wie sie in [12] vorgenommen wurde, verzichtet. Um einen einheitlichen Abstand zwischen der Probekörperoberfläche und der Lampenunterseite zu gewährleisten, sind die Probekörper auf einer gut verdichteten 4 cm dicken Sandschicht gelagert. Diese liegt unmittelbar auf dem Fußboden auf und stellt sicher, dass die Wärme nach unten abgeleitet wird und sich keine Hitze an der Unterseite der Probekörper staut. Damit sich ein eindimensionaler Wärmefluss wie in aller Regel in der Fahrbahn einstellt, sind die Probekörper in einer 6 cm dicken Styrodur-Platte eingelassen. Der schematische Versuchsaufbau ist in Abbildung 66, links dargestellt.

In Abbildung 66, rechts ist die verwendete Sonnenlichtsimulationsanlage abgebildet. Die neun UV-Strahler sind an drei Leisten fixiert, sodass an jeder Leiste drei UV-Lampen befestigt sind. Die Leisten wiederum sind an einem Halterahmen montiert, der mithilfe einer Seilwinde oberhalb des Prüfkasten gehalten wird. Die Seilwinde ermöglicht es, den Abstand zwischen Probekörperoberfläche und der Lampenunterseite und damit die Bestrahlungsintensität im Versuchsaufbau gezielt einzustellen bzw. anzupassen. Die Position des Rahmens wird mithilfe von Führungsschienen stabilisiert.

Bei den UV-Strahlern handelt es sich um Ultra-Vitalux Strahler der Marke Osram. Diese weisen eine Bestrahlungsstärke von je 300 W auf und erzeugen eine sonnenähnliche Strahlung. Die UV-Strahler bestehen aus einem Quecksilberhochdruckbrenner aus Quarzglas zur Erzeugung von Ultraviolettstrahlung und einer Wolfram-Glühwedel zur Erzeugung von Licht- und Infrarotstrahlung. Beide Komponen-

ten sind in einem Paraboloid-förmigen Spezialglaskolben mit Aluminium-Innenreflektor zur Energiebündelung verbaut, der laut Herstellerangaben nur den in der natürlichen Sonnenstrahlung enthaltenen Strahlungsanteil nach außen abgibt. Da der Schwerpunkt der Strahlungsverteilung, wie in Abbildung 67 dargestellt, im Infrarot- oder im UV-Bereich liegt, unterscheidet sich dieser gegenüber herkömmlich eingesetzten Lampen.

Die Bestrahlungsintensität stellt einen entscheidenden Parameter bei der Versuchsdurchführung dar, um eine repräsentative Simulation der realen Bedingungen zu erzielen. Diese wird daher unter Berücksichtigung der in Deutschland tatsächlich einfallenden Globalstrahlung ausgewählt. Als Globalstrahlung wird allgemein die gesamte auf eine horizontale Fläche auftreffende Solarstrahlung definiert. Sie ist also die Summe aus direkter und diffuser Sonnenstrahlung (Kapitel 2.1). Da die Sonne stets mit nahezu gleicher Kraft strahlt, wird die an der Obergrenze der Atmosphäre ankommende Sonnenstrahlung als „Solarkonstante“ bezeichnet und mit einem Wert von 1.367 Wm^{-2} angegeben. Nun erfährt jedoch die Solarstrahlung auf dem Weg durch die Atmosphäre aufgrund von vielfältigen Absorptions- und Streuungseffekten (z. B. Streuung an Luftmolekülen und Aerosolen, Absorption an Wasserdampf und Kohlendioxid) eine Abminderung (Extinktion). Die auf der Erdoberfläche auftreffende Globalstrahlung wird schließlich mithilfe von Pyranometern als Bestrahlungsstärke der Sonne in Wm^{-2} gemessen. Dabei stellt der Messwert einen Momentanwert dar und entspricht der Solarstrahlung pro Quadratmeter, die pro Sekunde auf die Erde auftrifft. Dieser Wert variiert in Abhängigkeit vom Standort stark, und wird durch die geographische Lage und Höhe als auch die Wetterverhältnisse und Luftverschmutzung beeinflusst. Die Bestrahlungsversuche im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens werden mit einer Bestrahlungsstärke von 600 Wm^{-2} durchgeführt, die über den Abstand zwischen der Probekörperoberfläche und der Lampenunterseite einzustellen ist. Sie charakterisiert eine mittlere Bestrahlungsstärke, die zukünftig typisch für einen bewölkten Sommertag oder einen sonnigen Herbst- bzw. Frühlingstag aufgrund der steigenden Solarstrahlung ist. Damit sich diese im Versuchsaufbau einstellt, muss der Abstand zwischen der Probekörperoberfläche und der Lampenunterseite 49,5 cm betragen. Die Bestrahlungsintensität an der Probekörperoberfläche wird mithilfe eines Pyranometers (CMP3 von Kipp&Zonen) gemessen bzw. kontrolliert.

Für die Versuchsdurchführung werden die Probekörper jeweils mit fünf Temperatursensoren ausgestattet. Dafür werden von der Unterkante (geschliffene Seite) ausgehend Löcher in einer Tiefe von 15 mm, 30 mm und 45 mm gebohrt, deren Durchmesser 5 mm beträgt. Da Luft kaum wärmeleitend ist, wird der Spalt zwischen dem Sensor und dem Probekörper vollständig mit Wärmeleitpaste ausgefüllt, wodurch ein direkter Wärmeaustausch sichergestellt ist. Zudem wird jeweils ein Temperatursensor an der Oberfläche (OB) und an der Unterkante (UK) befestigt. Zur Befestigung werden an der Unterkante Klebepads verwendet. An der Oberseite wird hingegen zur Fixierung des Sensors transparentes Klebeband sowie etwas Wärmeleitpaste genutzt. Die hierdurch bedeckte Oberfläche ist im Verhältnis zur gesamten Oberfläche so gering, dass deren Einfluss auf das Reflexionsvermögen als vernachlässigbar einzuschätzen ist. Im Rahmen der Vorversuche wurde ein deutlicher Einfluss der Starttemperatur auf die Temperaturverläufe in allen Tiefen nachgewiesen. Damit die Probekörper eine annähernd gleiche Starttemperatur aufweisen, werden diese vor Versuchsbeginn mindestens drei Stunden lang im Wärmeschrank bei 10 °C temperiert. Die Probekörper werden vor der Temperierung schon mit den Sensoren bestückt, damit deren anschließender Einbau nicht zu lange dauert und die Bestrahlung zeitnah nach der Temperierung starten kann. Zudem wird vor jedem Bestrahlungsversuch die Raumtemperatur (ca. 20 °C) protokolliert.

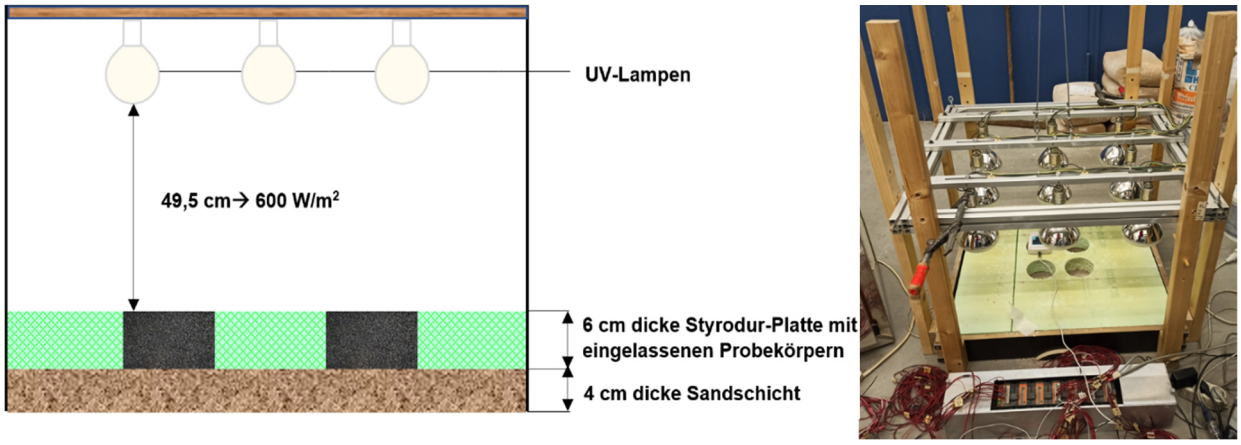


Abbildung 66: Schematischer Aufbau (links) sowie Abbildung (rechts) der verwendeten Sonnenlichtsimulationsanlage

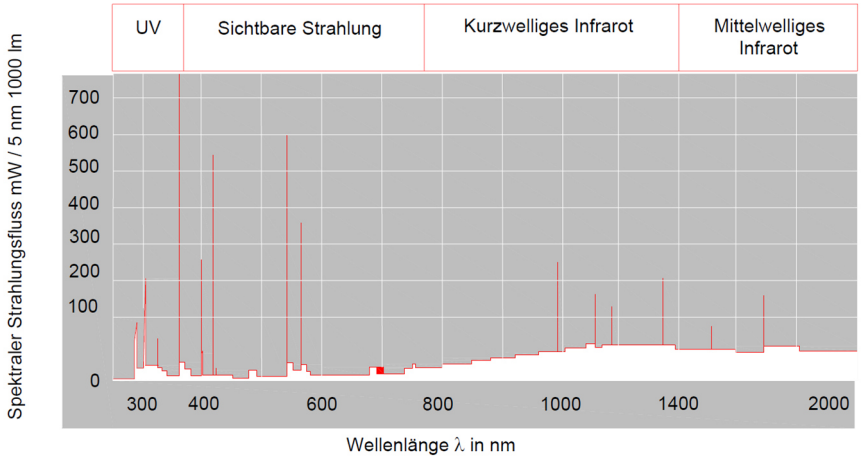


Abbildung 67: Spektrale Strahlungsverteilung der eingesetzten Ultra-Vitalux Strahler

7. Ergebnisse der Asphaltuntersuchungen

7.1 Verformungsverhalten an Gussasphalt

7.1.1 Statischer Stempeleindringversuch

Die statischen Stempeleindringversuche wurden nach den Vorgaben der TP Asphalt-StB, Teil 20 [37] bei 40 °C sowie zusätzlich bei einer Prüftemperatur von 65 °C durchgeführt. In Abbildung 68 sind die gemittelten statischen Eindringtiefen ET_{stat} nach 30 Minuten sowie die zugehörigen Zunahmen der Eindringtiefe nach 30 weiteren Minuten Prüfzeit bei einer Prüftemperatur von 40 °C und 65 °C dargestellt. Die zugehörigen Zahlenwerte sowie die vorhandenen Anforderungen bzw. Empfehlungen sind in Tabelle 21 aufgelistet. Die Spannweiten der Einzelwerte der statischen Eindringtiefe bei 40 °C liegen dabei stets unterhalb der maßgeblichen kritischen Spannweite von 0,2 mm nach den TP Asphalt-StB, Teil 20 [37].

Zunächst fällt grundsätzlich auf, dass die Eindringtiefen aller fünf Gussasphaltvarianten sehr gering sind, was auf einen sehr hohen Verformungswiderstand bei Wärme hindeutet. So liegen diese bei der Standardprüftemperatur von 40 °C mit Werten zwischen 0,8 mm und 0,4 mm unterhalb des unteren Anforderungswertes von 1,0 mm für einen Gussasphalt MA 8 S gemäß den TL Asphalt-StB [38]. Die Variante MA-V2 erzielt im Vergleich mit einem Wert von 0,8 mm die höchste Eindringtiefe und damit den geringsten Verformungswiderstand bei 40 °C, während die Varianten MA-V3 und MA-V4 mit einem Wert von 0,4 mm die niedrigsten Eindringtiefen und damit den höchsten Verformungswiderstand aufweisen.

Auch die Zunahmen der statischen Stempeleindringtiefe nach 30 weiteren Minuten Prüfzeit bei der

Standardprüftemperatur von 40 °C sind sehr gering, sodass der Grenzwert von 0,4 mm gemäß den TL Asphalt-StB [38] für einen Gussasphalt MA 8 S eindeutig eingehalten wird. Im Vergleich ist erneut die Variante MA-V2 mit einer Zunahme von 0,2 mm am ungünstigsten hinsichtlich des Verformungswiderstandes zu bewerten. Bei den anderen Varianten liegt die Zunahme der Eindringtiefe hingegen nur bei 0,1 mm.

Wie zu erwarten, fallen die Eindringtiefen bei 65 °C im Vergleich zur Prüfung bei 40 °C deutlich höher aus. Es bestätigt sich der Trend, dass an der Gussasphaltvariante MA-V2 die höchste und an der Gussasphaltvariante MA-V4 die geringste Eindringtiefe gemessen wird. Demnach liegt die Eindringtiefe der Variante MA-V2 nach 30 Minuten bei 2,5 mm, während die Eindringtiefe der Variante MA-V4 hingegen nur 1,0 mm beträgt. In [89] wird für hochverformungsbeständige Gussasphalte ein Grenzwert von ≤ 2,0 mm für die statische Stempeleindringtiefe bei 65 °C angegeben. Diese Anforderung wird gemäß Abbildung 68 lediglich von der Variante MA-V2 nicht erfüllt.

Tabelle 21: Mittelwerte der Ergebnisse der statischen Eindringtiefe ET_{stat} bei 40 °C und 65 °C

	40 °C		65 °C	
	ET_{stat} nach 30 min [mm]	Zunahme nach weiteren 30 min [mm]	ET_{stat} nach 30 min [mm]	Zunahme nach weiteren 30 min [mm]
MA-V1	0,6	0,1	1,8	0,3
MA-V2	0,8	0,2	2,5	0,5
MA-V3	0,4	0,1	1,3	0,2
MA-V4	0,4	0,1	1,0	0,2
MA-V5	0,5	0,1	1,3	0,2
Anforderungen nach den TL Asphalt-StB [38]	1,0 … 3,0	≤ 0,4	-	-
Empfehlungen nach [89]	≤ 1,0	≤ 0,2	≤ 2,0	≤ 0,2

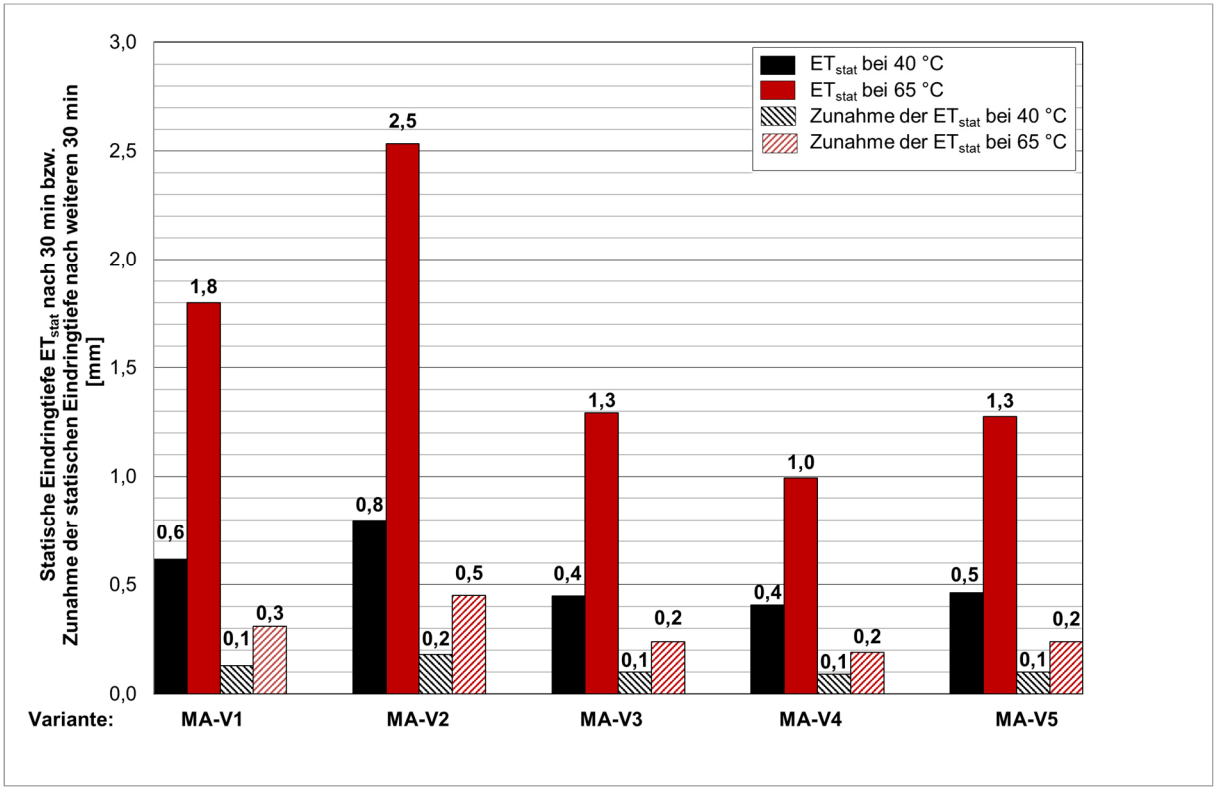


Abbildung 68: Ergebnisse der statischen Eindringtiefe ET_{stat} bei 40 °C und 65 °C

Die Zunahmen der statischen Stempeleindringtiefe nach 30 weiteren Minuten Prüfzeit bei einer Prüftemperatur von 65 °C fallen erwartungsgemäß ebenfalls höher aus als bei der Prüfung mit Standardprüftemperatur. Die höchste Zunahme erzielt mit einem Wert von 0,5 mm erneut die Variante MA-V2. Die Zunahme der Eindringtiefe fällt mit einem Wert von 0,2 mm für die Varianten MA-V3 bis MA-V5 deutlich geringer aus. Dabei erzielt im Vergleich die Variante MA-V4 die geringste Verformung.

In Abbildung 69 sind die Verläufe der statischen Stempeleindringtiefe der fünf Gussasphaltvarianten MA-V1 bis MA-V5 über die gesamte Prüfdauer von 60 Minuten bei 40 °C und 65 °C zusammenfassend dargestellt. Es zeigt sich, dass die Funktionen mit zunehmender Prüfdauer bei einer Prüftemperatur von 40 °C deutlich weniger ansteigen als bei einer Prüftemperatur von 65 °C. Es wird zudem ersichtlich, dass sich bei der höheren Prüftemperatur von 65 °C Unterschiede hinsichtlich des Verformungswiderstands der Gussasphaltvarianten deutlicher differenzieren lassen. So liegen die Kurvenverläufe der Gussasphaltvarianten bei dieser Prüftemperatur deutlich weiter auseinander. Anhand der Kurvenverläufe zeigt sich, dass die Variante MA-V2 bei beiden Prüftemperaturen deutlich höhere Eindringtiefen über die gesamte Prüfdauer aufweist als die übrigen Gussasphaltvarianten. Auch die Variante MA-V1 erzielt vergleichsweise hohe Eindringtiefen. Die Varianten MA-V3 und MA-V5 weisen bei beiden Prüftemperaturen über die gesamte Prüfdauer einen nahezu identischen Verlauf der Verformungen auf, sodass sich keine signifikanten Unterschiede hinsichtlich deren Verformungswiderstands erkennen lassen.

Beim Vergleich aller Prüfergebnisse des statischen Stempeleindringversuchs bei 40 °C als auch 65 °C wird deutlich, dass die Variante MA-V4 durch das beste Verformungsverhalten bei Wärme und statischer Belastung gekennzeichnet ist. Die deutlichen Unterschiede hinsichtlich des Verformungsverhaltens der fünf Gussasphaltvarianten lassen sich vor allem mit dem Gebrauchsverhalten des eingesetzten Bindemittels begründen. So wurde für die Her-

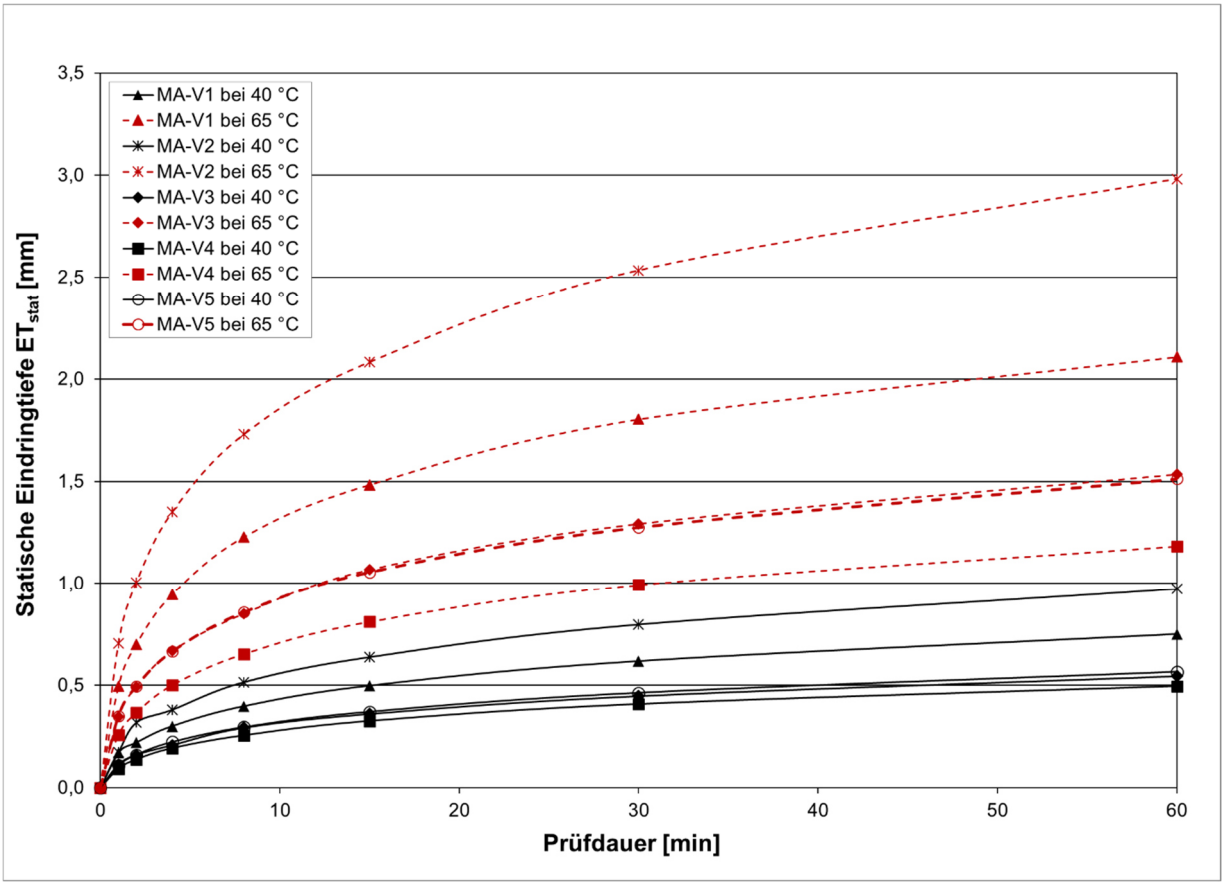


Abbildung 69: Verformungskurven als Ergebnis des statischen Stempeleindringversuchs bei 40 °C und 65 °C

stellung der Variante MA-V1 das Bindemittel B6 (10/30-75 VL) und für die Herstellung der Variante MA-V2 das Bindemittel B2 (25/45) eingesetzt, während die drei Varianten MA-V3, MA-V4 und MA-V5, die ein deutlich besseres Verformungsverhalten bei Wärme und statischer Belastung aufweisen, mit dem Bindemittel B8 (10/40-80 VL) hergestellt wurden. Dieses weist zwar eine geringfügig niedrigere Steifigkeit bei 60 °C im T-Sweep als das Bindemittel B6 auf, erzielt jedoch gleichzeitig eine geringere Nachgiebigkeit und ein höheres elastisches Potenzial als die beiden Bindemittel B6 und B2 (Kapitel 4.4.1). Aufgrund des ähnlichen Verhaltens der beiden Bindemittel B6 und B2 wäre zu erwarten gewesen, dass sich auch nur geringfügige Unterschiede hinsichtlich des Verformungsverhaltens der Varianten MA-V1 und MA-V2 ergeben. Anhand der Prüfergebnisse zeigt sich jedoch, dass der mithilfe des statischen Stempeleindringversuchs ermittelte Verformungswiderstand der Gussasphaltvariante MA-V1 eindeutig besser zu bewerten ist als der von Variante MA-V2.

Da sich die beiden Varianten MA-V3 und MA-V4 lediglich hinsichtlich des verwendeten Füllers voneinander unterscheiden, sind die Unterschiede im Verformungsverhalten auf die Wechselwirkung zwischen dem Kalksteinmehl und dem Bindemittel zurückzuführen. Es zeigt sich, dass die Variante MA-V4, die mit dem Bindemittel B8 und dem Füller F4 (Unterer Muschelkalk, CC_{80}) hergestellt wurde, ein bei 65 °C tendenziell verbessertes Verformungsverhalten gegenüber der Variante MA-V3, für deren Herstellung der Füller F7 (Jura-Kalkstein, CC_{90}) verwendet wurde, aufweist und das obwohl der Calciumcarbonatgehalt von Füller F4 geringer ist. Gemäß den Herstellerangaben soll der Füller F4 aufgrund seiner angepassten Korngrößenverteilung stark versteifend wirken und wird daher speziell für Gussasphaltanwendungen empfohlen. Seine positive Wirkung wird mit den vorliegenden Versuchsergebnissen aus dem statischen Stempeleindringversuch bestätigt.

Im Weiteren unterscheiden sich die Varianten MA-V4 und MA-V5 nur hinsichtlich der eingesetzten Gesteinskörnung voneinander. So wurde für die Herstellung der Variante MA-V4 Basalt und für die Herstellung der Variante MA-V5 Diabas verwendet. Die Prüfergebnisse zeigen, dass durch den Einsatz von Diabas ein tendenziell schlechteres Verformungsverhalten bei sonst gleicher Asphaltzusammensetzung hervorgerufen wird. Dies könnte mit der geringeren Rohdichte von Diabas zusammenhängen. Wie in Kapitel 2.5.5 beschrieben, konnte in früheren Forschungsarbeiten nachgewiesen werden, dass Asphalte mit hoher Rohdichte ein günstigeres Temperaturverhalten und damit auch eine verbesserte Verformungsbeständigkeit besitzen.

Der Einfluss der Gesteinskörnung scheint anhand der Prüfergebnisse jedoch vergleichsweise gering zu sein. Der Einfluss des Bindemittels auf das Verformungsverhalten fällt erwartungsgemäß deutlich stärker aus und prägt dieses im Wesentlichen. Unter Verwendung eines Hochleistungsbindemittels mit bereits optimiertem Gebrauchsverhalten bei hohen Temperaturen scheint auch der Einsatz verschiedener Kalkstein-Füller keinen signifikanten Einfluss auf das Verformungsverhalten zu besitzen.

7.1.2 Dynamischer Stempeleindringversuch

Die dynamischen Stempeleindringversuche wurden nach den Vorgaben der TP Asphalt-StB, Teil 25 A1 [48] bei 50 °C sowie zusätzlich bei den Prüftemperaturen 60 °C und 65 °C durchgeführt. Die dabei ermittelten Eindringtiefen ET_{dyn} sind in Abbildung 70 mit den zugehörigen Zahlenwerten dargestellt. Die Verformungszunahme über die Lastwechselzahl ist zudem in Abbildung 71 aufgeführt. Aktuell ist in den technischen Regelwerken noch kein allgemein gültiger Anforderungswert für das Versuchsergebnis bei der Standardprüftemperatur von 50 °C definiert. In verschiedenen Forschungsberichten werden jedoch bereits Empfehlungen für die Eindringtiefe am Versuchsende ausgesprochen. So wird in [89] für hochverformungsbeständige Gussasphalte aufgrund der Erkenntnisse aus [23] und aus [65] ein Grenzwert von ≤ 1,5 mm für die dynamische Eindringtiefe bei 50 °C angegeben. Wie anhand von Abbildung 70 zu sehen, erfüllen die fünf untersuchten Gussasphaltvarianten diese Vorgabe. Dabei liegen die Varianten MA-V1 und MA-V3 mit einem Wert von 0,4 mm sowie die Variante MA-V4 mit einem Wert von 0,2 mm und die Variante MA-V5 mit einem Wert von 0,3 mm sogar deutlich darunter.

Anhand von Abbildung 71 zeigt sich, dass sich die beiden Varianten MA-V1 und MA-V3 sehr ähnlich verhalten und deren Kurven beinahe übereinander verlaufen. Der Kurvenverlauf der Variante MA-V2 liegt hingegen deutlich höher und weist mit einer dynamischen Eindringtiefe von 1,2 mm am Versuchsende auf ein im Vergleich deutlich ungünstigeres Verformungsverhalten hin. Die Kurven der Varianten MA-V4 und MA-V5 verlaufen bei 50 °C sehr

flach und es ist nur eine sehr geringe Verformungszunahme über die Lastwechselzahl zu beobachten. Beim Vergleich der Prüfergebnisse des dynamischen Stempeleindringversuchs bei 50 °C bestätigt sich die Aussage der statischen Stempeleindringversuche aus Kapitel 7.1.1, dass die Variante MA-V4 durch das beste Verformungsverhalten gekennzeichnet ist.

Erwartungsgemäß fallen die dynamischen Eindringtiefen am Versuchsende bei den höheren Prüftemperaturen von 60 °C und 65 °C im Vergleich zur Standardprüftemperatur deutlich höher aus. Zudem zeigt sich anhand von Abbildung 71, dass sich bei den beiden höheren Prüftemperaturen Unterschiede hinsichtlich des Verformungswiderstands der Gussasphaltvarianten deutlicher differenzieren lassen. So liegen die Kurven der Gussasphaltvarianten generell deutlich weiter auseinander, verlaufen steiler und spreizen am Ende mehr auseinander.

Es bestätigt sich der Trend, dass die Gussasphaltvariante MA-V2 auch bei den höheren Prüftemperaturen durch das ungünstigste Verformungsverhalten charakterisiert ist. Auch bei 60 °C und 65 °C liegt der Kurvenverlauf in Abbildung 71 deutlich oberhalb der anderen Kurvenverläufe. Zudem fällt die dynamische Eindringtiefe am Versuchsende deutlich höher aus und beträgt 1,7 mm bei 60 °C und 4,0 mm bei 65 °C. In [89] wird für hochverformungsbeständige Gussasphalte auch ein Grenzwert für die dynamische Eindringtiefe bei 65 °C angegeben. Dieser liegt bei ≤ 2,5 mm und wird somit von der Variante MA-V2 deutlich überschritten. Anhand von Abbildung 70 wird deutlich, dass lediglich diese Variante der Anforderung nicht gerecht wird und die übrigen Varianten diesen Grenzwert nicht überschreiten. Die dynamische Eindringtiefe der Varianten MA-V3, MA-V4 und MA-V5 liegt mit 1,4 mm, 0,9 mm bzw. 1,3 mm deutlich darunter und erfüllt sogar den Anforderungswert von 1,5 mm für die Prüfung bei 50 °C.

Grundsätzlich lässt sich festhalten, dass sich sowohl mithilfe des statischen als auch des dynamischen Stempeleindringversuchs die gleichen Tendenzen hinsichtlich des Verformungsverhaltens der Gussasphaltvarianten ergeben. Dabei ist das Verformungsverhalten von Variante MA-V2 deutlich schlechter zu bewerten als das der übrigen Gussasphaltvarianten. Auch der Variante MA-V1 ist im Vergleich ein eher ungünstiges Verformungsverhalten zuzuordnen. Dieser Umstand lässt sich auf das Gebrauchsverhalten der verwendeten Bindemittel zurückführen. Das Bindemittel B8 (10/40-80 VL), das den drei Varianten MA-V3, MA-V4 und MA-V5 zugrunde liegt, ruft ein eindeutig besseres Verformungsverhalten hervor. Die Variante MA-V4 ist durch das beste Verformungsverhalten bei Wärme und statischer als auch dynamischer Belastung gekennzeichnet. Dieses wird besonders bei der hohen Prüftemperatur von 65 °C und bei dynamischer Belastung erkenntlich. Das Verformungsverhalten der Varianten MA-V3 und MA-V5 unterscheidet sich sowohl im statischen als auch dynamischen Stempeleindringversuch nicht wesentlich voneinander. Die Unterschiede sind jedoch bei dynamischer Belastung deutlicher zu identifizieren. So fällt die dynamische Eindringtiefe der Variante MA-V5 am Versuchsende bei allen drei Prüftemperaturen niedriger aus als bei Variante MA-V3. Die Verformungszunahme der Variante MA-V5 über die Lastwechselzahl ist bei 50 °C und 60 °C ebenfalls geringer als bei Variante MA-V3. Bei einer Prüftemperatur von 65 °C verlaufen die Kurven allerdings nahezu gleich.

Die positive Wirkung des Füllers F4 (Unterer Muschelkalk, CC_{80}) wird auch durch die Prüfergebnisse des dynamischen Stempeleindringversuchs bestätigt. So weist die Variante MA-V4 ein besseres Verformungsverhalten als die Variante MA-V3 auf, die sich nur durch den Füller F7 (Jura-Kalkstein, CC_{90}) von der Variante MA-V4 unterscheidet.

Die Variante MA-V5 weist auch bei dynamischer Belastung ein schlechteres Verformungsverhalten als die Variante MA-V4 auf. Der Einfluss des Füllers und der Gesteinskörnung auf das Verformungsverhalten der Gussasphalte fällt abermals deutlich geringer aus als der des Bindemittels.

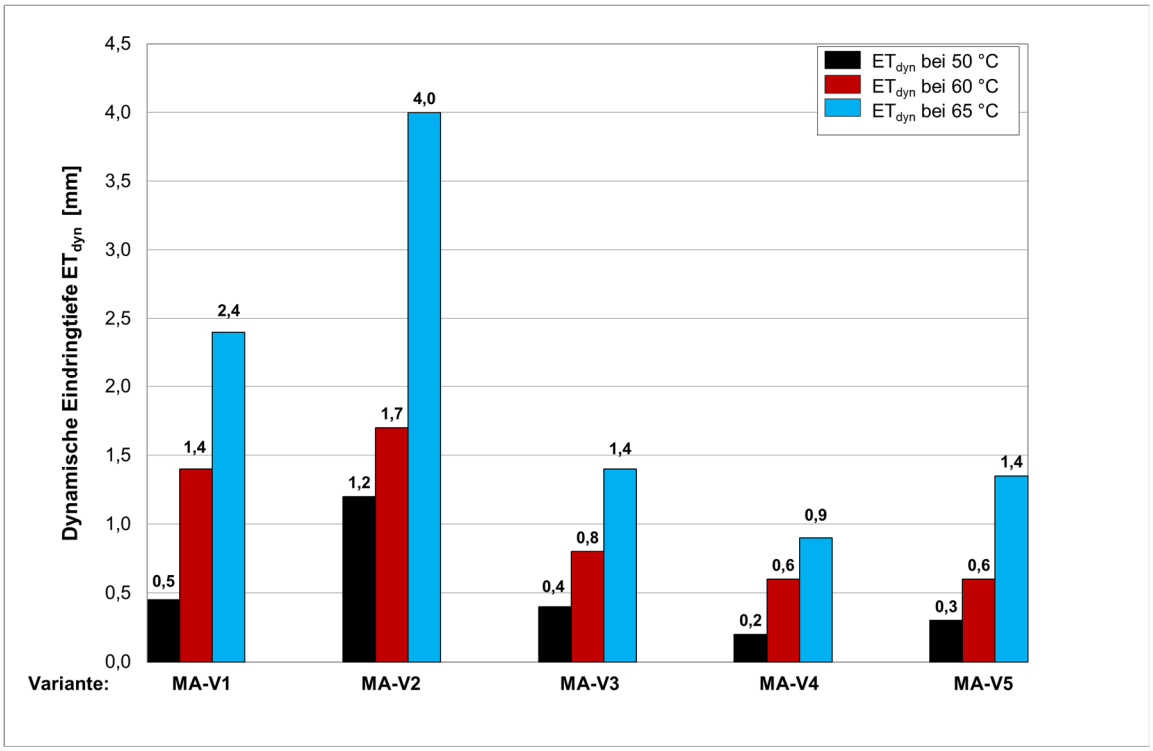


Abbildung 70: Ergebnisse der dynamischen Eindringtiefe ET_{dyn} bei 50 °C, 60 °C und 65 °C

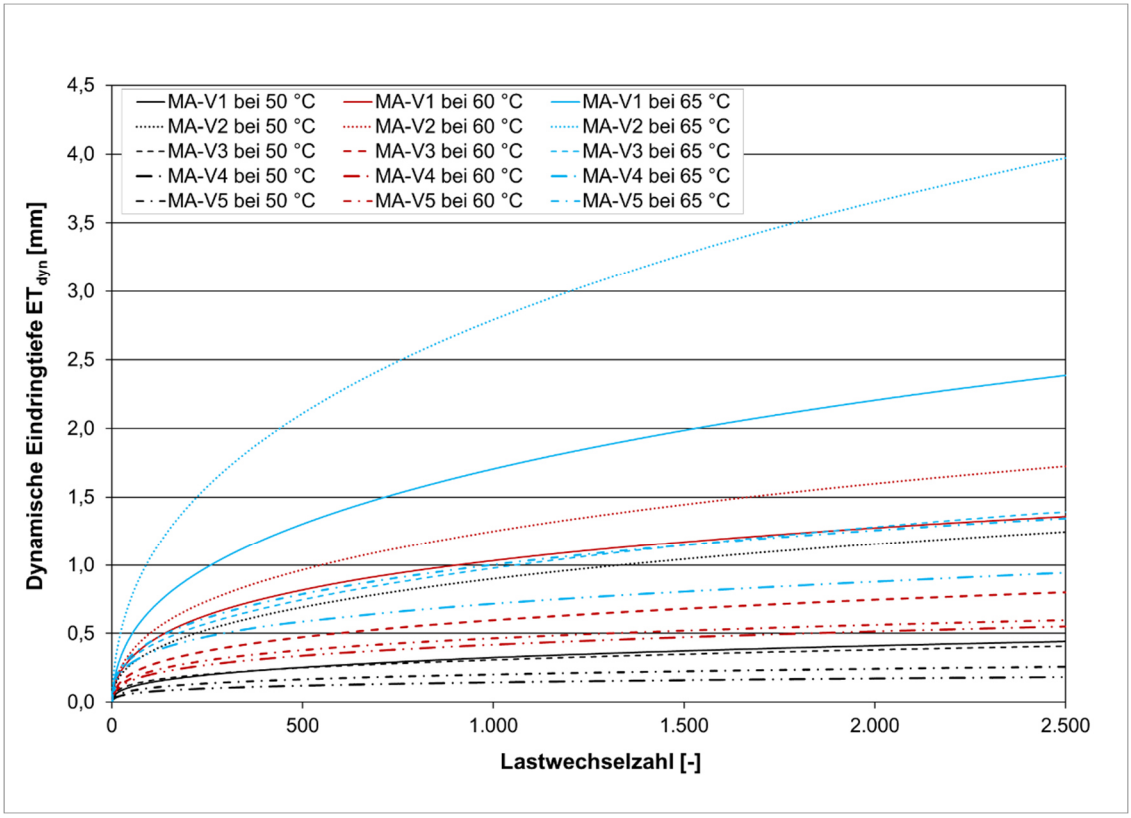


Abbildung 71: Verformungskurven als Ergebnis des dynamischen Stempeleindringversuchs bei 50 °C, 60 °C und 65 °C

7.2 Verformungsverhalten an Walzasphalt

Für die Beurteilung des Verformungsverhaltens der beiden Walzasphaltsorten wurden einaxiale Druck-Schwellversuche nach den Vorgaben der TP Asphalt-StB, Teil 25 B 1 [52] bei 50 °C sowie zusätzlich bei den beiden Prüftemperaturen 60 °C und 65 °C durchgeführt. Die dabei ermittelten Dehnungsraten ε^* [‰ · 10^{-4}/n] am Versuchsende sind in Abbildung 72 und die zugrundeliegenden Impulskriechkurven in Abbildung 73 und Abbildung 74 dargestellt. Da keine der abgebildeten Impulskriechkurven einen Wendepunkt aufweist, deutet dies generell auf einen hohen Verformungswiderstand der acht Walzasphaltvarianten bei 50 °C, 60 °C und 65 °C hin. Nach der Regelwerkumstellung und der Festlegung, dass die Probekörper für die Prüfung aus WSV-Platten gebohrt werden müssen, sind die vorhandenen Bewertungsmaßstäbe nicht mehr ohne Weiteres anwendbar. Im Vergleich zu Marshall-Probekörpern (MPK) gelten die aus WSV-Asphaltplatten gebohrten Probekörper im Allgemeinen als nachgiebiger, sodass grundsätzlich höhere Dehnungen, aber auch höhere Dehnungsraten bei sonst gleichen Versuchsrandbedingungen zu erwarten sind. In der Projektvorbereitenden Studie [89] wird für verformungsbeständige splittreiche Asphaltbetone der Sorte AC 11 D SP und Splittmastixasphalte der Sorte SMA 11 S bei einer Prüftemperatur von 50 °C eine Dehnungsrate von ≤ 2,9 [‰ · 10^{-4}/n] am Versuchsende empfohlen, die zunächst sehr niedrig erscheint. Umfangreiche Untersuchungen des Forschungsnehmers mit Mischgütern aus der Praxis [79] zeigen, dass verformungsbeständige splittreiche Asphaltbetone durchaus Dehnungsraten von unter 2,0 [‰ · 10^{-4}/n] (im Mittel 1,2 [‰ · 10^{-4}/n]) aufweisen können, allerdings wurden diese an MPK ermittelt. Für die Übertragung dieser Ergebnisse auf Probekörper aus WSV-Platten zeigen erste Vergleiche, dass der Umrechnungsfaktor stark streut und zwischen 1,1 und 3,9 liegen kann. Die in [79] ermittelten Dehnungsraten konventioneller Splittmastixasphalte aus SMA 11 S lagen bei 50 °C hingegen im Mittel bei 3,9 [‰ · 10^{-4}/n] und damit größtenteils oberhalb von 2,9 [‰ · 10^{-4}/n]. Es ist zu berücksichtigen, dass auch diese Druck-Schwellversuche an MPK durchgeführt wurden und die Ergebnisse nicht ohne Weiteres auf aus WSV-Asphaltplatten gebohrte Probekörper übertragbar sind. Für Splittmastixasphalt der Sorte SMA 11 S wurde jedoch in [79] kein Umrechnungsfaktor ermittelt.

Beim Vergleich der Varianten aus splittreichem Asphaltbeton weist die Variante AC D SP-V2 bei 50 °C mit einem Wert von 6,4 [‰·10^{-4}/n] die höchste Dehnungsrate am Versuchsende auf. Auch die Variante AC D SP-V4 erzielt bei 50 °C eine vergleichsweise hohe Dehnungsrate von 6,2 [‰·10^{-4}/n]. Im Gegensatz dazu sind die beiden Varianten AC D SP-V1 und AC D SP-V3, die mit Mischfüller hergestellt wurden, durch Dehnungsraten von 3,0 [‰·10^{-4}/n] bzw. 4,1 [‰·10^{-4}/n] und damit durch geringere Dehnungszunahmen am Versuchsende gekennzeichnet. Die gleiche Reihung lässt sich anhand von Abbildung 72 auch bei den Varianten aus SMA 11 S feststellen. Die mit Mischfüller hergestellten Varianten SMA-V1 und SMA-V3 weisen bei 50 °C deutlich geringere Dehnungsraten am Versuchsende auf als die mit mineralischem Füller hergestellten Varianten SMA-V2 und SMA-V4.

Bei der Erhöhung der Prüftemperatur auf 60 °C bzw. 65 °C steigen die Dehnungsraten der Variante AC D SP-V1 an, wohingegen bei den übrigen drei splittreichen Asphaltbetonvarianten AC D SP-V2 bis AC D SP-V4 die Entwicklung zunächst unerwartet in die andere Richtung geht, denn deren Dehnungsraten am Versuchsende werden mit zunehmender Temperatur kleiner. Eine ähnliche Tendenz ist auch bei den Varianten SMA-V3 und SMA-V4 zu erkennen, wenngleich auch hier die Änderungen deutlich geringer ausfallen und die Ergebnisse insgesamt auf einem niedrigeren Niveau liegen. Eine Abnahme der Dehnungsrate mit steigender Temperatur erscheint zunächst unplausibel, da so unter Verwendung der aktuellen Bewertungsverfahren bei höheren Temperaturen ein günstigeres Verformungsverhalten suggeriert wird. Bei den Varianten SMA-V1 und SMA-V2 wachsen die Dehnungsraten mit steigender Temperatur oder bleiben praktisch gleich. Aufgrund der unterschiedlichen Entwicklungen der Dehnungsrate fällt auch die Bewertung der einzelnen Walzasphaltvarianten in Abhängigkeit von der Prüftemperatur unterschiedlich aus.

Mithilfe einer Analyse der Impulskriechkurven in Abbildung 73 und Abbildung 74 können die zuvor beschriebenen Unterschiede hinsichtlich der Entwicklung der Dehnungsrate in Abhängigkeit von der Temperatur begründet werden. Offensichtlich ist, dass die Steigung der Impulskriechkurven zu Beginn der Versuche mit höheren Prüftemperaturen stets größer wird. Es kommt zu einer verstärkten

Konsolidierung in der 1. Phase der Impulskriechkurve. Dies wird anhand der sehr hohen Dehnung und des steilen Kurvenverlaufs während der ersten 100 Lastwechsel deutlich. Anschließend nimmt die Verformungsgeschwindigkeit progressiv ab bis sie nahezu konstant verläuft. In dieser 2. Phase nehmen die Dehnungen nur noch geringfügig zu und die Impulskriechkurven verlaufen zunehmend flacher, wobei sich hierbei die zuvor beschriebenen Unterschiede hinsichtlich der Dehnungsrate am Versuchsende ergeben. Die Konsolidierung während der ersten 100 Lastwechsel fällt bei der Variante AC D SP-V1 bzw. SMA-V1 bei 60 °C und 65 °C deutlich geringer aus als bei den Varianten AC D SP-V2 bis AC D SP-V4 bzw. SMA-V2 bis SMA-V4. Die Variante AC D SP-V4 bzw. SMA-V4 zeigt hingegen die stärkste Konsolidierung während der ersten 100 Lastwechsel.

