

Konstruktion und Wirtschaftlichkeit von Whitetopping aus Hochleistungsbeton für Fahrbahnen

Whitetopping of Asphalt and Concrete Pavements with thin layers of Ultra High Performance Concrete – construction and economic efficiency

Cornelia Schmidt

Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau
Structural Materials and Engineering Series

Heft 20
No. 20

**Konstruktion und Wirtschaftlichkeit
von Whitetopping aus Hochleistungsbeton
für Fahrbahnen**

Whitetopping of Asphalt and Concrete Pavements
with thin layers of Ultra High Performance Concrete –
construction and economic efficiency

Cornelia Schmidt

kassel
university



press

Diese Arbeit entstand als eine vom Fachbereich Bauingenieur- und Umweltingenieurwesen der Universität Kassel genehmigte Dissertation.

Erster Gutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. Michael Schmidt

Zweiter Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Peter Racky

Tag der mündlichen Prüfung: 2. Mai 2012

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

Zugl.: Kassel, Univ., Diss. 2012

ISBN print: 978-3-86219-342-4

ISBN online: 978-3-86219-343-1

URN: <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:0002-33430>

© 2012, kassel university press GmbH, Kassel
www.upress.uni-kassel.de

Herausgeber

Prof. Dr.-Ing. habil. M. Schmidt
Universität Kassel
Fachbereich Bauingenieur-
und Umweltingenieurwesen
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Fachgebiet Werkstoffe des Bauwesens
und Bauchemie
Mönchebergstr. 7
D-34125 Kassel
Tel. +49 (561) 804 2601
Fax +49 (561) 804 2662
baustk@uni-kassel.de
www.uni-kassel.de/fb14/baustoffkunde

Prof. Dr.-Ing. E. Fehling
Universität Kassel
Fachbereich Bauingenieur-
und Umweltingenieurwesen
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Fachgebiet Massivbau
Kurt-Wolters-Str. 3
D-34125 Kassel
Tel. +49 (561) 804 2656
Fax +49 (561) 804 2803
bauing.massivbau@uni-kassel.de
www.uni-kassel.de/fb14/massivbau

Vorwort

Zu den Forschungsschwerpunkten am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau an der Universität Kassel zählen u.a. die Entwicklung von Hoch- und Ultrahochleistungsbetonen und deren praxisorientierte Anwendung. Hierbei sind insbesondere von der Bundesanstalt für Straßenwesen und vom Bundesministerium für Bildung und Forschung geförderte Forschungsprojekte und Verbundvorhaben zu nennen, die in diesem Zusammenhang an der Universität Kassel bearbeitet wurden.

Diese Arbeit entstand neben meiner beruflichen Tätigkeit in der Straßenbauverwaltung von Nordrhein-Westfalen ergänzend zu den Forschungsarbeiten hinsichtlich der theoretischen und praktischen Erprobung von Whitetopping und zeigen, dass neben der theoretischen Machbarkeit auch eine gesamtwirtschaftliche Betrachtung von neuen Bauweisen im Vergleich zu herkömmlichen Bauweisen wichtig ist, um bei der Akzeptanz und Durchsetzung neuer wissenschaftlicher Erkenntnisse entsprechende Argumente zu liefern.

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater, Herrn Univ.-Prof. habil. Dr.-Ing. Michael Schmidt, der mich in den vergangenen 5 Jahren hervorragend betreut und gefördert hat und durch rege Diskussionen anspornte. Herrn Prof. Dr.-Ing. Peter Racky danke ich herzlich für die Übernahme des zweiten Gutachtens und seine fachliche Unterstützung und Beratung. Auch bei den Mitarbeitern des Instituts im Fachbereich, insbesondere Herrn Torsten Braun, möchte ich mich für die Unterstützung bedanken.

Besonders herzlich danke ich meinem Mann Jürgen für die große Hilfe, seinen Rat und sein Verständnis, diese Arbeit neben meiner beruflichen Tätigkeit zu schreiben und zu vollenden.

Düsseldorf, im März 2012

Cornelia Schmidt

Kurzfassung

Durch den nicht nur in Deutschland zu verzeichnenden rasanten Anstieg des Verkehrsaufkommens (insbesondere des Schwerlastverkehrs), einer häufigen Unterdimensionierung des vorhandenen Autobahnnetzes und dem gleichzeitigen Bestreben des Baulastträgers, langlebige Bauweisen einzusetzen, werden auch dementsprechende Forschungen notwendig und verstärkt gefördert.

Für die Instandsetzung von Fahrbahnen wird eine neuartige Instandsetzungsbauweise entwickelt (so genanntes Whitetopping), bei der die Tragfähigkeit und die Befahrbarkeit durch eine dünne, mit Fasern oder mit schlaffer Bewehrung bewehrte Schicht aus einem an der Uni Kassel entwickelten Ultrahochleistungsbeton auf Dauer wieder hergestellt wird, ohne den geschädigten Straßenaufbau selbst komplett auszubauen und insgesamt ersetzen zu müssen oder es sollen ältere, unterdimensionierte und dadurch latent überbeanspruchte Straßenabschnitte vorbeugend verstärkt werden.

Aufbauend auf den konstruktiven und stofflichen Lösungen eines am Fachgebiet Werkstoffe des Bauwesens und Bauchemie durchgeführten Großforschungsvorhabens wird ein systemischer Ansatz geschaffen, mit dessen Hilfe die Wirtschaftlichkeit dieser neuen Bauweise mit einer Dicke von 120 – 150 mm im Vergleich zu den heutigen standardisierten Straßenaufbauten vergleichend bewertet werden kann. Diese sogenannten Referenzbauweisen mit theoretischen Nutzungsdauern von rund 30 Jahren je nach Bauklasse werden der neuen Bauweise gegenübergestellt. Dazu werden die zuvor ermittelten Aussagen zu den technischen Eigenschaften verwendet und Annahmen zum Langzeitverhalten als Grundlage für die Lebensdauerabschätzung, das Gebrauchsverhalten, eventuell nötige bauliche Unterhaltungs- und Erhaltungsmaßnahmen, die Einbauvoraussetzungen und Rückbaumöglichkeiten mit berücksichtigt. Schließlich sollen anhand der Versuchs- und Berechnungsergebnisse technische und wirtschaftliche Empfehlungen für den Einsatz der neuen langlebigen Bauweise Whitetopping unter Verwendung von Ultra-Hochfestem Beton bzw. Ultra-Hochleistungsbeton gegeben werden.

Abstract

The increasing intensity of the traffic and especially the growing amount of heavy trucks raises the need for more durable pavement constructions as well as for easy to apply and nevertheless very durable maintenance systems to improve the load bearing capacity of fatigued old structures and/or to preventively strengthen still satisfactorily but underdesigned pavements to reach the design-life originally aimed at.

One very innovative approach to both improve the load bearing capacity as well as the service quality of the surface are thin overlays made of continuously reinforced High- or Ultra-High-Performance Steel Fibre Concrete. This kind of concrete is characterized by a steel-like strength of up to 200 MPa and an extremely dense microstructure. Appropriately designed it is a time and material saving and thus economic method to reconstruct heavily loaded pavements without removing the existing structure.

Based on the results of extensive material related research and on material adequate design principles both developed at the University of Kassel a systemic life-cycle approach has been created to balance the economic aspects of this new pavement maintenance approach compared to today's standardized pavement structures usually designed for a theoretical service life of 30 years. The technical properties already obtained by the research projects and by prototype applications were used to extrapolate the initial costs, the long term behavior, the needs and the costs of maintenance and the methods and costs of demolition and reuse of the material at the end of the significantly prolonged service life. In addition the user related costs were considered e.g. caused by traffic-jams at building sites. Finally technical and economical recommendations are presented concerning the application of the new long-lasting pavements structures made of HPC/UHPC.

1. EINLEITUNG	1
1.1 Ausgangssituation	1
1.2 Ziele und Aufbau der Arbeit.....	3
2. ERHALTUNGSMANAGEMENT DER INFRASTRUKTUR	6
2.1 Managementsysteme	6
2.1.1 Pavement Management System (PMS) für die Fahrbahnen.....	6
2.1.2 Bauwerksmanagementsysteme	10
2.1.3 Managementsysteme für Wasserstraßen	11
2.1.4 Managementsysteme im Bereich der Schienenfahrzeuge	11
2.1.5 Zusammenfassung Managementsysteme	13
2.2 Erhaltung von Fahrbahnen	15
2.3 Wirtschaftlichkeitsrelevante Aspekte für die Erhaltung der Straßeninfrastruktur	19
2.3.1 Betriebswirtschaftliche Betrachtung und Bewertung	20
2.3.1.1 Allgemeine Ausführungen	20
2.3.1.2 Straßenbaulastträgerkosten	25
2.3.2 Volkswirtschaftliche Betrachtung und Bewertung	28
2.3.2.1 Allgemeine Ausführungen	28
2.3.2.2 Straßennutzerkosten	30
2.3.2.3 Sonstige Kosten (Sozial- und Umweltkosten).....	32
3. STANDARDISIERTE BETONBAUWEISEN.....	33
3.1 Neubau	33
3.1.1 Konstruktion	34
3.1.2 Baustoffe.....	39
3.1.3 Oberflächentexturierung.....	40
3.2 Instandsetzung und Erneuerung.....	41
3.2.1 Bewertung der Restsubstanz	41
3.2.2 Erhaltungsmaßnahmen.....	46
4. WHITETOPPING-BAUWEISEN MIT NORMALBETON	49
4.1 Konstruktion	49
4.1.1 Allgemeines	49
4.1.2 Thin Whitetopping (TWT)	51
4.1.3 Ultra-thin Whitetopping (UTW)	51
4.2 Projekte und Erfahrungen.....	52
5. WHITETOPPING-BAUWEISEN MIT HOCHLEISTUNGSBETON	59
5.1 Baustoffe	59
5.1.1 Hochfester Beton - HPC.....	59
5.1.2 Ultra-Hochfester Beton - UHPC	63
5.1.2.1 UHPC im konstruktiven Bereich	64
5.1.2.2 UHPC für Fahrbahnen.....	67

6.	BEMESSUNG DER BAUWEISEN FÜR DIE WIRTSCHAFTLICHKEITSBETRACHTUNG	69
6.1	Bemessungsverfahren	69
6.2	Bemessung und Berechnungen für die gewählten Referenzbauweisen	73
6.2.1	Schichtdicken der Referenzbauweisen	73
6.2.2	Materialkennwerte.....	74
6.2.3	Berechnungsgrundlagen	77
6.2.3.1	Spannungen infolge Verkehrslasten.....	77
6.2.3.2	Spannungen infolge Temperaturänderungen	79
6.2.4	Berechnungen für die Referenzbauweisen	81
6.3	Bemessung und Berechnungen für die Whitetopping-Bauweisen ...	83
6.3.1	Berechnungsgrundlagen für den „Neuzustand“	83
6.3.2	Berechnungsgrundlagen für ermüdete Aufbauten	86
6.3.2.1	Stoffkennwerte und Spannungen aus Verkehrslast.....	86
6.3.2.2	Spannungen infolge Temperaturänderungen.....	91
6.3.2.3	Ermittlung der zulässigen Verkehrslastbeanspruchung bei einer vorgegebenen Wölbspannung	92
6.3.2.4	Durchgehend bewehrte fugenlose Whitetopping-Decke	96
7.	WIRTSCHAFTLICHKEITSBERECHNUNG.....	101
7.1	Betriebswirtschaftliche Kosten	102
7.1.1	Eingangsparameter für die betrachteten Bauweisen	102
7.1.1.1	Referenzbauweisen.....	102
7.1.1.2	Whitetopping-Bauweisen.....	103
7.1.2	Berechnungen.....	106
7.1.2.1	Grundlagen der dynamischen Investitionsrechnung.....	106
7.1.2.2	Beschreibung Kapitalwertmethode.....	107
7.1.2.3	Nutzungsdauern für die Bauweisen.....	108
7.1.2.4	Berechnung der Baukosten (Barwerte)	112
7.1.2.5	Berechnung der kapitalisierten Erhaltungskosten	118
7.1.2.6	Sensitivitätsanalyse für die betriebswirtschaftlichen Kosten	119
7.2	Volkswirtschaftliche Kosten	123
7.2.1	Straßennutzerkosten.....	123
7.2.2	Berechnung der kapitalisierten Kosten (zusätzliche Nutzerkosten).....	125
7.2.3	Sonstige Kosten	127
7.3	Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse.....	127
7.4	Diskussion und Bewertung.....	129
8.	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	133
9.	LITERATURVERZEICHNIS.....	136

AbbildungsverzeichnisSeite

Abb. 1:	Gliederung der Arbeit.....	5
Abb. 2:	Erhaltungsmanagement nach [6]	7
Abb. 3:	Effektivität von Maßnahmen nach [6].....	14
Abb. 4:	Bewertungsmodell für den betriebswirtschaftlichen Nutzen.....	23
Abb. 5:	Begriffssystematik Erhaltung nach [6, 17].....	26
Abb. 6:	Entwicklung des Baupreisindex [149]	27
Abb. 7:	Regelquerschnitt RQ 29,5 nach RAS-Q 96	38
Abb. 8:	Regelquerschnitt RQ 31 nach [64].....	39
Abb. 9	Ultra-dünner Whitetoppingaufbau auf einer abgängigen Betonfahrbahndecke mit hochfestem/ultra-hochfestem Beton [1, 2].....	61
Abb. 10:	Zusammenhang zwischen Tragfähigkeit und Einsenkung w auf der Oberfläche (schematisch).....	72
Abb. 11:	Mehrschichtensystem	78
Abb. 12:	Verformung und Spannung infolge ungleichmäßiger Erwärmung von oben [75].....	80
Abb. 13:	Elastischer Halbraum nach Boussinesq [N/mm ²] für ermüdeten Straßenbau	87
Abb. 14:	Smith'sche Schaubild für Beton im Schwellbereich bis zu 2 Mio. Lastwechsel	93
Abb. 15:	Ausschnitt endlos lange Platte für FE-Berechnungen [78].....	96
Abb. 16:	Anordnung der Bewehrung im Fahrbahnquerschnitt	98
Abb. 17:	Vorgehensweise Wirtschaftlichkeitsberechnungen.....	101
Abb. 18:	Referenzbauweise Beton auf ATS Tafel 2 Zeile 2 SV und III nach RStO 01	102
Abb. 19:	Referenzbauweise Beton auf HGT Tafel 2 Zeile 1.1 SV und III nach RStO 01	103
Abb. 20:	Whitetopping-Bauweisen	105
Abb. 21:	Erneuerung der Referenzbauweise im Betrachtungszeitraum.....	110
Abb. 22:	Erneuerung der Whitetopping-Bauweise im Betrachtungszeitraum.....	111
Abb. 23:	Darstellung der Erneuerungsintervalle und Nutzungsdauern	112
Abb. 24:	Entwicklung Harmonisierter Verbraucherpreisindex	126

Tabellenverzeichnis

Seite

Tab. 1:	Beispiele für Ausgangsstoffe und Zusammensetzung von Straßenbeton	40
Tab. 2:	Klassifizierung von Whitetopping-Decken nach Schichtdicke [1, 2]	50
Tab. 3:	Betonrezepturen	62
Tab. 4:	Beispiele von UHPC-Mischungen der Uni Kassel	68
Tab. 5:	Bestimmung des frostsicheren Oberbaus	74
Tab. 6:	Baustoffkenndaten aus unterschiedlichen Quellen	76
Tab. 7:	Berechnung für den Standardaufbau nach RStO 01 Tafel 2, Zeile 2, für den Neuzustand; Bauklassen SV und III.	82
Tab. 8:	Berechnung für einen Standardaufbau nach RStO 01 Tafel 2, Zeile 1.1, für den Neuzustand; Bauklassen SV und III.	82
Tab. 9:	Spannungen und Verformungen in einem Straßenaufbau mit Asphalttragschicht und Whitetopping-Decke aus HPC ($E = 40.000 \text{ N/mm}^2$) auf nachverdichtetem Unterbau	84
Tab. 10:	Spannungen und Verformungen in einem Straßenaufbau mit Asphalttragschicht und Whitetopping-Decke aus UHPC ($E = 50.000 \text{ N/mm}^2$) auf nachverdichtetem Unterbau	85
Tab. 11:	Ermüdeter Aufbau mit ATS, Radlast 50 kN	86
Tab. 12:	Einsenkungsäquivalente Ersatz-E-Moduli	88
Tab. 13:	Spannungen in WT HPC; Ersatz-E-Modul Halbraum 1.280 N/mm^2 . Lastfall Plattenmitte, Radlast 50 kN.	89
Tab. 14:	Spannungen in WT HPC; Ersatz-E-Modul Halbraum 705 N/mm^2 auf 160 mm abgefräster Betondecke und WT HPC, Lastfall Plattenmitte, Radlast 50 kN.	89
Tab. 15:	Ertüchtigung des Aufbaus durch eine Whitetoppingschicht der Dicken 180, 150, 120 und 100 mm. Biegezugspannungen σ_{Bz} in Plattenmitte/Plattenrand an der Unterseite der Whitetoppingschicht. Angenommener Ersatzmodul des Halbraums 1.280 N/mm^2 (siehe auch Anlage Tabelle A 21)	90
Tab. 16:	Ertüchtigung des Aufbaus durch eine Whitetoppingschicht der Dicken 180, 150, 120 und 100 mm auf abgefräster Betondecke auf 160 mm. Biegezugspannungen σ_{Bz} in Plattenmitte/Plattenrand an der Unterseite der Whitetoppingschicht. Angenommener Ersatzmodul des Halbraums 705 N/mm^2	90
Tab. 17:	Temperaturspannungen für unterschiedlich dicke Whitetopping-Schichten	92
Tab. 18:	Zulässige Biegezugspannungen zul. σ_Q durch Verkehrslasten. Klammerwerte: Errechnete Verkehrsbeanspruchung am Plattenrand nach Tab. 15 und 16 bei unterschiedlichem Ersatz-E-Modul des Halbraumes	94
Tab. 19:	Bewehrung für eine Fahrbahndecke aus Normalbeton (C 40/50, $h = 260 \text{ mm}$) und eine WT-Fahrbahndecke aus höherfestem Beton (C 50/60, $h = 150 \text{ mm}$)	98
Tab. 20:	Bewehrung für eine WT-Fahrbahndecke aus UHPC (C 160, $h = 150 \text{ mm} / 100 \text{ mm}$)	99
Tab. 21:	Anhaltswerte für die theoretische Nutzungsdauer [17]	108
Tab. 22:	Entwicklung Baupreisindex [149]	114
Tab. 23:	Baukosten Referenzbauweise 1. Sanierung	114
Tab. 24:	Baukosten Referenzbauweise 2. Sanierung	115