Diese deutlichen Unterschiede hängen teilweise mit der Probekörperherstellung zusammen, charakterisieren aber zum größten Teil die Mischguteigenschaften und die Neigung zur Verformung. Wenn das Verformungspotenzial bei höheren Temperaturen bereits am Anfang verbraucht wird, so können sich die Dehnungen am Versuchsende entsprechend wenig verändern. Deshalb ist es sehr wichtig den Anfangsbereich bei der Bewertung des Verformungsverhaltens angemessen zu berücksichtigen. Hierzu wird ein Faktor (Dehnungsratenfaktor f_{ε^*}) herangezogen, der sich als Quotient aus der Dehnungsrate nach 100 Lastwechseln und der Dehnungsrate am Versuchsende ergibt. Die ermittelten Dehnungsratenfaktoren sind in Abbildung 75 aufgeführt. Es zeigt sich, dass dieser bei allen Varianten aus AC 11 D SP mit zunehmender Prüftemperatur ansteigt. Für die Variante AC D SP-V1 ergeben sich vergleichsweise geringe Faktoren, da sowohl die Dehnungsrate nach 100 Lastwechseln als auch die Dehnungsrate am Versuchsende bei 50 °C, 60 °C und 65 °C gering ausfällt. Bei den Varianten AC D SP-V2 bis AC D SP-V4 kommt es zu Beginn zu einer deutlich stärkeren Konsolidierung, die durch eine höhere Dehnungsrate nach 100 Lastwechseln charakterisiert ist und dazu führt, dass die Faktoren höher ausfallen. Bei den Varianten aus SMA 11 S nimmt der Dehnungsratenfaktor mit steigender Prüftemperatur im Allgemeinen ebenfalls zu. Für die Varianten SMA-V2 bis SMA-V4 ergeben sich dabei vergleichsweise geringe Faktoren. Bei diesen drei Varianten fallen die Dehnungsraten nach 100 Lastwechseln deutlich höher aus, da zu Beginn eine deutlich stärkere Konsolidierung einsetzt als bei der Variante SMA-V1.

Insgesamt ist die Varianten AC D SP-V1 bzw. SMA-V1 hinsichtlich des Verformungsverhaltens am günstigsten zu bewerten. Auch die Varianten AC D SP-V3 bzw. SMA-V3 erzielen bei den drei Prüftemperaturen vergleichsweise geringe Dehnungen, zeigen aber bei den Temperaturen 60 °C und 65 °C eine starke Konsolidierung und damit hohe Dehnungsraten während der ersten 100 Lastwechsel auf, sodass auch der herangezogene Dehnungsratenfaktor hoch ausfällt. Die Kombination aus dem Bindemittel B7 (10/40-80 VL, Hersteller 2) und dem Mischfüller F8 (Ka_{25}), die den Varianten AC D SP-V1 und SMA-V1 zugrunde liegt, wirkt sich somit günstiger auf die Verformungsbeständigkeit aus als die Kombination aus dem Bindemittel B8 (10/40-80 VL, Hersteller 3) und dem Mischfüller F8 (Ka_{25}), die den Varianten AC D SP-V3 und SMA-V3 zugrunde liegen. Dass die beiden Varianten AC D SP-V2 und AC D SP-V4 bzw. SMA-V2 und SMA-V4 hinsichtlich der Verformungsbeständigkeit schlechter zu bewerten sind, ist auf die geringere versteifende Wirkung des mineralischen Füllers F5 (Unterer Muschelkalk, CC_{80}) zurückzuführen. Beim Vergleich der Dehnungsratenfaktoren der Walzasphaltvarianten zeigt sich zudem, dass das Bindemittel B7, das für die Herstellung der Varianten AC D SP-V1 und AC D SP-V2 bzw. SMA-V1 und SMA-V2 eingesetzt wurde, eine höhere Verformungsbeständigkeit hervorruft, die sich durch geringere Dehnungsratenfaktoren bei allen drei Prüftemperaturen äußert. Dies ist mit dessen höherer Steifigkeit im relevanten Temperaturbereich zu begründen (Kapitel 4.4.1). Folglich sind die Varianten AC D SP-V4 bzw. SMA-V4 durch das ungünstigste Verformungsverhalten gekennzeichnet. Die beiden Varianten enthalten das Bindemittel B8 als auch mineralischen Füller, die zusammen eine geringere Steifigkeit des Asphalts hervorrufen.

Beim Vergleich der beiden Asphaltsorten fallen die Varianten aus SMA 11 S hinsichtlich ihres Verformungsverhaltens auf den ersten Blick günstiger aus als die Varianten aus AC 11 D SP. Anzumerken ist jedoch, dass die beiden Asphaltmischgutsorten für die Verwendung in Asphaltdeckschichten nicht ohne Weiteres miteinander vergleichbar sind. Aufgrund ihrer unterschiedlichen Zusammensetzung und Lastabtragungsmechanismen ergeben sich leicht abweichende Werte für einen Asphaltbeton und einen Splittmastixasphalt, was nicht bedeutet,

dass ein Asphaltbeton bei großen vertikalen Belastungen in situ verformungsbeständiger als ein Splittmastixasphalt ist.

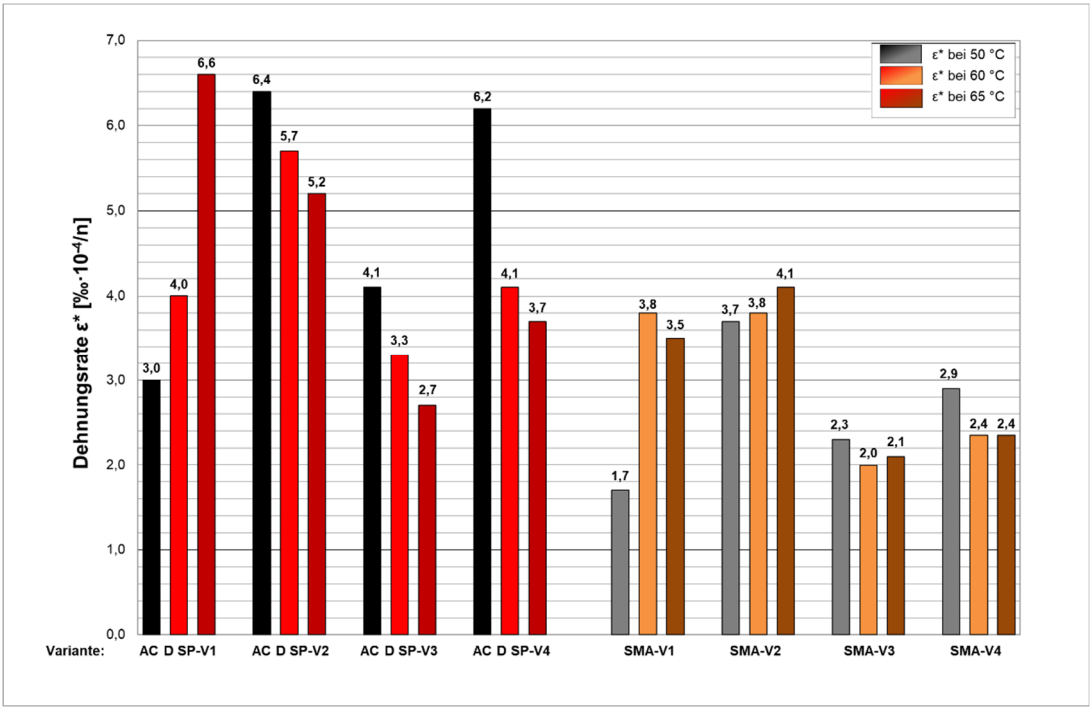


Abbildung 72: Dehnungsrate ε* [‰ · 10^{-4}/n] als Ergebnis der einaxialen Druck-Schwellversuche bei 50 °C, 60 °C und 65 °C

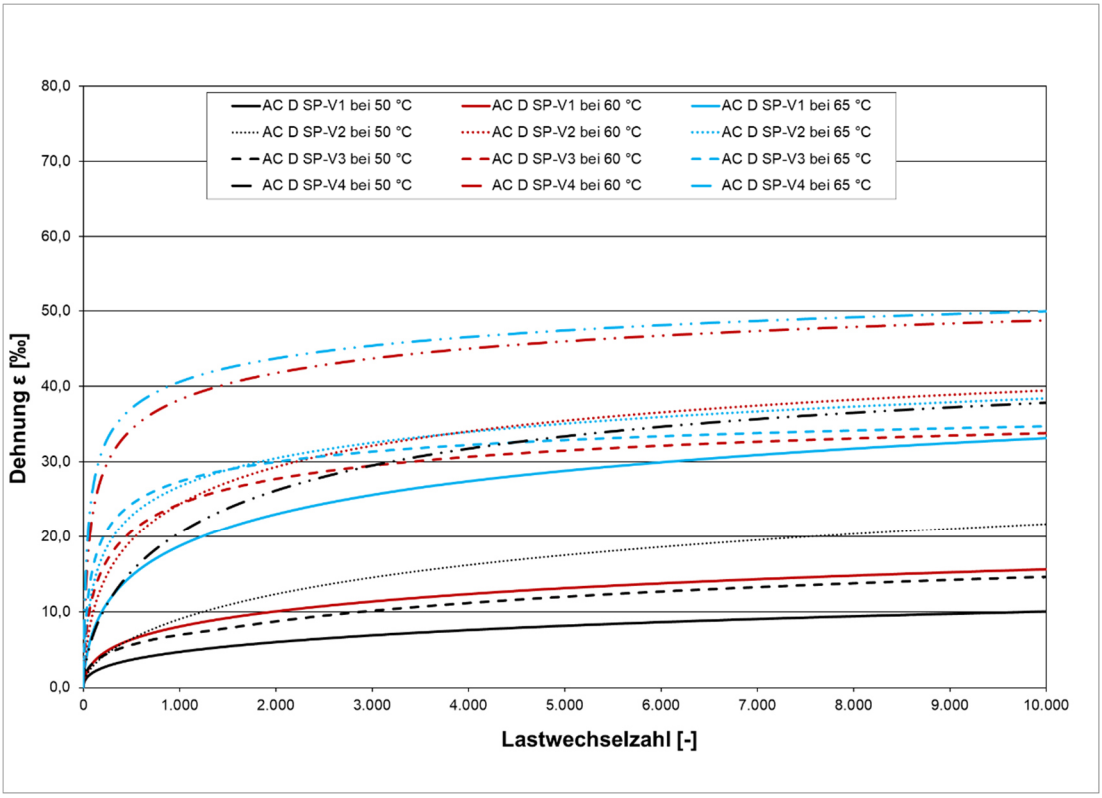


Abbildung 73: Impulskriechkurven der Varianten aus AC 11 D SP als Ergebnis der einaxialen Druck-Schwellversuche bei 50 °C, 60 °C und 65 °C

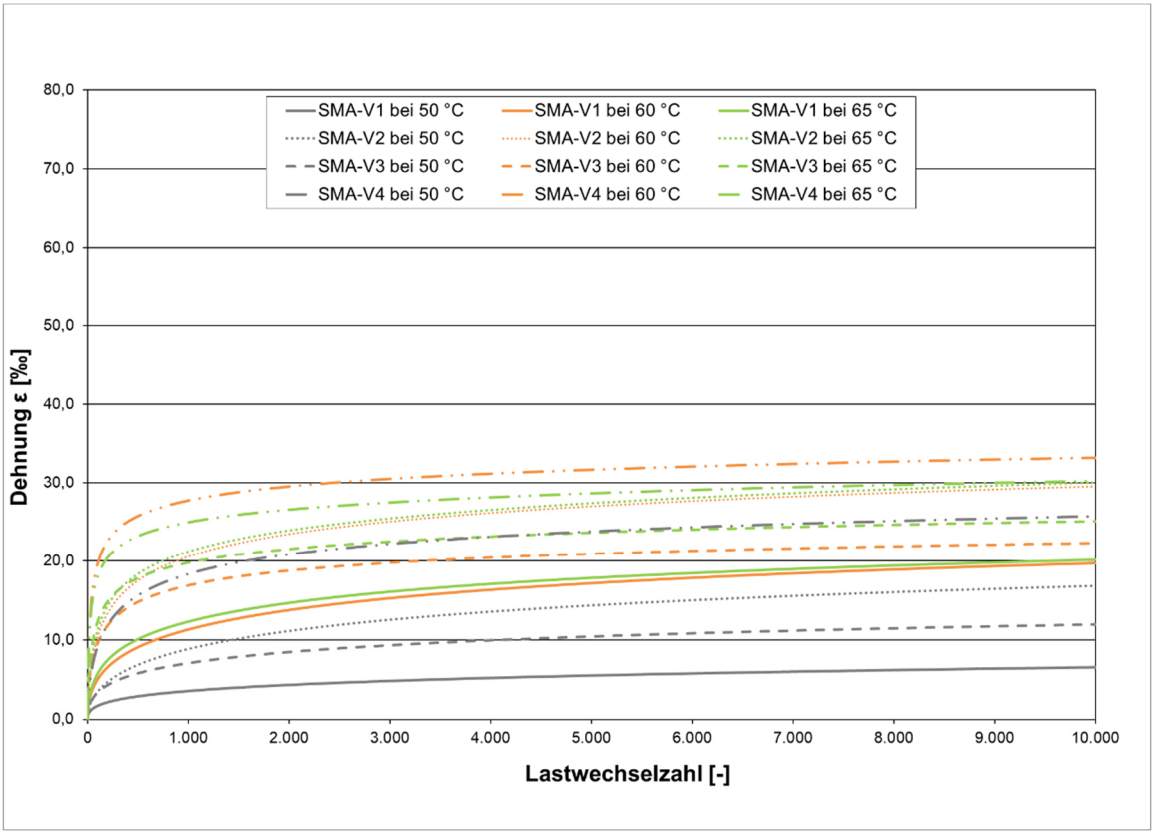


Abbildung 74: Impulskriechkurven der Varianten aus SMA 11 S als Ergebnis der einaxialen Druck-Schwellversuche bei 50 °C, 60 °C und 65 °C

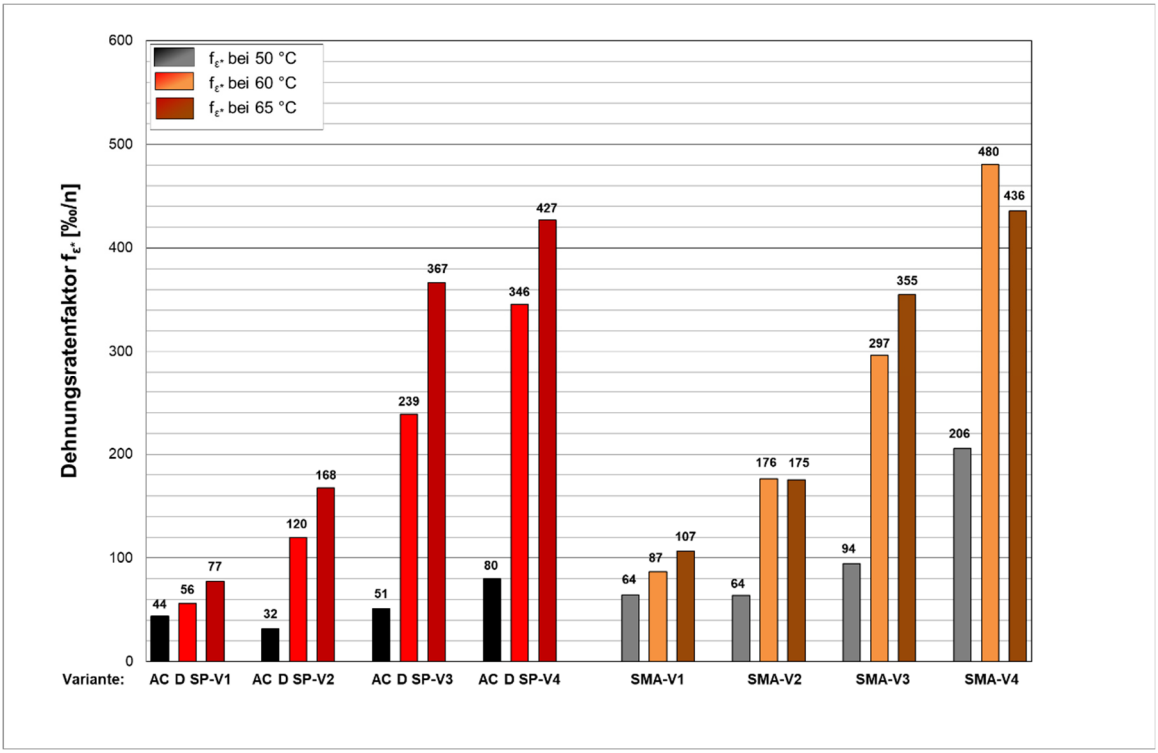


Abbildung 75: Dehnungsratenfaktor fε* [‰/n] als Ergebnis der einaxialen Druck-Schwellversuche bei 50 °C, 60 °C und 65 °C

7.3 Kälteflexibilität

Mithilfe der kombinierten Anwendung von einaxialen Zug- und Abkühlversuchen, die gemäß den Vorgaben der TP Asphalt-StB, Teil 46 A [53] durchgeführt wurden, wird zugleich die Rissresistenz infolge der Verkehrsbelastung bei unterschiedlichen Temperaturen sowie der Widerstand gegen kälteinduzierte Rissbildung angesprochen.

7.3.1 Abkühlversuche

Zur Auswertung und Interpretation der Ergebnisse des Abkühlversuchs werden nachfolgend die Bruchtemperatur T_F sowie die zugehörige Bruchspannung σ_F als maßgebende Kenngrößen herangezogen. Ein vorteilhaftes Kälteverhalten wird durch eine möglichst tiefe Bruchtemperatur und eine möglichst hohe Bruchspannung charakterisiert. Zur Bewertung der Rissempfindlichkeit können in Abhängigkeit von der Frosteinwirkungszone nach den Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO) [33] die Orientierungswerte für die Bruchtemperatur aus dem Arbeitspapier „Tieftemperaturverhalten von Asphalt, Teil 1: Zug- und Abkühlversuche“ [32] herangezogen werden. Diese sind in Tabelle 22 aufgeführt. Orientierungswerte für Deckschichten aus Guss- und Splittmastixasphalt liegen bislang noch nicht vor.

Tabelle 22: Orientierungswerte für die im Abkühlversuch ermittelte Bruchtemperatur [32]

Frosteinwirkungs-zone nach RStO	Asphaltbeton für Deck- und Binderschichten
I	$T_F \leq -15$ °C
II	$T_F \leq -20$ °C
III	$T_F \leq -25$ °C

In Tabelle 23 sind die Zahlenwerte der Mittelwerte der Bruchtemperatur und -spannung der klimaoptimierten Guss- und Walzasphalte zusammengestellt. In Abbildung 76 und Abbildung 77 sind zusätzlich jeweils noch die zugehörigen maximalen Spannweiten der Einzelwerte ersichtlich. Letztere erfüllen dabei im Allgemeinen die gemäß den TP Asphalt-StB, Teil 46 A [53] abgeschätzte Verfahrenspräzision. Lediglich bei den Varianten MA-V2 und MA-V5 wurde bei der Bewertung der Bruchspannung jeweils ein Einzelwert als verdächtig identifiziert und ausgeschlossen.

Die vier splittreichen Asphaltbetonvarianten AC D SP-V1 bis AC D SP-V4 weisen mit Werten zwischen -19,9 °C und -23,2 °C Bruchtemperaturen ≤ -20 °C auf, sodass deren Kälteverhalten für die Frostempfindlichkeitsklassen I und II positiv bewertet werden kann. Auch die ermittelten Bruchspannungen fallen mit Werten zwischen 5,050 MPa und 5,704 MPa insgesamt vergleichsweise hoch aus. Im Vergleich weist dabei die Variante AC D SP-V2 mit einer Bruchtemperatur von -19,9 °C und einer Bruchspannung von 5,050 MPa das schlechteste Kälteverhalten auf, dicht gefolgt von Variante AC D SP-V1. Da deren mittlere Bruchtemperaturen jedoch nur weniger als 2 K auseinanderliegen und sich auch die Spannweiten der Einzelwerte in Abbildung 76 überschneiden, kann deren Kälteverhalten als quasi gleich bewertet werden. Beide Varianten wurden mit dem Bindemittel B7 (10/40-80 VL, Hersteller 2) hergestellt. Die beiden Varianten AC D SP-V3 und AC D SP-V4, die mit dem Bindemittel B8 (10/40-80 VL, Hersteller 3) hergestellt wurden, weisen tendenziell sowohl eine tiefere Bruchtemperatur als auch eine höhere Bruchspannung und damit ein besseres Relaxationsvermögen auf. Auch für diese beiden Varianten gilt, dass aufgrund der ähnlichen Mittelwerte und der Überschneidung der Einzelwerte deren Kälteverhalten als quasi gleich bewertet werden kann. Dies deutet darauf hin, dass der Einfluss des Füllers auf das Kälteverhalten bei den Varianten aus splittreichem Asphaltbeton vernachlässigbar ist.

Tabelle 23: Mittelwerte der Bruchtemperatur und Bruchspannung

	Mittelwert Bruchtemperatur [°C]	Mittelwert Bruchspannung [MPa]
AC D SP-V1	-21,3	5,520
AC D SP-V2	-19,9	5,050
AC D SP-V3	-22,4	5,704
AC D SP-V4	-23,2	5,562
SMA-V1	-19,6	4,314
SMA-V2	-21,0	4,517
SMA-V3	-19,6	4,347
SMA-V4	-21,3	4,436
MA-V1	-23,8	6,334
MA-V2	-29,8	6,235
MA-V3	-22,6	5,699
MA-V4	-22,8	5,195
MA-V5	-22,2	5,107

Die Varianten aus SMA 11 S erzielen mit Werten zwischen -19,6 °C und -21,3 °C ähnliche Bruchtemperaturen wie die Varianten aus AC 11 D SP, wobei letztere tendenziell etwas tiefer ausfallen. Beim Vergleich der zugehörigen Bruchspannungen zeigt sich, dass die Varianten aus SMA 11 S deutlich geringere Bruchspannungen erzielen und damit insgesamt ungünstiger hinsichtlich ihres Kälteverhaltens zu bewerten sind als die Varianten aus AC 11 D SP. Die Splittmastixvarianten weisen aufgrund ihrer Zusammensetzung tendenziell ein höheres Füller/Bitumen-Verhältnis und damit eine höhere Viskosität als die Varianten aus splittreichem Asphaltbeton auf. Sie sind somit durch eine tendenziell schlechtere Kälteflexibilität gekennzeichnet, da weniger Zugspannungen aufgenommen bzw. durch Relaxation abgebaut werden können. Zudem fällt der Hohlraumgehalt der Splittmastixvarianten mit 3,0 Vol.-% tendenziell höher aus als bei den Varianten aus splittreichem Asphaltbeton (2,8 Vol.-%) und ist anders verteilt, was ebenfalls zu einer niedrigeren Kälteflexibilität führen kann.

Die ermittelten Bruchtemperaturen und -spannungen der fünf Gussasphaltvarianten zeigen, dass sich diese jeweils durch eine gute Kälteflexibilität auszeichnen. Generell kann dies auf deren Zusammensetzung zurückgeführt werden. Der hohe Bindemittelgehalt und das nahezu hohlraumfreie Gemisch sorgen für ein verbessertes Relaxationsvermögen und eine höhere Kälteflexibilität. Beides wirkt sich positiv auf das Kälteverhalten der Gussasphalte aus. Die Variante MA-V2 tritt dabei mit einer sehr tiefen Bruchtemperatur von -29,8 °C besonders hervor und wäre damit sogar für den Einsatz in der Frosteinwirkungszone III geeignet. Die zugehörige Bruchspannung fällt mit 6,235 MPa ebenfalls hoch aus. Eine noch höhere Bruchspannung von 6,334 MPa erzielt zwar die Variante MA-V1, allerdings fällt deren Bruchtemperatur mit -23,8 °C deutlich höher aus. Aufgrund dessen ist der Variante MA-V2, die mit dem Bindemittel B2 (25/45) und dem Füller F7 (Jura-Kalkstein, CC_{90}) hergestellt wurde, das beste Kälteverhalten zuzuordnen. Die Variante MA-V3, die sich nur anhand des Bindemittels von den Varianten MA-V1 und MA-V2 unterscheidet, weist aufgrund der deutlich geringeren Bruchspannung von 5,699 MPa und der höheren Bruchtemperatur von -22,6 °C ein schlechteres Kälteverhalten auf.

Die Varianten MA-V3 bis MA-V5 wurden mit dem gleichen Bindemittel B8 (10/40-80 VL) jedoch mit verschiedenen Füllern bzw. Gesteinskörnungen hergestellt. Bezogen auf die Bruchtemperaturen ist das Verhalten der drei Varianten sehr ähnlich, denn die Ergebnisse liegen zwischen -22,2 °C und -22,8 °C. Dagegen ist bei den Bruchspannungen eine Reihung zu erkennen, denn diese nimmt von MA-V3 (5,699 MPa) zu MA-V5 (5,107 MPa) ab. Da sich die beiden Varianten MA-V3 und MA-V4 nur hinsichtlich des Füllers voneinander unterscheiden, scheint sich der Füller F4 (Unterer Muschelkalk, CC_{80}) tendenziell ungünstiger auf das Kälteverhalten auszuwirken als der Füller F7 (Jura-Kalkstein, CC_{90}). Der Füller F4 zeichnet sich gemäß den Herstellerangaben durch eine angepasste Korngrößenverteilung und infolgedessen auch durch eine stark versteifende Wirkung aus. Diese wiederum führt zu einer höheren Steifigkeit des Mischguts, die sich negativ auf die Kälteflexibilität auswirken kann. Unter den Varianten aus MA 8 S ergibt sich für die Variante MA-V5 mit einer Bruchtemperatur von -22,2 °C und einer Bruchspannung von 5,107 MPa das schlechteste Kälteverhalten. Dies kann sowohl auf den eingesetzten Füller F4 als auch auf den Zuschlagstoff Diabas zurückgeführt werden, die in Kombination zu einem ungünstigeren Kälteverhalten führen.

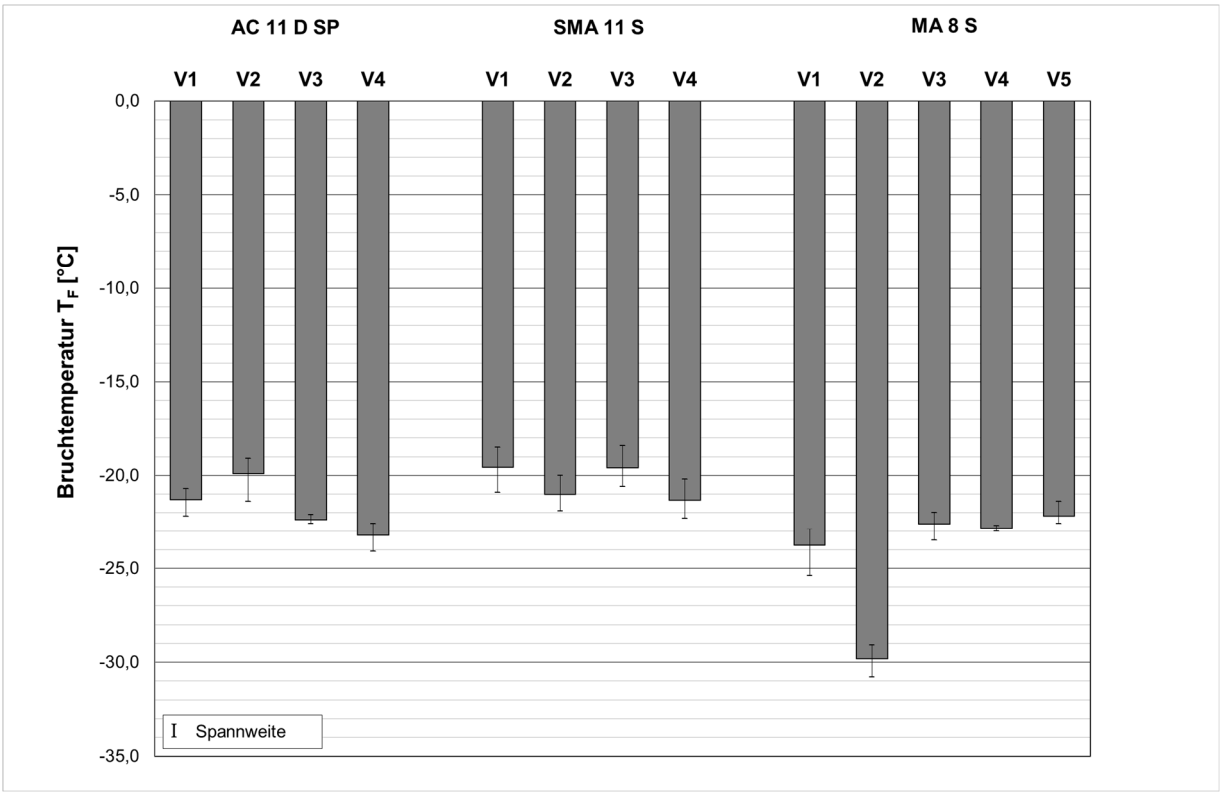


Abbildung 76: Vergleich der Bruchtemperatur T_F der klimaoptimierten Asphaltvarianten

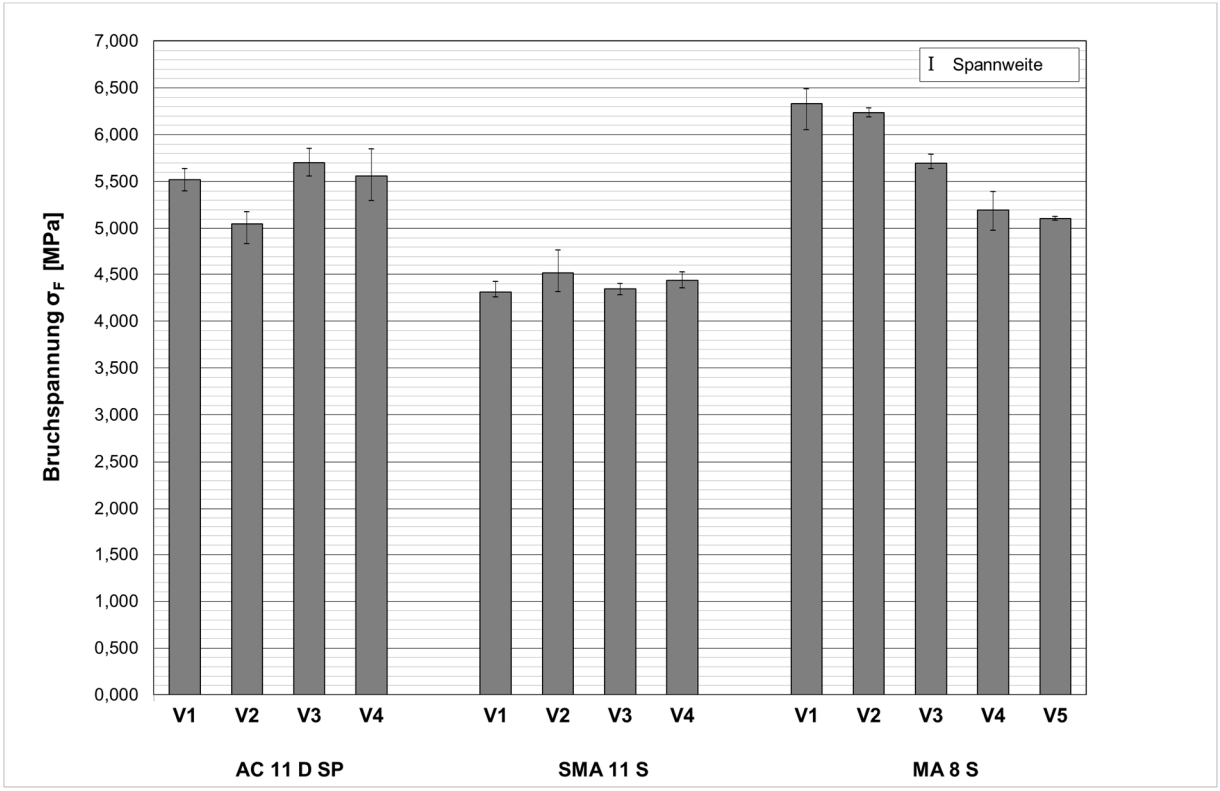


Abbildung 77: Vergleich der Bruchspannung σ_F der klimaoptimierten Asphaltvarianten

7.3.2 Einaxiale Zugversuche

Die bei der Prüftemperatur erreichte maximale Zugfestigkeit β_t (T) und die zugehörige Bruchdehnung ε_F (T) werden nachfolgend als Ergebnis des einaxialen Zugversuchs angegeben. In Abbildung 78 werden jeweils die gemittelten Zugfestigkeiten und in Abbildung 79 die zugehörigen Bruchdehnungen der klimaoptimierten Guss- und Walzasphalte bei der entsprechenden Prüftemperatur dargestellt. Ergänzend dazu ist in diesen Abbildungen auch jeweils die maximale Spannweite der Einzelwerte angegeben. Zudem sind in Tabelle 25 auch die Zahlenwerte der Mittelwerte zur besseren Vergleichbarkeit aufgeführt. Dabei charakterisieren eine hohe Zugfestigkeit und Bruchdehnung eine gute Kälteflexibilität und damit ein vorteilhaftes Kälteverhalten. Zur Beurteilung des Risswiderstands können in Abhängigkeit von der Asphaltart die Orientierungswerte für die Zugfestigkeit und Bruchdehnung bei -10 °C aus dem AP „Tieftemperaturverhalten von Asphalt, Teil 1: Zug- und Abkühlversuche“ [32] genutzt werden. Diese sind in Tabelle 24 hinterlegt.

Tabelle 24: Orientierungswerte für die im Zugversuch ermittelte Zugfestigkeit und Bruchdehnung bei -10 °C [32]

Asphaltart	Zugfestigkeit β_t bei T = -10 °C	Bruchdehnung ε_F bei T = -10 °C
Asphaltbeton für Deckschichten	≥ 4,0 MPa	≥ 0,4 ‰
Splittmastix-asphalt		
Gussasphalt	≥ 6,0 MPa	

Wie erwartet zeigen die Ergebnisse eine deutliche Temperaturabhängigkeit der Zugfestigkeit. Generell steigt diese bei abnehmender Prüftemperatur zunächst an und durchläuft ihr Maximum bevor sie wieder abfällt. So ist die Zugfestigkeit aller Asphaltvarianten bei der höchsten Prüftemperatur von +20 °C am geringsten und steigt bis zu einer Prüftemperatur von -10 °C an. Bei der niedrigsten Prüftemperatur von -25 °C weist die Zugfestigkeit hingegen wieder geringere Werte auf. Somit wird das Maximum der Zugfestigkeit aller Asphaltvarianten bei Temperaturen über -25 °C erreicht. Im Gegensatz dazu, steigt die Bruchdehnung mit steigender Prüftemperatur kontinuierlich an, da die viskosen Anteile im Bitumen zunehmend aktiviert werden.

Die Zugfestigkeiten der Walzasphaltvarianten aus AC 11 D SP liegen bei einer Prüftemperatur von -10 °C mit Werten zwischen 6,943 MPa und 7,529 MPa deutlich über dem Orientierungswert von 4,0 MPa nach [32], sodass deren Kälteverhalten positiv bewertet werden kann. Auch die Varianten aus Splittmastixasphalt übersteigen mit Zugfestigkeiten zwischen 5,220 MPa und 6,521 MPa bei -10 °C den Orientierungswert. Anhand von Abbildung 78 zeigt sich, dass die Varianten aus AC 11 D SP bei allen vier Prüftemperaturen deutlich höhere Zugfestigkeiten erzielen als die Vergleichsvarianten aus SMA 11 S, sodass sich erneut deren tendenziell günstigeres Kälteverhalten bestätigt. Im Gegensatz dazu ergeben sich für die Bruchdehnungen der beiden Asphaltsorten sehr ähnliche Werte, die alle bei einer Prüftemperatur von -10 °C deutlich oberhalb des Orientierungswerts von 0,4 ‰ liegen.

Die Zugfestigkeiten der fünf Gussasphaltvarianten MA-V1 bis MA-V5 bei -10 °C überschreiten ebenfalls den Orientierungswert von 6,0 MPa nach [32], wobei die Zugfestigkeiten der Varianten MA-V1 bis MA-V3 mit Werten von 8,338 MPa, 9,213 MPa bzw. 8,082 MPa auf sehr hohem Niveau und deutlich über dem Orientierungswert liegen. Auch der Orientierungswert von 0,4 ‰ für die Bruchdehnung bei -10 °C wird von allen fünf Gussasphaltvarianten deutlich überschritten, wobei die Bruchdehnungen der Varianten MA-V1 bis MA-V3 mit Werten von 0,752 ‰, 1,324 ‰ bzw. 0,831 ‰ sehr hoch ausfallen.

Bei den Prüftemperaturen -25 °C und -10 °C weisen die drei Gussasphaltvarianten MA-V1 bis MA-V3 deutlich höhere Zugfestigkeiten als die acht Walzasphaltvarianten auf. Dieser Trend setzt sich jedoch nicht bei den Temperaturen 5 °C und 20 °C fort. Die Zugfestigkeiten der beiden Gussasphaltvarianten MA-V4 und MA-V5 liegen bei allen vier Prüftemperaturen auf einem ähnlichen Niveau wie die Walzasphaltvarianten. Die Bruchdehnungen der Gussasphaltvarianten fallen hingegen teilweise deutlich höher aus als bei den Walzasphaltvarianten, wobei der Unterschied mit steigender Temperatur zunimmt. Generell können alle fünf Gussasphaltvarianten aus MA 8 S hinsichtlich ihres Kälteverhaltes als gut bewertet werden.

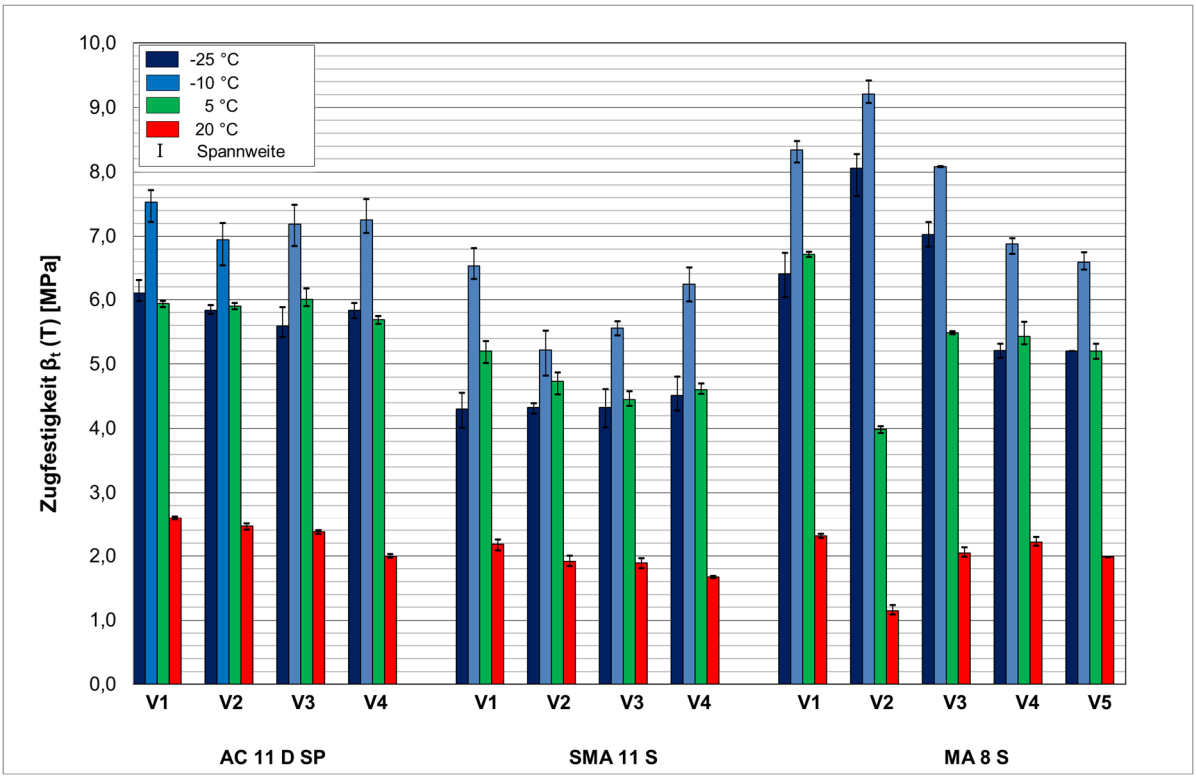


Abbildung 78: Zugfestigkeit bei den Prüftemperaturen -25 °C, -10 °C, 5 °C und 20 °C

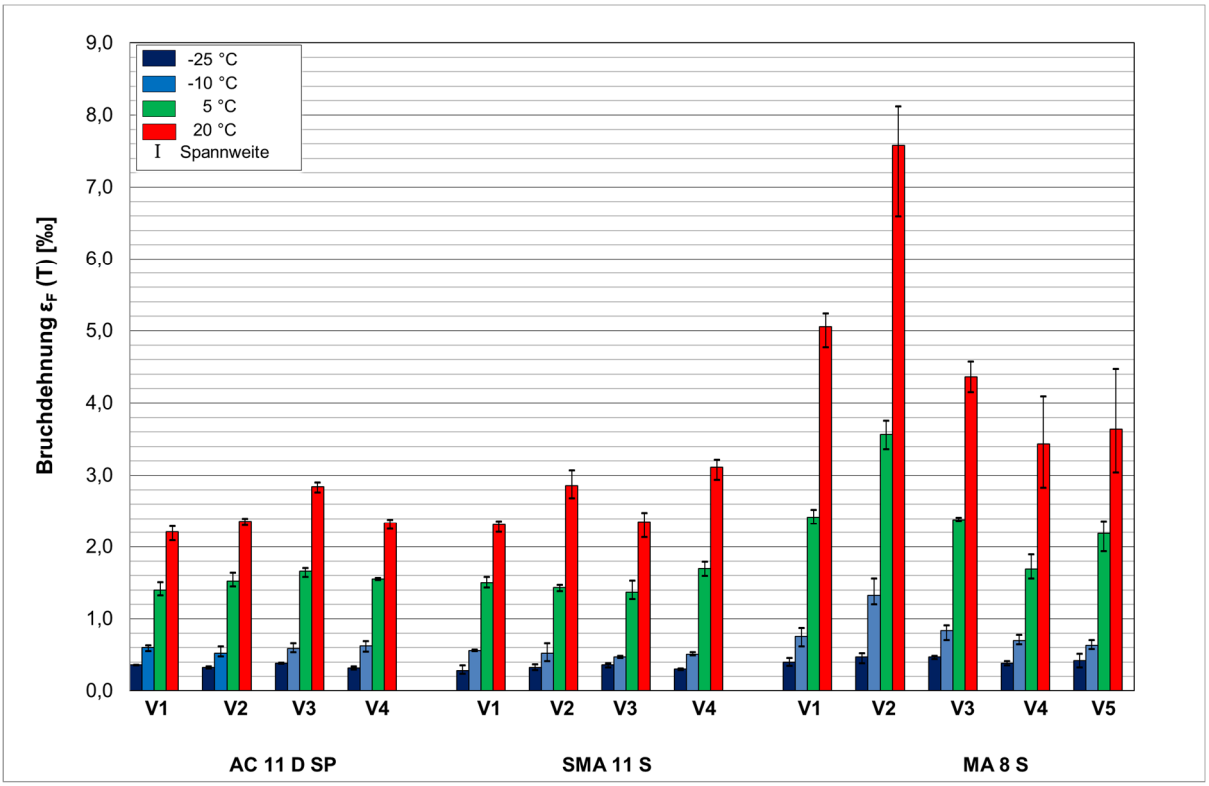


Abbildung 79: Bruchdehnung bei den Prüftemperaturen -25 °C, -10 °C, 5 °C und 20 °C

Tabelle 25: Vergleich der Mittelwerte der Zugfestigkeit und Bruchdehnung in Abhängigkeit von der Prüftemperatur

	-25 °C		-10 °C		+5 °C		+20 °C	
	Mittelwert Zugfestigkeit [MPa]	Mittelwert Bruchdehnung [‰]	Mittelwert Zugfestigkeit [MPa]	Mittelwert Bruchdehnung [‰]	Mittelwert Zugfestigkeit [MPa]	Mittelwert Bruchdehnung [‰]	Mittelwert Zugfestigkeit [MPa]	Mittelwert Bruchdehnung [‰]
AC D SP-V1	6,101	0,358	7,529	0,602	5,941	1,400	2,609	2,207
AC D SP-V2	5,837	0,323	6,943	0,522	5,897	1,523	2,472	2,364
AC D SP-V3	5,591	0,380	7,190	0,586	6,004	1,660	2,382	2,844
AC D SP-V4	5,831	0,380	7,257	0,586	5,692	1,660	1,997	2,844
SMA-V1	4,302	0,278	6,521	0,561	5,206	1,502	2,188	2,311
SMA-V2	4,327	0,323	5,220	0,518	4,734	1,430	1,915	2,855
SMA-V3	4,324	0,359	5,561	0,471	4,451	1,369	1,893	2,356
SMA-V4	4,516	0300	6,243	0,508	4,599	1,694	1,673	3,115
MA-V1	6,400	0,397	8,338	0,752	6,718	2,417	2,317	5,052
MA-V2	8,056	0,470	9,213	1,324	3,986	3,565	1,147	7,580
MA-V3	7,028	0,468	8,082	0,831	5,484	2,382	2,048	4,359
MA-V4	5,212	0,384	6,880	0,698	5,427	1,691	2,221	3,431
MA-V5	5,201	0,419	6,577	0,630	5,201	2,187	1,990	3,640

7.3.3 Betrachtung der Zugfestigkeitsreserve

Da sowohl Abkühlversuche als auch einaxiale Zugversuche bei vier verschiedenen Prüftemperaturen durchgeführt wurden, kann für alle Guss- und Walzasphaltvarianten aus den Ergebnissen zusätzlich die Zugfestigkeitsreserve $\Delta ß_t$ (T) in Abhängigkeit von der Temperatur gemäß den TP Asphalt-StB, Teil 46 A [53] bestimmt werden. Die Zugfestigkeitsreserve ist grundsätzlich ein theoretisches Maß für die mechanogene Spannung infolge Verkehrsbelastung, die ein Asphalt zusätzlich zu der temperaturbedingten kryogenen Zugspannung schadlos aufnehmen kann. Die Zugfestigkeitsreserve erreicht ihr Maximum bei der Temperatur T($\Delta ß_{t,Max}$), die zur Bewertung und zum Vergleich der Kälteempfindlichkeit eines Asphalts herangezogen werden kann. Wenn die mechanogenen Spannungen in Kombination mit den kryogenen Spannungen die Zugfestigkeit des Asphaltes überschreiten, kommt es zur Rissbildung in der entsprechenden Asphaltschicht. Die Kombination aus mechanogenen und kryogenen Spannungen kann also dazu führen, dass die Zugfestigkeit eines Asphaltes vor Erreichen der kritischen Temperatur überschritten wird und es bereits bei Temperaturen oberhalb der Bruchtemperatur zur Rissbildung in der Asphaltschicht kommt. Somit sollte die maximale Zugfestigkeitsreserve möglichst hoch und die korrelierende Temperatur T($\Delta ß_{t,Max}$) möglichst tief sein. In Anhang A2, Abbildung A 2 bis Abbildung A 4 sind entsprechend die Verläufe der Zugfestigkeiten als Spline-Funktion, die Verläufe der Abkühlversuche und die sich daraus ergebende Zugfestigkeitsreserve der Walzasphaltvarianten aus splittreichem Asphaltbeton, aus Splittmastixasphalt sowie der fünf Gussasphaltvarianten hinterlegt. Zur besseren Vergleichbarkeit führt die Abbildung 80 zudem die Zahlenwerte der maximalen Zugfestigkeitsreserve auf, während in Abbildung 81 auch die korrespondierenden Temperaturen T($\Delta ß_{t,Max}$) zu finden sind.