Tab. 25:	Baukosten WT 150 HE	116
Tab. 26:	Baukosten WT 150 TE.....	117
Tab. 27:	Baukosten für alle Bauweisen.....	117
Tab. 28:	Kapitalisierte Erhaltungskosten $K_{E, BK}$	118
Tab. 29:	Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse	121
Tab. 30:	Baukosten WT 150 und 120 HE	122
Tab. 31:	Baukosten WT 150 und 120 TE.....	122
Tab. 32:	Zusätzliche Nutzerkosten für repräsentative Bauwoche [42]	123
Tab. 33:	Ermittelte Bauzeiten.....	125
Tab. 34:	Zusätzliche Nutzerkosten nach den ermittelten Bauzeiten	125
Tab. 35:	Kapitalisierung aller Kosten	126
Tab. 36:	Zusammenfassung der Berechnungen.....	128

Verzeichnis der wichtigsten Abkürzungen

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ADAC	Allgemeiner Deutscher Automobil-Club e.V.
AGK	Allgemeine Geschäftskosten
ATS	Asphalttragschicht
BAST	Bundesanstalt für Straßenwesen
BMS	Bauwerksmanagementsystem
BMVBS	Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung
BPI	Baupreisindex
CEM	Zementart (z.B. CEM I Portlandzement)
CENELEC	Europäisches Komitee für elektrotechnische Normierung
DIN	Deutsches Institut für Normung e.V.
DTV	Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke der Kraftfahrzeuge in [Kfz/24 h]
DTV SV	Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs in [Kfz/24 h]
FEM	Finite Elemente Methode
FGSV	Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen
FSS	Frostschuttschicht
FWD	Falling Weight Deflectometer
HE	Hocheinbau
HVPI	Harmonisierter Verbraucherpreisindex
HGT	Hydraulisch gebundene Tragschicht
HPC	High Performance Concrete (Hochfester Beton)
ISO	Internationale Organisation für Normung
LCC	Life Cycle Costing
LSA	Lichtsignalanlage
PMS	Pavement Management System
PPP	Public Private Partnership
RAMS	Reliability-Availability-Maintainability-Safety
TCW	Thin Composit Whitetopping
TE	Tiefereinbau
TWT	Thin Whitetopping
UHPC	Ultra High Performance Concrete (Ultra-Hochfester Beton)
UHPFRC	Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (Ultra-Hochfester Faserbeton)
UTW	Ultrathin Whitetopping
VDA	Verband der Automobilindustrie e.V.
WT	Whitetopping
WuG	Wagnis und Gewinn
ZEB	Zustandserfassung und -bewertung

1. EINLEITUNG

1.1 Ausgangssituation

Durch den nicht nur in Deutschland zu verzeichnenden rasanten Anstieg des Verkehrsaufkommens, einer häufigen Unterdimensionierung des vorhandenen Autobahnnetzes und dem gleichzeitigen Bestreben des Baulastträgers, langlebige Bauweisen einzusetzen, werden auch dementsprechende Forschungen, neue bauliche Erhaltungsmaßnahmen für die nachhaltige Verbesserung der Infrastruktur zur Verfügung stellen zu können, vorangetrieben.

Das Bundesfernstraßennetz umfasst derzeit rund 12.600 km BAB und rund 40.700 km Bundesstraßen. Die Erhaltung und der Ausbau dieses Netzes, welches die Länder in Auftragsverwaltung für den Bund planen, bauen und betreiben, erfordert einen hohen finanziellen Aufwand. Jährlich werden derzeit rund 2,5 Mrd. Euro in die Bundesfernstraßen investiert. Auf lange Sicht ist eine Erhaltungspolitik gefragt, die auf einen hohen Gebrauchs- und Sicherheitswert der Verkehrsinfrastruktur ohne Substanzverzehr zu Lasten künftiger Generationen ausgerichtet ist. Weiterhin ist zu hinterfragen, ob die standardisierten Bauweisen für die Straßen den künftigen Belastungen gewachsen sind. Nicht nur der Anstieg der Verkehrsbelastung durch Personen- und vor allem Güterverkehr, auch die Erweiterung des Wirtschaftsraumes mit Deutschland als Transitland inmitten von Europa führten und führen zu hohen Belastungsänderungen der bestehenden Straßeninfrastruktur. Innovative Lösungen werden hier gefordert sein, die sich nicht nur auf die Nachhaltigkeit der Erhaltung des Netzes konzentrieren, sondern auch die Auswirkungen auf den Straßennutzer und die Belastungen für die Umwelt mit berücksichtigen.

Für die Instandsetzung von Fahrbahnen wird derzeit eine neuartige Instandsetzungsbauweise entwickelt (sogenanntes Whitetopping), bei der die Tragfähigkeit und die Befahrbarkeit durch eine dünne, mit Fasern oder mit schlaffer Bewehrung bewehrte Schicht aus einem an der Universität Kassel entwickelten Ultrahochleistungsbeton auf Dauer wieder hergestellt wird, ohne den geschädigten Straßenaufbau selbst komplett auszubauen und insgesamt ersetzen zu müssen. Mit dieser Bau-

weise können auch ältere, unterdimensionierte und dadurch latent überbeanspruchte Straßenabschnitte vorbeugend verstärkt werden.

In mehreren Forschungs- und Entwicklungsprojekten wurden und werden die bemessungs- und die bautechnischen Grundlagen ermittelt, bislang allerdings ausschließlich bezogen auf den Neubau solcher Bauweisen. Eine wesentliche Frage ist, inwieweit eine derartige „Whitetopping-Bauweise“ im Vergleich zu den derzeit verfügbaren, in den entsprechenden Richtlinien geregelten Bauweisen zur Erneuerung von Straßenaufbauten mit Betonfahrbahndecken nicht nur technisch, sondern auch betriebs- und volkswirtschaftlich sinnvoll und wettbewerbsfähig ist. Zur Beantwortung dieser Fragen bedarf es einer umfassenden ökonomischen Lebenszyklusbetrachtung. In der vorliegenden Arbeit werden deshalb die zuvor ermittelten Aussagen zu den technischen Eigenschaften verwendet und durch Annahmen zum Langzeitverhalten als Grundlage für die Lebensdauerabschätzung, das Gebrauchsverhalten, eventuell nötige bauliche Unterhaltungs- und Erhaltungsmaßnahmen, die Einbauvoraussetzungen und Rückbaumöglichkeiten ergänzt. Schließlich sollen anhand der Berechnungs- und Versuchsergebnisse technische und wirtschaftliche Empfehlungen für den Einsatz der neuen langlebigen Bauweise aus Ultra-Hochfestem Beton bzw. Ultra-Hochleistungsbeton gegeben werden.

Auch die volkswirtschaftlichen Kosten der Straßennutzung (kurz als Nutzerkosten bezeichnet) rücken zunehmend in den Blickpunkt des öffentlichen Interesses. Mit der Konzeption und Einführung von Managementsystemen der Straßen- und Bauwerks-erhaltung (Pavement Management System und Bauwerksmanagement System) ist die Chance gegeben, Strategien zu entwickeln, in die sowohl bau- und erhaltungstechnische als auch betriebs- und volkswirtschaftliche Entscheidungskriterien einfließen. Verkehrsinformationssysteme für die Straßennutzer und das zeitnahe Management von Baustellen sind weitere Komponenten zur Minimierung der volkswirtschaftlichen Folgekosten im Zuge von Erhaltungsmaßnahmen. Sie werden im Folgenden mit berücksichtigt.

1.2 Ziele und Aufbau der Arbeit

Ziel der Dissertation ist es, die theoretischen und bautechnischen Grundlagen zu schaffen, um Hochfesten Beton (HPC) und Ultra-Hochfesten Beton (UHPC) bei der Instandsetzung von Fahrbahndecken durch „Whitetopping“ technisch und wirtschaftlich anwenden zu können. Dabei soll entweder die Tragfähigkeit und die Befahrbarkeit von Asphalt- oder Betondecken durch eine dünne mit Fasern und/oder mit schlaffer Bewehrung bewehrte Betonfahrbahn auf Dauer wieder hergestellt werden, ohne den geschädigten Straßenaufbau selbst komplett auszubauen und insgesamt ersetzen zu müssen oder es sollen ältere, unterdimensionierte und dadurch latent überbeanspruchte Straßenabschnitte vorbeugend verstärkt werden.

Die Untersuchungen zur technischen Machbarkeit solcher Straßenschichten aus HPC und UHPC umfassen zunächst die Bemessung der für eine ausreichende Tragfähigkeit erforderlichen Schichtdicke unter Berücksichtigung der Materialeigenschaften, der Beanspruchung des Straßenaufbaus, des notwendigen Bewehrungsgrades, der Resttragfähigkeit des verbleibenden Unterbaus, der Schubspannungsaufnahme über Rissen und Fugen in der darunterliegenden abgängigen Betonfahrbahndecke sowie des Verbundes zwischen der neuen Schicht aus Ultra-Hochleistungsbeton und der darunter befindlichen Beton- oder Asphaltdecke. Zudem müssen die im Straßenbau üblichen Bemessungsalgorithmen und -programme an die Besonderheiten der neuen Bauweise mit dünnen, bewehrten Schichten aus Hoch- oder Ultra-Hochleistungsbeton entwickelt und angepasst werden. Bevorzugt wird hier auf geeignete Finite Elemente-Programme zurück gegriffen.