Beim Vergleich der maximalen Zugfestigkeitsreserve anhand von Abbildung 80 zeigt sich, dass die Varianten aus AC 11 D SP höhere Werte erzielen als die Varianten aus SMA 11 S. Insgesamt ergeben sich für die drei Gussasphaltvarianten MA-V1 bis MA-V3 die höchsten maximalen Zugfestigkeitsreserven, wobei die Variante MA-V2 mit 7,819 MPa den höchsten Wert aufweist. Beim Vergleich der korrespondierenden Temperatur T($\Delta ß_{t,Max}$) anhand von Abbildung 81 wird deutlich, dass diese nicht bei allen Walzasphaltvarianten im negativen Bereich liegt. Für die Varianten AC D SP-V2 und -V3 sowie für die Variante SMA-V2 ergeben sich positive Temperaturen, die auf eine geringe Kälteflexibilität hindeuten. Dabei fällt die Temperatur der Variante SMA-V2 mit 2,3 °C besonders hoch und ungünstig

aus. Die Temperaturen beim Maximum der Zugfestigkeitsreserve der Gussasphaltvarianten MA-V1 bis MA-V5 liegen alle im negativen Bereich, sodass deren hohe Kälteflexibilität bestätigt wird. Insgesamt erzielt die Variante MA-V2 mit einer maximalen Zugfestigkeitsreserve von 7,819 MPa und einer korrespondierenden Temperatur von -10,1 °C das beste Kälteverhalten. Im Gegensatz dazu ist die Walzasphaltvariante SMA-V2 aufgrund der geringen maximalen Zugfestigkeitsreserve von 4,082 MPa und der hohen korrespondierenden Temperatur von 2,3 °C durch das schlechteste Kälteverhalten gekennzeichnet.

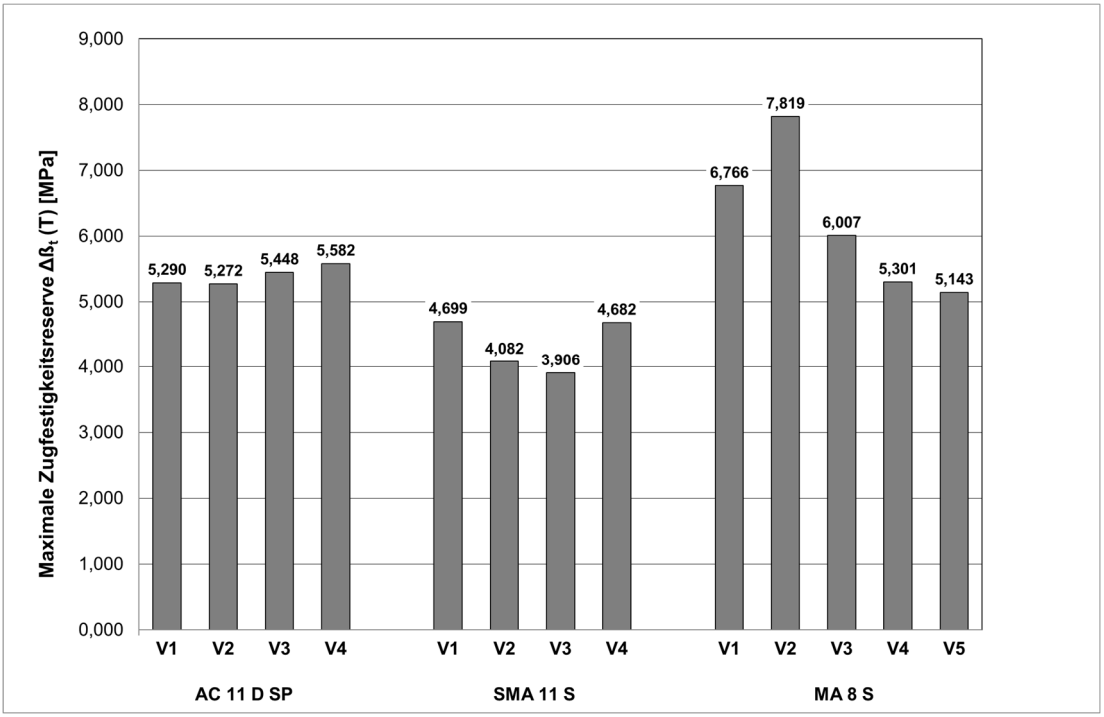


Abbildung 80: Vergleich der maximalen Zugfestigkeitsreserve der klimaoptimierten Asphaltvarianten

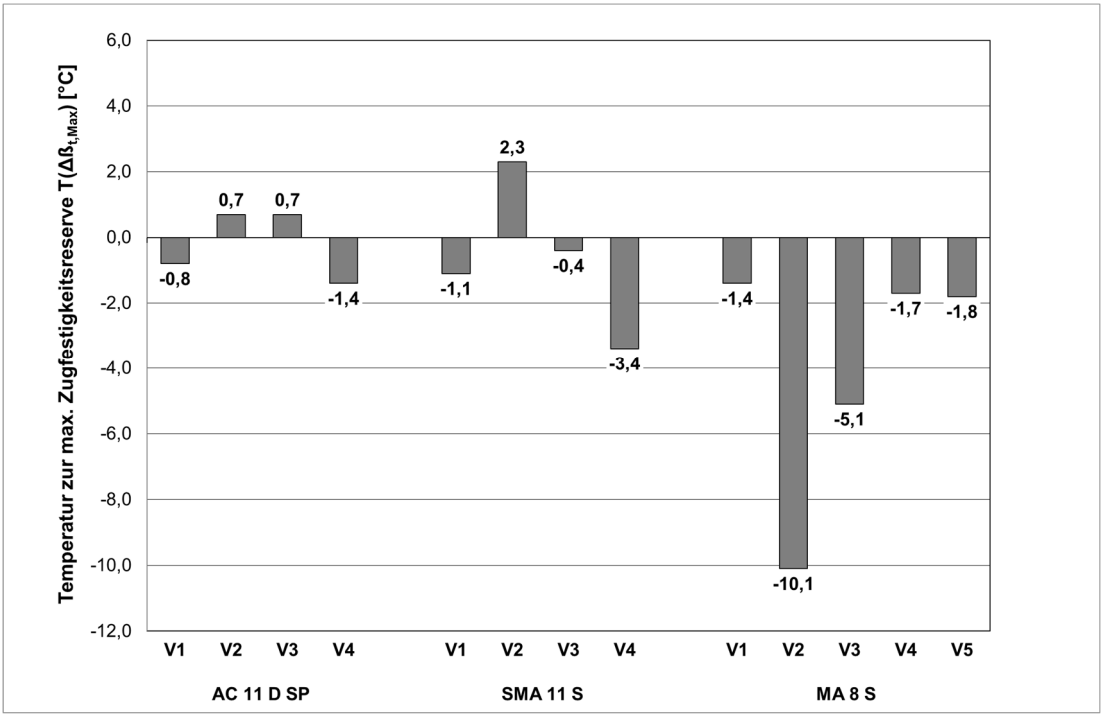


Abbildung 81: Vergleich der Temperatur zur maximalen Zugfestigkeitsreserve T($_{\Delta ßt,Max}$) der klimaoptimierten Asphaltvarianten

7.4 Widerstand gegen Ermüdungsrissbildung

Der Zug-Schwellversuch wurde nach den TP Asphalt-StB, Teil 46 B [50] zur Bestimmung des Ermüdungswiderstands bei einer Temperatur von +5 °C und einer Belastungsfrequenz von 10 Hz durchgeführt. Zur Beurteilung der Asphalteigenschaften stehen in Abbildung 82 die Mittelwerte der erreichten Bruchlastwechselzahlen $N_{Ausfall}$ und die abgeleiteten Steifigkeitsmoduln zur Verfügung. Zusätzlich sind die maximalen Spannweiten der Einzelwerte dargestellt. Generell werden möglichst hohe Bruchlastwechselzahlen angestrebt, die auf einen hohen Ermüdungswiderstand bei hohen Steifigkeiten hindeuten. Allgemeine Anforderungswerte hierfür gibt es bislang keine. Für Gussasphalte werden allerdings oftmals Bruchlastwechselzahlen ≥ 100.000 ausgeschrieben. Für Deckschichten aus splittreichem Asphaltbeton oder Splittmastixasphalt werden in Ausschreibungen hingegen seltener Anforderungen an die Bruchlastwechselzahl formuliert, wobei dann üblicherweise eine Bruchlastwechselzahl ≥ 50.000 gefordert wird.

Anhand von Abbildung 82 wird deutlich, dass die beiden mit Mischfüller hergestellten Varianten AC D SP-V1 und AC D SP-V3 höhere Steifigkeitsmoduln als die mit mineralischem Füller hergestellten Varianten AC D SP-V2 und AC D SP-V4 erzielen. Die Variante AC D SP-V2 weist im Mittel mit einem Wert von 14.481 MPa den geringsten Steifigkeitsmodul auf, wobei die Einzelwerte der Varianten AC D SP-V2 und AC D SP-V4 eine vergleichsweise große Streuung aufweisen. Beim Vergleich der Varianten aus SMA 11 S kann ebenfalls der Variante SMA-V1, die aus den gleichen Ausgangsstoffen wie die Variante AC D SP-V1 besteht, der höchste Steifigkeitsmodul zugeordnet werden. Im Mittel weist die Variante SMA-V3 mit einem Wert von 10.396 MPa den geringsten Steifigkeitsmodul auf, was jedoch auf die sehr große Streuung der Einzelwerte zurückzuführen ist. Der Mittelwert sollte für diese Variante deutlich höher liegen, da aufgrund der stark versteifenden Wirkung des Mischfüllers auch eine höhere Steifigkeit hervorgerufen werden müsste. Tendenziell zeigt sich, dass die Varianten aus SMA 11 S ein geringeres Steifigkeitsniveau erreichen als die entsprechende Vergleichsvariante aus AC 11 D SP. Lediglich für die Variante SMA-V2 ergibt sich ein ähnlicher gemittelter Steifigkeitsmodul wie für die Variante AC D SP-V2. Die Gussasphaltvarianten erzielen im Mittel ein ähnliches Steifigkeitsniveau wie die Splittmastixvarianten, wobei die Einzelwerte teilweise stark streuen. Dabei ergeben sich für die Variante MA-V5 die höchsten Steifigkeitsmoduln. Generell lässt sich festhalten, dass sich das Steifigkeitsniveau aller untersuchten Walz- und Gussasphalte nicht signifikant voneinander unterscheidet.

Beim Vergleich der Bruchlastwechselzahlen sind anhand von Abbildung 82 hingegen große Unterschiede zu beobachten. Es ist erkenntlich, dass die Varianten aus AC 11 D SP höhere Lastwechselzahlen bei gleichzeitig höherem Steifigkeitsniveau als die Varianten aus SMA 11 S erzielen und damit durch einen höheren Ermüdungswiderstand charakterisiert sind. Beim Vergleich der acht Walzasphaltvarianten zeigt die Variante AC D SP-V4 mit ca. 220.700 Lastwechseln eindeutig das beste Ergebnis. Unter den Walzasphaltvarianten weist lediglich die Variante SMA-V4 eine Bruchlastwechselzahl ≤ 50.000 auf, sodass dieser Variante ein unzureichender Ermüdungswiderstand zuzuordnen ist. Insgesamt ergibt sich für die Gussasphaltvariante MA-V1 mit ca. 291.600 Lastwechseln der höchste Ermüdungswiderstand. Der insgesamt geringste Ermüdungswiderstand ergibt sich hingegen mit nur ca. 15.200 Lastwechseln für die Gussasphaltvariante MA-V2. Anhand von Abbildung 82 zeigt sich, dass nur die beiden Gussasphaltvarianten MA-V1 und MA-V3 eine Bruchlastwechselzahl ≥ 100.000 erzielen. Der Ermüdungswiderstand der anderen Gussasphaltvarianten MA-V2, MA-V4 und MA-V5 ist aufgrund der deutlich geringeren Bruchlastwechselzahlen wesentlich schlechter zu bewerten.

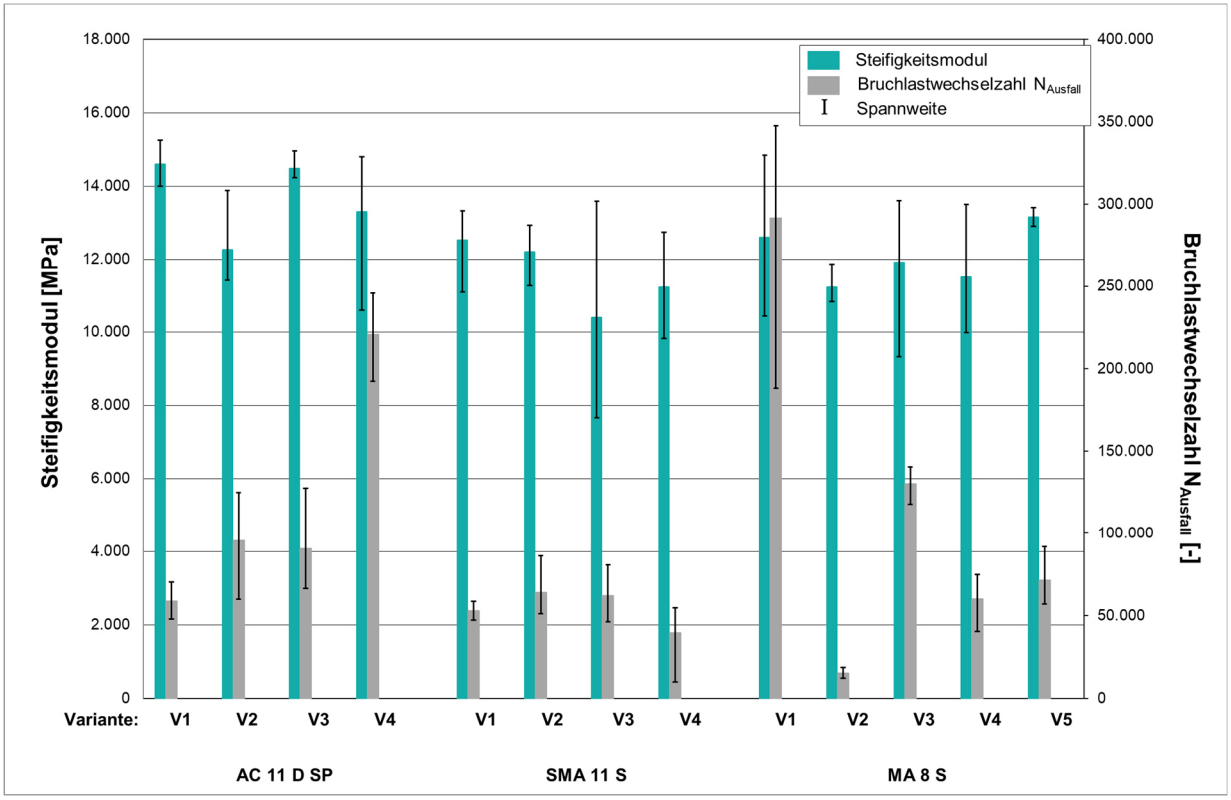


Abbildung 82: Steifigkeitsmoduln [MPa] und Bruchlastwechselzahlen [-] des Zug-Schwellversuchs

7.5 Thermisches Verhalten

Die Bestrahlungsversuche werden zunächst an Probekörpern mit unbehandelter Oberfläche jeder Asphaltvariante durchgeführt. Die sich dabei ergebenden Temperaturverläufe über die gesamte Prüfzeit von 6,5 Stunden sind beispielhaft für die Variante AC D SP-V1 in Abbildung 83 und für alle übrigen Asphaltvarianten in Anhang A3 dargestellt. Zu besseren Vergleichbarkeit sind die an den verschiedenen Messpositionen ermittelten Temperaturen nach einer Stunde Bestrahlung sowie am Ende der Versuche für die einzelnen Varianten zusätzlich jeweils in Abbildung 84 und Abbildung 85 dargestellt. Wie zu erwarten, wird die höchste Temperatur stets an der Probekörperoberfläche erzielt. Mit zunehmender Tiefe sinkt die Temperatur im Probekörper, sodass die niedrigste Temperatur stets an dessen Unterkante gemessen wird. Die Oberflächentemperatur nimmt bereits zu Beginn der Bestrahlungsversuche deutlich zu, was sich bei allen Varianten durch einen steilen Kurvenanstieg während der ersten 30 Minuten äußert. Mit zunehmender Bestrahlungsdauer verläuft diese Kurve bei allen Varianten zunehmend flacher, da die Oberflächentemperatur nur noch minimal ansteigt bis sie schließlich ein weitestgehend konstantes Niveau erreicht. Innerhalb eines Probekörpers und an dessen Unterkante kommt es hingegen nicht unmittelbar nach Beginn, sondern erst nach einigen Minuten Bestrahlung zu einem Temperaturanstieg. Dabei erfolgt der Wärmeenergieabfluss in die Tiefe in Abhängigkeit von der Wärmeleitfähigkeit des Asphaltes, was sich im unterschiedlichen Abstand der Kurven zueinander äußert. Auch die Temperaturen in 15 mm, 30 mm und 45 mm Tiefe sowie an der Unterkante eines Probekörpers nehmen generell mit zunehmender Bestrahlungsdauer nur noch geringfügig zu, sodass auch die entsprechenden Temperaturkurven zunehmend flacher verlaufen, bis diese auch nach etwa fünf Stunden ein weitestgehend konstantes Niveau erzielen.

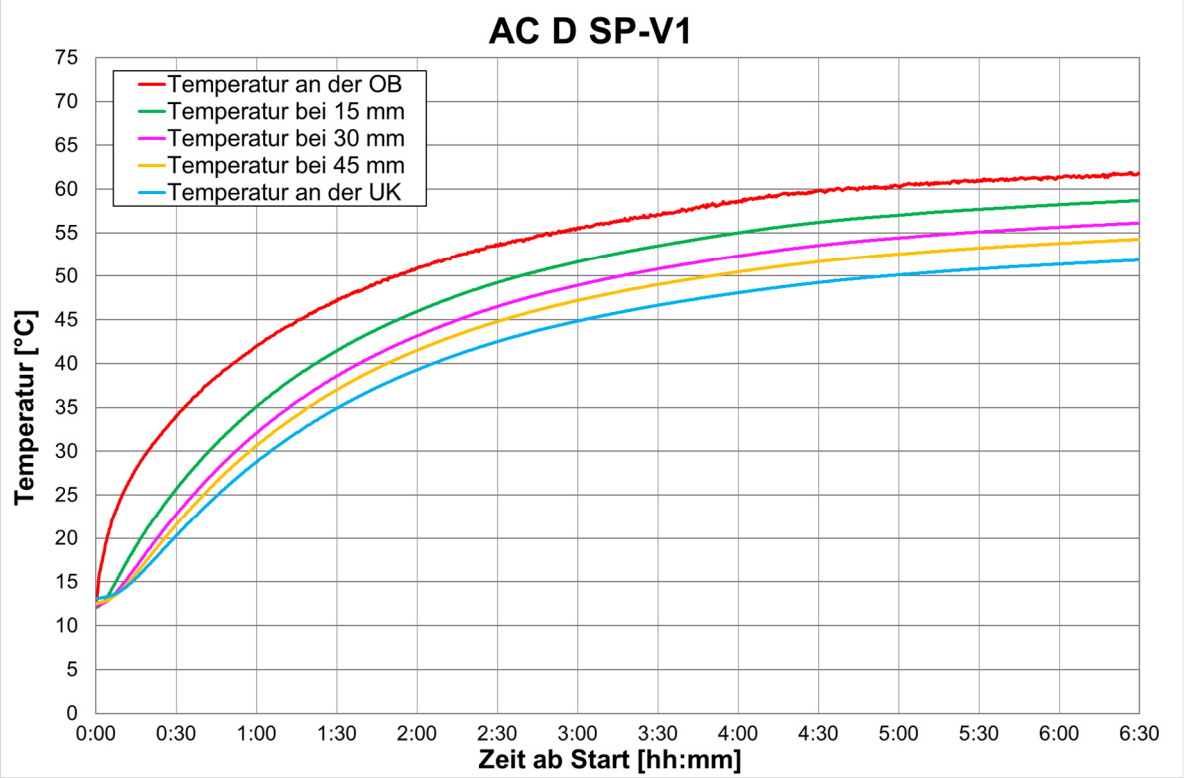


Abbildung 83: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Walzasphaltvariante AC D SP-V1

Wie in Kapitel 2.5.5 erläutert, sind vor allem die Eigenschaften der Gesteinskörnung, die den volumetrisch größten Anteil im Mischgut einnimmt, maßgebend für das thermische Verhalten eines Asphalts. Da für die Herstellung der Asphaltsorten AC 11 D SP und SMA 11 S die gleichen Ausgangsstoffe verwendet wurden, lassen sich keine signifikanten Unterschiede hinsichtlich der ermittelten Temperaturverläufe und damit hinsichtlich des thermophysikalischen Verhaltens erkennen. So verlaufen die fünf Temperaturkurven aller Walzasphalte auf sehr ähnlichem Niveau. Beim Vergleich der Walz- und Gussasphalte ergeben sich ebenfalls keine signifikanten Unterschiede.

Es lässt sich lediglich beim Vergleich der Temperaturverläufe aller klimaoptimierten Asphaltvarianten feststellen, dass diese bei den Gussasphaltvarianten MA-V1 bis MA-V5 tendenziell einen annährend gleichen Abstand zueinander aufweisen. Dies deutet darauf hin, dass die eingetragene Strahlungsenergie bzw. Wärme gleichmäßig nach unten abgeleitet wird, was auf weniger Inhomogenitäten in deren Zusammensetzung hindeutet. Bei den acht Walzasphaltvarianten stellt sich nicht immer der gleiche Abstand zwischen den Temperaturkurven ein. Die unterschiedlichen Abstände weisen zunächst auf Inhomogenitäten in der Zusammensetzung hin, die sich möglicherweise durch den Luftporenanteil ergeben. Dass die Temperaturkurven der Walzasphalte teilweise näher beieinanderliegen, zeigt im Weiteren, dass die Temperaturdifferenzen innerhalb des entsprechenden Probekörpers geringer ausfallen, was wiederum auf eine höhere Wärmeleitfähigkeit zurückzuführen ist. Laut den Erkenntnissen aus Kapitel 2.5.5 steigt die Wärmeleitfähigkeit eines Asphaltmischgutes mit zunehmendem Gesteinskörnungsanteil. Aufgrund der Zusammensetzung und des durchgehenden Korngerüstes weisen Deckschichten aus splittreichem Asphaltbeton bzw. Splittmastixasphalt daher auch eine tendenziell höhere Wärmeleitfähigkeit auf als solche aus Gussasphalt.

Anhand von Abbildung 84 und Abbildung 85 zeigt sich beim Vergleich der Walzasphaltvarianten, dass die Temperaturen an den verschiedenen Messpositionen um bis zu ca. 3 K voneinander abweichen. Die größten Differenzen finden sich dabei an der Oberfläche. Mit zunehmender Tiefe und fortschreitender Bestrahlungsdauer werden diese Unterschiede geringer. Da sich diese Abweichungen auch teilweise mit geringen Differenzen in der Messpräzision der eingesetzten Temperatursenso-

ren begründen lassen, können die acht Walzasphaltvarianten hinsichtlich ihres thermophysikalischen Verhaltens als quasi gleich bewertet werden.

Die fünf Gussasphaltvarianten erreichen zu beiden betrachteten Zeitpunkten im Vergleich zu den acht Walzasphaltvarianten tendenziell etwas höhere Oberflächentemperaturen, was auf deren hohen Bindemittelgehalt und der daraus resultierenden hohlraumfreien Zusammensetzung zurückzuführen ist. Hierdurch ergibt sich an deren Probekörperoberflächen ein dickerer Bindemittelfilm, der das Reflexionsvermögen geringfügig vermindert und somit für einen tendenziell höheren Wärmeeintrag und für eine tendenziell höhere Oberflächenerwärmung sorgt. Aufgrund dessen fallen auch die Temperaturen an der Unterkante tendenziell etwas höher aus als bei den Walzasphaltvarianten. Dennoch fallen diese Temperaturunterschiede deutlich geringer als erwartet aus und könnten auch mit den Differenzen in der Messpräzision der eingesetzten Temperatursensoren zusammenhängen. Im Mittel beträgt die Oberflächentemperatur bei den Varianten aus AC 11 D SP 60,5 °C und bei den Varianten aus SMA 11 S 60,2 °C. Bei den Gussasphaltvarianten beträgt die Oberflächentemperatur im Mittel 61,3 °C.

Bei der Mischgutherstellung wurden sowohl Diabas als auch Basalt als Zuschlagstoffe verwendet, die beide eine dunkle Grundfarbe und damit nur ein geringes lichttechnisches Optimierungspotenzial besitzen. Der Aufhellungseffekt infolge des Sandstrahlens wird demnach vermutlich bei allen Varianten ähnlich gering ausfallen, weshalb auch nur Probekörper ausgewählter Asphaltvarianten einer Oberflächenbehandlung unterzogen wurden. Da sich die Varianten AC D SP-V1 und AC D SP-V2 bzw. SMA-V1 und SMA-V2 nur hinsichtlich des Bindemittels von den Varianten AC D SP-V3 und AC D SP-V4 bzw. SMA-V3 und SMA-V4 unterscheiden, und sich diese Änderung in der Zusammensetzung nicht auf das thermophysikalische und lichttechnische Verhalten des Asphalts auswirken dürfte, ist es ausreichend, nur die Oberflächen der Probekörper der Walzasphaltvarianten AC D SP-V3, AC D SP-V4, SMA-V3 und SMA-V4 zu behandeln.

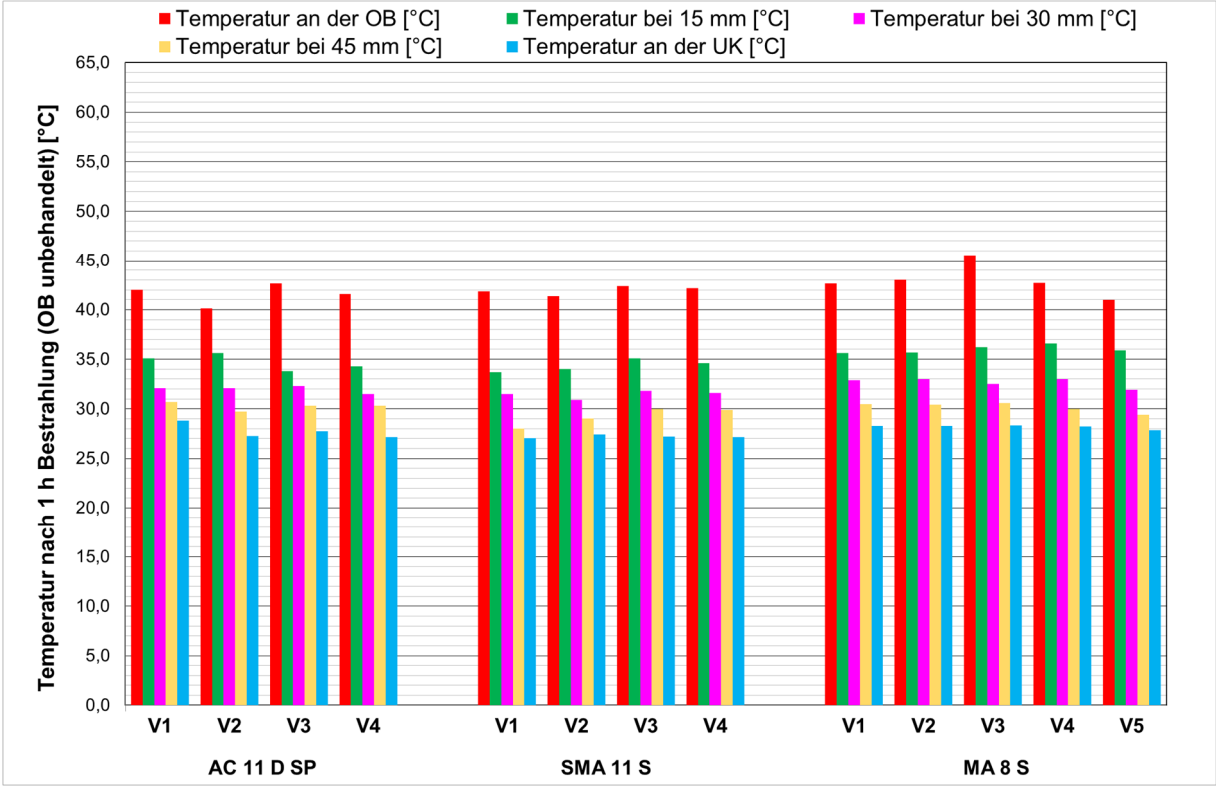


Abbildung 84: Temperatur an der unbehandelten Oberfläche und in unterschiedlichen Tiefen der Probekörper aller klimaoptimierten Varianten nach einstündiger Bestrahlung

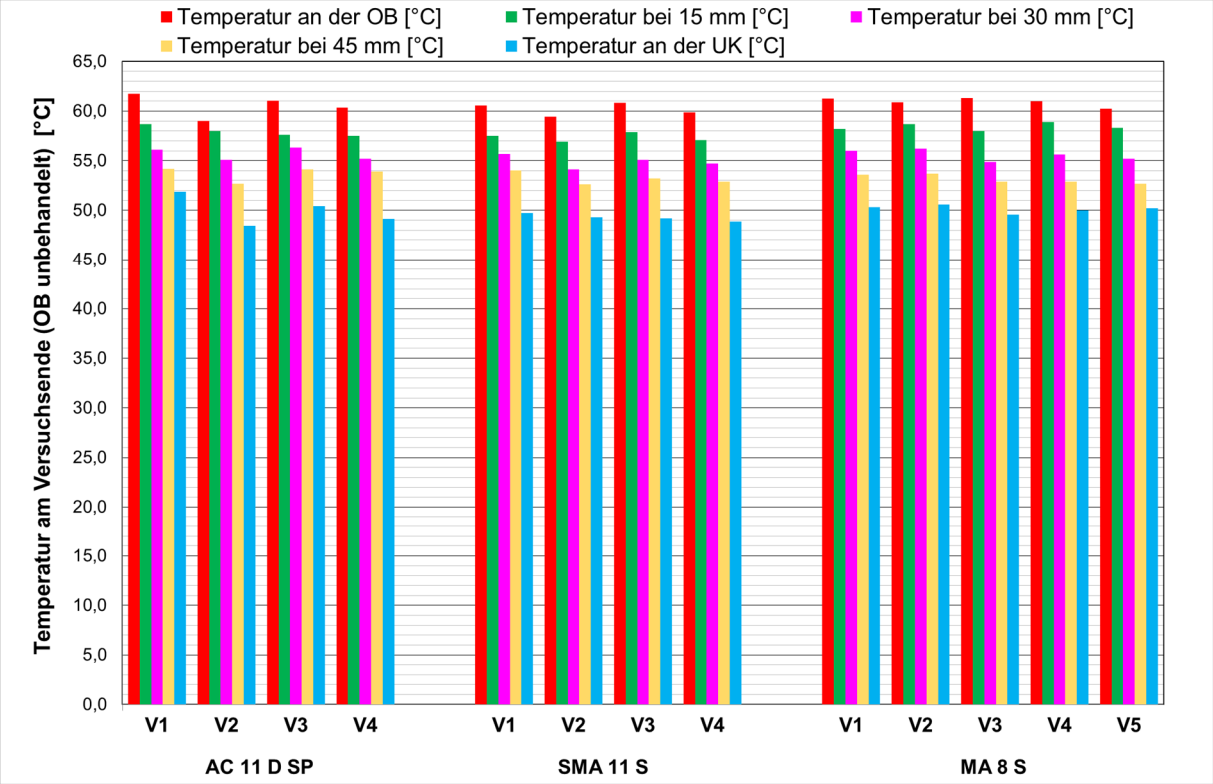


Abbildung 85: Temperatur an der unbehandelten Oberfläche und in unterschiedlichen Tiefen der Probekörper aller klimaoptimierten Varianten am Versuchsende

Die drei Gussasphaltvarianten MA-V1 bis MA-V3 unterscheiden sich ebenfalls nur hinsichtlich des verwendeten Bindemittels voneinander, sodass nur die Variante MA-V3 für das Sandstrahlen ausgewählt wurde. Da jedoch für die Herstellung der Gussasphaltvarianten MA-V4 und MA-V5 ein anderer Füller bzw. eine andere Gesteinskörnung eingesetzt wurden, die durchaus die thermophysikalischen und lichttechnischen Eigenschaften beeinflussen können, werden auch die Probekörper dieser beiden Varianten einer Oberflächenbehandlung unterzogen. In Abbildung 86 sind die Probekörperoberflächen der Walzasphaltvariante AC D SP-V4 vor und nach dem Sandstrahlen abgebildet und in Abbildung 87 diejenigen der Gussasphaltvariante MA-V5. Die Bilder zeigen, dass zwar der Bitumenfilm an der Oberfläche abgetragen und damit die Gesteine freigelegt wurden, bestätigen aber auch, dass durch das Sandstrahlen grundsätzlich keine (optisch) signifikante Aufhellung der Oberfläche erzielt wurde.

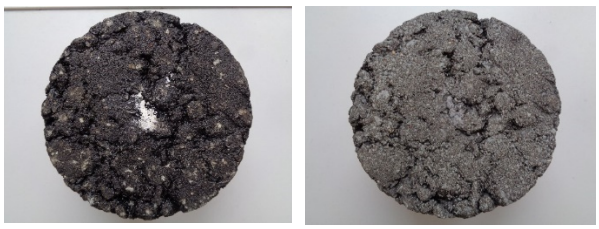


Abbildung 86: Walzasphaltprobekörper vor und nach dem Sandstrahlen (Variante AC D SP-V4)

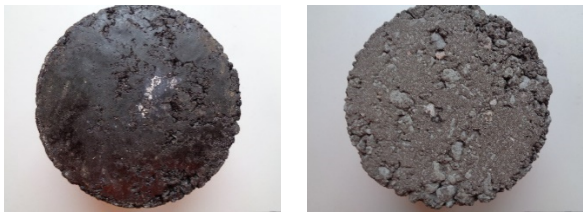


Abbildung 87: Gussasphaltprobekörper vor und nach dem Sandstrahlen (Variante MA-V5)

Die an den behandelten Probekörpern ermittelten Temperaturverläufe der sieben ausgewählten Asphaltvarianten sind in Anlage A3, Abbildung A 17 bis Abbildung A 23 aufgeführt und zeigen ebenfalls, dass keine signifikante Absenkung der Temperatur infolge der Oberflächenbehandlung erzielt werden konnte. Das belegen auch die nach einer einstündigen Bestrahlung sowie die am Versuchsende ermittelten Temperaturen an den verschiedenen Messpositionen der behandelten Probekörper, die in Abbildung 88 und Abbildung 89 dargestellt sind. An den behandelten Probekörpern ist nach einer einstündigen Bestrahlung bei den meisten der ausgewählten Varianten nur eine minimale Absenkung der Oberflächentemperatur festzustellen. Nur bei Variante MA-V3 fällt diese deutlich höher aus, da die Oberflächentemperatur von 45,6 °C auf 40,6 °C absinkt. Am Versuchsende nach einer Bestrahlungsdauer von 6,5 Stunden wird hingegen bei allen ausgewählten Asphaltvarianten nach dem Sandstrahlen eine Temperaturabsenkung an der Oberfläche erzielt, wobei diese bei Variante MA-V3 mit 2,3 K erneut am höchsten ausfällt.

Im Rahmen dieser Untersuchungen konnte also nur eine geringfügige Temperaturabsenkung durch das Sandstrahlen erreicht werden, was vor allem darauf zurückzuführen ist, dass die konzipierten Asphalte durch die ausgewählten Ausgangsstoffe nicht explizit hinsichtlich ihrer thermophysikalischen und lichttechnischen Eigenschaften optimiert wurden (siehe Kap. 5.1). Eine gezielte Oberflächenbehandlung ist dennoch als wirksame Kompensationsmaßnahme im Rahmen der Klimaoptimierung von Asphalt anzusehen. Der damit erzielte Aufhellungseffekt fällt bei Asphalten, die mit hellen Zuschlagstoffen hergestellt und/oder mit hellen Splitten abgestreut wurden mutmaßlich deutlich höher aus. Dies belegen die zahlreichen Forschungserkenntnisse in Kapitel 2.5.5.

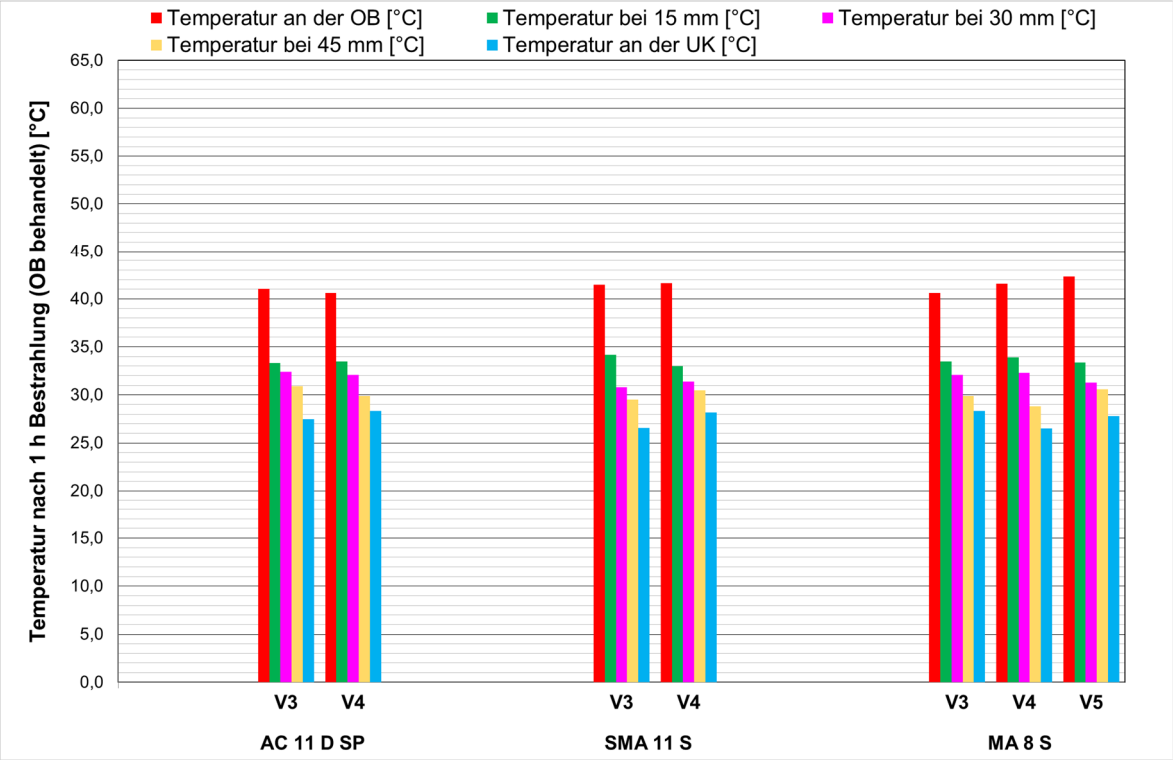


Abbildung 88: Temperatur an der behandelten Oberfläche und in unterschiedlichen Tiefen der Probekörper ausgewählter Varianten nach einstündiger Bestrahlung

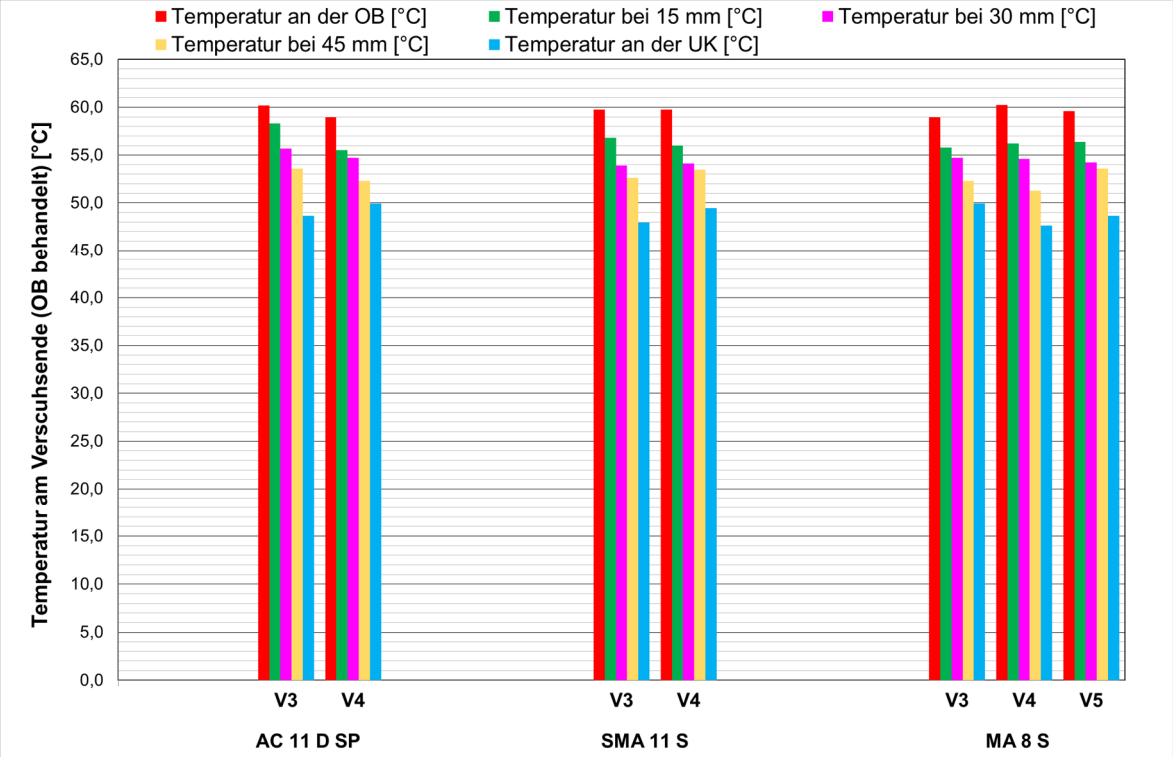


Abbildung 89: Temperatur an der behandelten Oberfläche und in unterschiedlichen Tiefen der Probekörper ausgewählter Varianten am Versuchsende

7.6 Abschließende Beurteilung der konzipierten Asphalte

7.6.1 Gesamtbetrachtung der Performance-Eigenschaften

Die konzipierten Asphalte wurden in verschiedenen Versuchen in Bezug auf ihr Verformungs- und Tieftemperaturverhalten sowie ihr Steifigkeits- und Ermüdungsverhalten angesprochen. In den Kapiteln zuvor (Kap. 7.1 bis 7.4) werden die einzelnen Ergebnisse eingehend vorgestellt und in Verbindung mit der jeweiligen Asphaltzusammensetzung analysiert. Unter Berücksichtigung aller Performance-Eigenschaften kann nun eine abschließende zusammenfassende Bewertung erfolgen.