Basierend auf früheren Untersuchungen [1, 2] und eigenen Berechnungen wurden die notwendige Schichtdicke und der erforderliche Bewehrungsgrad festgelegt und die getroffenen Bemessungsannahmen verifiziert. Besondere Beachtung fanden dabei die anfänglichen Zwangsspannungen durch Temperaturänderungen und durch Schwinden des Betons sowie das Trag- und Verformungsverhalten der dünnen Schicht unter hohen dynamischen Verkehrslastungen in Verbindung mit temperatur- und feuchtigkeitsinduzierten Unterspannungen während des Gebrauchszustandes. Einen wesentlichen Schwerpunkt der Arbeit bilden umfangreiche Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen, bei denen die Instandsetzung und Verstärkung durch „Whitetopping“

mit Hoch- oder Ultra-Hochleistungsbeton mit den heute üblichen Instandsetzungs- oder Erneuerungsbauweisen verglichen werden. Als Referenzfälle wurden nach Regelwerk mögliche Erhaltungsmaßnahmen im Tiefereinbau gewählt. Dabei wird eine neue Betondecke auf dem ausgebauten abgängigen Straßenaufbau eingebaut und zwar in der gleichen Dicke, wie sie auch beim Neubau von Betonfahrbahndecken gilt, also zum Beispiel in einer Dicke von 260 mm für die Bauklasse SV. Zum anderen wurden auch weiterreichende grundhafte Erhaltungsmaßnahmen berücksichtigt, bei dem die alte, abgängige Betonfahrbahndecke gegebenenfalls zusammen mit der gebundenen Tragschicht ausgebaut und entsprechend ersetzt wird. Dabei werden die zuvor ermittelten Erkenntnisse zum Langzeitverhalten als Grundlage für die Lebensdauerabschätzung, die baulichen Unterhaltungsmaßnahmen, die Einbauvoraussetzungen und die Rückbaumöglichkeiten der einzelnen Bauweisen Bewertungsgrundlage sein. Dies ermöglicht es nicht nur, die Investitionskosten zu vergleichen, sondern auch festzustellen, ob trotz gegebenenfalls höherer Investitionskosten auf lange Sicht die Kosten der Erhaltung zur Sicherstellung der Tragfähigkeit, der Verkehrssicherheit und des Lärmschutzes reduziert werden können. Des Weiteren soll die Frage beantwortet werden, inwieweit durch das neue Bauverfahren Einsparungen bei den Nutzerkosten erzielt werden können, indem die Verfügbarkeit des zwar technisch aufwändigeren, dafür aber deutlich dauerhafteren Systems erfüllt und damit langfristig häufige Baustellen vermieden werden können. Längere Erneuerungsintervalle und damit eine längere effektive Nutzungsdauer führen zu einer Reduzierung von Baustellen-, Stau- und Unfallkosten im Betrachtungszeitraum. Dies ist insofern ein neuer Ansatz, weil es zwar Berechnungsverfahren für Nutzerkosten gibt, die sich an vorhandene Richtlinien wie die Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil Wirtschaftlichkeitsberechnungen [3] und die Empfehlungen für die Wirtschaftlichkeit [4] anlehnen. Es gibt jedoch bisher keine umfassenden Bemessungsansätze für Erhaltungsmaßnahmen, bei denen neben den Berechnungen aus technisch-betriebswirtschaftlicher Sicht auch volkswirtschaftliche Kriterien berücksichtigt und mit diesen verknüpft werden, um ganze Bauweisen in dieser Hinsicht vergleichend zu bewerten und gegebenenfalls zu optimieren.

Für die Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen in dieser Arbeit werden Verfahren des Pavement Management Systems (PMS) berücksichtigt und auf die spezifischen Fragestellungen angepasst. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse der technischen Be-

trachtungen und der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung soll ein theoretisch und experimentell gestützter Nachweis erbracht werden, inwieweit und unter welchen Bedingungen die Bauweise technisch machbar ist und sich - gesamtwirtschaftlich betrachtet - rentiert. Schließlich sollen anhand der Berechnungs- und Versuchsergebnisse technische und wirtschaftliche Empfehlungen für den Einsatz der neuen langlebigen Bauweise aus Ultra-Hochfestem Beton bzw. Ultra-Hochleistungsbeton gegeben werden. Die Arbeit wurde wie folgt aufgebaut:

Einleitung und Ziele der Arbeit		
Erhaltungsmanagement der Infrastruktur Erhaltung von Fahrbahnen	Kapitel 2 2.1, 2.2	Betrachtung für das Erhaltungs- management
Betriebswirtschaftliche Betrachtung und Bewertung	Kapitel 2 2.3.1	
Volkswirtschaftliche Betrachtung und Bewertung	Kapitel 2 2.3.2	
Standardisierte Betonbauweisen	Kapitel 3	Konstruktive und stoffliche Betrachtung Bemessung
Whitetopping-Bauweisen mit Normalbeton	Kapitel 4	
Whitetopping-Bauweisen mit Hochleistungsbeton	Kapitel 5	
Bemessung der Bauweisen	Kapitel 6	
Betriebswirtschaftliche Kosten und Berechnungen	Kapitel 7 7.1.1, 7.1.2	Wirtschaftlich- keitsbetrachtung Berechnungen
Sensitivitätsanalyse	Kapitel 7 7.1.2	
Volkswirtschaftliche Kosten	Kapitel 7 7.2	
Zusammenfassung, Diskussion und Bewertung		

Abb. 1: Gliederung der Arbeit

2. ERHALTUNGSMANAGEMENT DER INFRASTRUKTUR

2.1 Managementsysteme

In dieser Arbeit wird kurz auf die vorhandenen Managementsysteme eingegangen, die zur Erhaltung der Infrastruktur gehören und entsprechend genutzt bzw. entwickelt werden. Allgemein umfassen Managementsysteme nach der Definition Methoden, Prozesse, Instrumente, die zur Einhaltung von Anforderungen in den unterschiedlichsten Bereichen gehören und diese durch Steuerungs- und Kontrollmechanismen systematisieren.

Nach [5] bezeichnet der Begriff „Asset“ für die Straßeninfrastruktur das in die Anlagenbestandteile der Straße (Fahrbahnen, Ingenieurbauwerke, Sonstige Anlagenteile) subsumierte Anlagevermögen. Ein entsprechendes Asset-Management-System soll die in diesem Zusammenhang anfallenden Aufgaben methodisch beschreiben und verknüpfen, um die festgelegten Ziele zu erreichen. Neben der Lokalisierung und Erfassung des Bestandes gehört dazu die Zustandserfassung- und bewertung der Anlagenbestandteile, die Lokalisierung von erforderlichen Erhaltungsmaßnahmen, die Festlegung von Maßnahmearten, Maßnahmezeitpunkten, die Abschätzung der Maßnahmekosten und die Bestimmung des verfügbaren finanziellen Rahmens für diese Maßnahmen sowie die Umsetzung mit Ausschreibung/Vergabe und Ausführung. Weiterhin ist ein System für die Bewertung des Anlagevermögens hinzuzuzählen.

2.1.1 Pavement Management System (PMS) für die Fahrbahnen

Im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) wurde 1997 in Deutschland ein Forschungsprojekt abgeschlossen [4], welches als Hauptziel hatte, mittels der entsprechenden Algorithmen Erhaltungsmaßnahmen und Mittelverwendung für den Anlagenbestandteil Fahrbahnen zu planen. Nach einer erfolgreichen Erprobung auf seine Praxistauglichkeit hin wurde das Pavement Management System (PMS) 1999 bundesweit eingeführt und auch den Straßenbauverwaltungen als Instrumentarium zur Verfügung gestellt. Als Datenbasis für das PMS dienen nach [6] folgende Daten:

- Netz- und Leitdaten (Definition der Abschnitte im Netz über Netzknoten und Stationierung, Straßenbezeichnung, Längen der homogenen Abschnitte (entspricht einem Erhaltungsabschnitt), Richtungsangaben bei mehrbahnigen Straßen, Kenngrößen zur Lokalisierung)
- Querschnitts- und Bestandsdaten (Aufbau der Straße, Querschnitt, Beschreibung des Bestandes)
- Zustandsdaten (repräsentieren den Zustandswert für den homogenen Abschnitt aus ZEB, Verhaltensklassen für die maßgebenden Zustandswerte)
- Verkehrsdaten (Verkehrsbelastung insbesondere des Anteils an Güterverkehr)