Zu diesem Zweck wurde in Analogie zur Darstellung der Bindemittelkenngrößen in Kapitel 4.4.1 jeweils ein Netzdiagramm für die acht Walzasphaltvarianten (Abbildung 90) und die fünf Gussasphaltvarianten (Abbildung 91) erstellt. Um die klimaoptimierten Asphalte anhand ihrer Performance über den gesamten Gebrauchstemperaturbereich vergleichen zu können, werden die folgenden Kenngrößen aus den Performance-Prüfungen in den beiden Netzdiagrammen berücksichtigt:

Kenngrößen aus dem Druck-Schwellversuch (Walzasphalte):

- Dehnungsratenfaktor f_{ε^*} bei 50 °C, 60 °C und 65 °C

Kenngrößen aus dem statischen Stempeleindringversuch (Gussasphalte):

- Statische Stempeleindringtiefe ET_{stat} bei 40 °C und 65 °C

Kenngrößen aus dem dynamischen Stempeleindringversuch (Gussasphalte):

- Dynamische Stempeleindringtiefe $ET_{dyn.}$ bei 50 °C, 60 °C und 65 °C

Kenngrößen aus dem Zug- und Abkühlversuch (Walz- und Gussasphalte):

- Bruchtemperatur T_F
- Bruchspannung σ_F
- Zugfestigkeit β_t
- Bruchdehnung ε_F
- Maximalen Zugfestigkeitsreserve $\Delta ß_t$ (T)
- Temperatur zur maximalen Zugfestigkeitsreserve $T(\Delta ß_{t,Max})$

Kenngrößen aus dem Zug-Schwellversuch (Walz- und Gussasphalte):

- Steifigkeitsmodul
- Bruchlastwechselzahl $N_{Ausfall}$

Mithilfe der Netzdiagramme ist somit eine zusammenfassende Gegenüberstellung der konkurrierenden Eigenschaften bei hohen und bei tiefen Temperaturen möglich, da durch die Optimierung des Verformungsverhaltens die Kälteflexibilität nicht wesentlich verschlechtert werden darf. Die Netzdiagramme sind generell so aufgebaut, dass günstige Performance-Eigenschaften durch einen zunehmenden Abstand vom Achsenkreuz charakterisiert sind. Die Asphaltvarianten, die eine große Fläche im Netzdiagramm aufspannen, sind somit hinsichtlich ihres Gebrauchsverhaltens besser zu bewerten.

Zunächst ist es wichtig zu betonen, dass der Dehnungsratenfaktor eine neue Kenngröße darstellt, zu der noch kein Bewertungshintergrund vorliegt. Insgesamt sind die Erfahrungen, die bislang beim Druck-Schwellversuch unter Verwendung von Probekörpern aus WSV-Asphaltplatten gesammelt wurden, noch nicht ausreichend, um die Ergebnisse absolut bewerten zu können. Entsprechende Forschungsarbeiten zur Übertragung des Bewertungshintergrunds sind derzeit noch in Bearbeitung. Aus diesen Gründen können die Walzasphalte nachfolgend nur vergleichend bewertet werden. Dass sich alle durch eine insgesamt gute Verformungsbeständigkeit auszeichnen, wurde bereits in Kapitel 7.2 anhand der Dehnungsrate gezeigt.

Anhand von Abbildung 90 wird deutlich, dass sich die Walzasphaltvarianten AC D SP-V4 und SMA-V4, denen die gleichen Ausgangsstoffe zugrunde liegen, nur im Tieftemperaturbereich besonders günstig verhalten und diese bei hohen Temperaturen vergleichsweise schlecht abschneiden. Da beide Varianten durch ein vergleichsweise ungünstiges Verformungsverhalten aufgrund hoher Dehnungsratenfaktoren bei allen drei Prüftemperaturen charakterisiert sind, sind diese Asphalte unter Berücksichtigung der prognostizierten Klimaänderungen weniger für den Einsatz auf hochbelasteten Straßen zu empfehlen. Auch die Walzasphaltvariante AC D SP-V3 besitzt ein tendenziell günstiges Tieftemperaturverhalten, fällt jedoch durch vergleichsweise hohe Dehnungsratenfaktoren und damit durch eine schlechte Verformungsbeständigkeit auf, sodass diese ebenfalls nicht zu präferieren ist. Die mit den gleichen Ausgangsstoffen hergestellte

Variante aus Splittmastixasphalt SMA-V3 fällt hingegen sowohl durch ein ungünstiges Verformungs- als auch Tieftemperaturverhalten auf, sodass dieser Walzasphaltvariante das insgesamt schlechteste Gebrauchsverhalten zuzuordnen ist. Das Netzdiagramm (Abbildung 90) verdeutlicht damit, dass die beiden Bindemittel B7 und B8, die gemäß ihrer Produktspezifikation der gleichen Sorte 10/40-80-VL zuzuordnen sind, ein unterschiedliches Gebrauchsverhalten des Asphalts hervorrufen. So wird durch das Bindemittel B7 stets ein günstigeres Gebrauchsverhalten bei Wärme erzielt, wohingegen bei tiefen Temperaturen keine eindeutigen Tendenzen zu erkennen sind.

Unter den beiden Walzasphaltsorten AC 11 D SP und SMA 11 S zeichnen sich die Varianten AC D SP-V1 und SMA-V1 sowohl durch ein sehr günstiges Verformungs- als auch ein vorteilhaftes Tieftemperaturverhalten aus. Trotz ihrer hohen Verformungsbeständigkeit wird das Tieftemperaturverhalten nicht nachteilig beeinflusst. Lediglich die ermittelten Bruchlastwechselzahlen fallen bei diesen beiden Varianten vergleichsweise gering aus, liegen jedoch über 50.000. Damit erzielen die Varianten AC D SP-V1 und SMA-V1, die mit dem Bindemittel B7 (10/40-80 VL) und dem Mischfüller F8 (Ka_{25}) hergestellt wurden, die beste Performance über den gesamten Gebrauchstemperaturbereich.

Die Walzasphaltvarianten AC D SP-V2 und SMA-V2 erzielen im Vergleich zu den jeweiligen V1-Varianten bei Temperaturen ≥ 60 °C höhere Dehnungsratenfaktoren und weisen damit zwar eine geringere aber dennoch hohe Verformungsbeständigkeit auf. Auch das Tieftemperaturverhalten von Variante AC D SP-V2 fällt anhand der Zug- und Abkühlversuche tendenziell günstig aus, allerdings liegt deren Temperatur zur maximalen Zugfestigkeitsreserve T($\Delta ß_{t,Max}$) mit 0,7 °C im positiven Temperaturbereich. Die Variante SMA-V2 ist anhand der Zug- und Abkühlversuche deutlich schlechter hinsichtlich ihres Tieftemperaturverhaltens zu bewerten. Die Temperatur zur maximalen Zugfestigkeitsreserve T($\Delta ß_{t,Max}$) fällt bei dieser Variante mit einem Wert von 2,3 °C sogar am höchsten aus. Insgesamt deuten die Prüfergebnisse daher auf unzureichende Gebrauchseigenschaften der Variante SMA-V2 bei Kälte hin. Die beiden Varianten V2 AC D SP-V2 und SMA-V2 wurden ebenfalls mit dem Bindemittel B7 hergestellt, enthalten jedoch anstelle des Mischfüllers den mineralischen Füller F5 (Unterer Muschelkalk, CC_{80}).

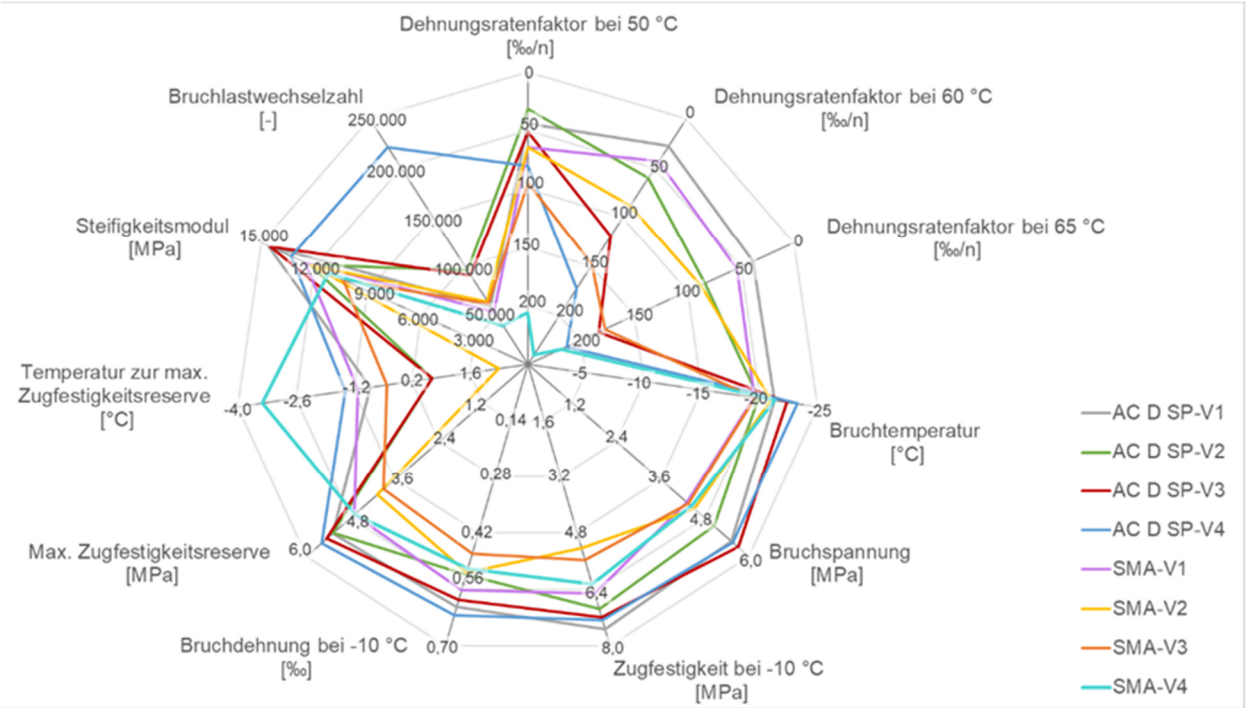


Abbildung 90: Netzdiagramm zum Vergleich der Performance-Eigenschaften der Walzasphaltvarianten

Unter den Gussasphaltvarianten zeigt die Variante MA-V2 zwar ein besonders gutes Tieftemperaturverhalten, gleichzeitig jedoch das schlechteste Verformungsverhalten. So fällt die statische Stempeleindringtiefe mit Werten von 0,8 mm und 2,5 mm bei 40 °C bzw. 65 °C deutlich höher als bei den anderen Gussasphaltvarianten aus. Auch die dynamische Stempeleindringtiefe liegt bei 50 °C, 60 °C und 65 °C weitaus höher als bei den anderen vier Gussasphaltvarianten. Anzumerken ist dabei jedoch, dass diese Ergebnisse im Allgemeinen als gut zu bewerten sind, jedoch im Vergleich am schlechtesten abschneiden. Die erreichten Bruchlastwechselzahlen von Variante MA-V2 sind ebenfalls deutlich geringer, während der Steifigkeitsmodul auf einem ähnlichen Niveau wie bei den anderen Gussasphaltvarianten liegt. Die Variante MA-V1 ist ebenfalls durch vergleichsweise hohe statische als auch dynamische Stempeleindringtiefen und damit durch ein ungünstiges Verformungsverhalten und ein tendenziell vorteilhaftes Tieftemperaturverhalten gekennzeichnet. Allerdings fällt bei Variante MA-V1 die Temperatur zur maximalen Zugfestigkeitsreserve mit -1,4 °C am höchsten und damit am schlechtesten aus. Gleichzeitig erreicht sie mit knapp 300.000 Lastwechseln bis zum Bruch die besten Ergebnisse im Zug-Schwellversuch.

Die Variante MA-V3 weist sowohl ein adäquates Verformungs- als auch Tieftemperaturverhalten auf und ist damit insgesamt hinsichtlich ihrer Performance bei hohen und tiefen Temperaturen am besten zu bewerten. Für deren Herstellung wurden das Bindemittel B8 (10/40-80 VL) und der Füller F7 (Jura-Kalkstein, CC_{90}) genutzt. Demgegenüber erzielt die Variante MA-V5 mit ähnlichen statischen und dynamischen Stempeleindringtiefen zwar ebenfalls ein gutes Verformungsverhalten, aber ein deutlich schlechteres Gebrauchsverhalten bei Kälte. Wie anhand von Abbildung 91 deutlich wird, kann zwar das beste Verformungsverhalten der Variante MA-V4 zugeordnet werden, allerdings schneidet diese bei tiefen Temperaturen ähnlich schlecht wie die Variante MA-V5 ab und wäre damit nur bedingt zu empfehlen.

Abschließend ist auf die Ansprache des Fließverhaltens mit dem Ausbreitmaß zu verweisen. Die Ergebnisse befinden sich in Anlage A1, Abbildung A 1 und lassen die unterschiedliche Versteifung der Gussasphalte erkennen. Dieses vereinfachte Verfahren erlaubt eine vergleichende Bewertung der Varianten und korreliert mit den Erkenntnissen zum Verformungsverhalten. Insgesamt ist bei den Varianten MA-V1 und -V2 das beste Fließverhalten mit dem höchsten Ausbreitmaß, welches sich auch in Abhängigkeit der Temperatur und der Fließzeit verändert, zu erkennen. Dies sind auch zugleich die Varianten mit dem vergleichsweise geringsten Verformungswiderstand. Bei MA-V3 bis MA-V5 sind im Allgemeinen kaum Veränderungen zu erkennen, nur das Verhalten von MA-V4 bei 230 °C stellt eine Ausnahme dar, da sich das Fließen hier deutlich verbessert.

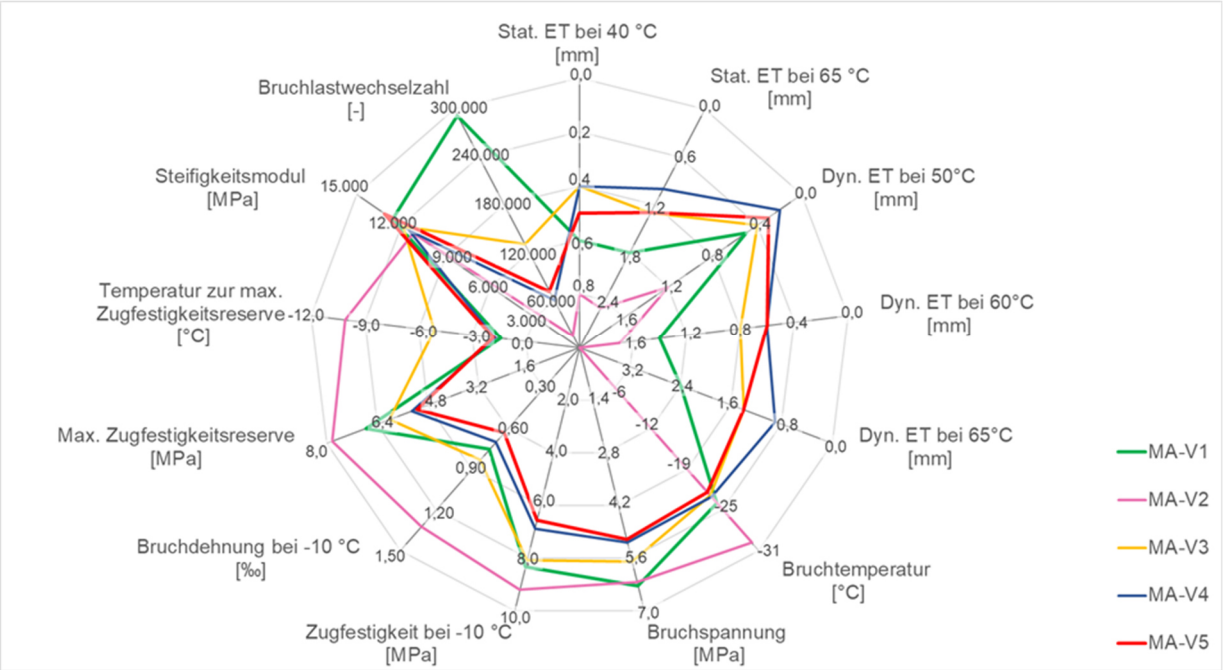


Abbildung 91: Netzdiagramm zum Vergleich der Performance-Eigenschaften der Gussasphaltvarianten

7.6.2 Folgerungen für zukünftige klimaoptimierte Asphaltkonzepte

Insgesamt zeigt sich, dass die im Rahmen des Projektes konzipierten Guss- und Walzasphaltvarianten im Allgemeinen ein positives Verformungsverhalten aufweisen. Dennoch lassen sich die Varianten aufgrund ihrer Verformungsbeständigkeit eindeutig voneinander differenzieren, sodass besonders gute Asphaltvarianten identifiziert werden können. Auch hinsichtlich ihrer Kälteflexibilität zeigen die Varianten signifikante Unterschiede auf, sodass deutlich wird, warum es zweckmäßig und sinnvoll ist, sowohl das Verformungs- als auch das Tieftemperaturverhalten bei der Bewertung zu berücksichtigen. Dies ist vor allem unter dem Aspekt relevant, dass auf hochbelasteten Straßen neben plastischen Verformungen auch Risse als Schadensbild durchaus weit verbreitet sind. Aus dem hier angewendeten Prüfkonzept erschließt sich, dass eine zuvor durchgeführte umfangreiche Ansprache und Analyse der Eigenschaften der einzelnen Ausgangsstoffe (Voruntersuchungen) wichtige Erkenntnisse liefert, um eine gezielte Asphaltkonzeption und Wahl des Prüfprogramms zur Untersuchung des Gebrauchsverhaltens der Asphaltvarianten vornehmen zu können. So lassen sich im Weiteren auch Zeit und Kosten einsparen. Im Rahmen der Voruntersuchungen sind nicht nur die isolierten Eigenschaften der Füller und Bindemittel, sondern auch diejenigen der daraus hergestellten Mastix mittels konventioneller als auch weiterführender Performance-Prüfungen zu ermitteln und zu analysieren. Die Prüfergebnisse in Kapitel 4.4 belegen deutlich, dass die Wirkung eines Bindemittels in Kombination mit verschiedenen Füllern unterschiedlich ausfällt. Als aussagekräftige Kenngrößen zur Bewertung der Eignung einzelner Ausgangsstoffe (Bindemittel, Füller, Mastix) haben sich vor allem die Folgenden erwiesen:

- Komplexer Schubmodul G* über den gesamten Temperaturverlauf (Bindemittel und Mastix),
- Rückverformung R bei 60 °C (Bindemittel)
- Nachgiebigkeit J_{nr} bei 60 °C (Bindemittel)
- Kritische Temperatur $T_{m0,3}$ (Bindemittel)
- Scherrelaxationsviskosität λ_{Rel} (Bindemittel)
- Korngrößenverteilung bzw. Feinheit des Füllers
- Versteifende Eigenschaften des Füllers
- Füller/Bitumen-Verhältnis

Bei der Verwendung von Hochleistungsbindemitteln sind mit den konventionellen Bindemittelkenngrößen nur eingeschränkte Aussagen über deren Gebrauchsverhalten möglich. So liegt beispielsweise der Erweichungspunkt RuK einiger im Rahmen dieses Forschungsprojekts berücksichtigten Bindemittel aufgrund der Wachszugabe und des hohen Modifizierungsgrads über 100 °C (Kap. 4.4.1). Auch der Phasenwinkel dieser Bindemittel zeigt bei der

DSR-Prüfung im T-Sweep aus den gleichen Gründen womöglich untypische Kurvenverläufe.

Der MSCR-Test bei 60 °C funktioniert prinzipiell auch bei Mastix, jedoch sind die dabei ermittelten Rückverformungen R und die Nachgiebigkeiten J_{nr} so gering, dass sich die Prüfergebnisse der einzelnen Mastixvarianten kaum voneinander differenzieren lassen (Kap. 4.4.3). Auch die Ansprache des Tieftemperaturverhaltens mit dem Scherrelaxationsversuch sowie mit dem BBR funktioniert nicht ohne Weiteres an der Mastix.

Für die Asphaltmischgutherstellung im Labor sind im Vorfeld entsprechende Vorbereitungen zu treffen. Vor allem für die labortechnische Herstellung von Gussasphalt sind weitreichende Vorüberlegungen notwendig. Damit dieser auch im Labor fließfähig und verarbeitbar bleibt, wurden daher im Rahmen des Projektes verschiedene Vorgehensweisen aus der Literatur, aber auch aus Expertengesprächen diskutiert. Schließlich wurde die in Kapitel 5.3.3 beschriebene Vorgehensweise ausgewählt bzw. angewendet und damit gute Ergebnisse erzielt. Zusätzlich kann mit der vereinfachten Prüfung des Ausbreitmaßes (Kapitel 5.2.2) das Fließverhalten bzw. die Verarbeitbarkeit zumindest vergleichend beurteilt werden.

Als maßgebende Kenngrößen für die Bewertung des Gebrauchsverhaltens der klimaoptimierten Guss- und Walzasphaltvarianten sind die in den Netzdiagrammen in Kapitel 7.6.1 berücksichtigten Parameter von Bedeutung. Dabei ist anzumerken, dass es zukünftig aufgrund der Klimaänderungen zielführend zu sein scheint, die Verformungsversuche nur noch bei höheren Temperaturen ≥ 60 °C durchzuführen. Allerdings ergaben sich hierbei noch einige offene Fragen bezüglich des Bewertungshintergrunds, und speziell bei Walzasphalt bezüglich der Aussagekraft der aktuell im Regelwerk verankerten Kenngrößen. Der erarbeitete Vorschlag, den Dehnungsratenfaktor als neue Bewertungskenngröße für das komplexe Verformungsverhalten klimaoptimierter Walzasphalte bei Wärme heranzuziehen, stellt eine plausible mögliche Lösung dar, die jedoch in weiteren Untersuchungen genauer zu verifizieren ist.

Des Weiteren zeigt die in Abbildung 92 bis Abbildung 94 zusätzliche Auswertung, dass eine Übertragung der Erkenntnisse bei Standardprüftemperaturen auf höhere Prüftemperaturen nicht ohne weiteres möglich ist. Es ist zu erkennen, dass die prozentuale Zunahme der jeweiligen Kenngrößen bei Veränderung der Prüfrandbedingungen im Vergleich zu den Ergebnissen bei 40 °C bzw. 50 °C bei den unterschiedlichen Varianten unterschiedlich ausfällt. Bei den Statischen Eindringtiefen kann von einer Zunahme zwischen 144 % und 218 % ausgegangen werden (Abbildung 92). Deren Zunahme nach weiteren 30 Minuten erhöht sich im Allgemeinen um 140 %, wobei die Variante MA-V4 mit 111 % deutlich unter den anderen liegt. Bei der Dynamischen Eindringtiefe liegen die Zunahmen der Ergebnisse in Abbildung 93 deutlich höher und streuen mehr, wobei die Tendenzen teilweise anders sind als bei der statischen Prüfung. So verändern sich die dynamischen Eindringtiefen der MA-V2 im Vergleich zu den übrigen vier Varianten am wenigsten, die statische Eindringtiefe verändert sich dagegen am stärksten. Bei den Walzasphalten in Abbildung 94 fällt zunächst auf, dass die prozentualen Veränderungen bei den Splittmastixasphalten geringer sind im Vergleich zu denjenigen der splittreichen Asphaltbetone. Die mit Abstand unempfindlichsten Varianten gegenüber der Prüftemperatur sind die Varianten AC D SP-V1 sowie SMA-V1. Bei allen anderen ist mindestens eine Verdopplung (Zunahme größer als 100 %) und bei den meisten mindestens eine Verdreifachung (Zunahme größer als 200 %) des Dehnungsratenfaktors zu erkennen. Diese Ausführungen zeigen deutlich, dass die Zunahme der Verformungen über die Temperatur nicht linear und nicht gleich sind, sodass die Prüftemperatur erhöht werden muss, damit entsprechende Aussagen getroffen werden können.

Um die Ergebnisse aus dem Zug-Schwellversuch korrekt einordnen zu können, sind ebenso weitere systematische Untersuchungen notwendig. Die Bestrahlungsversuche stellen eine gute Möglichkeit dar, um die Temperaturverhältnisse innerhalb eines Probekörpers bzw. das thermische Verhalten neu konzipierter Guss- und Walzasphalte zu untersuchen und zu beschreiben. Besonders zielführend sind diese, wenn Variationen bei der Wahl der Art der Gesteinskörnungen vorgenommen werden.

Die zuvor beschriebenen Erkenntnisse zum angewendeten Vorgehen bzw. Prüfkonzept können weitestgehend auch bei der Konzeption von Asphaltbindern und -schutzschichten berücksichtigt und sinngemäß angewendet werden. Eine Erhöhung der Prüftemperatur bei der Durchführung von Verformungsversuchen an diesen Mischgütern kann auch hier ebenfalls weiterreichende Erkenntnisse liefern, sodass eine bessere Differenzierung hinsichtlich der Verformungsbeständigkeit möglich

wird. Zusätzlich kann bei der Untersuchung des Verformungsverhaltens von Binderschichten aus Walzasphalt (z. B. SMA B, AC B SG) mithilfe des Druck-Schwellversuchs auch eine Erhöhung der Oberspannung in Erwägung gezogen werden.

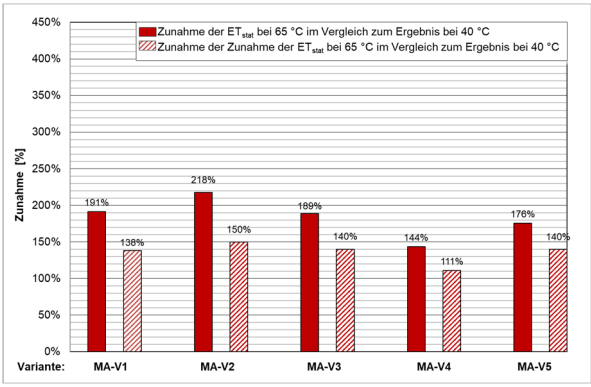


Abbildung 92: Prozentuale Zunahme der Statischen Eindringtiefe ET_{stat} am Gussasphalt und derer Zunahme bei Erhöhung der Prüftemperatur auf 65 °C im Vergleich zum Ergebnis bei 40 °C

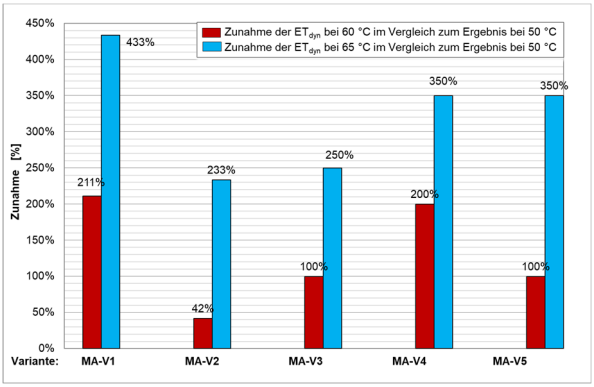


Abbildung 93: Prozentuale Zunahme der Dynamischen Eindringtiefe ET_{dyn} am Gussasphalt bei Erhöhung der Prüftemperatur auf 60 bzw. 65 °C im Vergleich zum Ergebnis bei 50 °C

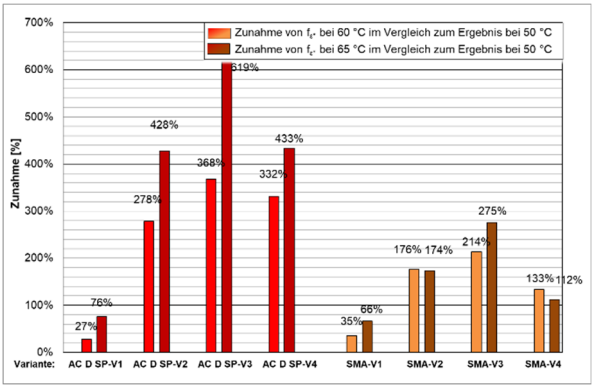


Abbildung 94: Prozentuale Zunahme des Dehnungsratenfaktors f_{ε^*} am Walzasphalt bei Erhöhung der Prüftemperatur auf 60 bzw. 65 °C im Vergleich zum Ergebnis bei 50 °C

Eine solche Erhöhung ist bei der Prüfung von Marshall-Probekörpern durchaus gängige Praxis. Bei der Prüfung von aus WSV-Probeplatten gebohrten Probekörpern und / oder bei der Prüfung unter erhöhten Temperaturen fehlen bislang jedoch noch ausreichende Erfahrungen.

Des Weiteren ist in Bezug auf zukünftige klimaoptimierte Mischgutkonzepte anzumerken, dass im Rahmen des Projektes nur eine begrenzte Anzahl und Art an Ausgangsstoffen berücksichtigt werden konnten. Der Fokus lag dabei auf gebrauchsfertigen hochpolymermodifizierten bzw. viskositätsveränderten Bindemitteln, die direkt vom Hersteller bezogen werden konnten. Als Füller kamen verschiedene Kalksteinmehle als auch ein Mischfüller zum Einsatz. Als Zuschlagstoffe wurden Diabas und Basalt ausgewählt.

Anhand der Untersuchungen wurde auch ersichtlich, dass die nach ihrer Produktspezifikation zunächst gleichen Materialien unterschiedlicher Hersteller bzw. Lieferchargen große Unterschiede hinsichtlich ihrer Performance aufweisen können. Dies ist zunächst keine neue Erkenntnis, zeigt jedoch, dass es sehr wichtig ist, die tatsächlich eingesetzten Ausgangsstoffe, die jeweils einer Produktions- bzw. Liefercharge zuzuordnen sind, vor ihrer Verwendung zu beproben und zu analysieren. Ebenso hebt diese Erkenntnis die hohe Bedeutung häufig durchgeführter Qualitätskontrollen hervor.

Durch die Zugabe von viskositätsveränderten Bindemitteln konnte der Intention, die Herstellungs- und Verarbeitungstemperaturen von Asphalt zu reduzieren, Rechnung getragen werden. Eine Temperaturanpassung bei der Mischgut- und Probekörperherstellung wurde dabei jedoch nicht angewendet, da dies den Untersuchungsumfang deutlich erhöht hätte.

Dabei haben die bereits im Bindemittel enthaltenen Wachse höchstwahrscheinlich einen sehr großen Einfluss auf das verbesserte Verformungsverhalten. Es gibt jedoch auch andere Möglichkeiten, um das Bindemittel zu modifizieren und dessen Eigenschaften zu optimieren. Vor allem im Zusammenhang mit einer angestrebten Temperaturabsenkung zur Emissionseinsparung werden aktuell auch weitere Ansätze (z. B. Schaumbitumentechnologie, oberflächenaktive Zusätze) erprobt, die auch eine Auswirkung auf die Performance-Eigenschaften von Asphalt haben werden. Allein die abgesenkten Herstellungs- und Verarbeitungstemperaturen wer-

den sich auf die Ergebnisse und das zukünftige Gebrauchsverhalten auswirken und müssen daher auch bei der weiteren Erforschung klimaoptimierter Asphaltkonzepte berücksichtigt werden. In diesem Zusammenhang sind auch mehrfache Modifizierungen des Bindemittels denkbar. Im Weiteren kann bei der Herstellung von Gussasphalt auch die Zugabe von Naturasphalt zu einer signifikanten Optimierung der Gebrauchseigenschaften führen.

Die Verwendung von Eigenfüller kann ebenfalls sehr positive Auswirkung haben. Weiterführende Untersuchungen des Forschungsnehmers sowie Erkenntnisse aus der Literatur [88]] zeigen, dass dieser teilweise sehr versteifend wirken kann, was eine Analyse der Kälteflexibilität zwingend erforderlich macht. Bei der Verwendung von Mischfüllern ist ebenfalls darauf zu achten, dass das Mischgut verarbeitbar bleibt und weiterhin eine gewisse Flexibilität vorhanden ist.

Aufgrund des thermoviskosen Verhaltens des Bindemittels wird das Verformungsverhalten von Asphalt auch signifikant von der Art und Zusammensetzung der Gesteinskörnung bestimmt. Durch eine gute Kornabstufung und gezielte Wahl der Gesteinsart ist es möglich, den Verformungswiderstand zu verbessern. In diesem Zusammenhang spielt die Erwärmung einer Asphaltbefestigung eine entscheidende Rolle, die vom thermophysikalischen Verhalten, vor allem von der Wärmeleitfähigkeit und dem Reflexionsvermögen des Asphalts abhängt. Da die Gesteinskörnung den volumetrisch größten Anteil in einem Asphaltmischgut einnimmt, wird die Wärmeleitfähigkeit des Asphaltes vorrangig durch die verwendete Gesteinskörnung bestimmt. Aufgrund der dunklen Grundfarbe des Bindemittels wird auch das Reflexionsvermögen hauptsächlich von der eingesetzten Gesteinskörnung und ggf. den Abstreusplitten beeinflusst. Demnach sollte bei der klimaoptimierten Neukonzeption von Guss- und Walzasphalten auch die Variation der Gesteinskörnungsart und der Abstreusplitte im Fokus stehen. Dabei ist jedoch stets zu beachten, dass günstige lichttechnische und thermophysikalische Eigenschaften bei der Wahl der Gesteinskörnung für die Herstellung klimaoptimierter Asphalte nicht zu stark gewichtet bzw. zu Lasten bautechnischer Gesteinseigenschaften überbewertet werden.

Von den untersuchten Ausgangsstoffen, die in Kapitel 4 Berücksichtigung fanden, wurden grundsätzlich diejenigen für die Asphaltmischgutherstellung ausgewählt, mit denen mutmaßlich die besten Gebrauchseigenschaften zu erzielen sind (Kapitel 5).

Unter den neu konzipierten Walzasphalten erzielten die Varianten AC D SP-V1 und SMA-V1, denen die Kombination aus dem Bindemittel B7 (10/40-80 VL) und dem Mischfüller F8 (Ka_{25}) zugrunde liegt, die vergleichsweise besten Ergebnisse. Beide Ausgangsstoffe eignen sich ebenfalls für die Konzeption von klimaoptimierten Asphaltbinderschichten.

Bei der Gesamtbetrachtung der konzipierten Gussasphalte kann die Variante MA-V3 mit dem Bindemittel B8 (10/40-80 VL) und dem Füller F7 (Jura-Kalkstein, CC_{90}) präferiert werden. Bezüglich des Verformungsverhaltens schneiden die Varianten MA-V4 und MA-V5, denen ebenfalls das gleiche Bindemittel zugrunde liegt, teilweise zwar besser ab, deren Kälteflexibilität ist jedoch deutlich schlechter zu bewerten. Dies zeigt abermals, dass nicht nur das Bindemittel allein das Gebrauchsverhalten von Asphalt bestimmt, sondern dessen Kombination mit einem geeigneten Füller ebenfalls von großer Bedeutung ist. Auch hier gilt analog, dass diese Ausgangsstoffe auch für die Herstellung klimaoptimierter Gussasphaltschutzschichten genutzt werden können.

8. Abschätzung der Klimabeanspruchung

Der Klimawandel nimmt Einfluss auf die klimatischen Kenngrößen, die die Schichttemperaturen von Asphalt ($T_{Asphalt}$) beeinflussen. Zu diesen zählen die Tageshöchst- (T_{Max}), die Tagesmitteltemperatur (T_{Mit}) und die Tagestemperaturschwankung (T_{Delta}) sowie die Solarstrahlung (R_{Solar}). Diese verändern wiederum die $T_{Asphalt}$. Die Kenntnis über die Klimaveränderungen ermöglicht zusammen mit dem in Kapitel 3 entwickelten Modellansatz eine Simulation der zukünftigen Temperaturveränderungen im Asphalt. Unter Berücksichtigung des Verformungsverhaltens bei hohen Temperaturen (siehe Kap. 7.1.1 und 7.2) kann zudem die spezifische Frage nach dem Zeitpunkt, von dem an der Klimawandel zu einer erheblichen Beeinträchtigung der Nutzungsdauer von Asphaltdecken führen wird, beantwortet bzw. diskutiert werden.

In den folgenden Abschnitten werden die induzierten Veränderungen der Schichttemperaturen und der thermisch induzierten mechanischen Beanspru-

chung auf der Grundlage der in Kapitel 3.2 dargestellten zukünftigen Entwicklungen der klimatischen Kenngrößen betrachtet. Zum Abschluss wird eine Methodik zur Antizipation des Zeitpunktes abgeleitet, ab dem die verschiedenen Asphalte deutlich mehr beansprucht werden und deren Nutzungsdauer beeinträchtigt werden kann.

8.1 Auswirkungen auf Asphaltkonstruktionen

Um die Auswirkungen des Klimawandels auf die üblichen Asphaltkonstruktionen auf Brückenbauwerken in Deutschland ermitteln und analysieren zu können, erfolgt zunächst eine Abschätzung der Entwicklung der plastischen Verformungen. Zwei wesentliche Kenngrößen dienen hierbei als Grundlage:

- die mit dem FEM- und im Weiteren mit dem ML-Modell abgeschätzte zukünftige Klimabeanspruchung (Kap. 3.2) sowie
- das Verformungsverhalten von Guss- und Walzasphalt bei verschiedenen Temperaturen.

Zum ersten Punkt finden sich in Kapitel 3.2 genauere Angaben. Dort ist die Berechnung von $T_{Asphalt}$ bereits erfolgt und kann demnach hier angewendet werden. Informationen zum Verformungsverhalten ergeben sich aus den Ergebnissen der Laborprüfungen, die für die Gussasphalte in Kapitel 7.1.1 und für die Walzasphalte in Kapitel 7.2 beschrieben sind. Als maßgebliche Kenngröße gilt dabei grundsätzlich die Verformung in Abhängigkeit von der Prüftemperatur. Bei den Walzasphalten werden die Ergebnisse der Druck-Schwellversuche herangezogen, d. h. als Verformungskenngröße gilt die Dehnung am Versuchsende in [‰]. Die im Rahmen des Projektes ermittelten Ergebnisse werden um Daten aus der Datenbank des Forschungsnehmers ergänzt. Die zugehörigen Funktionen aller berücksichtigten Asphalte sind in Abbildung 95 dargestellt. Auf deren Grundlage lassen sich im nächsten Schritt drei Bereiche zur Beschreibung der temperaturabhängigen Verformung von Asphalt bei Wär–me qualitativ eingrenzen. In der weiteren Simulation wird jeder der drei Bereiche durch eine lineare Funktion repräsentiert, die jeweils eine Asphaltgruppe mit definierter Verformungsbeständigkeit charakterisiert. Die drei Bereiche sowie die zugehörigen repräsentativen Funktionen sind ebenfalls in Abbildung 95 dargestellt. Die erste Gruppe, die in **Rot** hinterlegt ist, steht für heute verwendete konventionelle Walzasphalte, die durch eine „normale“ Verformungsbeständigkeit gekennzeichnet sind. Die zweite, in **Gelb** hinterlegte Gruppe, umfasst Walzasphalte mit einem „verbesserten“ Verformungsverhalten und die dritte, in **Grün** hinterlegte Gruppe charakterisiert sogenannte „klimaoptimierte“ Walzasphalte, die gezielt im Hinblick auf einen hohen Verformungswiderstand bei Wärme konzipiert wurden.

Um die mutmaßlichen zukünftigen Verformungen in Millimeter darstellen zu können, werden im nächsten Schritt aus den in Promille angegebenen Dehnungen äquivalente Verformungen in Millimetern errechnet. Hierzu fehlt die genaue Verifikation mit den tatsächlichen Verformungen in situ, die jedoch erst dann erfolgen kann, wenn auch entsprechende Werte vorliegen. Für die Betrachtungen im Rahmen des Projektes wird diese Annäherung als ausreichend betrachtet, da einerseits alle Gruppen gleichbehandelt werden, und andererseits Ergebnisse aus der Literatur [89] sowie des Forschungsnehmers zeigen, dass die ermittelten Werte durchaus in der Realität auftreten.

Die Vorgehensweise bei den Gussasphalten erfolgt analog zu den Walzasphalten. Hier dienen die Ergebnisse der statischen Eindringversuche (Kap. 7.1.1) als Grundlage. Diese werden den dynamischen Stempeleindringversuchen aus mehreren Gründen vorgezogen. Zunächst liegt dem Forschungsnehmer ein größeres Datenkollektiv aus statischen Stempeleindringversuchen vor, um das die Projektergebnisse ergänzt werden können. Zudem stellt eine langsame oder gar stehende (statische) Belastung den ungünstigeren Belastungsfall dar. Außerdem ist festzuhalten, dass sich die Aussagen der beiden Verfahren decken. Für die weitere Simulation zur Beschreibung von Gussasphalten mit „normaler“, „verbesserter“ und „optimierter“ Verformungsbeständigkeit sind in Abbildung 96 sämtliche berücksichtigte Funktionen als Ergebnis der Laborversuche, die drei Bereiche sowie die zugehörigen repräsentativen linearen Funktionen hinterlegt.

Anzumerken ist, dass die Verkehrsbelastung ebenfalls einen wichtigen Faktor für die Entwicklung der Verformungen darstellt. Im Rahmen dieses Forschungsprojektes sollen jedoch die Veränderungen aufgrund der zukünftigen klimatischen Randbedingungen ausgearbeitet werden, sodass die Entwicklung und das komplexe Zusammenspiel zwischen

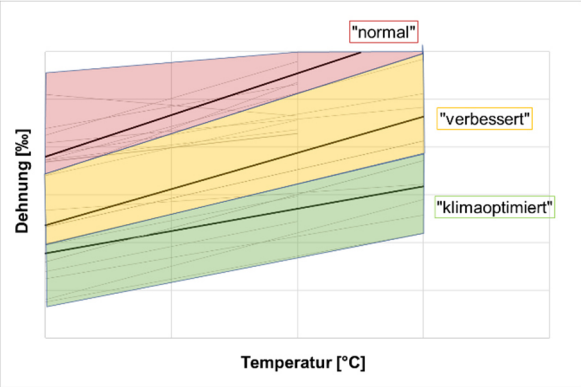


Abbildung 95: Versuchsergebnisse sowie Bereiche mit zugehörigen repräsentativen Funktionen zur Unterteilung von Walzasphalten mit „normaler“, „verbesserter“ und „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit

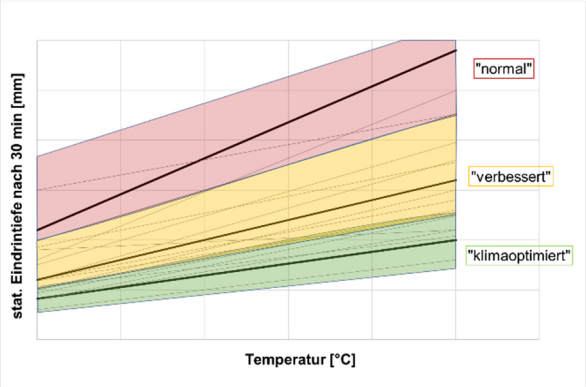


Abbildung 96: Versuchsergebnisse sowie Bereiche mit zugehörigen repräsentativen Funktionen zur Unterteilung von Gussasphalten mit „normaler“, „verbesserter“ und „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit

den Parametern der Verkehrsbelastung (z. B. Zusammensetzung des Verkehrs und Achslastverteilung) in den Simulationen nicht berücksichtigt werden.

Die für jeden Tag berechnete maximale mittlere Asphaltdeckschichttemperatur (Kap. 3.2.2) und die temperaturabhängigen Verformungsverläufe der jeweiligen Asphaltgruppe (Rot, Gelb, Grün) werden im nächsten Schritt kombiniert. Daraus resultieren Verformungen für jeden einzelnen Tag. Für die zeitliche Entwicklung der Verformungen wird, wie in Pavement Management Systemen, ein degressiv-konsolidierender Verlauf angenommen. Demnach nehmen die Verformungen zu Beginn sehr stark zu. Mit der Zeit kommt es nur noch zu einer geringen Dehnungszunahme und die Dehnung bleibt auf einem weitestgehend gleichen Niveau. Mathematisch kann dies mit der folgenden Funktion erfasst werden:

$$w = 1 - e^{-0{,}5t}$$

Darauf aufbauend wird angenommen, dass die maximale Lebensdauer einer Asphaltdeckschicht rund 15 Jahre beträgt und die Verformungen somit über 15 Jahre in die Zukunft akkumuliert werden. Mit der so berechneten Verformung ergibt sich für jedes Jahr ein Verformungswert, der sich aus der Summe der Verformungen des jeweiligen und der verbleibenden Jahre zusammensetzt. Dieses Verfahren ermöglicht also die Berechnung der über die Lebensdauer zu erwartenden Verformungen. Die hier im Folgenden diskutierten Abbildungen und Tabellen sowie deren Auswertung beziehen sich immer auf gleitende 30-jährige Mittelwerte der jeweils betrachteten Verformungen, d. h. auf die über 15 Jahre akkumulierten Verformungswerte. Der gleitende Mittelwert wird dabei immer zentriert auf das jeweilige Jahr berechnet, sodass z. B. der gleitende Mittelwert für das Jahr 2050 aus dem Zeitraum 2036 bis 2065 gebildet wird.