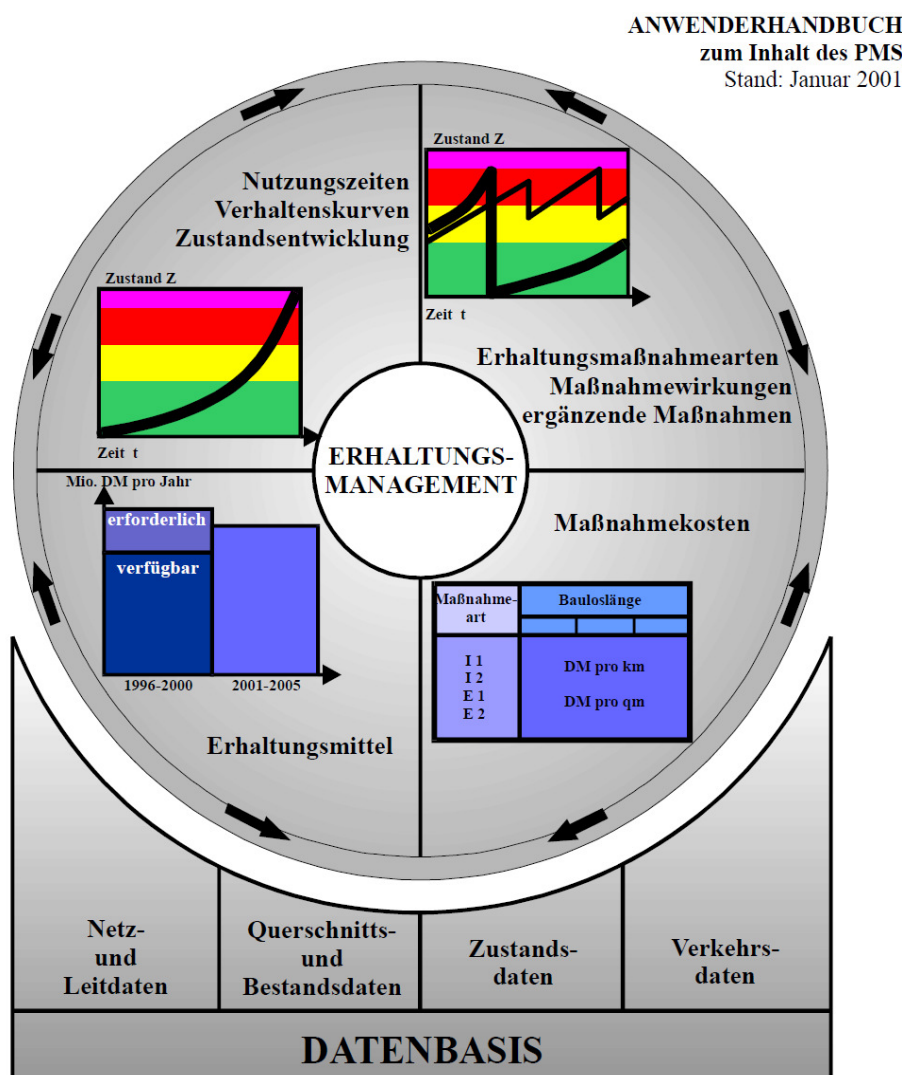


Abb. 2: Erhaltungsmanagement nach [6]

Weiterhin sind im System die möglichen Erhaltungsmaßnahmearten, Maßnahmewirkungen, Nutzungszeiten, Verhaltenskurven und Zustandsentwicklungen hinterlegt.

Die Ergebnisse des PMS verbessern als fundierte Argumentationsgrundlage die Möglichkeiten, die notwendigen Mittel für die Erhaltung an Fahrbahnen zu begründen. Insgesamt gesehen erleichtert das PMS die Erhaltungsplanung in den Bundesländern und hilft netzbezogen bei der Abschätzung des Bedarfs an finanziellen Mitteln. Das PMS besteht derzeit wie auch im Handbuch [6] beschrieben aus den folgenden 8 Modulen, die nacheinander abgearbeitet werden:

- Homogene Abschnittsbildung als Vorstufe zur Baulosbildung nach Kriterien wie ähnlicher Zustand, gleiche Verkehrsbelastung, gleicher Aufbau, Mindestabschnittslängen, Zustandsentwicklung etc.
- Auswahl der zur Erhaltung anstehenden Abschnitte
- Analyse der Mängel und Schäden aus messtechnischer und/oder visueller Zustandserfassung etc.
- Prognose der Zustandsveränderung anhand typisierter Verhaltenskurven für die jeweiligen Befestigungen und Einbeziehung von Verhaltensfunktionen zur Abschätzung der Nutzungsdauer, Berücksichtigung von Randbedingungen wie Klima und Verkehr etc.
- Vorschlag möglicher Erhaltungsmaßnahmen unter Anwendung von bautechnischen Richtlinien und Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen
- Bewertung der Effektivität der Maßnahmen und Reihung der Maßnahmevarianten
- Optimierung der Maßnahmevarianten bei Budgetbegrenzung (finanztechnische Erhaltungsziele als Strategie)
- Erarbeitung eines Erhaltungsprogramms

Die einzelnen Module können unabhängig voneinander jederzeit weiterentwickelt werden. Erkennbar ist, dass dieses Modulsystem in erster Linie die investiven Kosten betrachtet und bewertet. Die kontinuierlich zunehmende Anzahl notwendiger Erhaltungsmaßnahmen erfordert künftig jedoch noch weitere Strategien, die insbesondere auch den künftigen Anforderungen für die Erfassung aller maßgebenden Kosten in-

nerhalb eines Lebenszyklus bzw. besser innerhalb der Nutzungsdauer genügen. Aus diesen Gründen erfolgt durch entsprechende Forschungsprojekte wie eine verbesserte Baulosbildung, verbesserte homogene Abschnittsbildung, Kostenermittlung, Einbeziehung der baulichen Unterhaltung, Anpassung von Verhaltensfunktionen aufgrund der geänderten Belastungen, Einbeziehung des Baustellenmanagements zur Optimierung der Maßnahmen auch unter Einbeziehung von Um-, Ausbau- und Neubaumaßnahmen und Berücksichtigung gesamtwirtschaftlicher Aspekte eine kontinuierliche Weiterentwicklung.

In der PMS-Software werden bisher bundesweite Durchschnittswerte für die Maßnahmekosten verwendet. Diese wurden aus bundesweiten Kalkulationen von Bauunternehmen mit stichprobenartigen Überprüfungen und Anpassungen gemittelt, wie sie auch in [7] hinterlegt sind. Wesentliche Randbedingungen bzw. Einflussgrößen wie die regionale Kostensituation, Bauloslänge und Straßenkategorie werden jedoch nicht genügend berücksichtigt. Mit der Forschungsarbeit von [7] wurden die Grundlagen für die Anwendung der PMS-Software und damit ihre Akzeptanz bei den Anwendern weiter verbessert. Eine wichtige Voraussetzung dafür ist die Verwendung von objektivierten Maßnahmekosten, bei denen die oben genannten Einflussgrößen berücksichtigt werden. Unter objektivierten Maßnahmekosten sind Kosten zu verstehen, die vor allem die Kosten der Herstellung und weniger die häufig schwankenden Marktbedingungen widerspiegeln.

Weiterhin wird im PMS eine netzweite Optimierung durch die Bewertung von Kosten und Nutzen erreicht. Kostenmäßig wird eine Erhaltungsmaßnahme verglichen mit der „Nichtstun“-Strategie. Für eine monetäre Bewertung werden hier bisher nicht die gesamten Nutzerkosten (siehe auch Kapitel 2.3.2.2) angesetzt, sondern nur die zusätzlichen Nutzerkosten, bedingt aus Straßenzustand und durch Verkehrsbeeinträchtigungen infolge von Baustellen.

Vor dem Hintergrund immer knapper werdender Mittel gerade auch im kommunalen Bereich werden ebenso wie im Bundesfernstraßenbereich auf dieser Ebene ähnliche Management-Systeme eingesetzt. Im Vergleich zu Außerortsstraßen kann sich hier eine systematische Straßenerhaltung nicht nur auf die rein bautechnisch orientierten Belange konzentrieren, sondern aufgrund der Vielzahl von Nutzungen wie beispiels-

weise Leitungsträger müssen auch spartenübergreifende Einflüsse berücksichtigt werden, um die knappen Erhaltungsmittel optimiert und zielorientiert einsetzen zu können [8, 9].

2.1.2 Bauwerksmanagementsysteme

Auch für Ingenieurbauwerke werden zum Zweck einer optimierten Instandhaltungsplanung sowohl national als auch international analog dem PMS Bauwerksmanagementsysteme (BMS) entwickelt und eingesetzt. Ein BMS ist ein systematischer Ansatz für die Planung und Durchführung von Maßnahmen an Bauwerken, die im Zusammenhang mit Planung, Ausführung, Überwachung/Prüfung, Instandhaltung bis zum Abriss sowie Recycling stehen. Die Einführung des BMS ist in den nächsten Jahren für den Bereich der Bundesautobahnen vorgesehen. Hierzu ist eine umfangreiche Methodik erforderlich, die derzeit geschaffen wird.

[10] stellt in seiner Veröffentlichung für die Fachtagung Bauwerksdiagnose 2008 Bausteine eines nachhaltigen Lebenszyklusmanagement für Ingenieurbauwerke vor. Dieses beinhaltet mit einer Datenbank den zentralen Baustein, in dem alle Informationen über die zu unterhaltenden Bauwerke und ihren Zustand gespeichert werden sowie weitere Module wie Zustandsbewertung, Zustandserfassung, Zustandsprognose und Instandsetzungsplanung, die auf die Datenbank mit einer festen Verknüpfung zugreifen und diese aktualisieren. Insbesondere jedoch weist er darauf hin, dass die Forschung sich mit Themen wie der Verbesserung von Dokumentationssystemen, der Zuverlässigkeit von diagnostischen Untersuchungsmethoden im Rahmen von Monitoring und die nach sich ziehende Modellierung auseinander setzen muss.

Auch an der Entwicklung von Sensoren und Methoden für ein Bauwerksmonitoring wird weiter geforscht. Im Rahmen eines Forschungsprojektes [11] entwickelte Komponenten von Lebensdauermanagementsystemen sind u.a. eine zuverlässigkeitsbasiertes Identifizierungs- und Beurteilungsmethode für „weak-points“ einer Struktur, Prognoseverfahren für die Vorhersage von Zerstörungsprozessen an Betonbauwerken und neuartige Sensoren und Methoden zur Überwachung von Stahlbeton und Spannbetonbauwerken.

Die erste größere Brücke aus UHPC in Deutschland – die Gärtnerplatzbrücke über die Fulda in Kassel – wird seit ihrem Bau einem Monitoring [12] unterzogen. Über 80 Messeinrichtungen überwachen das Verhalten des innovativen Materials unter Belastung. Die mit modernster Sensorik erfassten Daten zu Temperatur, Feuchte, Verformungen etc. werden nach der Auswertung an der Universität national und international für die weitere Forschung verwendet und liefern Kenntnisse über das Verhalten von UHPC und dessen Verbundwirkung.

2.1.3 Managementsysteme für Wasserstraßen

Ähnlich der Verfahren für die Anlagenbestandteile der Straßeninfrastruktur Fahrbahnen und Ingenieurbauwerke wird für das Bundeswasserstraßennetz ein Managementsystem entwickelt. In der Veröffentlichung von [13] wird für das Bundeswasserstraßennetz in Deutschland mit Infrastrukturbauwerken wie Schleusen, Wehren, Dückern, Kanalbrücken, Brücken und Leuchttürmen mit einem Anlagevermögen von rund 40 Mrd. € ein IT-gestütztes Erhaltungsmanagementsystem (EMS), basierend auf regelmäßigen Inspektionen, vorgestellt. Aufbauend auf den festgestellten Schäden wird durch eine Schadens- bzw. Zustandsprognose ein Eingreifzeitpunkt sowie später der zukünftige Instandsetzungsbedarf ermittelt. Das Erhaltungsmanagementsystem nutzt dafür stochastische Verfahren zur Schadensentwicklung. Über entsprechende Algorithmen lassen sich bewertete Schäden von Einzelbauteilen in einen benoteten Zustand von Teilnoten und danach in eine Zustandsnote für das gesamte Bauwerk überführen. Durch die späteren Instandsetzungsmaßnahmen, die aus einem Katalog angeboten werden, muss die Zustandsentwicklung und der Finanzmittelbedarf weiter konkretisiert werden. Dieses Werkzeug soll nach Implementierung die gesamte Instandhaltung für Ingenieurbauwerke des Bundeswasserstraßennetzes transparenter, objektiver, übersichtlicher und effizienter gestalten.

2.1.4 Managementsysteme im Bereich der Schienenfahrzeuge

Auch für die Systeme der Bahntechnik gibt es ständig wachsende Anforderungen, wofür zunehmend RAMS-Analysen genutzt werden. RAMS ist die englische Abkürzung für die Begriffe Zuverlässigkeit, Verfügbarkeit, Instandhaltbarkeit und Sicherheit. Diese Definitionen finden sich in den Normen der CENELEC, des Europäischen

Komitees für elektrotechnische Normierung, die auch als DIN-Norm DIN EN 50126 2000 veröffentlicht wurde und einer stetigen Fortschreibung unterliegt. Die Definitionen von RAMS nach DIN sind:

- Zuverlässigkeit (Reliability)

Fähigkeit einer Einheit, eine geforderte Funktion unter gegebenen Bedingungen für ein gegebenes Zeitintervall zu erfüllen.

- Verfügbarkeit (Availability)

Fähigkeit einer Einheit, zu einem gegebenen Zeitpunkt oder während eines gegebenen Zeitintervalles in einem Zustand zu sein, dass sie eine geforderte Funktion unter gegebenen Bedingungen unter der Annahme erfüllen kann, dass die erforderlichen äußeren Hilfsmittel bereitgestellt sind.

-

- Instandhaltbarkeit (Maintainability)

Fähigkeit einer Einheit, dass sie unter gegebenen Einsatzbedingungen in einem Zustand erhalten oder in ihn zurückversetzt werden kann, in dem sie eine geforderte Funktion erfüllen kann, wenn die Instandhaltung unter gegebenen Bedingungen mit festgelegten Verfahren und Hilfsmitteln ausgeführt wird.

- Sicherheit (Safety)

Fähigkeit einer Einheit, unvertretbare Risiken ausschließen zu können und die Folgen einzelner Fehler abzuschätzen und einzukalkulieren.

Der Zusammenhang dieser Begriffe in Bezug auf ein Gesamtsystem gewinnt zunehmend an Bedeutung. Hervorgegangen aus der Bahnindustrie, wird er in solche Managementsysteme integriert, die in Industriezweigen mit hohen Investitionen und damit hohen Risiken Anwendung finden. Ziele der Sicherheit und der Verfügbarkeit werden dann erfüllt, wenn bestimmte Kriterien der Zuverlässigkeit und Instandhaltbarkeit erfüllt werden. Als ein Beispiel sei hier der angewendete Zusammenhang zwischen RAMS und Lebenszykluskosten (LCC) im Bahnwesen genannt. Die Lebenszykluskosten definieren sich als kumulierte Kosten eines Produkts über seinen Lebenszyklus. Die Kosten eines Produkts können reduziert werden durch:

- Verringerung der Ausfallhäufigkeit
- Erhöhung der Wartungszyklen
- Verringerung des Aufwands zur Störungsbehebung
- Vereinfachung der Betriebsprozesse
- „Konstruktive Vereinfachung“ des Systems
- Verringerung des Wartungsumfangs
- Verringerung von Wartungs- und Instandhaltungsfehlern

Die Anwendung dieser Zusammenhänge deckt Schwachstellen eines technischen Systems auf, hilft Prozesse zu optimieren und damit die Wertschöpfungskette zu verlängern. Als Normen für die entsprechenden Bereiche seien hier die

DIN EN 60300 [14] Zuverlässigkeitsmanagement, Life Cycle-Costing,

DIN EN 25002 [15] Kennzeichnungssystematik für Schienenfahrzeuge

DIN EN 31051 [16] Instandhaltung mit den 5 Grundmaßnahmen Wartung, Inspektion, Instandsetzung, Verbesserung und Schwachstellenanalyse

genannt. Auch nicht unerwähnt bleiben soll die ISO 9000-Normenreihe, die Grundlagen und Begriffe zu Qualitätsmanagementsystemen definiert. Durch unabhängige und zeitlich befristete Zertifizierungen können Standards erbracht und auch nachgewiesen werden.

2.1.5 Zusammenfassung Managementsysteme

Erkennbar ist, dass in vielen Bereichen der Infrastruktur Managementsysteme aufgebaut, entwickelt und genutzt werden, die eine netzbezogene Anlagenverwaltung ermöglichen und damit deren Werterhaltung dienen. Da in dieser Arbeit insbesondere der Anlagenbestandteil „Fahrbahnen“ der Straßeninfrastruktur betrachtet wird, ist, wie obenstehend erläutert, das PMS das dafür entwickelte und genutzte Managementsystem. Dieses ermöglicht die netzbezogene Betrachtung des Bundesfernstraßennetzes. Das PMS vergleicht nach Vorgabe eines bestimmten finanziellen Budgets oder eines gewünschten Qualitätsziels durch den Straßenbaulastträger das Straßennetz in einem definierten Zeitraum. Alle Erhaltungsmaßnahmen des Netzes werden auf Objektebene verglichen bezüglich ihrer Kosten und ihres Nutzens im Fal-

le der Durchführung oder Nichtdurchführung einer Maßnahme. Daraus ergibt sich vereinfachend nach [6] „die sogenannte Fläche unter der Kurve“, wie auch aus Abbildung 3 ersichtlich. Die Differenz zwischen dem Zustandsverlauf ohne Maßnahme und dem Zustandsverlauf mit Maßnahme bezeichnet [6] als „ein Maß für die qualitative Wirksamkeit einer Maßnahme (Effektivität)“. Dies hat im jeweiligen betrachteten Gesamtsystem wie z.B. einem Straßennetz Einfluss auf Zuverlässigkeit / Verfügbarkeit / Instandhaltbarkeit / Sicherheit (siehe auch Kapitel 2.1.4).