Abbildung 97 zeigt beispielsweise die Entwicklung der Verformung eines konventionellen Gussasphalts mit „normaler“ Verformungsbeständigkeit in der Referenzperiode und in der Zukunft unter den drei betrachteten Klimaszenarien (RCP2.6, RCP 4.5 und RCP8.5) für den Standort der Neckartalbrücke. In der Referenzperiode sind Werte zwischen 60 mm und 80 mm über die Lebensdauer zu erkennen, was sich auch mit den Beobachtungen in [89] und mit anderen Untersuchungserkenntnissen des Forschungsnehmers deckt. Es ist etwa seit dem Jahr 2005 ein ansteigender Trend zu erkennen. Der langjährige Mittelwert der Referenzperiode liegt bei etwa 75 mm. Für alle drei Klimaszenarien kann gegenüber dem Mittel der Referenzperiode ein gewisser Anstieg festgestellt werden. Das Szenario RCP2.6 zeigt erwartungsgemäß den niedrigsten Anstieg um im Mittel rund +5 mm. Dabei entspricht dies ungefähr den Verformungswerten der letzten Jahre der Referenzperiode. Zudem ist eine wesentliche zeitliche Veränderung in diesem Klimaszenario nicht absehbar, denn die Verformungswerte bleiben auch in der Zukunft auf dem Niveau der letzten Jahre. Im Falle des Szenarios RCP4.5 ist ein Anstieg zu erkennen, der die Verformung ausgehend vom Niveau der letzten 5 bis 10 Jahre um +15 mm bis zum Jahr 2050 im Ensemblemittel auf rund 90 mm während der Liegezeit einer Asphaltdeckschicht erhöht. Anzumerken ist, dass es sich dabei um simulierte akkumulierte Verformungen handelt. Bei großen simulierten Verformungswerten ist davon auszugehen, dass die unteren Schichten (Schutzschicht bzw. Asphaltbinderschicht) dann

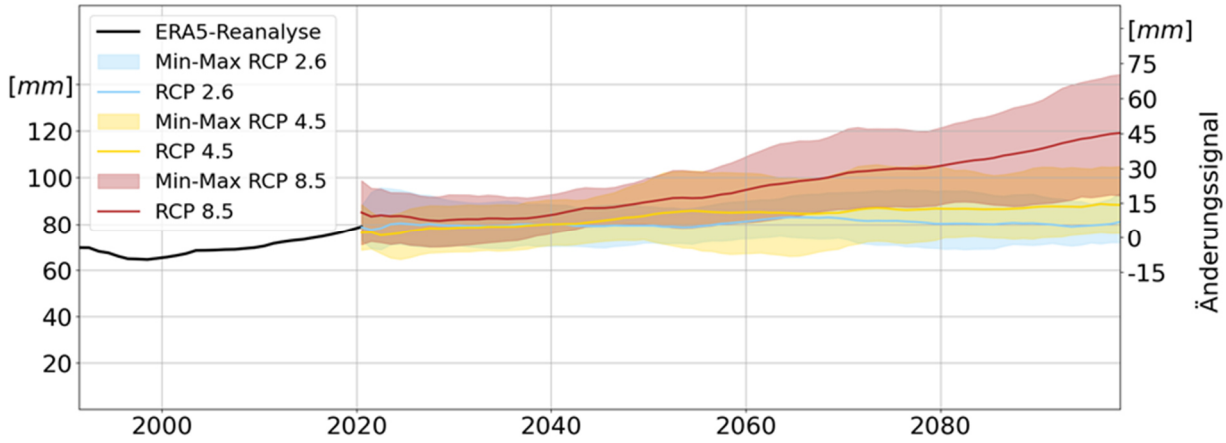


Abbildung 97: Zeitreihe der gleitenden 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Gussasphaltes mit „normaler“ Verformungsbeständigkeit für den Zeitraum 1991 – 2100 am Standort der Neckartalbrücke

ebenfalls betroffen wären. Nach dem Jahr 2050 stabilisiert sich dieser Wert. Das Klimaszenario RCP8.5 zeigt einen erheblich stärkeren Anstieg der Verformung, der bis zum Ende des 21. Jahrhunderts ungemindert anhält. So wird eine Änderung von etwa +15 mm im Jahr 2045 und eine Änderung von etwa +30 mm im Jahr 2070 erreicht. Im Jahr 2100 wird sogar eine Änderung von etwa +45 mm im Ensemblemittel erzielt, die einer Verformung während der Liegezeit von rund 120 mm entspricht.

Wie bei den Änderungssignalen der Eingangsparameter sowie der Asphalttemperatur in Kapitel 3.2.1 und Kapitel 3.2.2 gibt es auch bei den Änderungssignalen der Asphaltverformung eine Bandbreite von Werten innerhalb der Modellensembles. Dabei nimmt diese mit zunehmendem Projektionshorizont und zunehmendem Änderungssignal ebenfalls zu. Eine Abnahme der Verformung ist damit sogar im Klimaszenario RCP2.6 sehr unwahrscheinlich. Die Ergebnisse für Gussasphalte mit „verbesserter“ und „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit sind in Anlage A4 dargestellt und verlaufen ähnlich, aber auf einem niedrigeren Niveau. Analog verhalten sich auch die Ergebnisse für den Standort der Weserbrücke (Anlage A4). In Tabelle 26 sind die 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten Verformungen für Gussasphalte für den angegebenen Zeithorizont in Abhängigkeit der unterschiedlichen Klimaszenarien jeweils für die Neckartalbrücke und die Weserbrücke aufgelistet. Die Werte sind für Gussasphalt mit „normaler“ „verbesserter“ und „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit dargestellt. Die Verformungsanstiege auf der Neckartalbrücke sind sowohl relativ als auch absolut höher.

Tabelle 26: Mittlere akkumulierte Verformungswerte für Gussasphalte mit „normaler“, „verbesserter“ und „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit in Abhängigkeit von unterschiedlichen Klimaszenarien und Zeithorizonten

Mittlere akkumulierte Verformung [mm]	**2016-2045**	**2036-2065**	**2056-2085**
Neckartalbrücke (Referenz: ERA5: 75 | 38 | 30)			
RCP2.6	80 | 40 | 31	80 | 40 | 32	82 | 42 | 33
RCP4.5	80 | 40 | 31	86 | 45 | 33	86 | 45 | 34
RCP8.5	85 | 42 | 32	90 | 48 | 35	103 | 52 | 40
Weserbrücke (Referenz: ERA5: 49 | 28 | 22)			
RCP2.6	52 | 28 | 23	53 | 28 | 23	57 | 31 | 24
RCP4.5	52 | 28 | 23	55 | 30 | 24	57 | 31 | 25
RCP8.5	55 | 30 | 24	59 | 32 | 27	70 | 36 | 30

Zusammenfassend zeigt sich bei Gussasphalten für das Szenario RCP2.6 landesweit eine relativ geringe Änderung von etwa +10 % bis +20 %. Eine signifikante Zunahme der Verformung tritt dabei bis etwa 2030 auf, anschließend stabilisiert sich die Verformung auf einem gleichbleibenden Niveau. Für das Szenario RCP4.5 sind die Änderungssignale hingegen bis etwa zum Jahr 2050 relativ ähnlich. Das Klima erreicht sein Gleichgewichtsniveau etwa um das Jahr 2070, wobei dieses auf einem höheren Level als im Szenario RCP2.6 liegt. Dementsprechend nimmt auch die Verformung noch weiter zu, die im Süden des Landes eine Erhöhung bis zu +25 % und im Norden bis zu +15 % umfasst. Das

Klimaszenario RCP8.5 weicht davon deutlich ab und es kommt bis zum Jahr 2100 zu einem Verformungsanstieg. Die Änderung der Verformung erreicht bis zum Jahr 2070 rund +50 % und erzielt bis zum Ende des 21. Jahrhunderts noch höhere Werte.

Qualitativ ergibt sich für die Auswertung der Änderungssignale bei den Walzasphalten kaum ein Unterschied, was angesichts der ähnlichen Temperaturabhängigkeit nicht überrascht. Da die Verformung von Walzasphalt mit der Temperatur stärker zunimmt als die Verformung von Gussasphalt, sind bei gleicher Temperaturänderung die relativen und absoluten Änderungssignale der Verformung größer. In Abbildung 98 ist dies für konventionelle Walzasphalte am Standort der Neckartalbrücke dargestellt.

Die Auswertungen für Guss- und Walzasphalte sind qualitativ sehr ähnlich, allerdings fallen die relativen Änderungssignale bei den Walzasphalten aufgrund der unterschiedlichen materialbedingten Lastabtragungsmechanismen größer aus. Für Walzasphalte (Abbildung 98) beträgt die relative Verformungsänderung für das Szenario RCP2.6 rund +20 % bis +25 % (gelber Bereich), während sich diese für das Szenario RCP4.5 (blauer Bereich) hingegen zunächst auf +20 % bis zum Jahr 2050 und anschließend auf etwa +30 % beläuft. Für das Klimaszenario RCP8.5 (roter Bereich) erreichen die relativen Änderungen bis zum Jahr 2100 etwa +80 %.

Die 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten Verformungen für Walzasphalte für den angegebenen Zeithorizont sind in Abhängigkeit der unterschiedlichen Klimaszenarien in Tabelle 27 jeweils für die Neckartalbrücke und die Weserbrücke zusammengefasst. Die Ergebnisse zeigen, dass Walzasphalte hinsichtlich ihres Verformungsverhaltens grundsätzlich ähnlich auf die klimatischen Veränderungen reagieren. Erwartungsgemäß sind auch die absoluten und relativen Änderungssignale am nördlicher gelegenen Standort der Weserbrücke geringer, da hier die Änderung der sommerlichen Mittel- und Höchsttemperaturen in allen Klimaszenarien geringer ausfällt. Die Meeresnähe der Weserbrücke mildert also den Einfluss des Temperaturanstiegs auf die Verformungsbeständigkeit der Asphalte. Das Klimaszenario RCP8.5 zeigt etwa ab dem Jahr 2050 deutlich stärkere Änderungssignale und weicht damit hinsichtlich der Auswirkungen auf die Verformungsbeständigkeit von Asphaltdeckschichten wesentlich von den Klimaszenarien RCP2.6 und RCP4.5 ab, die trotz unterschiedlicher Temperaturänderungen im Hinblick auf ihre Änderungssignale nahe beieinander liegen.

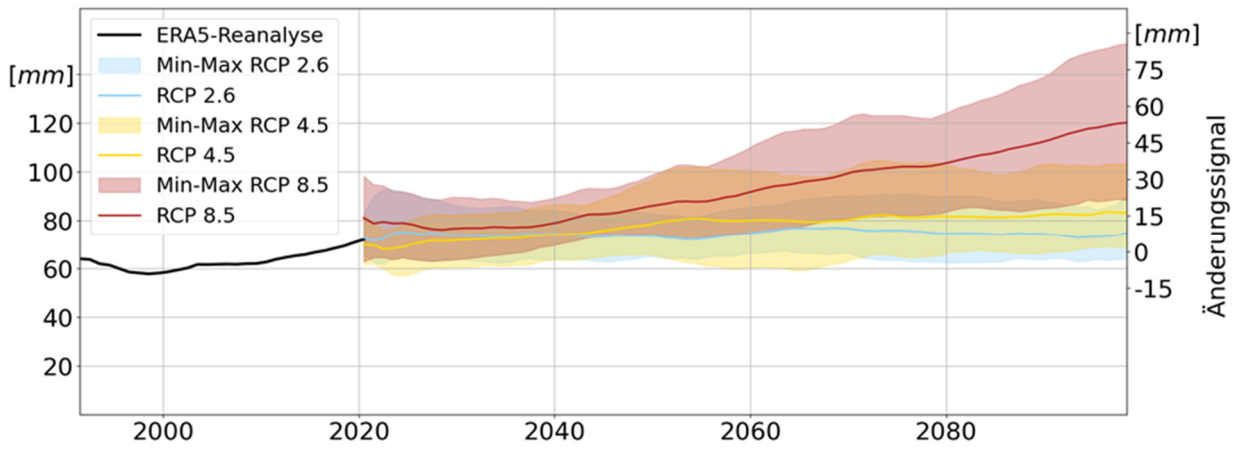


Abbildung 98: Zeitreihe der gleitenden 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Walzasphaltes mit „normaler“ Verformungsbeständigkeit für den Zeitraum 1991 bis 2100 am Standort der Neckartalbrücke

Tabelle 27: Mittlere akkumulierte Verformungswerte für Walzasphalte mit „normaler“, „verbesserter“ und „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit in Abhängigkeit von unterschiedlichen Klimaszenarien und Zeithorizonten

Verformung [mm]	**2016-2045**	**2036-2065**	**2056-2085**
Neckartalbrücke (Referenz ERA5: 68 | 15 | 4 mm)			
RCP2.6	72 | 16 | 8	72 | 16 | 8	75 | 18 | 9
RCP4.5	70 | 17 | 8	77 | 18 | 10	81 | 20 | 10
RCP8.5	75 | 18 | 10	87 | 22 | 12	100 | 30 | 14
Weserbrücke (Referenz ERA5: 43 | 9 | 2 mm)			
RCP2.6	46 | 11 | 4	46 | 11 | 5	48 | 12 | 5
RCP4.5	45 | 10 | 5	48 | 12 | 5	50 | 12 | 5
RCP8.5	50 | 12 | 6	52 | 14 | 6	65 | 16 | 8

Die flächenhafte Änderung der Verformungen konventioneller Guss- und Walzasphalte ist in Abbildung 99 bzw. Abbildung 100 dargestellt. Bei beiden Asphaltarten ist die Entwicklung der zukünftigen Verformung in Bezug auf die räumliche Verteilung quantitativ als auch qualitativ sehr ähnlich. Es gibt drei räumliche Hotspots, die in der Referenzperiode auffallen. Diese umfassen das Rhein-Main-Gebiet und den Oberrhein, für die die höchsten Werte ermittelt werden, Teile von Südbayern entlang der Donau sowie ein Gebiet in Ostdeutschland zwischen Lausitz und Magdeburger Börde. Bei allen Klimaszenarien vergrößern sich in allen Gebieten die Verformungen. In den südlichen Hotspots nimmt die Verformung beim Szenario RCP8.5 im Zeitraum 2051 bis 2080 gegenüber der Referenzperiode um etwa 50 % zu, sodass Verformungswerte von über 100 mm während der Liegezeit des Asphalts erreicht werden. Im Gegensatz dazu ist die relative Verformungszunahme ziemlich gleichmäßig auf das ganze Bundesgebiet verteilt, sodass die Verformungen auch im Norden des Landes um etwa die Hälfte zunehmen. Die Zunahme unter der Annahme des Klimaszenarios RCP2.6 ist gering ausgeprägt und erreicht etwa +10 % bis +15 %. Der zeitliche Fortschritt bzw. der Unterschied zwischen den Perioden 2021 bis 2050 und 2051 bis 2080 ist ebenfalls nur gering ausgeprägt. Im Szenario RCP4.5 verhalten sich die Änderungssignale im nördlichen Teil des Landes sehr ähnlich zu denen im Szenario RCP2.6. Im Süden Deutschlands zeigt sich jedoch eine größere Verstärkung der Verformungen im Zeitraum 2051 bis 2080.

Anhand von Tabelle 26 und Tabelle 27 können ähnliche Tendenzen im Verhalten der drei definierten Asphaltgruppen beobachtet werden, allerdings unterscheiden sich die Verformungen und deren absolute Änderungen teilweise deutlich voneinander. So erreichen die Verformungen für Asphalt mit „verbesserter“ Verformungsbeständigkeit auch im Szenario RCP8.5 nicht die Werte, die konventionelle Asphalte mit „normaler“ Verformungsbeständigkeit erreichen. Die Verformung der Asphalte mit „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit erreichen im Klimaszenario RCP8.5 erst etwa ab dem Jahr 2070 die Werte, die Asphalte mit „verbesserter“ Verformungsbeständigkeit schon in der Referenzperiode 1991 bis 2020 erzielen. Die relative Erhöhung der Verformung ist bei den klimaoptimierten Asphalten am stärksten ausgeprägt, was an den niedrigen Ausgangswerten liegt.

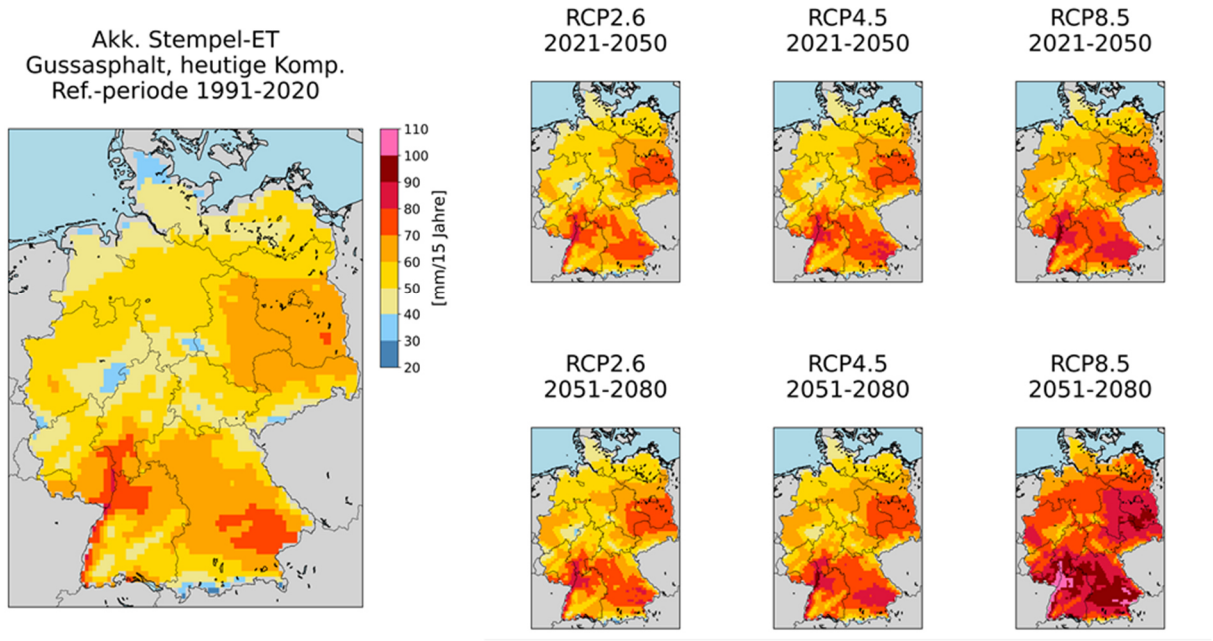


Abbildung 99: 30-jährige Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) statischen Eindringtiefe eines konventionellen Gussasphaltes mit „normaler“ Verformungsbeständigkeit für den Referenzzeitraum (1991 - 2020) (links) und für die Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Zeiträume 2021 - 2050 und 2051 - 2080 (rechts)

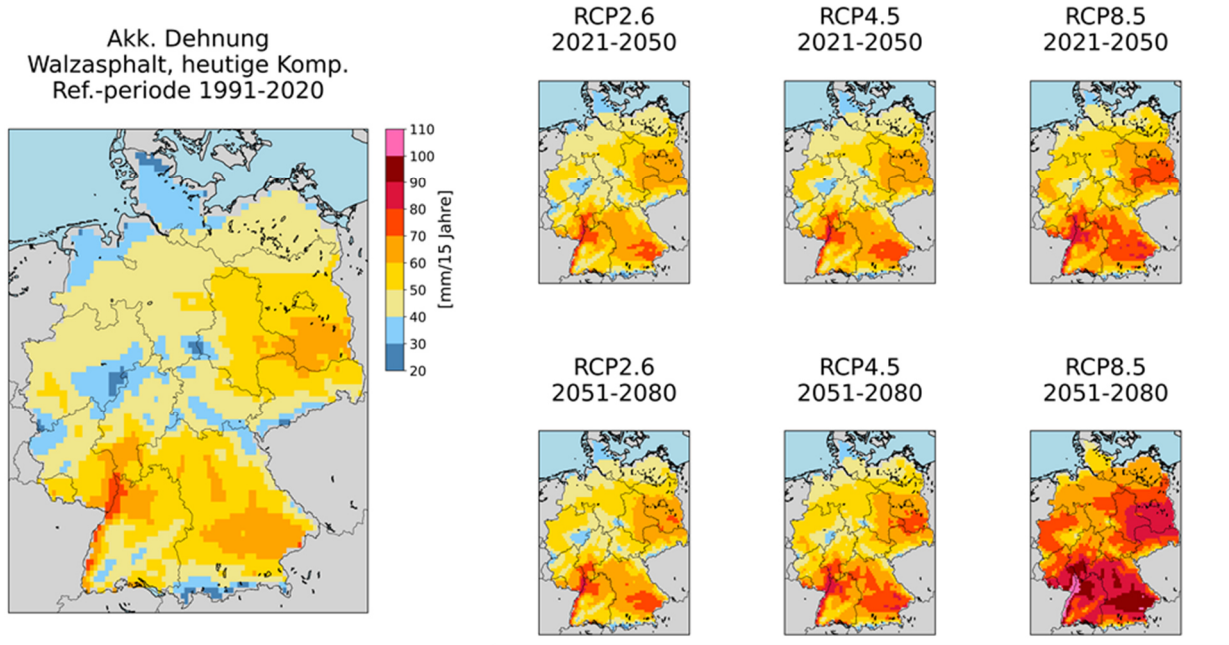


Abbildung 100: 30-jährige Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Walzasphaltes mit „normaler“ Verformungsbeständigkeit für den Referenzzeitraum (1991 - 2020) (links) und für die Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Zeiträume 2021 - 2050 und 2051 - 2080 (rechts)

8.2 Bewertung des Einflusses des Klimawandels

Da der Fokus in diesem Projekt auf Brückenbauwerken liegt und auf diesen mehrheitlich Gussasphalte verlegt werden, beziehen sich die folgenden Abschnitte ausschließlich auf die gewonnenen Erkenntnisse zu Gussasphalten. Die Überlegungen sind aber auch auf Walzasphalte übertragbar.

Um angemessen auf den Klimawandel und dessen Folgen für Asphaltdeckschichten auf Brückenbauwerken reagieren zu können, sind normative Entscheidungen notwendig. Diese müssen die nachfolgenden relevanten Fragen beantworten, die für eine langfristige Nutzung von Brückenbauwerken unter Berücksichtigung der prognostizierten Klimaänderungen relevant sind:

Welche Verformung ist akzeptabel?

Hierbei geht es um die Auswirkungen der Verformung einer Asphaltdeckschicht auf deren Dauerhaftigkeit und auf die Straßenverkehrssicherheit. Auf Brückenbauwerken neigen die Asphalte zu größerer Verformung, da der Asphaltaufbau deutlich dünner ist und dieser auf einem sehr steifen Unterbau aus Stahl oder Stahlbeton aufliegt. Gemäß den aktuellen ZTV ZEB-StB [36] gilt der Zustand einer Bundesfernstraße bereits ab einer Spurrinnentiefe von 4 mm nicht mehr als „sehr gut“. Ab einer Spurrinnentiefe von 10 mm gilt der Zustand als „schlecht“. Dieser Wert entspricht dem Warnwert (Zustandswert 3,5), der Anlass zur intensiven Beobachtung, zur Analyse der Ursachen und ggf. zur Planung von geeigneten Maßnahmen gibt. Bei einer Spurinnentiefe von 20 mm wird schließlich der Schwellenwert (Zustandswert 4,5) erreicht. Sobald dieser überschritten wird, ist die entsprechende Straße nicht mehr ausreichend sicher befahrbar, sodass bauliche Maßnahmen und / oder Verkehrseinschränkungen ergriffen werden müssen. Eine gezielte klimaoptimierte Neukonzeption von Asphaltdeckschichtmischgütern hat also das Ziel, die Verformung der Asphaltschichten möglichst auf unter 20 mm zu begrenzen, um die Leistungsfähigkeit des Straßennetzes und die Dauerhaftigkeit von Asphaltbefestigungen sicherzustellen. Schon heute erreichen nahezu im gesamten Bundesgebiet konventionelle Asphaltdeckschichtmischgüter, die nach den aktuellen gültigen TL Asphalt-StB [38] hergestellt wurden, aufgrund erhöhter klimatischer und verkehrlicher Beanspruchungen Verformungen von mehr als 20 mm während ihrer Liegezeit. In einigen Regionen werden sogar Verformungen von mehr als 60 mm erzielt.

Wie lange soll eine Asphaltschicht sicher befahrbar sein?

Wenn also ein Schwellenwert von 20 mm definiert ist, muss im Weiteren diskutiert werden, wie hoch die von einer Asphaltdeckschicht zu erwartende Nutzungsdauer sein muss. Wird eine Spurrinnentiefe von 20 mm überschritten, müssen Maßnahmen durchgeführt werden, die wiederum zu hohen Ausgaben für Bauarbeiten und erhöhten Verkehrsbelastungen und infolgedessen auch zu wirtschaftlichen Mehrkosten führen. Gleichzeitig entsteht durch den erneuten Ressourcenverbrauch und die Verkehrsbehinderungen aufgrund der notwendigen Baumaßnahmen auch eine zusätzliche Klima- und Umweltbelastung, z. B. in Form von erhöhten CO_2-Emissionen. Auch andere Umweltbelastungen, wie beispielsweise die Lärmbelastung von Anwohner*innen, die durch die Baumaßnahmen betroffen sind, müssen ebenfalls bei der Nachhaltigkeitsbetrachtung berücksichtigt werden. Somit müssen bei der Diskussion zur Festlegung einer Mindest-Lebensdauer für Asphaltdeckschichten sowohl wirtschaftliche als auch umweltrelevante Aspekte der Klimafolgen für den Asphaltoberbau einbezogen werden. Diese Aspekte sind im Rahmen dieses Forschungsprojektes jedoch nicht Gegenstand der Untersuchungen gewesen, sodass diese auch nicht tiefergehend betrachtet wurden. Anhand qualitativer Überlegungen, wie sie auch im Rahmen des Projekts FE 04.0332 [63] gemacht wurden, ist jedoch eine Lebensdauer < 15 Jahre als unzureichend zu bewerten. Aufgrund dessen fokussieren sich die Untersuchungen in Kapitel 8.1 auch auf die Akkumulation der Verformungen von Asphaltdeckschichten über 15 Jahre. Eine Verifizierung der in den Versuchen ermittelten Werte mit dem tatsächlichen Verhalten dieser Asphalte in situ konnte im Rahmen des Projektes nicht durchgeführt werden. Aufgrund der oben beschriebenen Feststellungen in situ und der Tatsache, dass die innerhalb des Referenzzeitraumes errechneten Verformungen zwischen 60 mm und 80 mm durchaus mit real gemessenen Spurrinnentiefen auf Brückenbauwerken korrespondieren, können als erste Einschätzung die im Rahmen des Projektes simulierten Werte direkt auf Brückenbauwerke übertragen werden. Unter Berücksichtigung einer Mindest-Lebensdauer von 15 Jahren und einem Schwellenwert der Spurrinnentiefe von 20 mm, konnte durch die Analyse der

aktuellen bzw. der in der näheren Vergangenheit modellierten Verformungen gezeigt werden, dass dieser Schwellenwert bereits heute in weiten Teilen des Landes überschritten wird. Auch unter Berücksichtigung der Unsicherheit im Kontext der Modellberechnungen ist anhand der tatsächlich gemessenen als auch modellierten Werte festzustellen, dass der Schwellenwert der Spurrinnentiefe von 20 mm während der Liegedauer konventioneller Asphaltbefestigungen sehr wahrscheinlich nicht mehr einzuhalten ist.

Welches Klimaszenario ist Grundlage für die Klimaoptimierung von Asphalt?

Um auf zukünftige Klimaänderungen angemessen reagieren zu können, müssen Maßnahmen schon vor Eintritt prognostizierter Klimaänderungen eingeleitet, geplant und durchgeführt werden. Dies setzt, wie in diesem Forschungsprojekt zur Anwendung gekommen, eine vorausschauende Klimamodellierung voraus. Eine nachhaltige Strategie zur Klimaoptimierung von Asphaltdeckschichtmischgütern beinhaltet auch die Festlegung von Zeiträumen, in denen die Maßnahmen geplant und vollständig umgesetzt werden sollten. Diese Zeiträume sind wiederum von dem Zeitpunkt abhängig, ab dem mit einer signifikanten Beeinträchtigung der Dauerhaftigkeit einer Asphaltbefestigung infolge der Klimaänderungen zu rechnen ist. Der so definierte zeitliche Horizont und die sich daraus ergebende Dringlichkeit einer klimaoptimierten Neukonzeption von Guss- und Walzasphalten müssen bei der Wahl des Klimaszenarios berücksichtigt werden. Dabei ist zusätzlich zu beachten, wie schnell eine Anpassung erfolgen kann, um zu beurteilen, wann sie spätestens ergriffen werden sollte. Die wirtschaftlichen und umweltrelevanten Auswirkungen, die durch ein Versagen der Asphaltbefestigung entstehen, sind ebenfalls in einer solchen Überlegung miteinzuschließen und beschreiben den “Risikoumfang”. Angesichts von schon heute überschrittener Schwellenwerte der Spurrinnentiefe und der zusätzlichen Belastungen von Staatshaushalt und Wirtschaft infolge der vermehrten Baumaßnahmen ist von einer hohen Dringlichkeit auszugehen. Gleichzeitig ist die Anpassungsfähigkeit von Asphalt hinsichtlich erhöhter klimatischer Beanspruchungen noch nicht hinreichend untersucht, da abschließende Erkenntnisse zur Wirtschaftlichkeit und Praktikabilität noch fehlen. Eine Klimaoptimierung von Asphalt ist also heute schon dringend erforderlich, allerdings ist das mögliche Optimierungspotenzial verschiedener Kompensationsmaßnahmen noch nicht vollständig bekannt und evaluiert. Die Auswirkungen sind bislang noch nicht vollständig verstanden und werden sich durch den fortschreitenden Klimawandel weiter verschärfen. Dies lässt insgesamt auf einen geringen „Risk Appetite“, also auf eine geringe Risikobereitschaft bei der Klimaoptimierung von Asphalt schließen, obwohl eine hohe Dringlichkeit besteht. Für die Auswahl des Klimaszenarios, das bei der Klimaoptimierung von Asphalt zugrunde liegen sollte, bedeutet dies, dass auf der sicheren Seite liegend von einem dramatischen Klimaszenario (RCP8.5) auszugehen ist. Die zugrunde liegenden Klimaprojektionen und deren Datensätze sind dabei kontinuierlich zu aktualisieren. Dies ist in den nächsten drei bis vier Jahren im Zuge der Regionalisierung der CMIP6-Klimamodelle zu erwarten. In diesen Modellen finden sich die gleichen Annahmen über die Änderung der THG-Konzentrationen, aber die Klimamodelle sind entsprechend fortgeschritten.

Welche wirtschaftlichen Folgen hat die Klimaoptimierung von Asphalt?

Die technische Umsetzbarkeit von gezielt klimaoptimierten Asphaltkonzepten wurde in diesem Projekt klar gezeigt. Was jedoch fehlt ist die Untersuchung der wirtschaftlichen Auswirkungen solcher Kompensationsmaßnahmen. Dazu wäre eine umfassende Kosten-Nutzen-Analyse dieser Maßnahmen nötig. Es kann jedoch aus heutiger Sicht aufgrund der bereits häufigen Überschreitung des sicherheitsrelevanten Schwellenwerts der Spurrinnentiefe sehr wahrscheinlich davon ausgegangen werden, dass das Kosten-Nutzen-Verhältnis einer Klimaoptimierung von Asphaltdeckschichtmischgütern unter Berücksichtigung des Szenarios RCP8.5 sehr hoch ausfallen dürfte.

Welches Monitoring ist im Rahmen der Klimaanpassung von Asphalt nötig?

Um den Erfolg der Umsetzung von Kompensationsmaßnahmen sowie deren Wirksamkeit nachweisen zu können, sind Zahlen, Daten und Fakten nötig. In der Regel werden diese als Indikatoren bezeichnet und auf unterschiedliche Weise berechnet und regelmäßig, zum Beispiel jährlich, aktualisiert. Im vorliegenden Forschungsprojekt ist als Anforderungsgröße der Zeitraum, in dem die Spurrinnentiefe unter 20 mm liegt, definiert. Ist dieser Zeitraum mindestens 15 Jahre lang, dann ist also das Ziel einer

klimaoptimierten Neukonzeption von Asphaltmischgütern am jeweiligen Einsatzort, an dem dieser Asphalt verlegt wurde, erreicht. In diesem Projekt wurden FEM-Modellierungen und Machine-Learning als Hilfsmittel genutzt, um diese fehlenden Datensätze auf breiter Fläche zu kompensieren. Dies ist an sich eine praktikable Strategie, denn dadurch mindern sich der Aufwand und die Kosten für das Monitoring der Umsetzung, was in diesem Fall gleichzeitig auch eine Art prädiktive Instandhaltung sein kann. Durch die Berücksichtigung aktueller Wetterdaten und deren Verknüpfung mit der Verformung des Asphalts in Abhängigkeit vom jeweiligen Standort durch das Modell, das hier entwickelt worden ist, kann das Monitoring standardisiert werden. Jedoch weist das hier entwickelte Modell große Unsicherheiten auf, da nur eine kleine Datenmenge für die Modellbildung verfügbar war. Dennoch konnten damit wichtige Erkenntnisse zu den Auswirkungen des Klimawandels auf die Dauerhaftigkeit von Asphaltdeckschichten auf Brückenbauwerken geliefert werden. Auch wenn der Datenbestand heute noch gering ist, werden die Modellergebnisse durch Beobachtungswerte bestätigt, weshalb sie als vertrauenswürdige Richtwerte gelten können, ungeachtet der Tatsache, dass das Modell weiter verbessert werden sollte. Bereits heute ist in weiten Teilen des Landes die Lebensdauer der Asphaltdeckschichten auf Brückenbauwerken kürzer als 15 Jahre, wenn eine Spurrinnentiefe von maximal 20 mm als maßgebender Schwellenwert herangezogen wird. Die dem Projekt zugrunde liegende Forschungsfrage “Wann ist durch den Klimawandel mit einer nennenswerten Verkürzung der Lebensdauer von Asphaltschichten auf Brückenbauwerken zu rechnen?” kann also klar beantwortet werden: Dies ist schon heute in weiten Teilen des Landes der Fall. In Zukunft wird sich die Lebensdauer weiter verkürzen. Aufgrund der Geschwindigkeit des aktuellen Klimawandels und der insgesamt geringen Wirksamkeit internationaler Klimapolitik, ist es ratsam, klimaoptimierte Neukonzeptionen von Asphaltmischgütern unter Berücksichtigung des Klimaszenarios RCP8.5 schnellstmöglich zu planen, in der Straßenbaupraxis zu erproben und im Regelwerk zu verankern.

Die in diesem Projekt konzipierten und untersuchten klimaoptimierten Guss- und Walzasphalte weisen eine deutliche bessere Verformungsbeständigkeit bei Wärme auf und können somit den erhöhten klimatischen Beanspruchungen aufgrund des Klimawandels besser standhalten bzw. diese besser kompensieren. In den drei identifizierten Hotspots (Rhein-Main-Gebiet / Oberrhein, Niederbayern und das Gebiet in Ostdeutschland) ist der Einbau klimaoptimierter Asphalte schon in der nahen Zukunft ratsam. In den anderen Landesteilen wäre dies aus klimatologischer Sicht ab dem Jahr 2050 ausreichend, da bis dahin auch Asphalte mit „verbesserter“ Verformungsbeständigkeit den Schwellenwert der Spurrinnentiefe von 20 mm während einer Liegezeit von 15 Jahren höchstwahrscheinlich nicht überschreiten werden. Wird jedoch auch die steigende Verkehrsbelastung verstärkt in die Betrachtung miteinbezogen, so wäre der Einbau von Asphalten mit „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit in weiteren Teilen Deutschlands womöglich auch schon viel früher sinnvoll.

Auch wenn die Randbedingungen für Asphaltkonstruktionen auf der freien Strecke andere sind, zeigen die Ergebnisse des Projekts FE 04.0332 [63], dass auch für diese ein großer Optimierungsbedarf in den nächsten Jahrzehnten besteht. Dabei sollten Synergieeffekte genutzt werden und die hier gemachten Erfahrungen und erarbeiteten Konzepte für klimaoptimierte Walz- und Gussasphalte für Brückenbauwerke berücksichtigt werden, da die Auswirkungen des Klimawandels auf die Dauerhaftigkeit von Asphalt grundlegend identisch sind, ungeachtet davon, ob diese auf Brückenbauwerken oder auf der freien Strecke verlegt werden. Asphaltschichten auf Brückenbauwerken sind jedoch durch ihre geringe Dicke wesentlich sensibler gegenüber klimatischen Veränderungen.

Weitere Untersuchungen sind insbesondere in Bezug auf die Praktikabilität und Wirtschaftlichkeit der Kompensationsmaßnahmen empfehlenswert. Aber auch eine Weiterentwicklung oder zumindest Ausweitung des hier entwickelten Modells zur Modellierung der Temperatur- und Verformungszustände in Asphaltschichten wäre sinnvoll, um die Wirksamkeit der klimaoptimierten Neukonzeption von Asphalt zu erhöhen und gleichzeitig das Pavement Management System zu verbessern. Eine entsprechende Überarbeitung des technischen Regelwerks ist aufgrund der hier erzielten Ergebnisse ebenfalls empfehlenswert.

9. Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Zusammenfassung der Erkenntnisse

Die projizierten Klimaveränderungen haben einen signifikanten Einfluss auf die Dauerhaftigkeit von Asphaltbefestigungen. Das Ziel dieses Forschungsvorhabens war es daher, einerseits Erkenntnisse über die zu erwartenden Temperaturverteilungen und deren Häufigkeiten in Asphaltschichten auf Brückenbauwerken zu erlangen, um den Zeithorizont abzuschätzen, ab dem mit einer maßgeblichen Beeinträchtigung der Nutzungsdauer standardisierter Asphaltoberbaukonstruktionen zu rechnen ist. Andererseits sollten unter Berücksichtigung der prognostizierten extremen Klimaeinwirkungen hochverformungsbeständige Asphalte neu konzipiert werden, die auch bei tiefen Temperaturen eine ausreichende Kälteflexibilität aufweisen.

Um diese Ziele zu erreichen, erfolgte zunächst eine umfangreiche Literaturanalyse zur Bestandsaufnahme der Klimarandbedingungen und der prognostizierten Klimaänderungen. Als Referenzperiode wurde dabei die aktuelle klimatologische Referenzperiode 1991 bis 2020 ausgewählt. Dabei wurden hydrometeorologische Rasterdatensätze (HYRAS) mit dem ERA5-Datensatz komplementiert. Zusätzlich wurden Temperaturdaten, die über ein Jahr lang in den Asphaltschichten auf der Neckertalbrücke und auf der Weserbrücke gemessen wurden, zur Verfügung gestellt und berücksichtigt. Auf dieser Datengrundlage wurde schließlich eine Methode zur Bewertung der vertikalen Temperaturverhältnisse in Asphaltdeckschichten auf Brückenbauwerken entwickelt. Diese basiert auf einem Finite-Elemente-Modellierungsansatz (FEM), der es ermöglicht, die vertikale Wärme- und Temperaturverteilung mit hoher zeitlicher und räumlicher Auflösung zu berechnen. Mithilfe eines statistischen Ansatzes (Machine -Learning Algorithmus (ML)) konnten die Erkenntnisse auch auf das gesamte Bundesgebiet übertragen werden.

Aus den Daten der Referenzperiode wurde für die drei unterschiedlichen Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 sowie RCP8.5 jeweils die zukünftige Entwicklung der Klimakenngrößen abgeschätzt. Daraus ergab sich, dass sich für diese drei Szenarien bis etwa zum Jahr 2050 nur geringe Unterschiede in Bezug auf die Änderung der Klimakenngrößen T_{Max}, T_{Mit}, T_{Delta} und R_{Solar}, die für die thermische Beanspruchung von Asphaltstraßen relevant sind, ergeben. Ab dem Jahr 2050 ergibt sich hingegen eine starke Divergenz zwischen dem Klimaszenario RCP8.5 und den beiden anderen Szenarien RCP2.6 und RCP4.5. Auf Grundlage der prognostizierten zukünftigen Klimabelastung und des aufgestellten Modells zur Abschätzung der vertikalen Temperaturverteilung im Asphaltoberbau auf Brückenbauwerken kann für jeden Tag eine maximale mittlere Asphaltdeckschichttemperatur $T_{Asphalt}$ berechnet werden. Sie dient im Weiteren als Grundlage für die Bewertung der zukünftigen Entwicklung plastischer Verformungen.

Für die Neukonzeption klimaoptimierter Guss- und Walzasphalte wurden zunächst im Rahmen einer umfangreichen Literaturrecherche Erkenntnisse zu Kompensationsmaßnahmen zusammengetragen, die zu einer Reduzierung der negativen Folgen des Klimawandels auf die Dauerhaftigkeit von Guss- und Walzasphalten für Straßen- und Brückenbauwerke beitragen und bislang untersucht und / oder erprobt wurden. Auf dieser Grundlage wurde zunächst eine Vorauswahl der Ausgangsstoffe (Bindemittel, Füller, Gesteinskörnung) getroffen. Anschließend erfolgten Voruntersuchungen sowohl an den ausgewählten Bindemitteln und Füllern als auch an verschiedenen daraus hergestellten Mastixvarianten. Dabei fanden auch Materialkomponenten Berücksichtigung, die noch nicht standardmäßig im einschlägigen technischen Regelwerk etabliert sind, aber aufgrund ihres optimierten Gebrauchsverhaltens eine frühzeitige Schadensentwicklung verhindern und eine lange Nutzungsdauer gewährleisten können. Die finale Auswahl der Ausgangsstoffe für die Asphaltmischgutherstellung wurde schließlich anhand der gewonnenen Ergebnisse aus den Voruntersuchungen festgelegt.

Insgesamt wurden im Rahmen dieses Forschungsprojekts acht Walzasphaltvarianten (jeweils vier splittreiche Asphaltbetone AC 11 D SP und Splittmastixasphalte SMA 11 S) sowie fünf Gussasphaltvarianten (MA 8 S) konzipiert und labortechnisch hergestellt. Dabei erfolgte vor allem eine Variation der Bindemittelart und -sorte sowie der Füllerart, wobei ausschließlich Kalksteinmehl und ein Mischfüller zum Einsatz kamen. Die anschließenden Performance-Untersuchungen zur Verformungsbeständigkeit bei hohen Temperaturen sowie zur Kälteflexibilität und Ermüdung der Asphaltvarianten

zeigten signifikante Unterschiede im Gebrauchsverhalten der Varianten. Bei den Verformungsversuchen wurden die Prüftemperaturen erhöht, sodass die Prüfbedingungen dadurch verschärft und an die prognostizierten höheren Temperaturen angepasst sind. Bei der gesamtheitlichen Betrachtung der Ergebnisse konnten Zusammensetzungen bzw. Materialkombinationen präferiert sowie die prinzipielle Übertragung der Erkenntnisse auf andere Asphaltschichten beschrieben werden.

Das erstellte Modell zur vertikalen Temperaturverteilung in Asphaltschichten auf Brückenbauwerken sowie die in Laborversuchen ermittelte Temperaturabhängigkeit der plastischen Verformungen konnten schließlich miteinander kombiniert werden, um die Auswirkungen der erhöhten klimatischen Beanspruchung auf die Dauerhaftigkeit und das Gebrauchsverhalten von Asphaltschichten auf Brücken einzuschätzen. Letztendlich konnte auch im Modell gezeigt werden, dass die heute verwendeten konventionellen Asphalte mit „normaler“ Verformungsbeständigkeit bereits jetzt an ihre Grenzen stoßen und eine Klimaoptimierung dringend erforderlich ist.

9.2 Ausblick und weiterer Forschungsbedarf

Weiter in die Zukunft gedacht, sollte die Wahl des Klimaszenarios anhand von Beobachtungsdaten zu Klimaveränderungen und THG-Emissionen regelmäßig, etwa im Abstand von fünf Jahren, erneut verifiziert werden. Gäbe es zum Beispiel Anlass zur Annahme, dass die THG-Emissionen nachhaltig abnehmen werden, dann wäre die Wahl eines besonders extremen Szenarios wie dem RCP8.5 nicht zu rechtfertigen. Eine solche Abnahme ist jedoch nach derzeitigem Stand aufgrund der nationalen aber auch der globalen Bestrebungen in Bezug auf Klimaschutzmaßnahmen nicht zu erwarten. Anzumerken ist dabei jedoch, dass die hohe Zunahme der absoluten Treibhausgaskonzentration in der Atmosphäre nach dem Szenario RCP8.5 ebenfalls mittlerweile als eher unwahrscheinlich erscheint. Dies ist vor allem auf die tatsächlich nutzbare Menge an fossilen Brennstoffen zurückzuführen, die in diesem Klimaszenario um ein Vielfaches höher angenommen wird als die noch tatsächlich verfügbaren förderbaren Reserven. Eine Einhaltung des +1,5-Grad Zieles ist derzeit dennoch nicht plausibel, und auch eine Einhaltung des +2,0-Grad Zieles wird zunehmend unwahrscheinlicher. Zudem können signifikante Klimaänderungen in der Zukunft abrupter eintreten, was mit der Überschreitung von Kipppunkten im Klimasystem zusammenhängt. Diese würden eine Erwärmung weiter verstärken. Deren Auswirkungen sind allerdings nur teilweise in den heutigen Klimaprojektionen abbildbar. Gleichzeitig kann die Extremität des Klimas, etwa durch das Abreißen der Atlantischen Meridionalen Umwälzzirkulation (AMOC), zunehmen, wodurch sich noch größere Differenzen zwischen den heißesten und kältesten Perioden ergeben. Aufgrund dessen wird in diesem Forschungsprojekt von gleichbleibenden Anforderungen an die Kälteflexibilität der Asphalte ausgegangen, auch wenn die Beobachtungsdaten zeigen, dass die Kälteperioden weniger, kürzer und tendenziell schwächer werden. Eine Empfehlung in diesem Zusammenhang stellt das Ausarbeiten von expliziten „Wild Card“-Szenarien für die Klimaauswirkungen auf die Dauerhaftigkeit von Asphaltbefestigungen dar. In der Zukunftsforschung werden als „Wild Card“ Ereignisse mit sehr geringer Eintrittswahrscheinlich bezeichnet, die jedoch enorme Veränderungen nach sich ziehen. Mithilfe von „Wild Card“-Szenarien können also ebenfalls Klimaänderungen und deren Auswirkungen berücksichtigt werden, die wenig wahrscheinlich sind, aber möglicherweise sehr starke Auswirkungen haben. Als mögliche „Wild Card“-Szenarien gelten für kürzere Zeiträume bis etwa zum Jahr 2050 z. B. das Überschreiten einzelner Kipppunkte oder auch extreme Wetterlagen, wie die Hitzewelle im Jahr 2003.