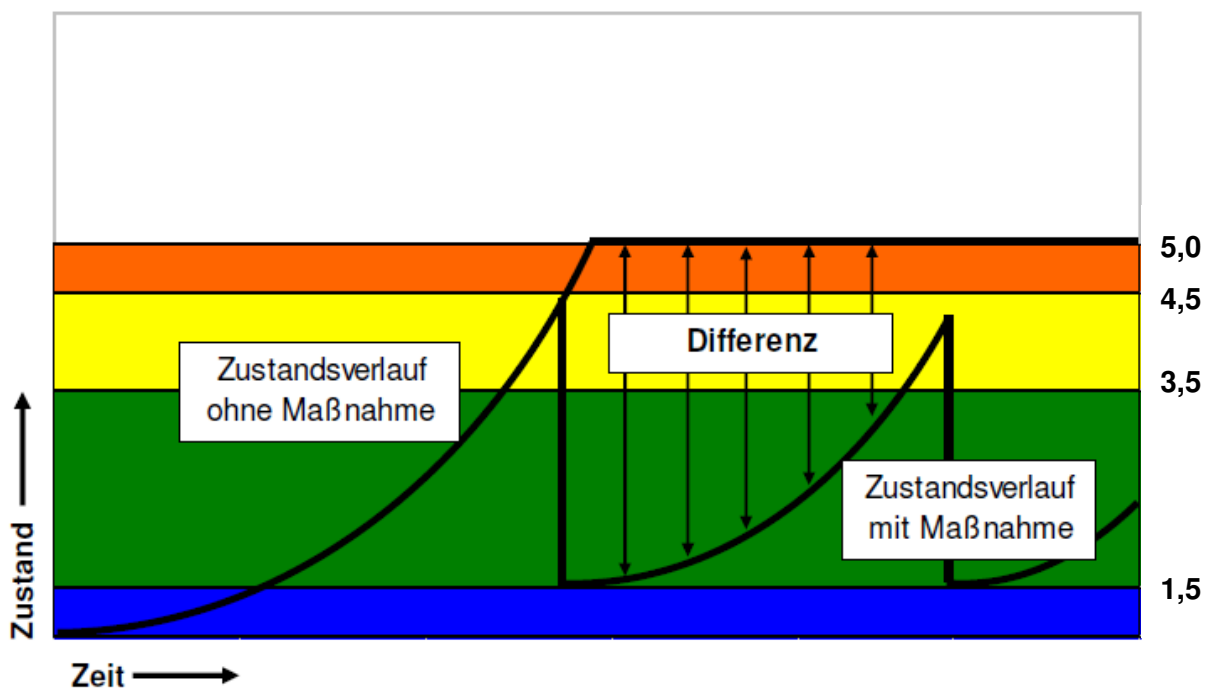


Abb. 3: Effektivität von Maßnahmen nach [6]

In der Abbildung 3 ist der Zustand bezogen auf einen Zeitraum schematisch dargestellt. Der Zustand definiert sich über die Zustandsklasse von 1,0 mit sehr gut bis 5,0 mit sehr schlecht. Der Eingreifbereich, in dem Erhaltungsmaßnahmen durchgeführt werden sollten, ist durch den Warnwert mit 3,5 und den Schwellenwert mit 4,5 gekennzeichnet.

2.2 Erhaltung von Fahrbahnen

Zielkriterien der Straßenerhaltung und damit für den Baulastträger sind nach [6]:

- **Sicherheit** – Vermeidung jeglicher vom Befestigungszustand ausgehender Unfallgefahr
- **Befahrbarkeit** – Vermeidung unangemessener physischer Beanspruchungen der Straßennutzer sowie der Fahrzeuge und ihrer Nutzlast
- **Substanzerhalt** – Wirtschaftliche Erhaltung des in die Infrastruktur investierten Anlagevermögens
- **Umweltverträglichkeit** – Minimale zustandsbedingte Lärm-/Spritz-/Sprühwasseremissionen und minimale optische Beeinträchtigungen des Straßenbildes

Für die Praxis sind die genannten Zielkriterien in einem nutzerorientierter Gebrauchswert (Leistungsfähigkeit und Sicherheit) und baulastträger- bzw. betreiberorientierter Substanzwert (Anforderungsgerechtigkeit und Qualität der vorhandenen baulichen Substanz) umsetzbar, die im Rahmen der Zustandserfassung und -bewertung (ZEB) erfasst und bewertet werden.

Die 2001 eingeführten Richtlinien für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Straßenbefestigungen (RPE-Stra 01) [17] dienen einer systematisierten Erhaltungsplanung und netzweiten Optimierung [19]. Weitere Grundlagen wurden mit der Koordinierten Erhaltungsplanung der Anlagenteile Fahrbahn und Bauwerk sowie der regelmäßigen bundesweiten Zustandserfassung und -bewertung der Bundesfernstraßen geschaffen. Diese dienen ebenso den Ländern, Gemeinden, Kreisen und Kommunen als Vorlage für eine systematische Erhaltungsplanung.

Die RPE-Stra 01 definiert dazu die folgenden verwaltungstechnischen Aufgaben eines Managementsystems für die Straßenerhaltung:

- Bewertung der Qualität des Netzes oder von Netzobjekten mit voraussichtlicher Zustandsentwicklung
- Erarbeitung von Erhaltungsstrategien

- Aufstellung von mittelfristigen Bedarfsprogrammen und jährlichen Bauprogrammen
- Umsetzung auf Ausführungsebene

Für das Bundesfernstraßennetz gilt, dass neben der netzweiten Betrachtung objektbezogen für alle Anlagenteile die Erhaltungsplanung koordiniert und jeweils ein 4-Jahresprogramm mit den geplanten Erhaltungsmaßnahmen mit Lokalisierung, Maßnahmekosten und –art dem Baulastträger Bund von den Ländern nach dem Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau ARS 26/2001 [18] vorgelegt wird.

Die oberflächenbezogenen Zustandsmerkmale der Fahrbahnen werden in regelmäßigen Abständen, in der Regel alle 4 Jahre, erfasst. Das Verfahren der ZEB ist ein vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung und den Ländern bundeseinheitlich geregeltes Verfahren mit der Zielstellung, die Fahrbahnoberflächen des Bundesfernstraßennetzes messtechnisch mit schnell fahrenden Messfahrzeugen zu erfassen und im Anschluss daran zu bewerten. Die Erfassung beinhaltet die Teilprojekte Längs- und Querebenheit, Griffigkeit, Oberflächenbild, die in der ZTV ZEB-StB 06 [20] geregelt sind. Die Zustandsmerkmale kennzeichnen Schäden der Fahrbahnen und sind z.B.

- Spurrinnen, Risse, Längsunebenheiten, mangelnde Griffigkeit
- Ausbrüche, Flickstellen, offene Arbeitsnähte, Ausmagerungen (bei Asphaltdecken)
- Kanten- und Eckabbrüche, Fugenschäden, vertikale Plattenverschiebungen, Abplatzungen (nur bei Betondecken)

Die Daten werden in einer Datenbank gespeichert und stehen dem Bund und dem jeweiligen Bundesland zur Verfügung.

Der Zustand des nachgeordneten Netzes wie z.B. Landes-, Stadt-, Kreis- und Gemeindestraßen wird sowohl messtechnisch als auch visuell erfasst. Hier sei auf die EMI 2010 [9] verwiesen, die den jeweiligen kommunalen Baulastträgern Hilfestellung für ein Erhaltungsmanagement gibt.

Für die bauliche Substanzbewertung, die nicht Bestandteil der ZEB ist, fehlen jedoch entsprechende Verfahren und Konzepte, obwohl geeignete Messsysteme zur Erfassung des strukturellen Zustandes zur Verfügung stehen, deren Daten einschließlich Rohdaten umfassende Informationen zum Fahrbahnzustand liefern. Gerade der Bewertung des Tragverhaltens kommt beim technischen und wirtschaftlichen Vergleich neuer Erhaltungsbauweisen wie Whitetopping mit den derzeit üblichen Maßnahmen auch eine große Bedeutung zu, die der Systematik der ZEB zugeordnet werden können [21]. Nach wie vor ist noch nicht der Einfluss von temperatur- und feuchtebedingten Verformungen auf die gemessenen Einsenkungen abgeklärt. In einem weiteren Beitrag von [22] wird eine abnahmetaugliche und verhaltensbeschreibende Messsystematik vorgeschlagen, deren Erkenntnisse für die bauliche Substanzbewertung gerade hinsichtlich der Prognose künftiger Gebrauchseigenschaften bestimmter Bauweisen oder für Überlegungen der Wertverbesserung für ein Pavement Management System (PMS) bedeutsam sein können. Dabei wird auch eine mögliche Vorgehensweise zur Substanzbewertung und Restwertermittlung aufgezeigt, die durchaus für die systematische Straßenerhaltung herangezogen werden kann. Für Betonfahrbahnen wird die Abhängigkeit des Zustandsverlaufs von den Faktoren Dimensionierung, Konstruktion, Baustoffe und Baudurchführung sowie entsprechende Erhaltungsmaßnahmen dargestellt. Derzeit kann der Substanzwert für Oberfläche und Bestand bewertet werden aus:

- ZEB-Daten durch visuelle als auch messtechnische Erfassung
- Materialkennwerten (Restsubstanzbewertung)
- Tragfähigkeitsuntersuchungen (FWD, Benkelman-Balken)
- Georadarmessungen (Schichtdickenerfassung)
- Sondierungen (Aussagen zur Frostsicherheit des Aufbaus)
- Bohrkernentnahmen (Stichproben für vorhandenen Schichtenaufbau)