Zur Untersuchung der wirtschaftlichen Auswirkungen der Kompensationsmaßnahmen im Zusammenhang mit der klimaoptimierten Neukonzeption von Guss- und Walzasphalten wäre eine umfassende Kosten-Nutzen-Analyse nötig. Dabei sollten sämtliche Kosten, die bei ausbleibenden Kompensationsmaßnahmen durch die erhöhten klimatischen Beanspruchungen entstehen, also die Opportunitätskosten, ebenso berechnet werden, wie die Kosten, die im Zuge der Neukonzeption klimaoptimierter Asphalte anfallen. Eine möglichst weit gefasste Betrachtung des Kosten-Nutzen-Verhältnisses ermöglicht dabei eine ganzheitliche Bewertung der Klimaoptimierung von Asphaltmischgütern. Zusätzlich ist eine zumindest semiquantitative Erfassung von Nachhaltigkeitsaspekten, wie etwa den THG-Emissionen, sinnvoll. Zwar wird in diesem Projekt empfohlen, zunächst das Klimaszenario RCP8.5 als Grundlage für die Klimaoptimierung von Asphalt zu nutzen, dennoch könnte eine Kosten-

Nutzen-Modellierung unter Verwendung der Klimaszenarien RCP2.6 und RCP4.5 aufzeigen, wie hoch das Risiko einer Überanpassung bei Berücksichtigung des Klimaszenarios RCP8.5 wäre. Dabei besteht das Risiko einer Überanpassung darin, dass Anpassungsmaßnahmen mit hoher Wirkung ergriffen werden, obwohl bereits Maßnahmen mit geringerer Wirkung ausgereicht hätten.

Weiterer Forschungsbedarf besteht auch hinsichtlich der Weiterentwicklung und Verbesserung des Modells. Dafür werden zunächst entsprechend mehr gleichwertige Temperaturdaten benötigt, die über einen längeren Zeitraum in Asphaltschichten auf Brückenbauwerken gemessen wurden. Dabei empfiehlt es sich die Temperaturdaten in Abhängigkeit vom entsprechenden Brückenstandort auszuwählen, damit die gesamte Klimavariabilität Deutschlands hinreichend repräsentiert wird. Somit könnte dann ein einheitliches Messprogramm und ein Programm zur Datenerhebung dazu genutzt werden, um entsprechende Datensätze zu erzeugen, auf deren Basis das Modell verbessert und auf alle Standorte angewendet werden kann. In der jetzigen Form ist die Leistung des Modells nur schwer einschätzbar, da es bislang kaum zugängliche Temperaturdatensätze zur Verifikation gibt. Mithilfe eines verbesserten Modells könnten kontinuierlich aktuelle Verformungswerte errechnet und der Zustand der entsprechenden Straße beobachtet werden. Dies wäre dann auch für Asphaltschichten möglich, die auf Brückenbauwerken verlegt wurden, zu denen keine Temperaturdaten vorliegen.

Eine weitere Möglichkeit zur Weiterentwicklung des Modells besteht in der Verknüpfung der thermisch bedingten Verformung mit Verkehrsdaten. So könnte ein System zum kontinuierlichen Monitoring des aktuellen Zustandes von Asphaltschichten auf Brückenbauwerken eingerichtet werden. Die räumliche und zeitliche Aggregation der Daten wiederum könnte dann zum Monitoring der bautechnischen Kompensationsmaßnahmen und der Berechnung der dafür gewählten Indikatoren verwendet werden.

Bezogen auf die im Projekt konzipierten klimaoptimierten Asphaltvarianten sollte im nächsten Schritt verifiziert werden, ob und mit welchem Aufwand diese sich auch großmaßstäblich in Asphaltmischanlagen herstellen lassen. Bei der großtechnischen Herstellung ergeben sich im Vergleich zur labortechnischen Mischgutherstellung mit großer Wahrscheinlichkeit Unterschiede, vor allem bei den Gussasphalten. So kann die großtechnische Mischgutherstellung, aber vor allem auch die anschließende Verweildauer im Kocher die Eigenschaften des Mischgutes erheblich verändern.

Im Rahmen des Projektes wurden lediglich gebrauchsfertige Polymermodifizierte bzw. viskositätsveränderte Bindemittel berücksichtigt. Dadurch konnten zumindest die aktuellen Entwicklungen in Bezug auf temperaturabgesenkte Asphalte berücksichtigt werden, auch wenn eine Temperaturanpassung bei der Mischgut- und Probekörperherstellung nicht angewendet wurde. Es gibt jedoch auch viele andere Möglichkeiten das Bindemittel zu optimieren und zu modifizieren. Vor allem auch im Zusammenhang mit den Bestrebungen zur Temperaturabsenkung gibt es aktuell unterschiedliche Ansätze (Schaumbitumentechnologie, oberflächenaktive Zusätze), die auch eine Auswirkung auf die Performance der Asphalte haben werden. Allein die abgesenkten Herstellungs- und Verarbeitungstemperaturen werden sich auf das zukünftige Gebrauchsverhalten auswirken. Grundsätzlich sollte auch das Alterungsverhalten neuer Hochleistungsbindemittel hinreichend untersucht werden, da dieses durch die Verwendung härterer Ausgangsbindemittel sowie viskositätsverändernder Zusätze auch beeinträchtigt werden kann. Da die Geschwindigkeit und das Ausmaß des Alterungsprozesses ebenfalls signifikant von den klimatischen Einflüssen abhängen, ist davon auszugehen, dass die prognostizierten Klimaänderungen auch den Alterungsprozess beschleunigen. In diesem Zusammenhang spielt vor allem die verstärkte zukünftige Solarstrahlung eine signifikante Rolle. Bei einer zu hohen Alterungsempfindlichkeit des Bindemittels besteht die Gefahr, dass durch die hervorgerufene Veränderung der Bindemitteleigenschaften das Tieftemperaturverhalten signifikant verschlechtert wird.

In einem weiteren Schritt sollte auch die Zugabe von Eigenfüller untersucht werden. Dieser kann ebenfalls sehr positive Auswirkung auf das Verformungsverhalten haben. Teilweise kann er sehr versteifend wirken, sodass eine Überprüfung der Kälteflexibilität zwingend erforderlich ist.

Aufgrund des thermoviskosen Verhaltens des Bindemittels wird das Verformungsverhalten von Asphalt auch signifikant von der Art und Zusammensetzung der Gesteinskörnung bestimmt. So kann durch eine gute Kornabstufung und gezielte Wahl der Gesteinsart der Verformungswiderstand gezielt

verbessert werden. Hierbei spielt die Erwärmung einer Asphaltbefestigung eine entscheidende Rolle, die vom thermophysikalischen Verhalten, vor allem von der Wärmeleitfähigkeit, und dem Reflexionsvermögen des Asphalts abhängt. Da die Gesteinskörnung den volumetrisch größten Anteil in einem Asphaltmischgut einnimmt, wird die Wärmeleitfähigkeit des Asphaltes vorwiegend durch die verwendete Gesteinskörnung bestimmt. Aufgrund der dunklen Grundfarbe des Bindemittels wird auch das Reflexionsvermögen hauptsächlich von der eingesetzten Gesteinskörnung und ggf. den Abstreusplitten beeinflusst. Demnach sollte bei der klimaoptimierten Neukonzeption von Guss- und Walzasphalten auch die Variation der Gesteinskörnungsart und der Abstreusplitte im Fokus stehen und deren Einfluss auf das Verformungsverhalten eingehend untersucht werden. Dabei ist jedoch stets zu beachten, dass günstige lichttechnische und thermophysikalische Eigenschaften bei der Wahl der Gesteinskörnung für die Herstellung klimaoptimierter Asphalte nicht zu stark gewichtet bzw. zu Lasten bautechnischer Gesteinseigenschaften überbewertet werden.

Die thermische Beanspruchung einer Asphaltbefestigung kann auch signifikant durch die Verwendung eines farblosen Bindemittels oder durch die Aufbringung eines reflektierenden weißen Straßenbelags, reduziert werden kann. Diese Maßnahmen sind jedoch derzeit noch mit horrenden Investitionskosten verbunden.

Die Zugabe von Asphaltgranulat stellt bei der Neukonzeption von Asphalt ebenfalls einen wichtigen Aspekt dar, den es weiter zu erforschen gilt. Der Einfluss von Asphaltgranulat auf das Gebrauchsverhalten sollte bei der Klimaoptimierung von Deckschichtmischgütern aus Walzasphalt, aber vor allem bei der von Asphaltbindern, umfänglich untersucht und verifiziert werden. In der Regel bewirkt die Zugabe eher eine Verbesserung des Verformungsverhaltens. Wie sich diese wiederum auf die Kälteflexibilität und auf die Alterungsempfindlichkeit auswirkt, sollte Gegenstand weiterer Forschungsarbeiten sein.

Literatur

[1] Allan, R. P., Hawkins, E., Bellouin, N., and Collins, B. 2021. *IPCC, 2021: Summary for Policymakers*. Climate Change 2021: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge University Press. DOI=10.1017/9781009157896.001.

[2] Allen, R., Pereira, L., Raes, D., and Smith, M. 1998. *FAO Irrigation and Drainage Paper No. 56. Guidelines for Computing Crop Water Requirements*. FAO- Food and Agriculture Organization of the United Nations, Rom.

[3] Arand, W. 1983. Zum Einfluss tiefer Temperaturen auf das Ermüdungsverhalten von Asphalten. *Straße und Autobahn,* 10.

[4] Arand, W. 1991. Die Dauerhaftigkeit von Asphaltstraßen unter Berücksichtigung des Klimas. *Straße und Autobahn,* 2, 80–88.

[5] Arbeitsausschuss Frost der FGSV. 1994. *Entstehung und Verhütung von Frostschäden an Straßen*. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Bonn.

[6] Augter, G. and Kayser, S., Eds. 2019. *KiST-Zonen-Karte RDO und RSO Asphalt. = Map of KiST-Zones for RDO and RSO asphalt*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen S, Straßenbau Heft 136. Fachverlag NW in Carl Ed. Schünemann KG, Bremen.

[7] Beckedahl, H. J., Schrödter, T., Koppers, S., Mansura, D., and Reutter, O. 2020. *Asphaltoberbau und extreme Temperaturen. Schlussbericht FE 07.0276/2014/LRB*. Bergische Universität Wuppertal; Bergisches Straßenbaulabor; Wuppertal Institut für Klima, Umwelt, Energie.

[8] Beckedahl, H. J., Schrödter, T., Koppers, S., Mansura, D., and Reutter, O. 2021. *Asphaltoberbau und extreme Temperaturen. Asphalt pavement structures and extreme temperatures*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen S, Straßenbau Heft 156. Carl Ed. Schünemann KG, Bremen.

[9] Bulatović, V. O., Rek, V., and Marković, K. J. 2014. Effect of polymer modifiers on the properties of bitumen. *Journal of Elastomers & Plastics* 46, 5, 448 – 469.

[10] Bundesministerium für Digitales und Verkehr. 2021. *BMVI - Infrastruktur. Straßennetz (2021)*. https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Artikel/G/infrastruktur-statistik.html. [16.12.2021].

[11] Cardone, F., Frigio, F., Ferrotti, G., and Canestrari, F. 2015. Influence of mineral fillers on the rheological response of polymer-modified bitumens and mastics. *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)* 2, 6, 373–381.

[12] Chakar, L. 2009. *Optimierung des Verformungswiderstandes von Splittmastixasphalt durch Modifikation mit Elektroofenschlacke*. Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie (KIT).

[13] Climate Action Tracker. 2023. *2100 Warming Projections. Emissions and expected warming based on pledges and current policies*. https://climateactiontracker.org/global/temperatures/. Accessed 29 February 2024.

[14] Cramer, P., Herz, G., and Radenberg, M. 2001. Kalkhydrat: Eine Alternative zur Modifizierung des Bindemittels. *Asphalt* 36, 6 (2001), 17–25.

[15] Deutscher Wetterdienst. 2021. *Klimastatusbericht Deutschland. Jahr 2021*. https://www.dwd.de/DE/leistungen/klimastatusbericht/publikationen/ksb_2021.pdf;jsessionid=992E5214FAC41B27E5B42D4E69E437FF.live31082?__blob=publicationFile&v=4. [29.2.2024].

[16] Deutscher Wetterdienst. 2022. *Datensätze auf der Basis der RCP-Szenarien*. https://www.dwd.de/DE/forschung/klima_umwelt/klimaprojektionen/fuer_deutschland/fuer_dtsl_rcp-datensatz_node.html. [29.2.2024].

[17] Deutsches Institut für Normung e.V. 1999. *DIN EN 932-2: Prüfverfahren für allgemeine Eigenschaften von Gesteinskörnungen. Teil 2: Verfahren zum Einengen von Laboratoriumsproben*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[18] Deutsches Institut für Normung e.V. 2016. *DIN 52096: Prüfung von Füllern für den Straßenbau. Versteifende Wirkung von Füller auf Bitumen - Stabilisierungsindex*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.

[19] Dimitrov, M. 2020. *Gussasphalt als nachhaltiger Straßenbaustoff,* TU Wien.

[20] Dukatz, E. L. and Anderson, D. A. 1980. The Effect of Various Fillers on the Mechanical Behavior of Asphalt and Asphalt Concrete. *Association of Asphalt Paving Technologists Proceedings* 49.

[21] Eicher, J. 2018. *Beurteilung der Gebrauchseigenschaften von Asphaltmörtel mit dem Dynamischen Scherrheometer*. Dissertation, Technische Universität München.

[22] Engels, A., Marotzke, J., and Jansen, S. 2023. *Social change more important than physical tipping points. 1.5-degree Goal not plausible*. https://www.cliccs.uni-hamburg.de

/about-cliccs/news/2023-news/2023-01-31-pm-climate-futures-outlook.html. [29.2.2024].
[23] Eulitz, H.-J. and Schellenberg, K. 2000. *Ansprache des Verformungswiderstandes von Gussasphalt mit dem dynamischen Eindringversuch mit ebenem Stempel - Weiterentwicklung und Bewertungshintergrund*. Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik Heft 798, Bonn.
[24] Europäischer Kalkverband EuLA. 2012. *Kalkhydrat. Ein bewährter Zusatzstoff für den dauerhaften und nachhaltigen Asphaltstraßenbau*. Eine Literaturauswertung, deutsche Übersetzung. Arbeitsgruppe Asphalt (Asphalt Task Force).
[25] Europäisches Komitee für Normung. 2008. *DIN EN 1097-4: Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen. Teil 4: Bestimmung des Hohlraumgehaltes an trocken verdichtetem Füller*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
[26] Europäisches Komitee für Normung. 2008. *DIN EN 1097-7: Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen. Teil 7: Bestimmung der Rohdichte von Füller - Pyknometer-Verfahren*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
[27] Europäisches Komitee für Normung. 2009. *DIN EN 933-10: Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen. Teil 10: Beurteilung von Feinanteilen - Kornverteilung von Füller (Luftstrahlsiebung)*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
[28] Europäisches Komitee für Normung. 2017. *DIN EN 13179-1: Prüfverfahren für mineralische Füller in bitumenhaltigen Mischungen. Teil 1: Delta-Ring-und Kigel-Verfahren*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
[29] Europäisches Komitee für Normung. 2018. *DIN EN 13702: Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel. Bestimmung der dynamischen Viskosität von Bitumen und bitumenhaltigen Bindemitteln mit dem Platte-Kegel-Verfahren*. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
[30] European Centre for Medium-Range Weather Forecasts. 2022. *European State of the Climate 2021 Copernicus*. https://climate.copernicus.eu/esotc/2021. [04.7.2022].
[31] Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen (FG); Vereinigung Schweizerischer Straßenfachleute (VSS). 1980. *Standfeste bituminöse Beläge. Bericht der Kommission XII / Association Technique de la Route, Paris (ATR)*. Schriftenreihe 12.
[32] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. *Arbeitspapier Tieftemperaturverhalten von Asphalt*. FGSV W 2 725/1. FGSV Verlag GmbH, Köln 725/1.
[33] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. *Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. RStO 12*. FGSV 499. Forschungsges. für Strassen- und Verkehrswesen, Köln 499.
[34] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. *Technische Lieferbedingungen für gebrauchsfertige viskositätsveränderte Bitumen. TL VBit-StB 22*. FGSV R 1 727. FGSV-Verlag GmbH, Köln 727.
[35] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. *Technische Lieferbedingungen für Straßenbaubitumen und gebrauchsfertige polymermodifizierte Bitumen. TL Bitumen-StB 07/13*. FGSV R1 - Regelwerke 794. FGSV Verlag GmbH, Köln 794.
[36] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 2006/ Fassung2018. *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien zur Zustandserfassung und -bewertung von Straßen. ZTV ZEB-StB*. FGSV Verlag GmbH, Köln, FGSV -Nr.: 489.
[37] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 2007. *Technische Prüfvorschrift für Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 20. Eindringtiefe an Gussasphaltwürfeln*. FGSV Verlag GmbH, Köln, FGSV 756/20.
[38] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 2008. *Technische Lieferbedingungen für Asphaltmischgut für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen. TL Asphalt-StB 07*. FGSV Verlag GmbH, Köln, FGSV 797.
[39] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 2008. *Technische Prüfvorschrift für Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 18. Ablaufen von Bitumen aus Splittmastixasphalt und Offenporigem Asphalt*. FGSV Verlag GmbH, Köln, FGSV 756/18.
[40] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 2008. *Technische Prüfvorschrift für Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 33. Herstellung von Asphalt-Probeplatten im Laboratorium mit dem Walzsektor-Verdichtungsgerät (WSV)*. FGSV-Verlag GmbH, Köln, FGSV 756/33.
[41] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 2014. *Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Verformungsverhaltens von Bitumen und bitumenhaltigen Bindemitteln im Dynamischen Scherrheometer (DSR). AL DSR-Prüfung (T-Sweep)*. FGSV

W1 - Wissensdokumente 722. FGSV-Verlag GmbH, Köln 722, FGSV 722.
[42] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 2016. *Arbeitsanleitung zur Bestimmung der Phasenübergangstemperatur viskositätsveränderter Bindemittel mittels Dynamischem Scherrheometer (DSR). AL DSR-Prüfung (konstante Scherrate)*. FGSV W1 - Wissensdokumente 721. FGSV Verlag GmbH, Köln 721, FGSV 721.
[43] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 2016. *Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Verformungsverhaltens von Bitumen und bitumenhaltigen Bindemitteln im Dynamischen Scherrheometer (DSR). AL DSR-Prüfung (MSCRT)*. FGSV W1 - Wissensdokumente 723. FGSV Verlag GmbH, Köln 723, FGSV 723.
[44] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 2017. *Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Verhaltens von Bitumen und bitumenhaltigen Bindemitteln bei tiefen Temperaturen im Biegebalkenrheometer (BBR). AL BBR-Prüfung*. FGSV W1 - Wissensdokumente 715. FGSV Verlag GmbH, Köln 715, FGSV 715.
[45] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 2017. *Hinweise für die Verwendung der Mörtelkomponenten Füller und Zusätze im Asphalt. H FZ - Kalkhydrat*. FGSV W1 - Wissensdokumente 772. FGSV Verlag GmbH, Köln 772, FGSV 772.
[46] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 2018. *Technische Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau. TL Gestein-StB 04*. FGSV R1 - Regelwerke 613. FGSV Verlag GmbH, Köln 613, FGSV 613.
[47] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. [2019]. *Arbeitspapier für die Planung und Ausführung von Asphaltdeckschichten aus splittreichem Asphaltbeton für den Einsatz in Verkehrsflächen mit besonderen Beanspruchungen. AP AC D SP* 736. FGSV Verlag GmbH, Köln 736, FGSV 736.
[48] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 2020. *Technische Prüfvorschrift für Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 25 A1. Dynamischer Stempeleindringversuch an Gussasphalt bei Wärme*. FGSV Verlag GmbH, Köln, FGSV 756/25 A1.
[49] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Ausgabe 2021 (Entwurf 2020). *ENTWURF Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Kälteverhaltens von Bitumen im Dynamischen Scherrheometer (DSR) – Teil 5: Durchführung des Scher-Relaxationsversuchs. AL DSR-Prüfung*.
[50] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 2021. *Technische Prüfvorschrift für Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 46 B. Kälteeigenschaften: Einaxialer Zug-Schwellversuch*. FGSV Verlag GmbH, Köln, FGSV 756/46 B.
[51] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 2021. *Technische Prüfvorschrift für Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 88. Herstellung von Probekörpern aus Gussasphalt*. FGSV Verlag GmbH, Köln, FGSV 756/88.
[52] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 2022. *Technische Prüfvorschrift für Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 25 B1. Einaxialer Druck-Schwellversuch - Bestimmung des Verformungsverhaltens von Walzasphalt bei Wärme*. FGSV Verlag GmbH, Köln, FGSV 756/25 B1.
[53] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. 2022. *Technische Prüfvorschrift für Asphalt, TP Asphalt-StB, Teil 46 A. Kälteeigenschaften: Einaxialer Zugversuch und Abkühlversuch*. FGSV Verlag GmbH, Köln, FGSV 756/46 A.
[54] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen / Arbeitsgruppe Asphaltbauweisen. 2017. *Hinweise für die Verwendung der Mörtelkomponenten Füller und Zusätze im Asphalt - Teil Füller. H FZ - Füller*. FGSV Verlag GmbH, Köln, FGSV 771.
[55] Gehrke, M. 2011. *Temperaturabgesenkter Asphalt: nicht nur ökologisch*. DAV Informationsveranstaltung, Bremen.
[56] Grafenmüller, H., Karcher, C., and Kubanek, K. 2012. *Temperierte Strasse – Machbarkeitsstudie. Schlussbericht FE-Nr. 09.0174/2011/HRB*. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 1102.
[57] Henning, A. and Limberg, A. Veränderung des oberflächennahen Temperaturfeldes von Berlin durch Klimawandel und Urbanisierung. In *Brandenburgische Geowissenschaftliche Beiträge*, 81–92.
[58] Hersbach, H., Bell, B., and Berrisford, Paul, et al. 2020. The ERA5 global reanalysis. *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society* 146, 730, 1999–2049.
[59] Hirsch, V. and Friemel-Göttlich, B. 2009. *Bestimmung des adhäsiven Potentials von Bitumen und Gesteinsoberflächen mit Hilfe der Kontaktwinkelmessmethode*. Berichte der

Bundesanstalt für Straßenwesen S, Straßenbau Heft 59. Bundesanstalt für Straßenwesen.
[60] Holzwart, S. 2022. *Vergleich rheologischer Prüfverfahren für bitumenhaltige Bindemittel und skalenübergreifende Betrachtung ausgewählter Kennwerte mit denen auf Mastix- und Asphaltebene,* Ruhr-Universität Bochum.
[61] Hui Li. 2012. *Evaluation of Cool Pavement Strategies for Heat Island Mitigation*. Dissertation, University of California, Davis.
[62] International Energy Agency. 2023. *World Energy Outlook 2023*. *Executive summary*. https://www.iea.org/reports/world-energy-outlook-2023/executive-summary. [29.2.2024].
[63] ISAC GmbH, AtmoVera. *Anpassung der Dimensionierung an den Klimawandel [in Bearbeitung]. FE 04.0332/2020/OGB*.
[64] Ishai, I., Craus, J., and Sides, A. 1980. A Model for Relating Filler Properties to Optimal Behavior of Bituminous Mixtures. *Association of Asphalt Paving Technologists Proceedings* 49.
[65] Karcher, C. 2012. *EVALUATION OF THE DEFORMATION RESISTANCE OF ASPHALT MIXES BY CYCLIC COMPRESSION TESTS*. 5th Eurasphalt & Eurobitume Congress Paper-No. A5EE-298. Karlsruher Institut für Technologie (KIT).
[66] Kayser, S. 2009. Auswirkungen klimatischer Veränderungen auf die Dauerhaftigkeit von Verkehrsflächen mit Asphaltdecke. *Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden* 58, 3/4, 89–94.
[67] Kayser, S. and Patzak, J. 2009. Simulation der Frosteindringung unter Berücksichtigung klimatischer Veränderungen. In *Dresdner Asphalttage*. *am 10. und 11. Dezember 2009* (Tagungsband), 19–34.
[68] Kluge, G. 1971. Ermittlung des Abriebverhaltens von bituminösen Fahrbahndecken unter Einsatz neuer Prüfgeräte und -verfahren und besonderer Berücksichtigung des Einflusses der Füllerart. *Bitumen* 3 (1971), 75–84.
[69] Leins, W. 1978. *Reflexionsverhalten von Fahrbahnbelägen*. *Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen 2752*. Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen Ser 2752. Westdeutscher Verlag Opladen, Wiesbaden.
[70] Lenton, T. M., Rockström, J., Gaffney, O., Rahmstorf, S., Richardson, K., Steffen, W., and Schellnhuber, H. J. 2019. Climate tipping points - too risky to bet against. *Nature* 575 (Nov. 2019), 592–595. DOI=10.1038/d41586-019-03595-0.
[71] Lesueur, D., Petit, J., and Ritter, H.-J. 2013. The mechanisms of hydrated lime modification of asphalt mixtures: a state-of-the-art review. *Road Materials and Pavement Design* 14, 1, 1–16.
[72] Lizka, J., Blab, R., Wistuba, M. P., Kromp-Kolb, H., Nefzger, H., and Potzmann, R. 2001. *Klimakenngrößen für den Straßenoberbau in Österreich*. Straßenforschungsauftrag Nr. 3.219. Straßenforschungsheft 507. Österreichische Forschungsgemeinschaft Straße und Verkehr, Wien.
[73] Maerschalk, G., Krause, G., and Hinsch, K. 2017. *Erhaltungsbedarfsprognose (BVWP) 2016 - 230 der Bundesstraßen*. *Schlussbericht FE-Projekt-Nr. 210054/2012*. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, München.
[74] Mauder, M., Foken, T., and Cuxart, J. 2020. Surface-Energy-Balance Closure over Land: A Review. *Boundary-Layer Meteorology* 177, 2-3 (Mar. 2020), 395–426.
[75] Merkel, T., Discher, H.-P., Freund, H.-J., Großmann, A., and Motz, H. 2000. Praktische Erfahrungen mit Elektroofenschlacken im Straßenbau. *Straße und Autobahn* 51, 12, 760–765.
[76] Mielke, T. 2018. *Einfluss der Rohdichte von Asphalt auf das Temperaturverhalten eines Asphaltkörpers*. Dissertation, Universität Duisburg-Essen.
[77] Moss, R. H., Edmonds, J. A., and Hibbard, K. A. 2010. The next generation of scenarios for climate change research and assessment. *Nature* 463, 7282, 747–756.
[78] Müller, R., Pirskawetz, S., and Weise, F. 2007. *Einfluss der Wärmeabstrahlung,-leitfähigkeit und-kapazität von Mineralstoffen auf die Energiebilanz von Fahrbahnbefestigungen*. Forschungsbericht aus dem Forschungsprogramm des Bundesministeriums zum Forschungs- und Entwicklungsvorhaben FE 04.191/2003/AG. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 968, Bonn.
[79] Plachkova-Dzhurova, P. and Milch, J. 2020. DSV - wohin geht die Reise? *Asphalt* 55, 8, 40–49.
[80] Potsdam-Institut für Klimafolgenforschung. 2023. *500+ Seiten, 200+ Forschende: Global Tipping Points Report liefert umfassende Bewertung von Kipppunkten, deren Risiken und gesellschaftlichen Chancen*. https://

www.pik-potsdam.de/de/aktuelles/nachrichten/500-seiten-200-forschende-global-tipping-points-report-liefert-umfassende-bewertung-von-kipppunkten-deren-risiken-und-gesellschaftlichen-chancen. [29.2.2024].

[81] Powers, M. C. 1982. *Comparison chart for estimating roundness and sphericity*. *AGI Dara Sheet 18*. American Geological Insitute.

[82] Raabe, A., Arnold, K., and Ziemann, A. 2002. Horizontal Turbulent Fluxes of Sensible Heat and Horizontal Homogeneity in Micrometeorological Experiments. *Journal of Atmospheric and Oceanic Technolgy* 19, 8 (Aug. 2002), 1225–1230.

[83] Radenberg, M., Flottmann, N., and Drewes, B. 2019. *Erfahrungssammlung Bitumendaten–Frischbitumen*. *Bericht zum Forschungsprojekt FE 29.0327/2013*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen S, Straßenbau Heft S 140. Carl Ed. Schünemann KG, Bremen.

[84] Radenberg, M. and Staschkiewicz, M. 2020. *Entwicklung eines Prüfverfahrens zur Beurteilung des Kälteverhaltens von Bitumen*. = *Development of a test method to determine the low temperature performance of Bitumen*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen S, Straßenbau Heft 144. Carl Ed. Schünemann KG, Bremen.

[85] Rauthe, M., Steiner, H., Riediger, U., Mazurkiewicz, A., and Gratzki, A. 2013. A Central European precipitation climatology –. Part I: Generation and validation of a high-resolution gridded daily data set (HYRAS). *Meteorologische Zeitschrift* 22, 3, 235–256.

[86] Razafimaharo, C., Krähenmann, S., Höpp, S., Rauthe, M., and Deutschländer, T. 2020. New high-resolution gridded dataset of daily mean, minimum, and maximum temperature and relative humidity for Central Europe (HYRAS). *Theoretical and Applied Climatology* 142, 3-4, 1531–1553.

[87] Roßberg, K., Carraro, U., Eckert, M., and Bader, E. 2000. *Einfluss des spektralen Absorptions-und Reflexionsgrades von Mineralstoffen auf die Wärmebilanz von Fahrbahnbefestigungen*. *Schlussbericht zu FE 04.178/1997AGB*. Schriftenreihe des Lehrstuhls Straßenbau Heft 10. Institut für Stadtbauwesen und Straßenbau, Dresden.

[88] Rudi, E. 2021. *Einfluss des Füllers auf die Kälteeigenschaften von Asphaltbetondeckschichten*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum.

[89] Schäfer, V. and Rosauer, V. 2021. *Spurrinnenbildung in Asphaltbefestigungen unter extremen Klimaeinwirkungen und Beanspruchungskombinationen*. Projektvorbereitende Studie. Schäfer Consult.

[90] Schellenberg, K. 1977. Hervorragende Eigenschaften des Kalksteinmehls. *Straßen- und Tiefbau* 31, 6 (Jun. 1977).

[91] Schellenberg, K. and Eulitz, H.-J. 1999. Verbesserung von Asphalteigenschaften durch Einsatz von Kalkhydrat. *Bitumen* 61, 1 (1999), 2–8.

[92] Schellenberg, W. 2002. Beurteilung der Eignung unterschiedlicher Füller für den Asphaltstraßenbau. *Bitumen* 64, 1 (2002), 6–13.

[93] Schuhbauer, A. 1962. *Über Erfahrungen mit Füllern verschiedener Herkunft beim Bau von Asphaltdecken und Asphalttragschichten*, Darmstadt.

[94] Schünemann, M. 2018. *Qualitätsmängel infolge von Ausschreibungsfehlern*. Vortrag- und Fortbildungsveranstaltung "Qualitätssicherung im Straßenbau", Linstow.

[95] Shin, J.-Y., Jeong, C., and Heo, J.-H. 2018. A Novel Statistical Method to Temporally Downscale Wind Speed Weibull Distribution Using Scaling Property. *Energies* 11, 3.

[96] Sorge, R. 2019. *Einfluss von Mehrfachmodifizierungen auf das Steifigkeits- und Ermüdungsverhalten von Bitumen und Asphaltmischgut*. Dissertation, Technische Universität Dresden.

[97] Špaček, P., Hegr, Z., and Beneš, J. 2017. Practical experiences with new types of highly modified asphalt binders. *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 236.

[98] Steineder, M., Eberhartsteiner, L., and Hofko, B. 2021. *Beurteilung der Asphaltmastixqualität in Hinblick auf die Dauerhaftigkeit von Asphaltdecken BEDA*, Wien.

[99] Sun, J., Massman, W. J., Banta, R. M., and Burns, S. P. 2021. Revisiting the Surface Energy Imbalance. *Journal of Geophysical Research: Atmospheres* 126, 11.

[100] Taylor, R. 2007. *Surface interactions between bitumen and mineral fillers and their effects on the rheology of bitumen-filler mastics*. Dissertation, University of Nottingham.

[101] Teegavarapu, R. S., Meskele, T., and Pathak, C. S. 2012. Geo-spatial grid-based transformations of precipitation estimates using spatial interpolation methods. *Computers & Geosciences* 40, 28–39.

[102] Ulrich, M. 2021. *Klimamodellauswertung Sachsen Anhalt 1961-2100*. *Erarbeitung der*

klimatologischen Grundlagen und Durchführung einer Klimamodellanalyse für Sachsen-Anhalt.
[103] Vale, A. C. d., Faxina, A. L., and Grecco, F. L. G. 2016. Effects of filler/bitumen ratio and bitumen grade on rutting and fatigue characteristics of bituminous mastics. In *6th Eurasphalt & Eurobitume Congress*. *1-3 June 2016, Prague Congress Centre*. CTU Prague, Prag.
[104] Verein Deutscher Ingenieure. 2010. *Thermische Nutzung des Untergrunds*. *Grundlagen, Genehmigungen, Umweltaspkete*. Beuth-Verlag GmbH, Berlin, VDI 4640.
[105] Wellner, F., Canon Falla, G., Leischner, S., and Wang, D. 2019. Abschätzung der performanceorientierten Eigenschaften von Mastix-Gemischen mit dem DSR. *Straße und Autobahn* 70, 9, 751–761.
[106] Wellner, F., Kayser, S., and Clauß, M. 2017. *Projizierter Klimawandel und Dimensionierung von Straßenbefestigungen*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen S, Straßenbau Heft 1128 (2017). Fachverlag NW in der Carl Schünemann Verlag GmbH, Bremen.
[107] Wellons, M. 2007. *The Stefan-Boltzmann Law*. Physics Department, Ohio.
[108] Wistuba, M. P. 2019. *Straßenbaustoff Asphalt*, Braunschweig.
[109] Wistuba, M. P. and Walther, A. 2013. Consideration of climate change in the mechanistic pavement design. *Road Materials and Pavement Design* 14, 1, 227–241.
[110] Wypych, G. 1999. Handbook of Fillers. *Pigment & Resin Technology* 28, 2.

Abbildungen

Abbildung 1: Illustration der für die Energiebilanz an der Fahrbahnoberfläche und damit der Bestimmung der TFO relevanten vertikalen Energieflüsse
Abbildung 2: Darstellung der mikroskaligen Temperaturverhältnisse an der Fahrbahnoberfläche im Vergleich zur Umgebung sowie der dadurch verursachten zusätzlichen vertikalen Querzirkulation und vertikalen Energieflüsse über der Straßenoberfläche
Abbildung 3: Flussdiagramm der Datensätze und Verschneidungsansätze zur Darstellung der für die Klimamodellierung notwendigen Eingangsdatensätze
Abbildung 4: Bereich absoluter Veränderungen der 30-jährigen Mittelwerte der Fahrbahnoberflächentemperaturen (Referenzzeitraum 1980 - 2009) [66]
Abbildung 5: Vergleich der Verläufe des komplexen Schubmoduls eines Straßenbaubitumens 30/45 mit und ohne Viskositätsveränderung [55]
Abbildung 6: Vergleich der Verläufe des Phasenwinkels eines Straßenbaubitumens 30/45 mit und ohne Viskositätsveränderung [55]
Abbildung 7: REM-Aufnahmen verschiedener Füller bei einer 5.000-fachen Vergrößerung [88].
Abbildung 8: Heatmapplot der mittleren täglichen Lufttemperatur und Solarstrahlung aus dem ERA5-Datensatz an der Neckartalbrücke
Abbildung 9: Häufigkeitsverteilung der mittleren täglichen Lufttemperatur am Standort der Neckartalbrücke aus dem ERA5-Datensatz
Abbildung 10: Häufigkeitsverteilung der mittleren täglichen Solarstrahlung am Standort der Neckartalbrücke aus dem ERA5-Datensatz
Abbildung 11: Schematische Darstellung der Lage der eingebauten Messsensoren in den Asphaltschichten auf dem Neckartalübergang [89]
Abbildung 12: Schematische Darstellung der Lage der eingebauten Messsensoren in den Asphaltschichten auf der Weserbrücke [89]
Abbildung 13: Histogramm der Abweichungen gemessener und modellierter Temperaturverläufe in der Deckschicht der Weserbrücke und Neckartalbrücke
Abbildung 14: Histogramm der Abweichungen gemessener und modellierter Temperaturverläufe in der Schutzschicht der Weserbrücke und Neckartalbrücke
Abbildung 15: Korrelation zwischen den modellierten und gemessenen Temperaturverläufen in der Asphaltdeckschicht am Standort Neckartalbrücke
Abbildung 16: Korrelation zwischen den modellierten und gemessenen Temperaturverläufen in der Asphaltschutzschicht am Standort Neckartalbrücke
Abbildung 17: Korrelation zwischen der täglichen mittleren Temperatur des Asphaltoberbaus und der Lufttemperatur am Standort der Neckartalbrücke
Abbildung 18: Korrelation zwischen der täglichen mittleren Temperatur des Asphaltoberbaus und der Solarstrahlung am Standort der Neckartalbrücke
Abbildung 19: Korrelation zwischen den mittleren Schichttemperaturen des Asphaltoberbaus am Standort der Neckartalbrücke, die aufgrund der Lufttemperatur (tas) und Solarstrahlung (rsds) mit den verschiedenen Modellen ermittelt wurden
Abbildung 20: Korrelation zwischen den vorhergesagten Werten aus dem ML-Modell und den Werten aus dem FEM-Modell (R^2=0,95)
Abbildung 21: Zeitreihe der mittleren sommerlichen Tageshöchsttemperatur (Juni bis August) für den Zeitraum 1991 – 2100 am Standort der Neckartalbrücke
Abbildung 22: Sommerliche Mittelwerte der T_{Max} der Referenzperiode 1991 - 2020 (links) und Änderungssignale der Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Mittelwerte der Zeiträume 2021 - 2050 und 2051 - 2080 (rechts)
Abbildung 23: Zeitreihe der mittleren sommerlichen Tagesmitteltemperatur (Juni bis August) für den Zeitraum 1991 - 2100 am Standort der Neckartalbrücke
Abbildung 24: Sommerliche T_{Mit} der Referenzperiode 1991 - 2020 (links) und Änderungssignale der Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Zeiträume 2021 - 2050 und 2051 - 2080 (rechts)
Abbildung 25: Zeitreihe der mittleren sommerlichen täglichen Temperaturdifferenz

T_{Delta} (Juni bis August) für den Zeitraum 1991 - 2100 am Standort der Neckartalbrücke
Abbildung 26: Sommerliche T_{Delta} der Referenzperiode 1991 - 2020 (links) und Änderungssignale der Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Zeiträume 2021 - 2050 und 2051 - 2080 (rechts)
Abbildung 27: Zeitreihe der mittleren sommerlichen Solarstrahlung R_{Solar} (Juni bis August) für den Zeitraum 1991 - 2100 am Standort der Neckartalbrücke
Abbildung 28: Sommerliche R_{Solar} der Referenzperiode 1991 – 2020 (links) und Änderungssignale der Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Zeiträume 2021 – 2050 und 2051 – 2080 (rechts)
Abbildung 29: Zeitreihe der mittleren täglichen maximalen sommerlichen Asphalttemperatur $T_{Asphalt}$ (Juni bis August) für den Zeitraum 1991-2100 am Standort der Neckartalbrücke
Abbildung 30: Zeitreihe der mittleren täglichen maximalen sommerlichen Asphalttemperatur $T_{Asphalt}$ (Juni bis August) für den Zeitraum 1991-2100 am Standort der Weserbrücke
Abbildung 31: Mittlere tägliche Maxima der sommerlichen $T_{Asphalt}$ (Juni bis August) der Referenzperiode 1991 – 2020 (links) und Änderungssignale der Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Zeiträume 2021 – 2050 und 2051 – 2080 (rechts)
Abbildung 32: Mischapparatur für die Herstellung der Mastixvarianten
Abbildung 33: Probenvorbereitung zur Durchführung der automatisierten Aräometermethode (PARIO)
Abbildung 34: Vergleich der Erweichungspunkte RuK und Penetrationswerte der Bindemittel
Abbildung 35: Vergleich der Elastischen Rückstellung der Bindemittel
Abbildung 36: Vergleich der Verläufe der Komplexen Schubmoduln G* der Bindemittel
Abbildung 37: Vergleich der Verläufe der Phasenwinkel δ der Bindemittel
Abbildung 38: Vergleich der Äquisteifigkeitstemperaturen T (G*=15 kPa) und der zugehörigen Phasenwinkel δ (G*=15 kPa) der Bindemittel
Abbildung 39: Vergleich der Verläufe der Deformation der Bindemittel
Abbildung 40: Vergleich der Rückverformung und der Nachgiebigkeit der Bindemittel
Abbildung 41: Vergleich der kritischen Temperaturen T_{S300} und $T_{m0,3}$ der Bindemittel
Abbildung 42: Vergleich der Verläufe der Scherspannung der Bindemittel
Abbildung 43: Vergleich der Scherrelaxationsviskosität und der Relaxationszeit der Bindemittel
Abbildung 44: Veränderung der Dynamischen Viskosität der Bindemittel in Abhängigkeit von der Temperatur
Abbildung 45: Netzdiagramm zum Vergleich ausgewählter Bindemitteleigenschaften im Anlieferungszustand
Abbildung 46: Korngrößenverteilung ermittelt durch Luftstrahlsiebung
Abbildung 47: Korngrößenverteilung ermittelt durch automatisierte Aräometermethode
Abbildung 48: REM-Aufnahmen bei einer 500-fachen Vergrößerung [view field: 555,9 µm]
Abbildung 49: REM-Aufnahmen bei einer 5.000-fachen Vergrößerung [view field: 55,59 µm]
Abbildung 50: Einteilung nach Sphärizität und Kornrundung gemäß Powers [81]
Abbildung 51: Darstellung der ermittelten Rohdichte und des Hohlraumgehaltes der Kalksteinmehle
Abbildung 52: Darstellung des ermittelten Hohlraumgehaltes und der Erweichungspunkt-Erhöhung der Kalksteinmehle
Abbildung 53: Darstellung des Zusammenhanges zwischen Hohlraumgehalt und Erweichungspunkt-Erhöhung
Abbildung 54: Darstellung des Stabilisierungsindex
Abbildung 55: Vergleich der Verläufe des komplexen Schubmoduls der Mastixvarianten
Abbildung 56: Vergleich der Verläufe des Phasenwinkels der Mastixvarianten
Abbildung 57: Vergleich der Verläufe der Deformation der Mastixvarianten
Abbildung 58: Vergleich der Rückverformung und der Nachgiebigkeit der Mastixvarianten
Abbildung 59: Hergestellte BBR-Prüfkörper (Mastixvariante M2)
Abbildung 60: Vergleich der Verläufe der Dynamischen Viskosität der Mastixvarianten
Abbildung 61: Soll-Sieblinie der Gussasphaltvarianten MA-V1 bis MA-V5
Abbildung 62: Bestimmung des Ausbreitmaßes (Variante MA-V2 bei 230 °C)
Abbildung 63: Soll-Sieblinie der Walzasphaltvarianten AC D SP-V1 bis AC D SP-V4
Abbildung 64: Soll-Sieblinie der Walzasphaltvarianten SMA-V1 bis SMA-V4S

Abbildung 65: Überblick über die vorgesehenen Asphaltuntersuchungen
Abbildung 66: Schematischer Aufbau (links) sowie Abbildung (rechts) der verwendeten Sonnenlichtsimulationsanlage
Abbildung 67: Spektrale Strahlungsverteilung der eingesetzten Ultra-Vitalux Strahler
Abbildung 68: Ergebnisse der statischen Eindringtiefe ET_{stat} bei 40 °C und 65 °C
Abbildung 69: Verformungskurven als Ergebnis des statischen Stempeleindringversuchs bei 40 °C und 65 °C
Abbildung 70: Ergebnisse der dynamischen Eindringtiefe ET_{dyn} bei 50 °C, 60 °C und 65 °C
Abbildung 71: Verformungskurven als Ergebnis des dynamischen Stempeleindringversuchs bei 50 °C, 60 °C und 65 °C
Abbildung 72: Dehnungsrate ε* [‰ · 10^{-4}/n] als Ergebnis der einaxialen Druck-Schwellversuche bei 50 °C, 60 °C und 65 °C
Abbildung 73: Impulskriechkurven der Varianten aus AC 11 D SP als Ergebnis der einaxialen Druck-Schwellversuche bei 50 °C, 60 °C und 65 °C
Abbildung 74: Impulskriechkurven der Varianten aus SMA 11 S als Ergebnis der einaxialen Druck-Schwellversuche bei 50 °C, 60 °C und 65 °C
Abbildung 75: Dehnungsratenfaktor fε* [‰/n] als Ergebnis der einaxialen Druck-Schwellversuche bei 50 °C, 60 °C und 65 °C
Abbildung 76: Vergleich der Bruchtemperatur T_F der klimaoptimierten Asphaltvarianten
Abbildung 77: Vergleich der Bruchspannung σ_F der klimaoptimierten Asphaltvarianten
Abbildung 78: Zugfestigkeit bei den Prüftemperaturen -25 °C, -10 °C, 5 °C und 20 °C
Abbildung 79: Bruchdehnung bei den Prüftemperaturen -25 °C, -10 °C, 5 °C und 20 °C
Abbildung 80: Vergleich der maximalen Zugfestigkeitsreserve der klimaoptimierten Asphaltvarianten
Abbildung 81: Vergleich der Temperatur zur maximalen Zugfestigkeitsreserve $T(_{\Delta ßt,Max})$ der klimaoptimierten Asphaltvarianten
Abbildung 82: Steifigkeitsmoduln [MPa] und Bruchlastwechselzahlen [-] des Zug-Schwellversuchs
Abbildung 83: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Walzasphaltvariante AC D SP-V1
Abbildung 84: Temperatur an der unbehandelten Oberfläche und in unterschiedlichen Tiefen der Probekörper aller klima- optimierten Varianten nach einstündiger Bestrahlung
Abbildung 85: Temperatur an der unbehandelten Oberfläche und in unterschiedlichen Tiefen der Probekörper aller klimaoptimierten Varianten am Versuchsende
Abbildung 86: Walzasphaltprobekörper vor und nach dem Sandstrahlen (Variante AC D SP-V4)
Abbildung 87: Gussasphaltprobekörper vor und nach dem Sandstrahlen (Variante MA-V5)
Abbildung 88: Temperatur an der behandelten Oberfläche und in unterschiedlichen Tiefen der Probekörper ausgewählter Varianten nach einstündiger Bestrahlung
Abbildung 89: Temperatur an der behandelten Oberfläche und in unterschiedlichen Tiefen der Probekörper ausgewählter Varianten am Versuchsende
Abbildung 90: Netzdiagramm zum Vergleich der Performance-Eigenschaften der Walzasphaltvarianten
Abbildung 91: Netzdiagramm zum Vergleich der Performance-Eigenschaften der Gussasphaltvarianten
Abbildung 92: Prozentuale Zunahme der Statischen Eindringtiefe ET_{stat} am Gussasphalt und derer Zunahme bei Erhöhung der Prüftemperatur auf 65 °C im Vergleich zum Ergebnis bei 40 °C
Abbildung 93: Prozentuale Zunahme der Dynamischen Eindringtiefe ET_{dyn} am Gussasphalt bei Erhöhung der Prüftemperatur auf 60 bzw. 65 °C im Vergleich zum Ergebnis bei 50 °C
Abbildung 94: Prozentuale Zunahme des Dehnungsratenfaktors f_{ε^*} am Walzasphalt bei Erhöhung der Prüftemperatur auf 60 bzw. 65 °C im Vergleich zum Ergebnis bei 50 °C
Abbildung 95: Versuchsergebnisse sowie Bereiche mit zugehörigen repräsentativen Funktionen zur Unterteilung von Walzasphalten mit „normaler“, „verbesserter“ und „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit
Abbildung 96: Versuchsergebnisse sowie Bereiche mit zugehörigen repräsentativen Funktionen zur Unterteilung von Gussasphalten mit „normaler“, „verbesserter“ und „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit

Abbildung 97: Zeitreihe der gleitenden 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Gussasphaltes mit „normaler“ Verformungsbeständigkeit für den Zeitraum 1991 – 2100 am Standort der Neckartalbrücke
Abbildung 98: Zeitreihe der gleitenden 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Walzasphaltes mit „normaler“ Verformungsbeständigkeit für den Zeitraum 1991 bis 2100 am Standort der Neckartalbrücke
Abbildung 99: 30-jährige Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) statischen Eindringtiefe eines konventionellen Gussasphaltes mit „normaler“ Verformungsbeständigkeit für den Referenzzeitraum (1991 - 2020) (links) und für die Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Zeiträume 2021 - 2050 und 2051 - 2080 (rechts)
Abbildung 100: 30-jährige Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Walzasphaltes mit „normaler“ Verformungsbeständigkeit für den Referenzzeitraum (1991 - 2020) (links) und für die Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Zeiträume 2021 - 2050 und 2051 - 2080 (rechts)

Tabellen

Tabelle 1: Angaben über die Modellparameter der Neckartalbrücke und der Weserbrücke [89]
Tabelle 2: Regressionsparameter für die gemessenen und modellierten Temperaturen in der Asphaltdeck- und -schutzschicht an der Neckartalbrücke und an der Weserbrücke
Tabelle 3: Übersicht über die untersuchten Bindemittel
Tabelle 4: Übersicht über die untersuchten Füller
Tabelle 5: Übersicht über die Untersuchungen an Bindemittel
Tabelle 6: Übersicht über die Untersuchungen an Füller
Tabelle 7: Anforderungen an die Korngrößenverteilung von Füller gemäß Tabelle 25 der TL Gestein-StB [46]
Tabelle 8: Konventionelle Prüfungen: Vergleich zwischen Prüfergebnissen und Herstellerangaben
Tabelle 9: Äquisteifigkeitstemperatur: Vergleich zwischen den Prüfergebnissen und den Herstellerangaben
Tabelle 10: Phasenübergangstemperatur der viskositätsveränderten Bindemittel
Tabelle 11: BBR-Prüfung: Vergleich zwischen den Prüfergebnissen und den Herstellerangaben
Tabelle 12: Übersicht über alle für die Asphaltmischgutherstellung ausgewählten Bindemittel und deren vorgesehenes Anwendungsgebiet
Tabelle 13: Übersicht über alle für die Asphaltmischgutherstellung ausgewählten Füller und deren vorgesehenes Anwendungsgebiet
Tabelle 14: Übersicht über die untersuchten Mastixvarianten
Tabelle 15: Gussasphaltvarianten aus MA 8 S
Tabelle 16: Kompositionelle Eigenschaften der MA-Varianten
Tabelle 17: Walzasphaltvarianten aus AC 11 D SP
Tabelle 18: Kompositionelle Eigenschaften der AC D SP-Varianten
Tabelle 19: Walzasphaltvarianten aus SMA 11 S
Tabelle 20: Kompositionelle Eigenschaften der SMA-Varianten
Tabelle 21: Mittelwerte der Ergebnisse der statischen Eindringtiefe ET_{stat} bei 40 °C und 65 °C
Tabelle 22: Orientierungswerte für die im Abkühlversuch ermittelte Bruchtemperatur [32]
Tabelle 23: Mittelwerte der Bruchtemperatur und Bruchspannung
Tabelle 24: Orientierungswerte für die im Zugversuch ermittelte Zugfestigkeit und Bruchdehnung bei -10 °C [32]
Tabelle 25: Vergleich der Mittelwerte der Zugfestigkeit und Bruchdehnung in Abhängigkeit von der Prüftemperatur
Tabelle 26: Mittlere akkumulierte Verformungswerte für Gussasphalte mit „normaler“, „verbesserter“ und „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit in Abhängigkeit von unterschiedlichen Klimaszenarien und Zeithorizonten
Tabelle 27: Mittlere akkumulierte Verformungswerte für Walzasphalte mit „normaler“, „verbesserter“ und „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit in Abhängigkeit von unterschiedlichen Klimaszenarien und Zeithorizonten

Anlagen

A1. Ansprache der Fließfähigkeit bei Gussasphalt

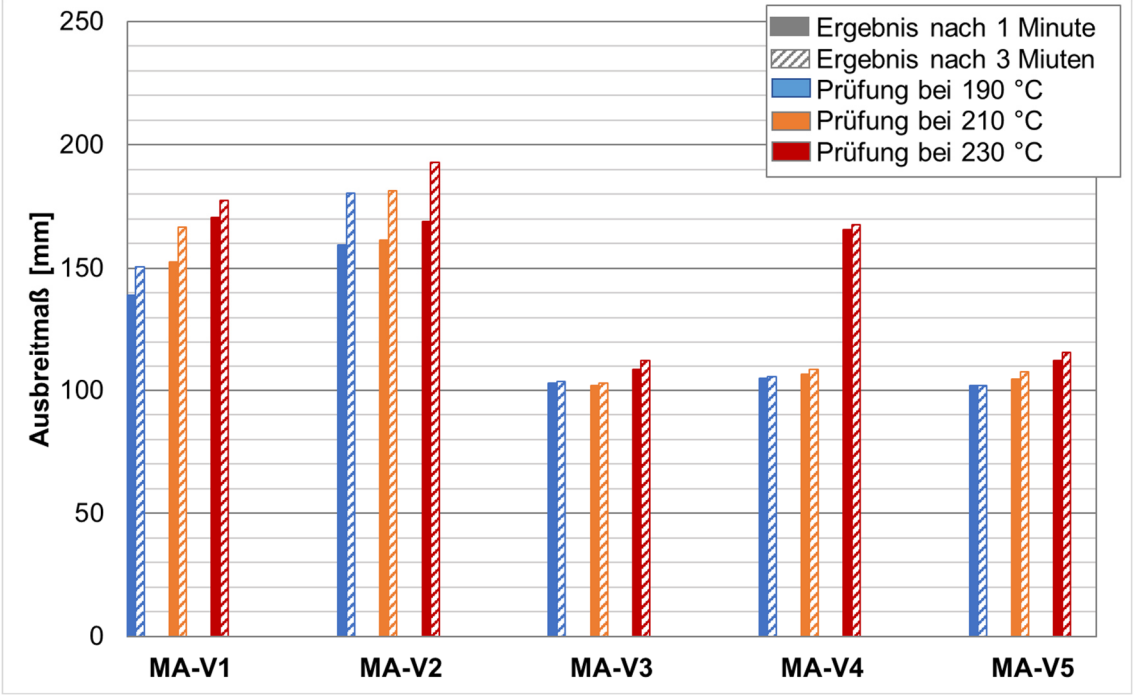


Abbildung A 1: Ausbreitmaß als Ansprache der Fließfähigkeit der verschiedenen Gussasphaltvarianten

A2. Kälteflexibilität und Berechnung der Zugfestigkeitsreserve

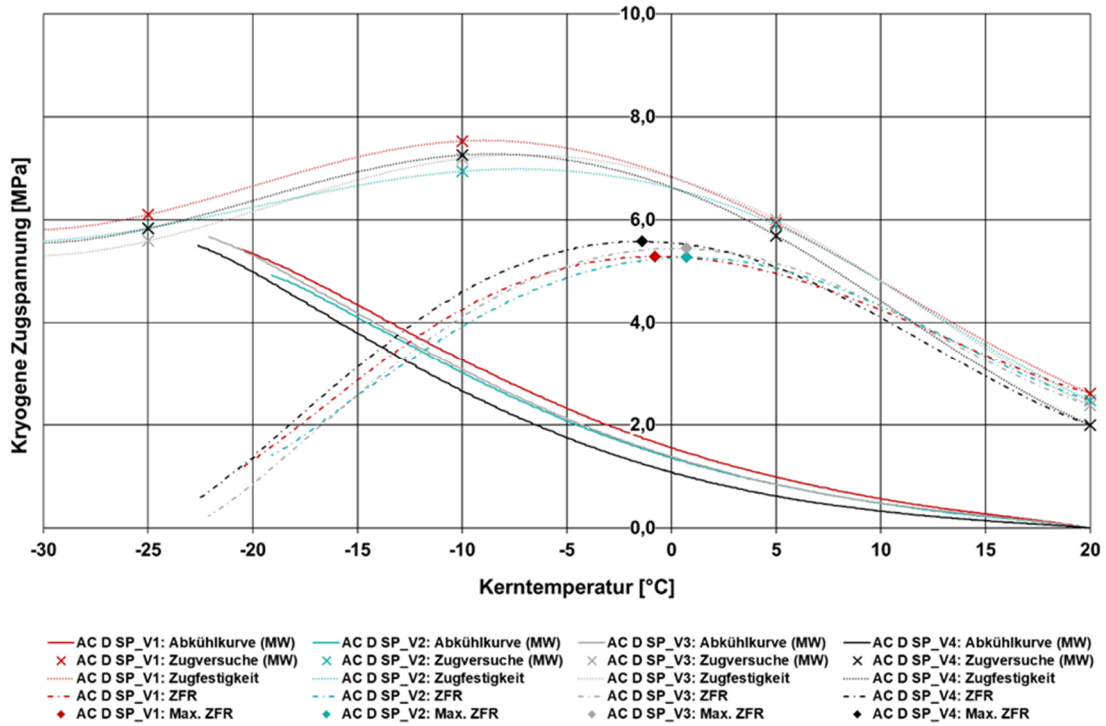


Abbildung A 2: Vergleich der Verläufe aus den Zug- und Abkühlversuchen der Walzasphaltvarianten aus splittreichem Asphaltbeton

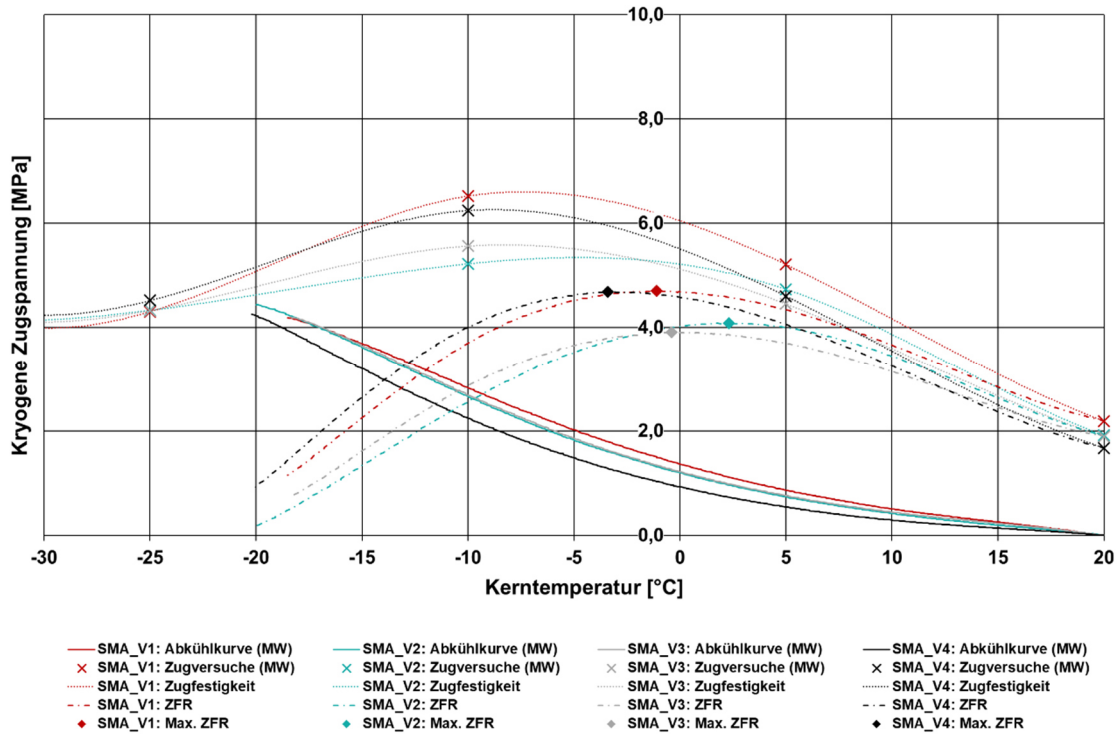


Abbildung A 3: Vergleich der Verläufe aus den Zug- und Abkühlversuchen der Walzasphaltvarianten aus Splittmastix-asphalt

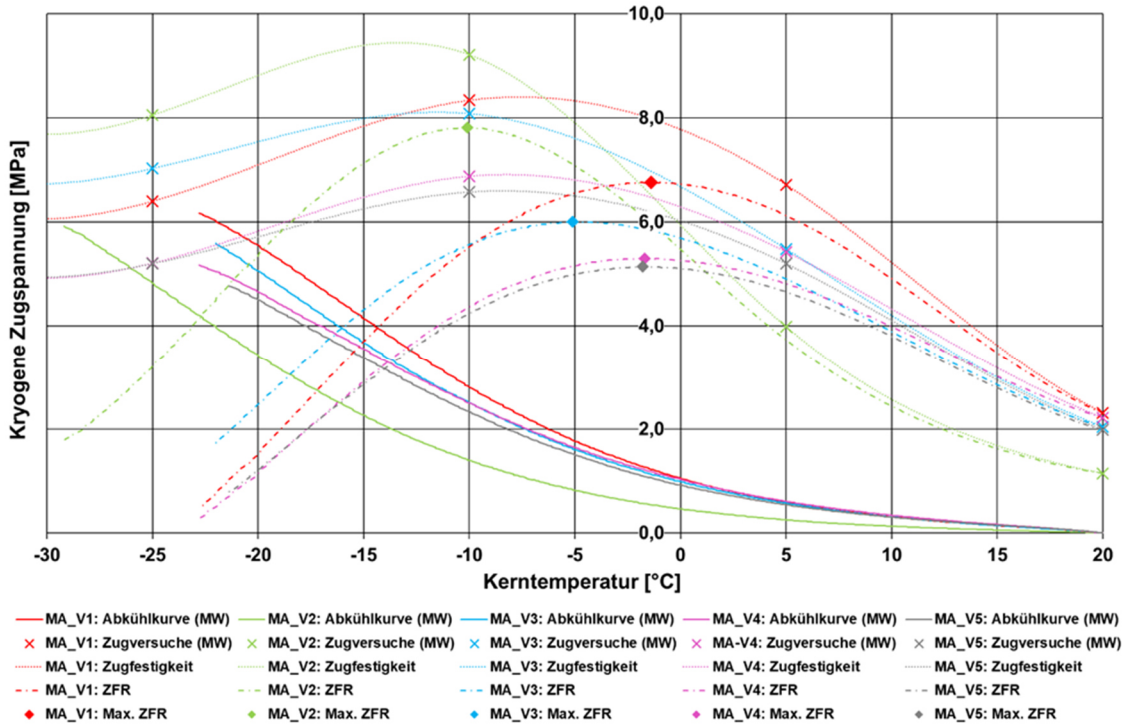


Abbildung A 4: Vergleich der Verläufe aus den Zug- und Abkühlversuchen der Gussasphaltvarianten

A3. Ergebnisse der Bestrahlungsversuche

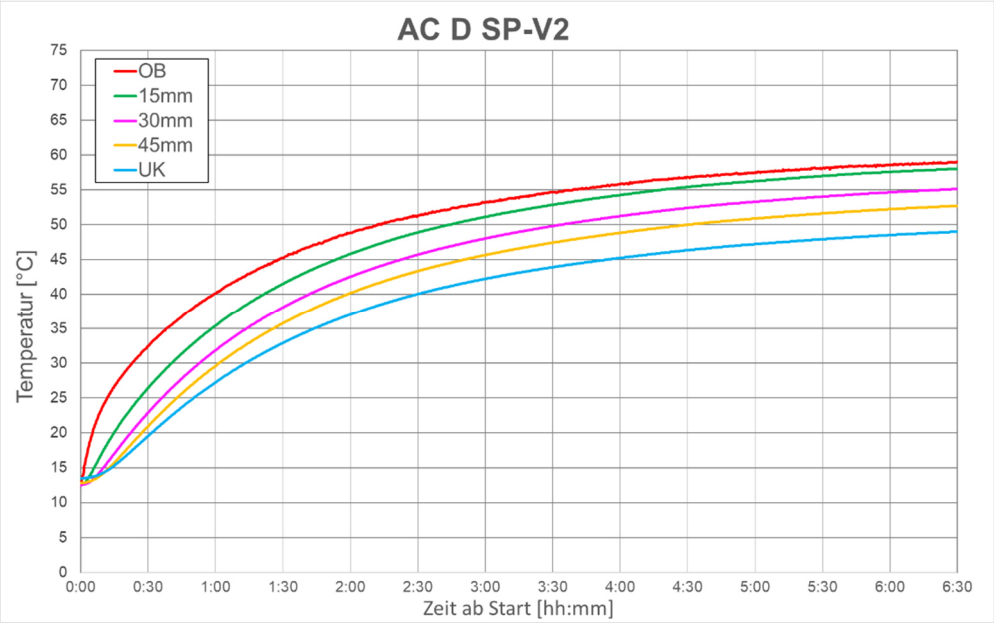


Abbildung A 5: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Walzasphaltvariante AC D SP-V2

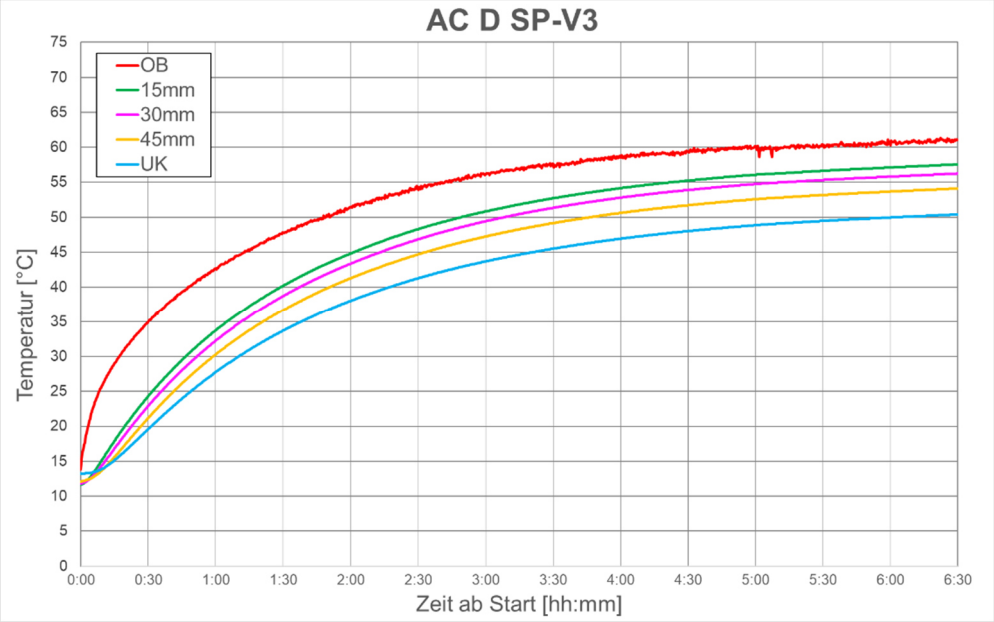


Abbildung A 6: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Walzasphaltvariante AC D SP-V3

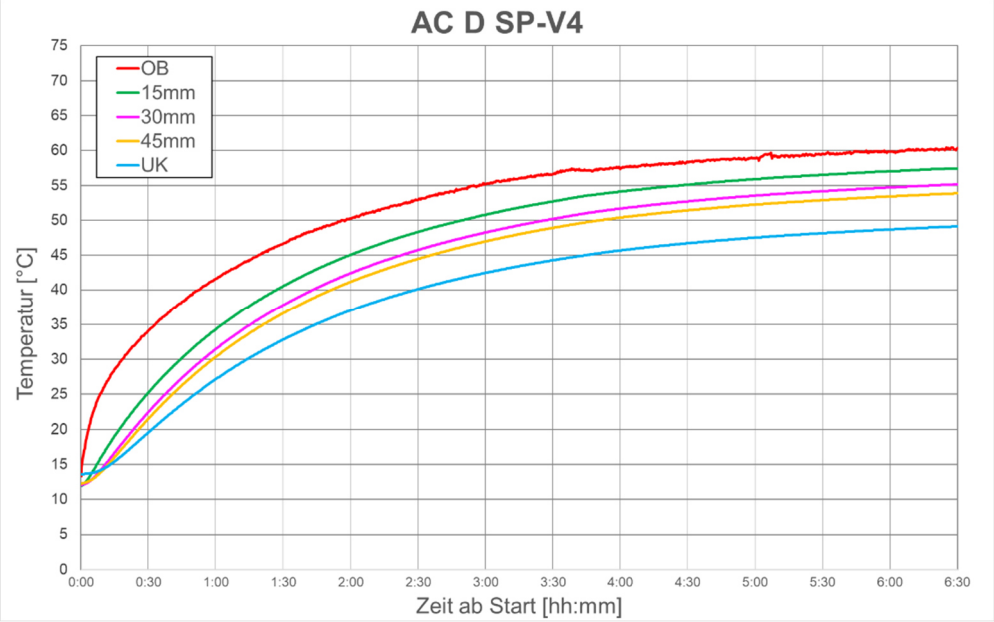


Abbildung A 7: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Walzasphaltvariante AC D SP-V4

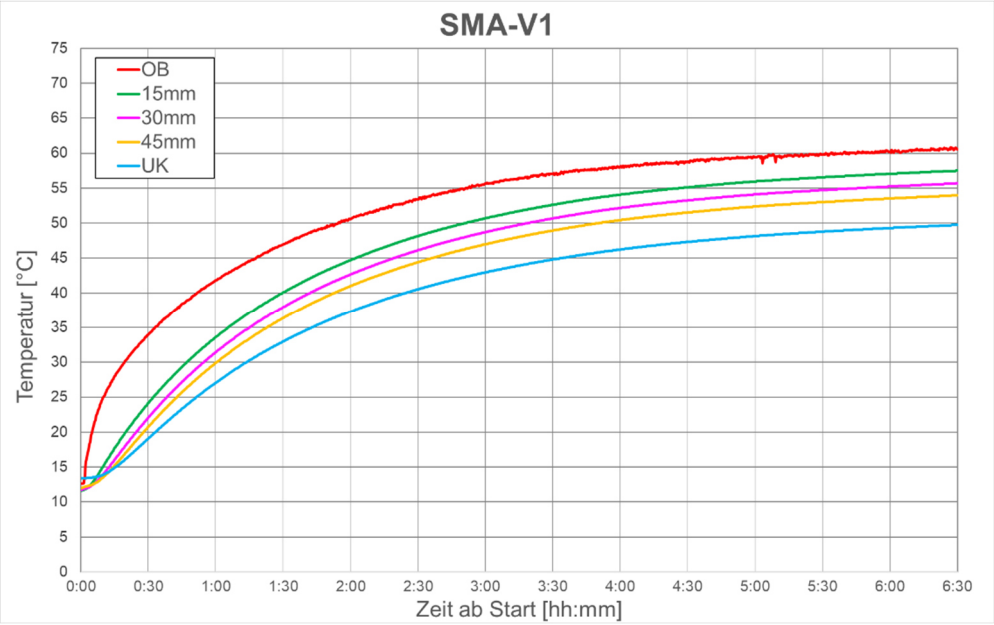


Abbildung A 8: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Walzasphaltvariante SMA-V1

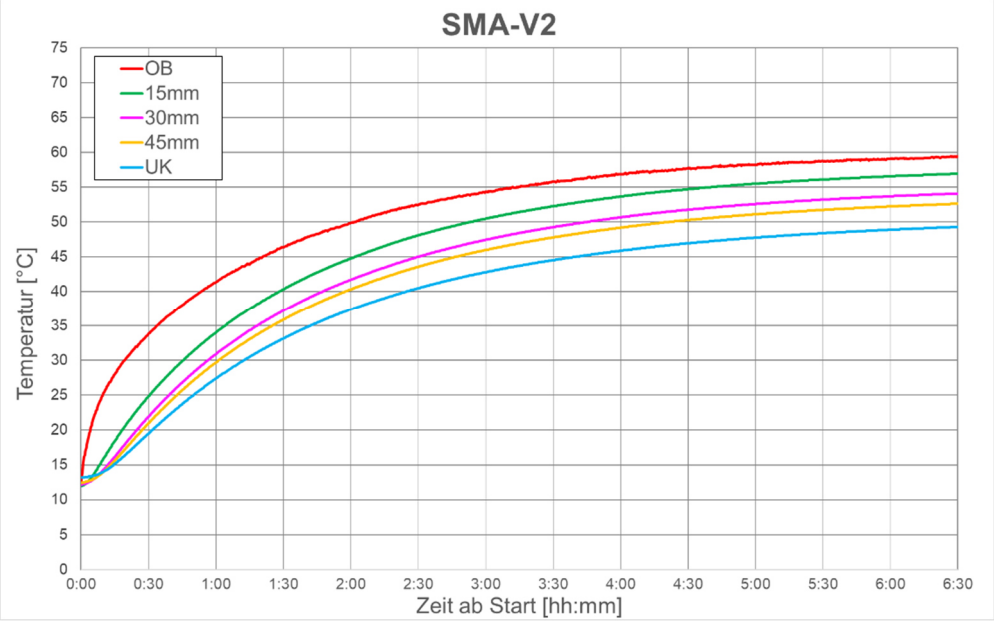


Abbildung A 9: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Walzasphaltvariante SMA-V2

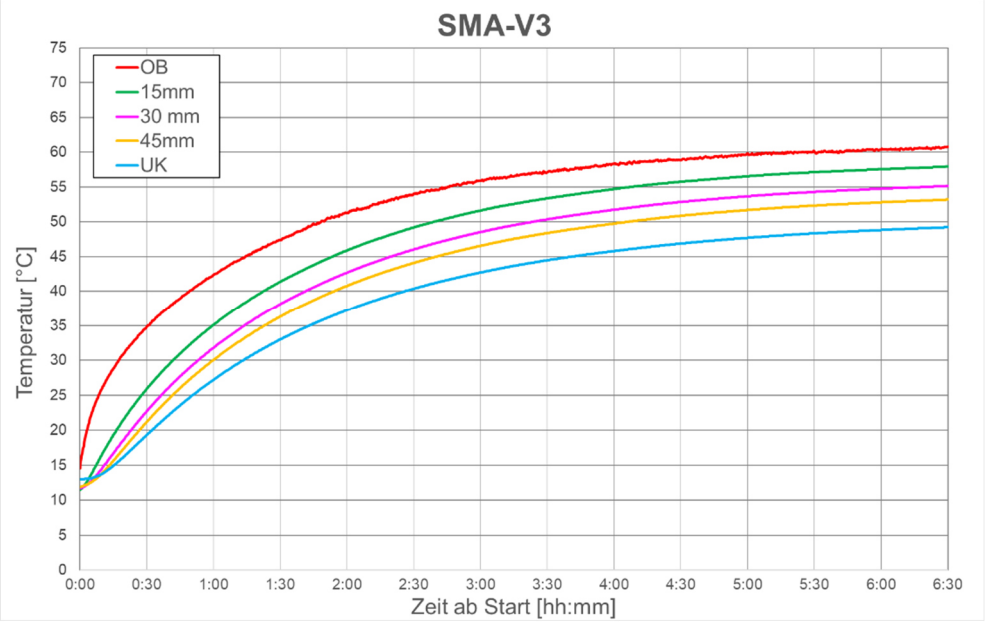


Abbildung A 10: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Walzasphaltvariante SMA-V3

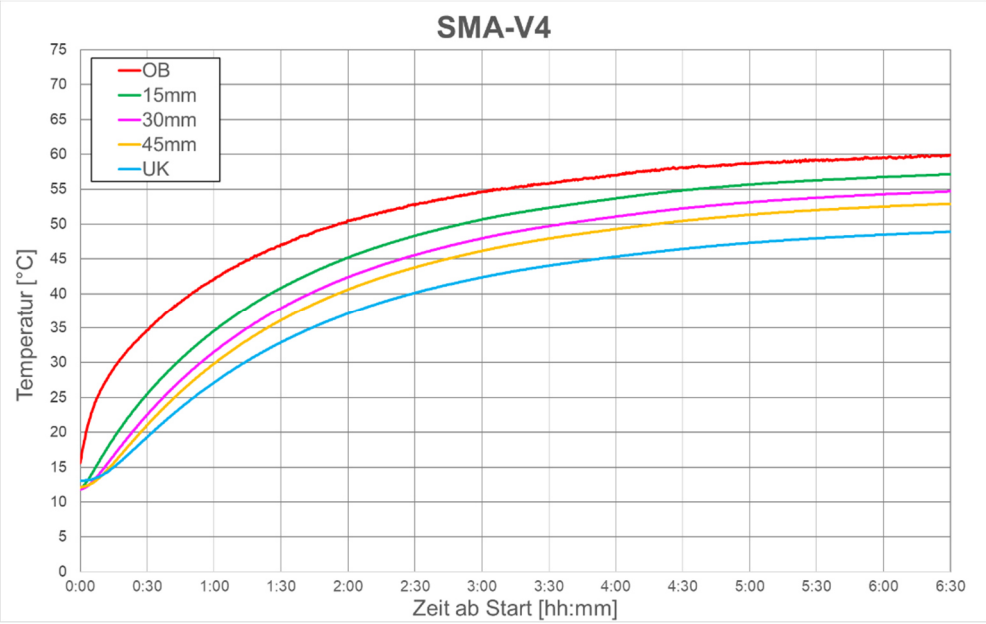


Abbildung A 11: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Walzasphaltvariante SMA-V4

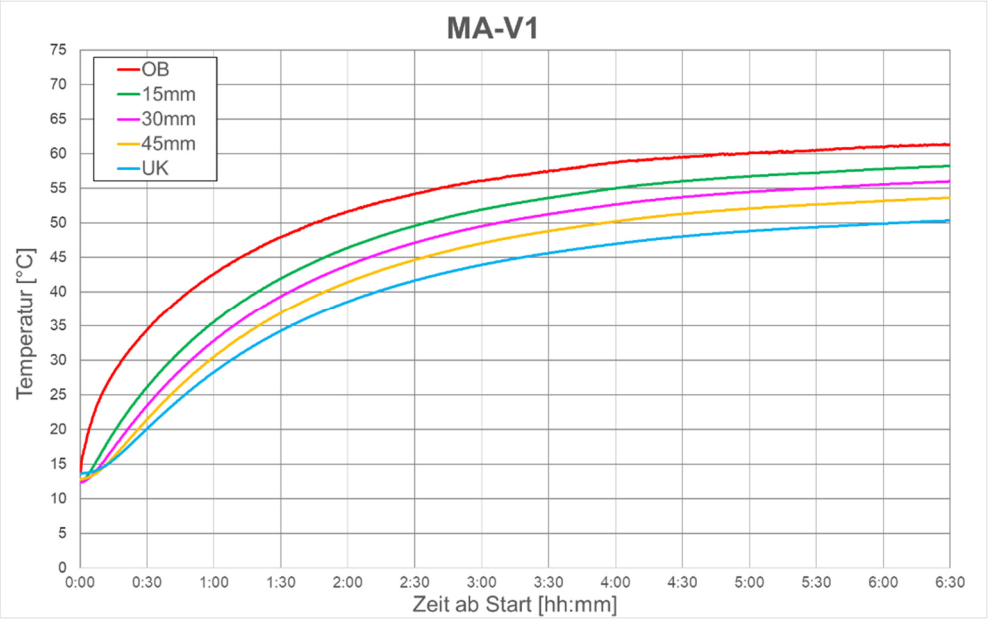


Abbildung A 12: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Gussasphaltvariante MA-V1

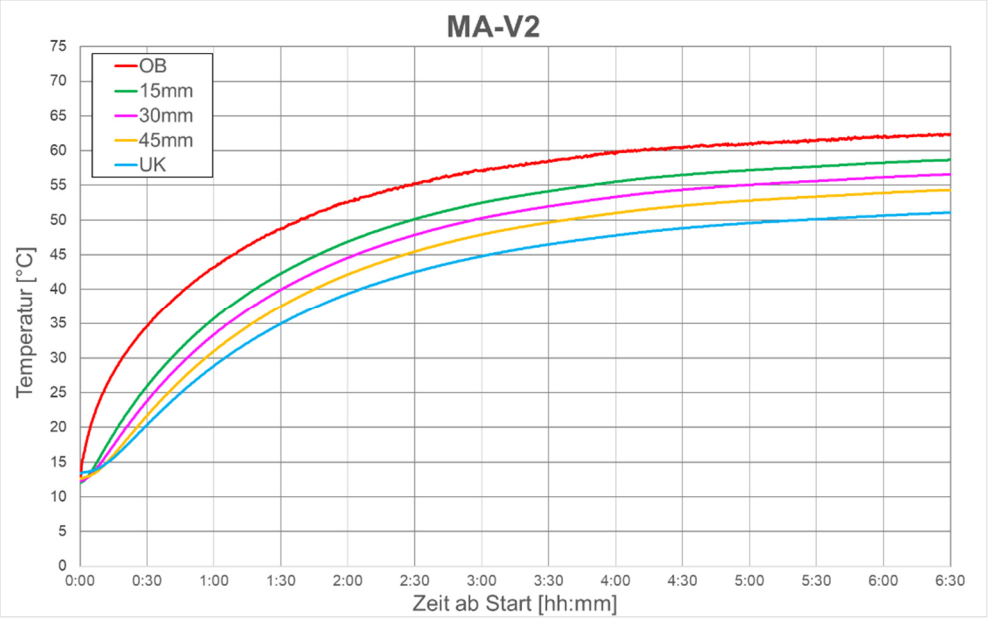


Abbildung A 13: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Gussasphaltvariante MA-V2

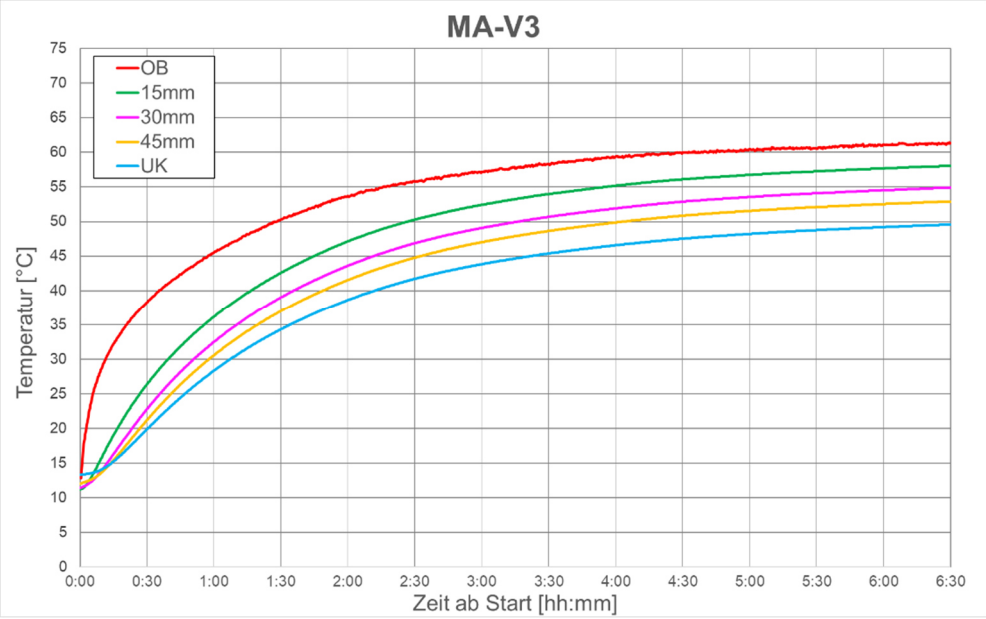


Abbildung A 14: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Gussasphaltvariante MA-V3

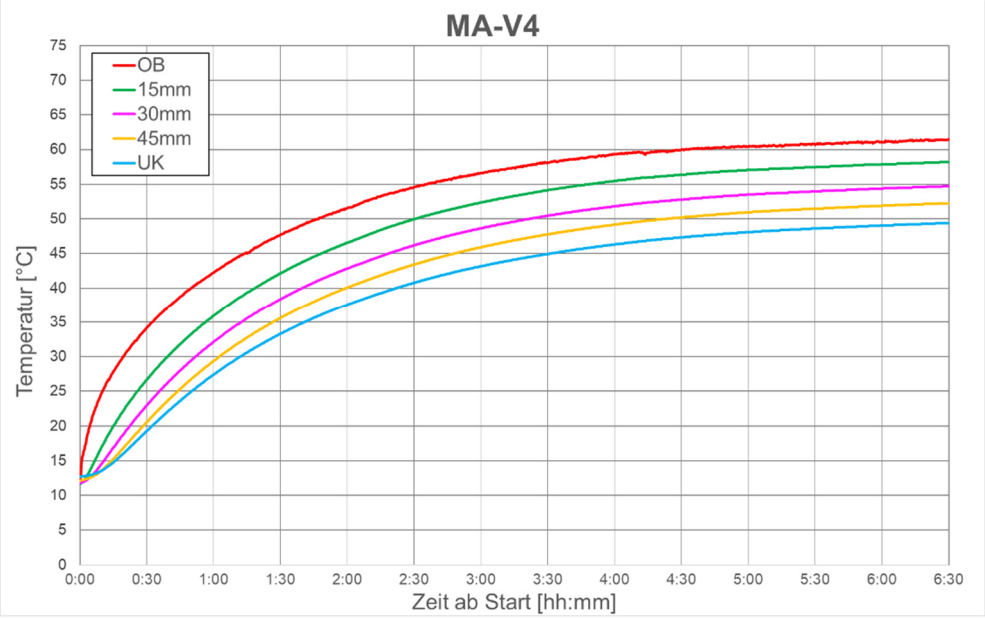


Abbildung A 15: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Gussasphaltvariante MA-V4

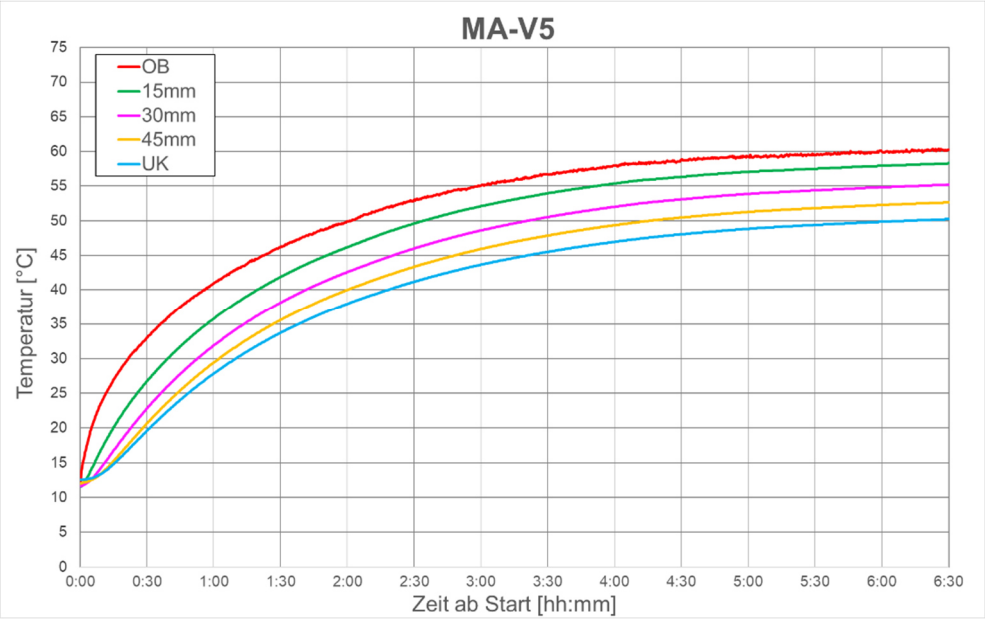


Abbildung A 16: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Gussasphaltvariante MA-V5

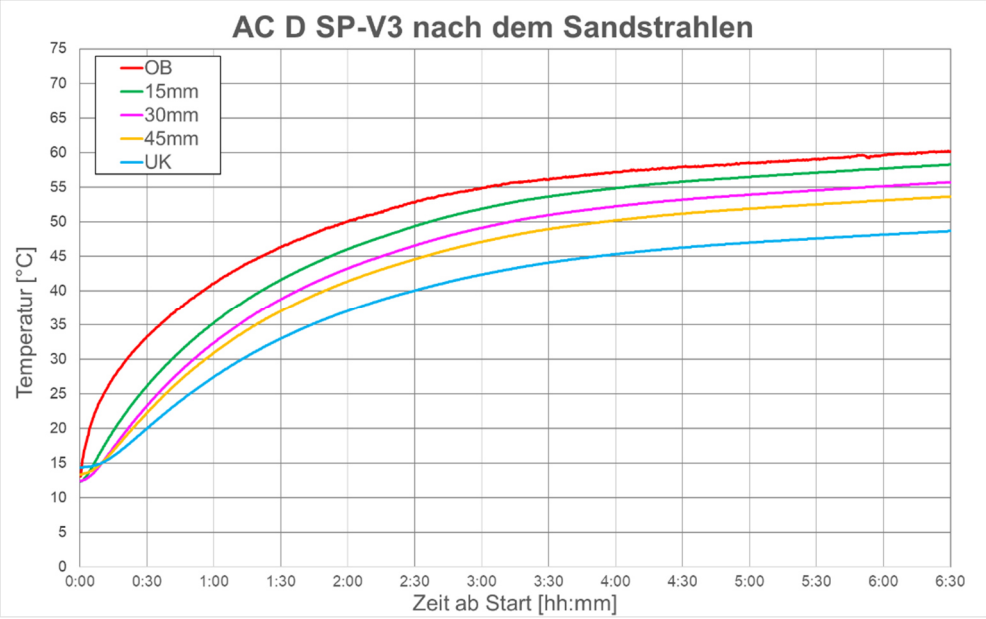


Abbildung A 17: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Walzasphaltvariante AC D SP-V3 nach der Oberflächenbehandlung

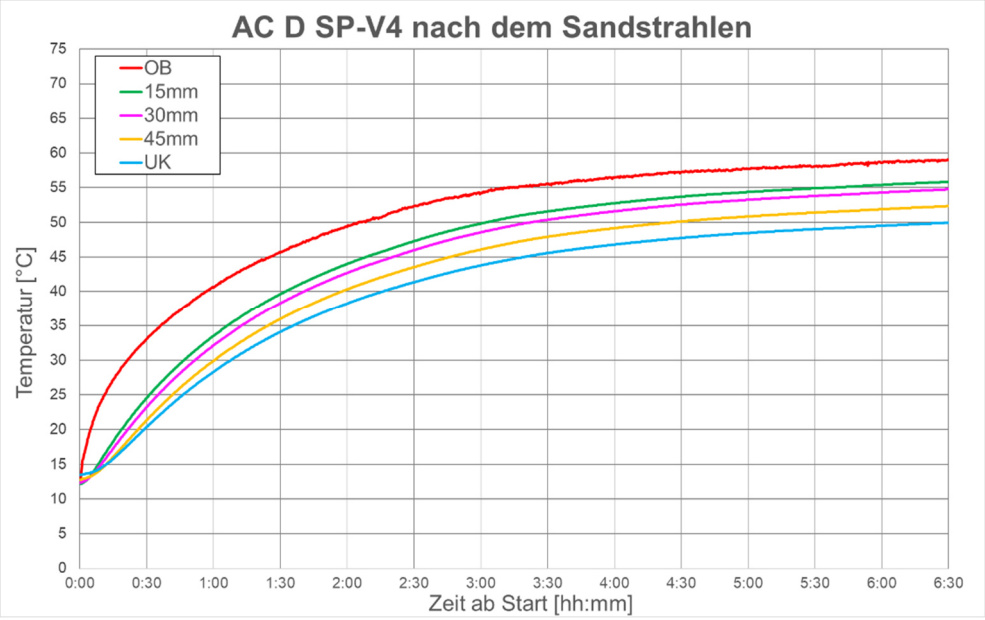


Abbildung A 18: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Walzasphaltvariante AC D SP-V4 nach der Oberflächenbehandlung

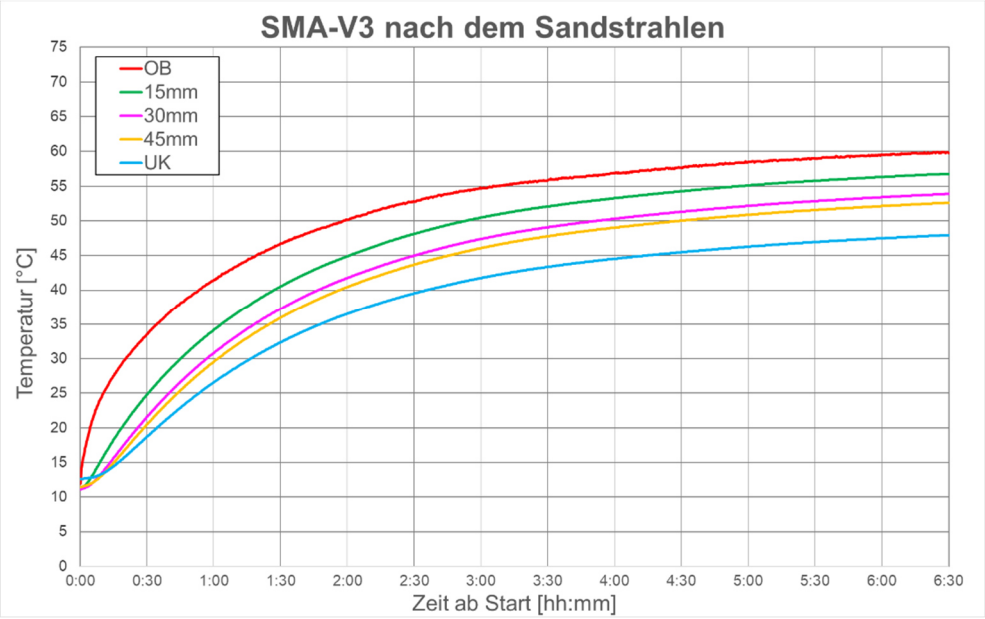


Abbildung A 19: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Walzasphaltvariante SMA-V3 nach der Oberflächenbehandlung

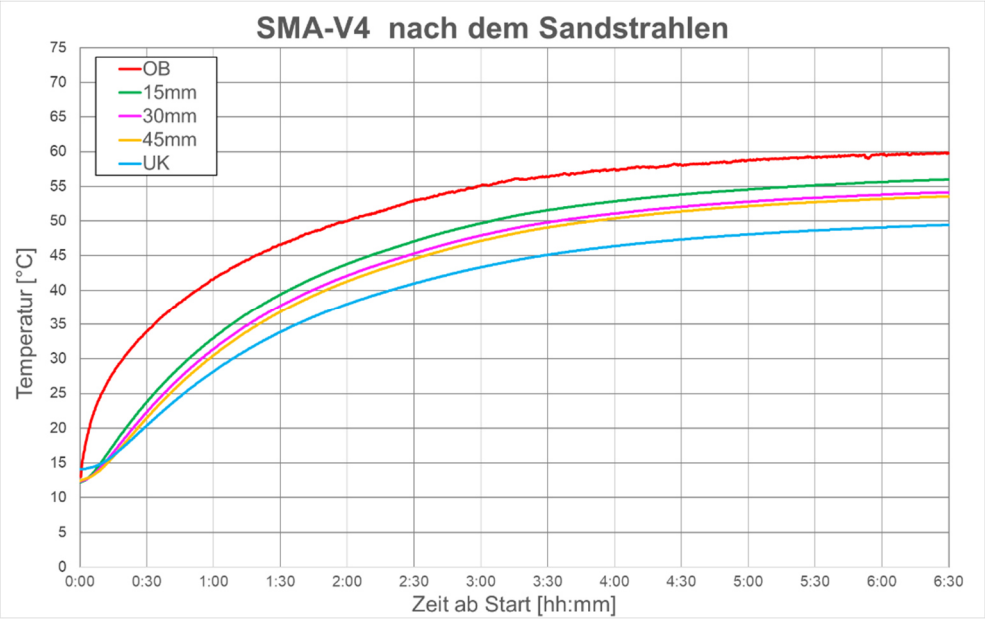


Abbildung A 20: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Walzasphaltvariante SMA-V4 nach der Oberflächenbehandlung

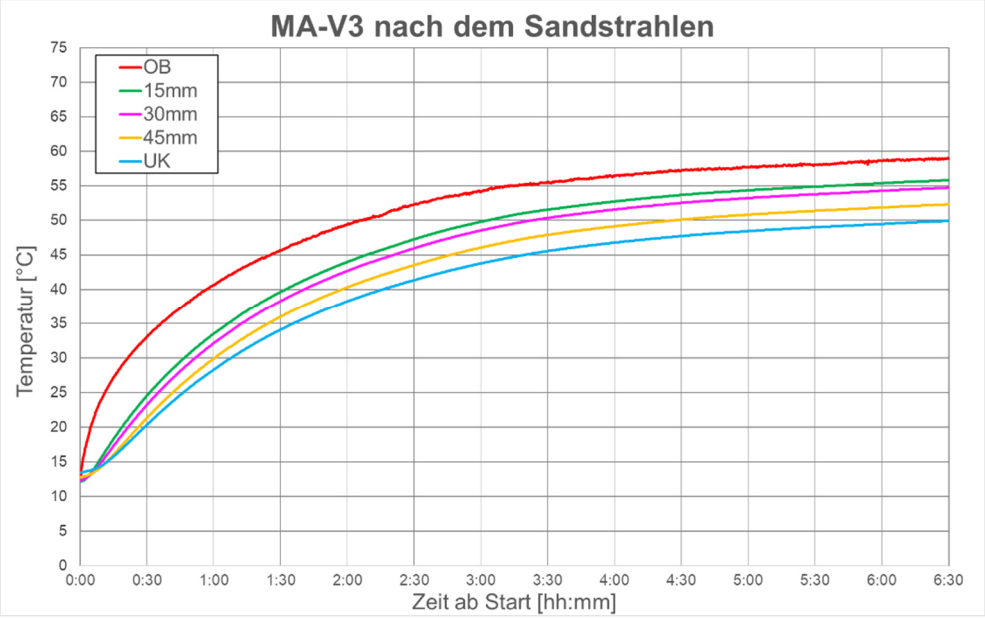


Abbildung A 21: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Gussasphaltvariante MA-V3 nach der Oberflächenbehandlung

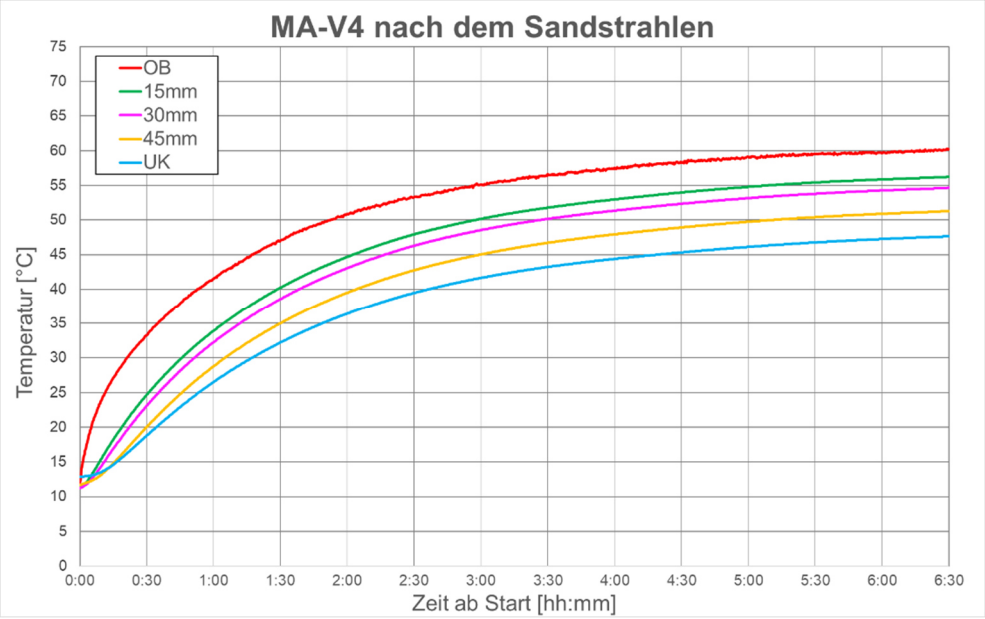


Abbildung A 22: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Gussasphaltvariante MA-V4 nach der Oberflächenbehandlung

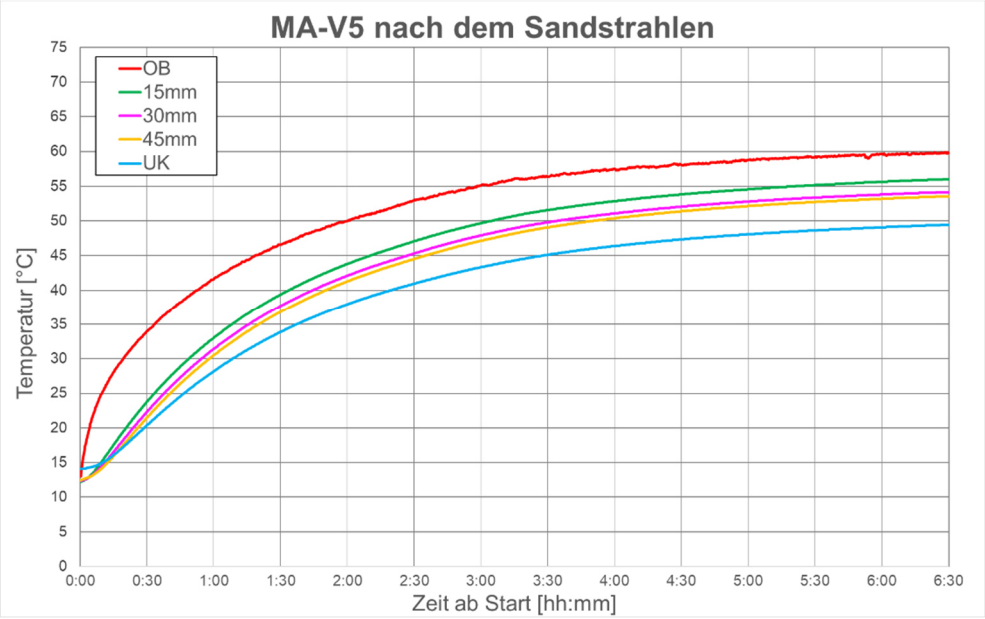


Abbildung A 23: Im Bestrahlungsversuch ermittelte Temperaturverläufe der Gussasphaltvariante MA-V5 nach der Oberflächenbehandlung

A4. Zeitreihen der abgeschätzten Asphaltverformungen

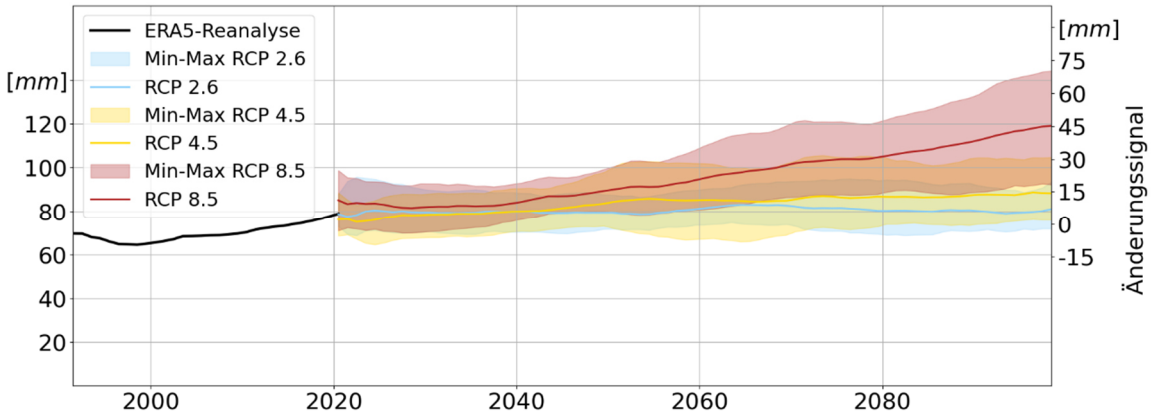


Abbildung A 24: Zeitreihe der gleitenden 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Gussasphaltes mit „normaler“ Verformungsbeständigkeit für den Zeitraum 1991 – 2100 am Standort der Neckartalbrücke

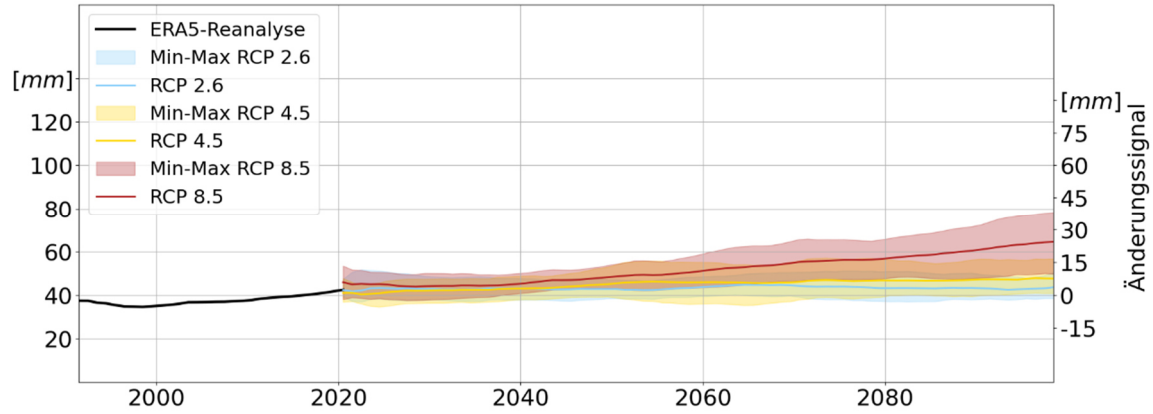


Abbildung A 25: Zeitreihe der gleitenden 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Gussasphaltes mit „verbesserter“ Verformungsbeständigkeit für den Zeitraum 1991 – 2100 am Standort der Neckartalbrücke

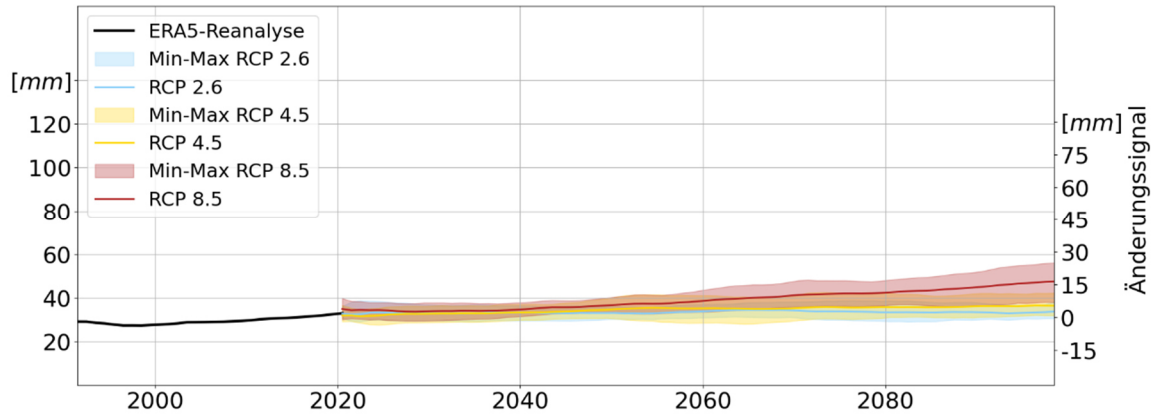


Abbildung A 26: Zeitreihe der gleitenden 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Gussasphaltes mit „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit für den Zeitraum 1991 – 2100 am Standort der Neckartalbrücke

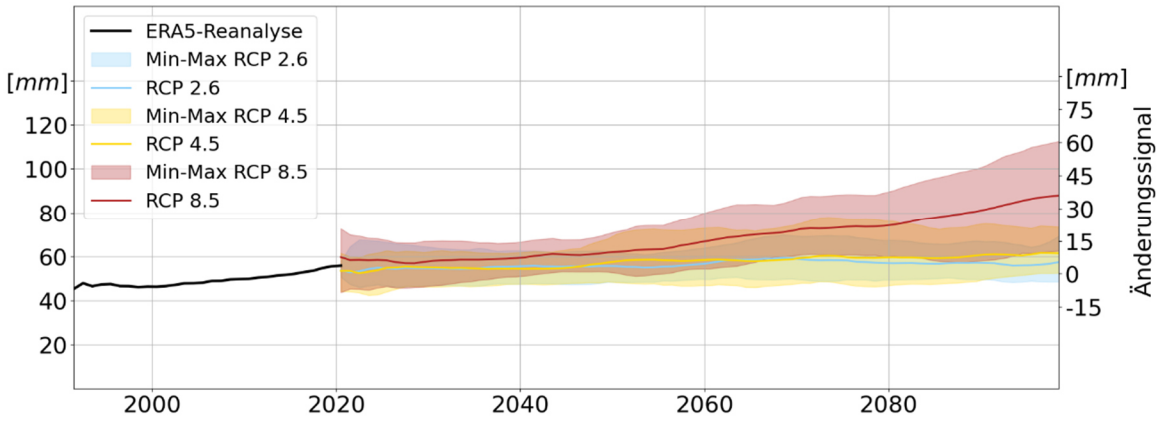


Abbildung A 27: Zeitreihe der gleitenden 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Gussasphaltes mit „normaler“ Verformungsbeständigkeit für den Zeitraum 1991 – 2100 am Standort der Weserbrücke

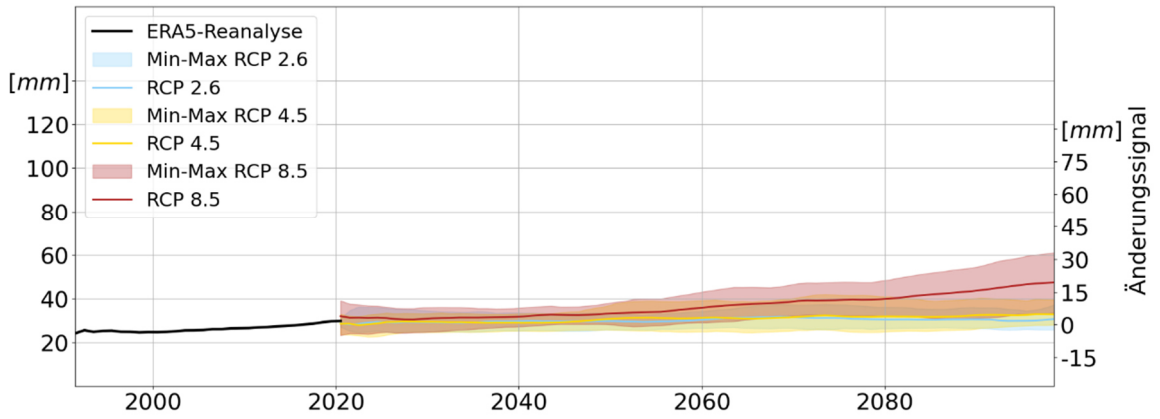


Abbildung A 28: Zeitreihe der gleitenden 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Gussasphaltes mit „verbesserter“ Verformungsbeständigkeit für den Zeitraum 1991 – 2100 am Standort der Weserbrücke

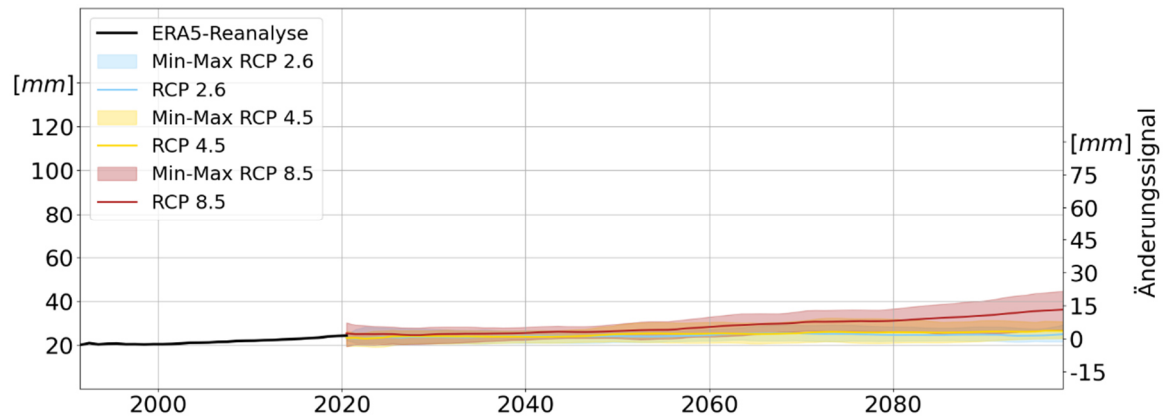


Abbildung A 29: Zeitreihe der gleitenden 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Gussasphaltes mit „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit für den Zeitraum 1991 – 2100 am Standort der Weserbrücke

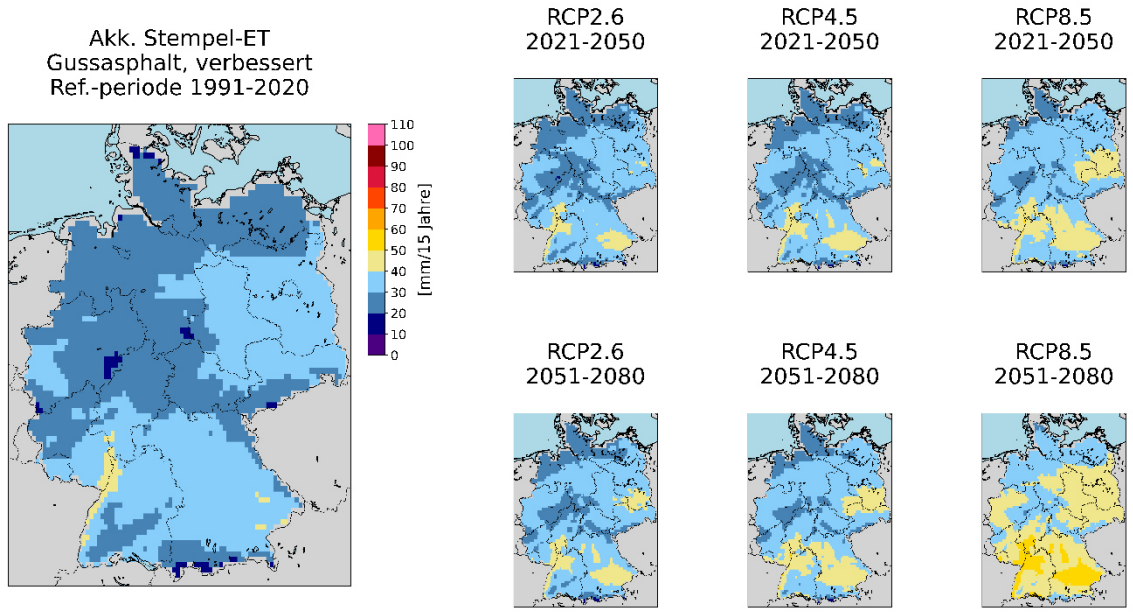


Abbildung A 30: 30-jährige Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) statischen Eindringtiefe eines konventionellen Gussasphaltes mit „verbesserter“ Verformungsbeständigkeit für den Referenzzeitraum (1991 - 2020) (links) und für die Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Zeiträume 2021 - 2050 und 2051 - 2080 (rechts)

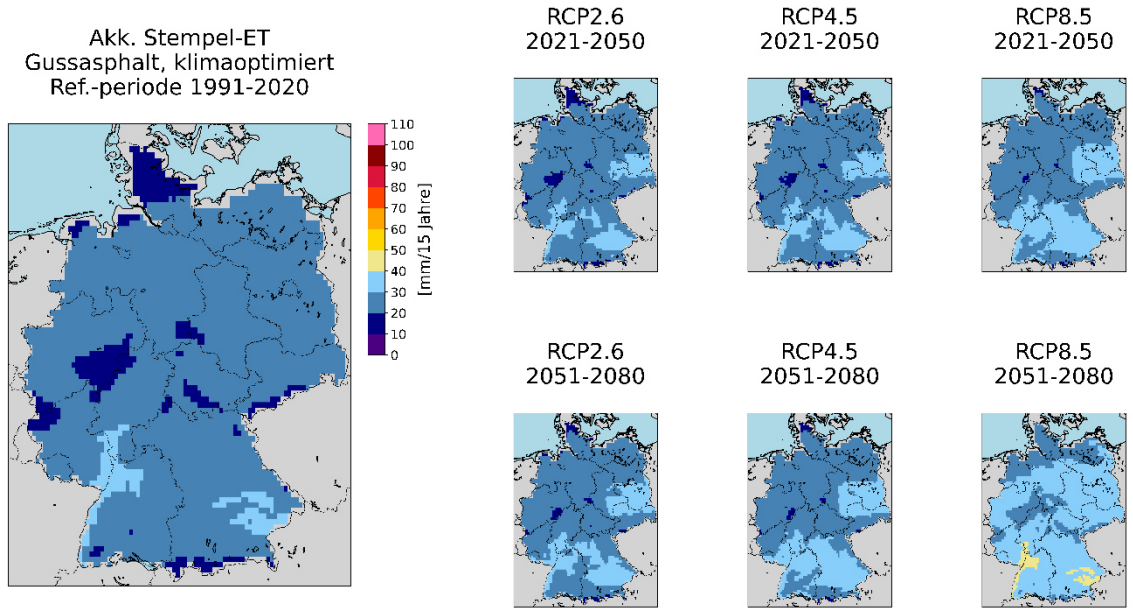


Abbildung A 31: 30-jährige Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) statischen Eindringtiefe eines konventionellen Gussasphaltes mit „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit für den Referenzzeitraum (1991 - 2020) (links) und für die Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Zeiträume 2021 - 2050 und 2051 - 2080 (rechts)

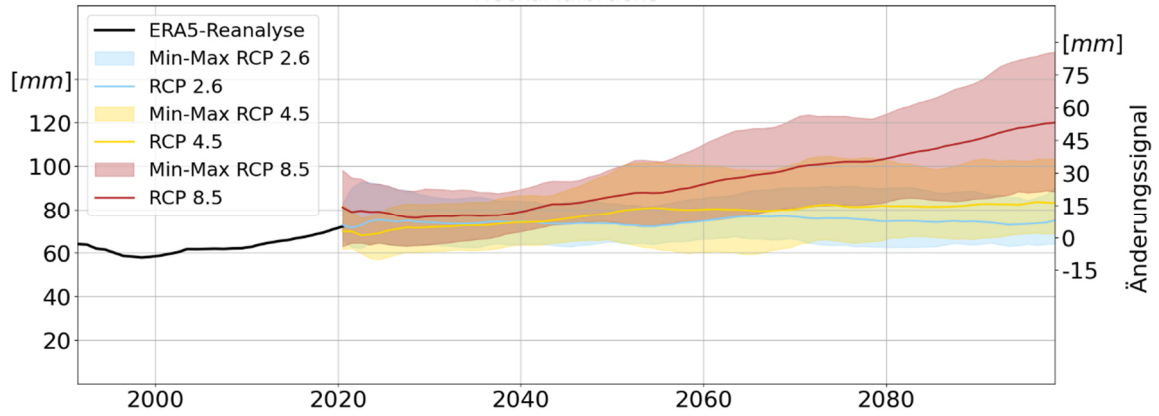


Abbildung A 32: Zeitreihe der gleitenden 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Walzasphaltes mit „normaler“ Verformungsbeständigkeit für den Zeitraum 1991 – 2100 am Standort der Neckartalbrücke

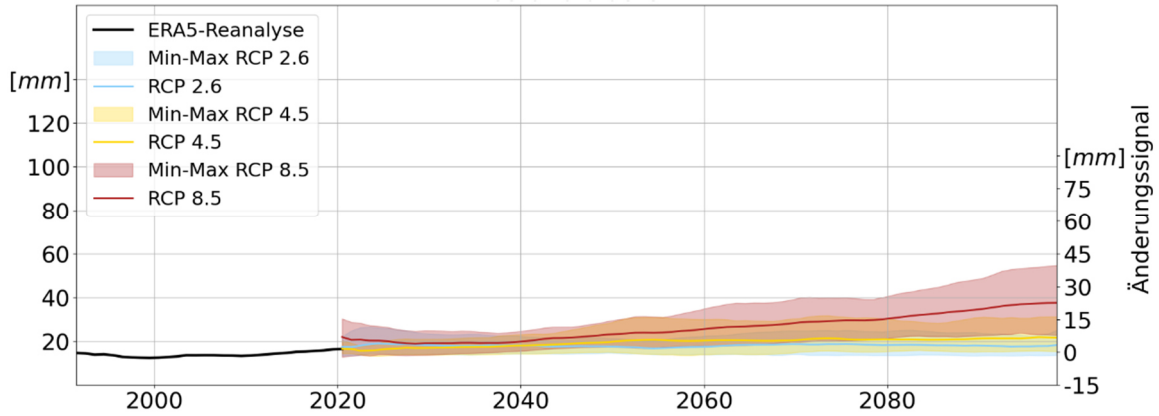


Abbildung A 33: Zeitreihe der gleitenden 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Walzasphaltes mit „verbesserter“ Verformungsbeständigkeit für den Zeitraum 1991 – 2100 am Standort der Neckartalbrücke

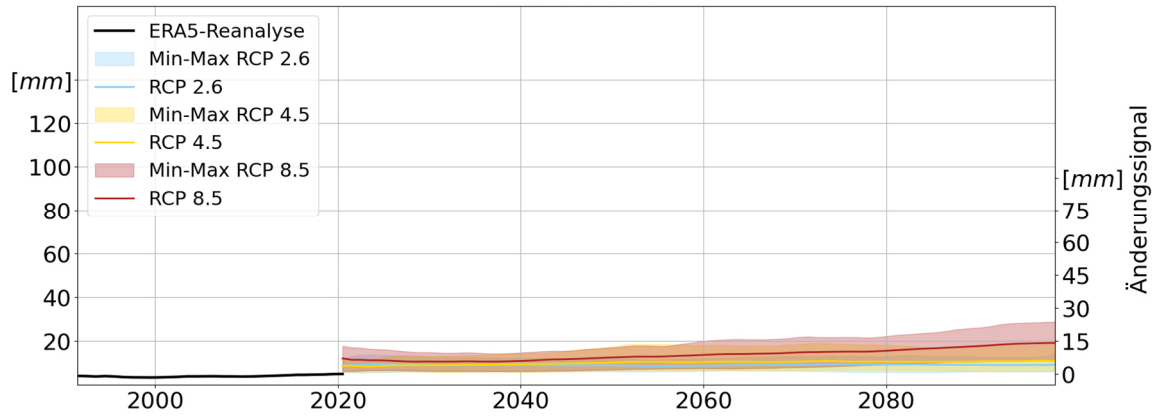


Abbildung A 34: Zeitreihe der gleitenden 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Walzasphaltes mit „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit für den Zeitraum 1991 – 2100 am Standort der Neckartalbrücke

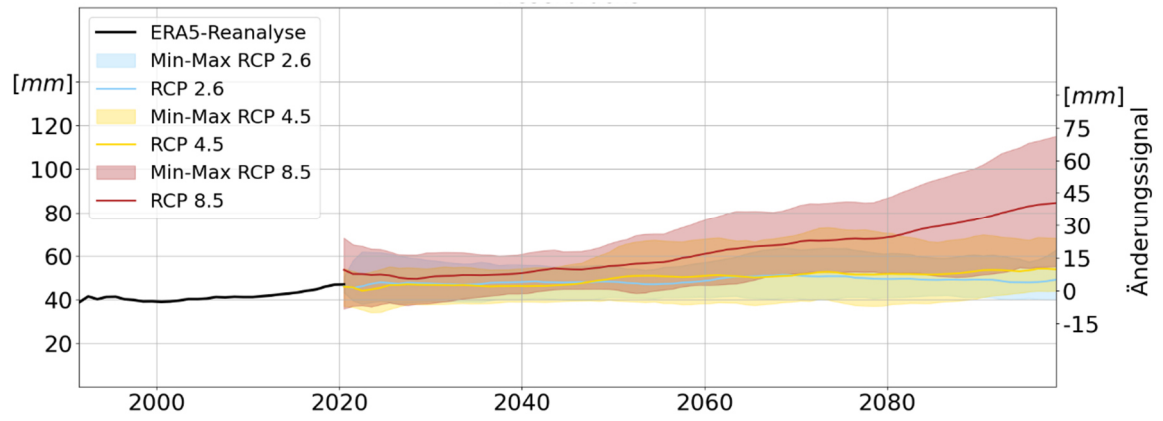


Abbildung A 35: Zeitreihe der gleitenden 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Walzasphaltes mit „normaler“ Verformungsbeständigkeit für den Zeitraum 1991 – 2100 am Standort der Weserbrücke

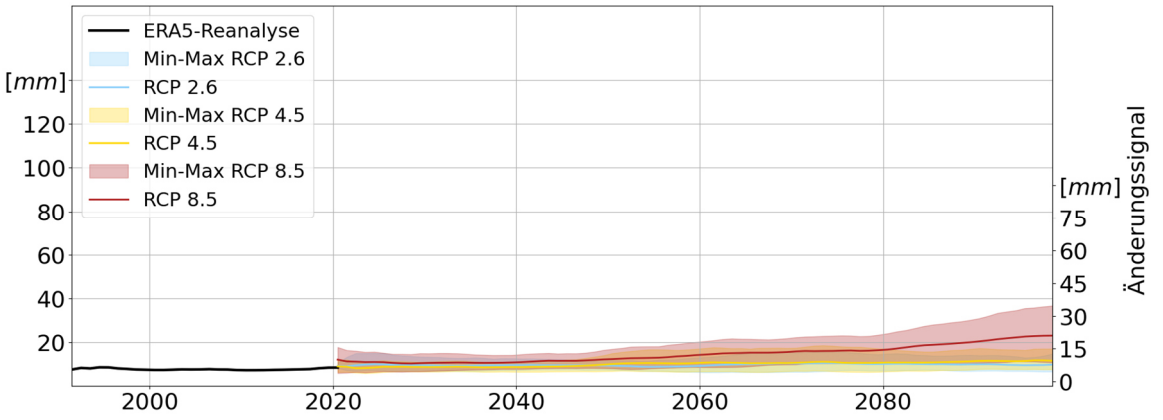


Abbildung A 36: Zeitreihe der gleitenden 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Walzasphaltes mit „verbesserter“ Verformungsbeständigkeit für den Zeitraum 1991 – 2100 am Standort der Weserbrücke

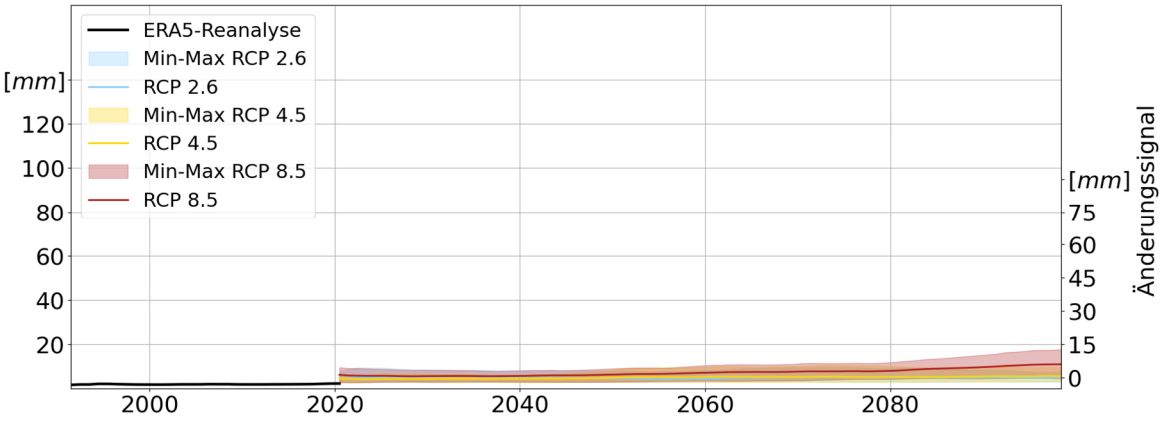


Abbildung A 37: Zeitreihe der gleitenden 30-jährigen Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformung eines konventionellen Walzasphaltes mit „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit für den Zeitraum 1991 – 2100 am Standort der Weserbrücke

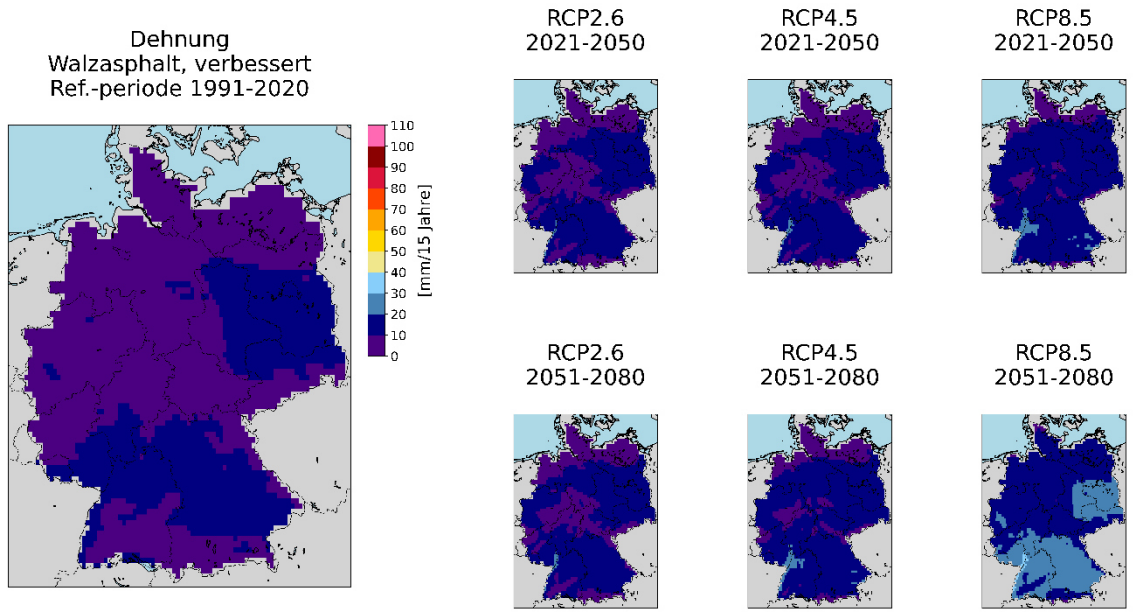


Abbildung A 38: 30-jährige Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformungen eines konventionellen Walzasphaltes mit „verbesserter“ Verformungsbeständigkeit für den Referenzzeitraum (1991 - 2020) (links) und für die Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Zeiträume 2021 - 2050 und 2051 - 2080 (rechts)

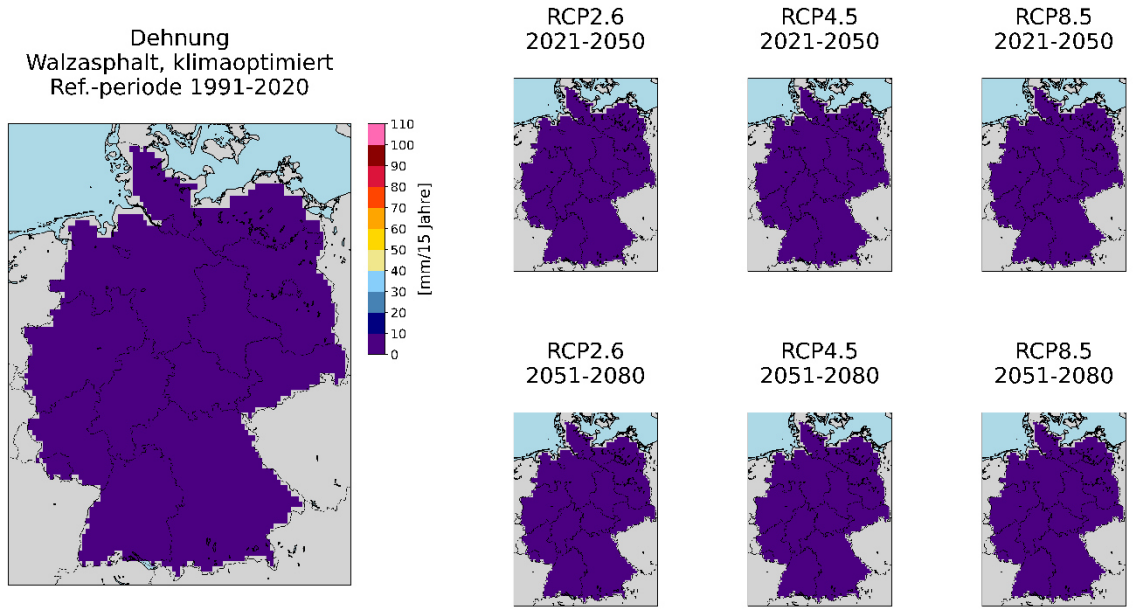


Abbildung A 39: 30-jährige Mittelwerte der akkumulierten (15 Jahre) Verformungen eines konventionellen Walzasphaltes mit „klimaoptimierter“ Verformungsbeständigkeit für den Referenzzeitraum (1991 - 2020) (links) und für die Klimaszenarien RCP2.6, RCP4.5 und RCP8.5 für die Zeiträume 2021 - 2050 und 2051 - 2080 (rechts)

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen Unterreihe „Straßenwesen“

2024

S 202: Schaffung von Grundlagen für eine einheitliche Erfassung der Maschinenrohdaten im Seitenkraftmessverfahren – Weiterentwicklung der SKM-Griffigkeitsmessung durch Berücksichtigung der gemessenen Vertikalkraft
Jürgen Schmidt, Julius Schmidt, Johannes Schmidt, Müller
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 203: Prognose der Wirtschaftlichkeit von Betonfahrbahndecken – Bauweisen RStO/RDO
Beckenbauer, Gebhardt, Riwe, Tschernack, Villaret
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 204: Überprüfung der Auswirkungen der Anwendung der Filterregeln für Geokunststoffe des M Geok E
Moormann, Liebl, Schleeh
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 205: Alternative Verfahren zur Beurteilung Offenporiger Asphaltdeckschichten hinsichtlich Hohlraumgehalt und Verdichtungszustand
Roos, Plachkova-Dzhurova, Schwarzmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 206: Weiterentwicklung der rechnerischen Dimensionierung von Asphaltstraßen zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit, Ressourceneffizienz und Nachhaltigkeit
Neumann, Oeser, Reinhardt, Blasl, Canon Falla, Wellner, Kayser
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

2025

S 207: Optimierung der Kompositbauweise (Durchgehend bewehrte Betondecke mit dünner flexibler Deckschicht)
Freudenstein, Dirnhofer, Eger
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 208: Verifizierung der Mischgutkonzeptionierung kaltgebundener bitumen-dominanter Tragschichten und Ableitung von Dimensionierungsgrundsätzen
Radenberg, Staschkiewicz, Vienenkötter, Mollenhauer, Winter
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 209: Grundlagen für die Eignungsprüfung von Böden mit organischen Bestandteilen zur Verwendung als Baustoffe im Erdbau
Uday, Huber, Birle, Cudmani
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 210: Prüfung und Bewertung der Dauerhaftigkeit „zeitweise fließfähiger und selbstverdichtender Verfüllbaustoffe (ZFSV)“ im Unterbau von Verkehrsflächen
Zeni, Huber, Birle, Cudmani
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 211: Literaturstudie zur Nachhaltigkeit im Straßenbau
Carreño, Schmitz, Kemper, Cypra, Holldorb
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 212: Einfluss von temporär auftretendem Grundwasser auf die Standsicherheit von Straßeneinschnittsböschungen
Denne, Festag, Gattermann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 213: Einfluss der Pendelbewegung der Fahrzeuge des Schwerverkehrs auf die Beanspruchung und Nutzungsdauer von Straßenbefestigungen
Uhlig, Schlimper, Seeger, Zeißler, Wellner, Blasl, Kathmann, Scharrenbroich, Roggendorf, Haas
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 214: Kritikalitätsanalyse für die Bundesverkehrswege als Baustein der Klimawirkungsanalyse
Burg, Franken, Gebhardt, Hewel, Schrempp
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 215: Erstellung eines Verfahrens zur rechnerischen Dimensionierung und zur Prognose des Verhaltens von Pflasterbefestigungen
Wellner, Zeißler, Spanier, Blasl
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 216: Prüfmethode zur validen Bestimmung von Luftporengehalten an Fahrbahndeckenbetonen
Schnellenbach-Held, Eßer, Johansen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 217: Untersuchung zur Wirksamkeit der Ansprühmittel zwischen Asphaltschichten und -lagen zur Erzielung eines anforderungsgerechten Schichtenverbundes
Böhm, Middendorf, Kempf, Krause
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 218: Zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl von Beton im Straßenbau
Spilker 20,50 €

S 219: Anpassung der Dimensionierung an den Klimawandel
Renken, Lehmkuhl, Neumann, Liu, Ulrich
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 220: Neue Prüfverfahren und -parameter: Übertragung des Bewertungshintergrundes des Verformungswiderstandes von Walzasphalt für die vertragliche Anwendung von Performance-Anforderungen
Radenberg, Dominik, Nytus, Müller
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

S 221: Entwicklung von Asphaltschichten für Straßen und Brückenbeläge unter extremen Klimaeinwirkungen
Plachkova-Dzhurova, Heide-Dörr, Ulrich
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter https://bast.opus.hbz-nrw.de/ heruntergeladen werden

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Telefon (04 21) 3 69 03 - 0 · E-Mail: kontakt@schuenemann-verlag.de
Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.
www.schuenemann-verlag.de
Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.

ISSN 0943-9323
ISBN 978-3-95606-875-1
https://doi.org/10.60850/bericht-s221

www.bast.de