Die rechnerische Abschätzung der Lebensdauer von Aufbauten mit Betonfahrbahndecken wird in den Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Beton im Oberbau von Verkehrsflächen (RDO 09) [23] berücksichtigt. Mit den vorhandenen Daten und Informationen kann die noch verbleibende Anzahl an ertragbaren Achsübergängen und darauf basierend der Nutzungsausfallzeitpunkt (NAZ) jedoch nur

näherungsweise abgeschätzt werden. Für eine monetäre Bewertung werden aufbauend auf den äquivalenten Achsübergängen die kumulativen Belastungen herangezogen. In einem weiteren Schritt wird ein „Realer Restsubstanzwert“ berechnet sowie ein geforderter Restsubstanzwert ermittelt. In [24] wird ein Verfahren vorgestellt, welches in Bezug auf Asphaltbefestigungen eine Restnutzungsdauer prognostiziert. Das Verfahren basiert auf Laborversuchen und Dimensionierungsberechnungen und bestimmt so die Nutzungsausfallzeitpunkte. Jedoch ist hieraus erkennbar, dass ohne gesicherte Kenntnisse über den Verlauf der Ermüdungskurven für die jeweiligen Schichten des Straßenaufbaus nur eine Abschätzung über die noch ertragbaren Lastwechsel und damit den „Restsubstanzwert“ möglich ist. Dazu sind weitere Langzeitbeobachtungen notwendig und die Validierung in der Praxis. In der FGSV AG Infrastrukturmanagement gibt es dazu zahlreiche Forschungsvorhaben aufgrund des erkennbaren Bedarfs, u.a. sei hier z.B. die vorgesehene Erarbeitung einer Richtlinie zur Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen genannt.

Die Arbeiten von [25] legten bereits in den 1980er Jahren die Grundlagen für die nunmehr praktizierte systematische Planung von Erhaltungsstrategien und den daraus resultierenden Konsequenzen für Zustandsniveau und Finanzbedarf für Fahrbahnen. Dabei wird festgestellt, dass einfache Reihungsverfahren oder Priorisierungen nur bedingt auf hochrangige Straßen anzuwenden sind, da die Ergebnisse deutliche Unterschiede zur optimalen und/oder wirtschaftlichsten Lösung darstellen. In der Weiterentwicklung bedeutete dies ein Pavement Management System (PMS), d.h. ein Managementsystem für den Straßenoberbau, wie es in Kapitel 2.1.1 näher erläutert wurde. Darunter versteht man ein System, welches unter Nutzung der ZEB, von Aufbau- und Verkehrsdaten etc. Erhaltungsmaßnahmen ermittelt, die unter bestimmten Randbedingungen die wirtschaftlich optimale Lösung darstellen. Pavement Management Systeme können also eine netzbezogene Lebenszyklusanalyse der Eigenschaften einer Oberbaukonstruktion unter der Annahme bestimmter Erhaltungsvarianten bzw. -strategien durchführen. Oft werden auch einfache Reihungsverfahren oder Priorisierungen als PMS bezeichnet, die jedoch die angeführten Merkmale nicht aufweisen. Viele Straßenbauverwaltungen in Europa und Amerika erstellen Erhaltungs- und Bauprogramme auf der Grundlage von PMS oder nutzen dementsprechende Auswertungen.

2.3 Wirtschaftlichkeitsrelevante Aspekte für die Erhaltung der Straßeninfrastruktur

Anstrebenswertes Ziel des Straßenbaulastträgers, ob Bund, Länder, Kommunen, Städte, ist es, für die Erhaltung der Maßnahmen der Infrastruktur die jeweils wirtschaftlichste Bauweise einzusetzen, damit die Kosten über den gesamten Lebenszyklus gering gehalten werden, ohne die Funktionalität und Qualität einzuschränken. Wie bereits für ein Gesamtsystem von Produktkosten im Bahnwesen unter Punkt 2.1.4 ausgeführt, kann dies für das „Produkt Straße“ in der objektbezogenen Betrachtung ebenfalls unter diesen Definitionen betrachtet werden.

Im Sinne einer angestrebten technisch-wirtschaftlichen Nachhaltigkeit von betrachteten Erhaltungsmaßnahmen gilt es zu berechnen, ob trotz ggf. höherer Investitionskosten auf lange Sicht die Kosten für die Erhaltung reduziert werden. Des Weiteren soll die Frage beantwortet werden, inwieweit Einsparungen erzielt werden können, indem die Verfügbarkeit des Systems erhöht und damit häufige Baustellen vermeidbar sind. Angestrebt wird dabei durch die Einsparung von Erneuerungsintervallen eine Reduzierung von Baustellen-, Stau- und Unfallkosten. Dabei werden folgende Aspekte besonders betrachtet:

- Vergleich mit herkömmlichen Bauweisen als Referenzbauweisen
- Annahme von Nutzungsdauern, des Gebrauchsverhaltens, der notwendigen baulichen Unterhaltungsmaßnahmen und des Tragverhaltens
- Mögliche Einsparung von Erneuerungsintervallen
- Nutzung und Weiterentwicklung von Verfahren des Pavement Management Systems aus technischer und wirtschaftlicher Sicht

Unter Berücksichtigung der Ergebnisse der technischen Betrachtungen und der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung soll der Nachweis erbracht werden, inwieweit und unter welchen Bedingungen die Bauweise Whitetopping technisch machbar ist und sich - gesamtwirtschaftlich betrachtet - rentiert. Schließlich sollen technische und wirtschaftliche Empfehlungen für den Einsatz der neuen Bauweise Whitetopping gegeben werden. Dafür ist es notwendig, die betriebswirtschaftlichen und die volkswirtschaftli-

chen Komponenten für das Erhaltungsmanagement zu betrachten, zu bewerten und für die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung heranzuziehen.

Die Gesamtkosten für die Straße wurden von [26] definiert als Kosten für den Straßenbaulastträger, den Straßennutzer sowie Sozial- und Umweltkosten. Diese Begriffssystematik wird im Folgenden verwendet und in den einzelnen Kapiteln behandelt.

2.3.1 Betriebswirtschaftliche Betrachtung und Bewertung

2.3.1.1 Allgemeine Ausführungen

Bereits in [27] wurden die mit Erhaltungsmaßnahmen verbundenen Wirkungen bzw. Kosten zusammengestellt, die zu einer Maximierung des Nutzens führen. Nach [28] sind höhere Herstellungskosten für die Deckschichten bereits dann wirtschaftlich gerechtfertigt, wenn die Nutzungsdauer der Deckschichten um nur wenige Jahre erhöht wird. Werden in die Wirtschaftlichkeitsrechnung auch die aktualisierten Nutzerkosten, d.h. die Zeit-, die Kfz-, Betriebs- und die Unfallkosten der Straßennutzer einbezogen, dann ergeben sich für die Bauweisen mit längerer Nutzungsdauer zusätzliche Vorteile, weil dabei die Summe der Verkehrsbehinderungen bei der Durchführung von Erhaltungsmaßnahmen geringer wird.

Die Studie von [29] dokumentiert bedeutende wirtschaftliche Einsparungen und eine verringerte Unterhaltung von Betonfahrbahnen und Betonbelägen wie Whitetopping gegenüber Asphaltfahrbahnen und Asphaltbelägen. Das Bauforschungsinstitut der Iowa-Universität verglich aktuelle Konstruktionen und Unterhaltungskosten von Betonfahrbahnen mit Asphaltfahrbahnen verschiedener Landkreise in Iowa über eine Periode von 40 Jahren mit folgenden Ergebnissen:

- die Kosten für den Bau, die Unterhaltung und die Sanierung von Betonstraßen belaufen sich auf ca. ein Drittel der Kosten von Asphaltstraßen
- die Verwendung von Betonfahrbahnen und Whitetopping auf einer bestehenden Asphaltfahrbahn reduziert die durchschnittlichen Kosten pro Meile für Unterhaltung des Landesstraßennetzes um die Hälfte

- Betonfahrbahnen und Whitetopping haben im Vergleich zu Asphalt ein niedrigeres Unterhaltungsniveau, gemessen am Straßenbelagszustand-Index

Gerade auch bei der Unterhaltung der Verkehrsflächen sind kurze Bauzeiten und damit eine möglichst geringe Verkehrsbehinderung eine wichtige Anforderung, auch wenn diese wesentlich höhere Baukosten nach sich zieht. Einen Beitrag dazu leistete das in den letzten Jahren entwickelte Verfahren nach [30], Einzelplatten mit Schnellbeton zu erneuern. Dieses ermöglicht es, die Straße bereits nach 3 h wieder für den Verkehr freizugeben. Eine hohe Endfestigkeit, Frost-Taumittelbeständigkeit sowie ein entsprechendes Langzeitverhalten können garantiert werden. Der Aufwand für die Verkehrssicherung ist erheblich niedriger gegenüber den Arbeiten mit herkömmlichem Straßenbeton. Auch die volkswirtschaftlichen Einsparungen durch Stauminiierung sind beträchtlich.

In einer Veröffentlichung von [31] wird aufgezeigt, dass einer ausreichenden Dickenbemessung der Betondecke und der Vermeidung von Minderdicken eine große Bedeutung zur Sicherstellung der prognostizierten Lebensdauer zukommt. Ebenfalls bedeutsam sind die baulichen Randbedingungen, bei deren optimaler Berücksichtigung Erneuerungsintervalle von 40 Jahren auch unter schwersten Verkehrsbelastungen realistisch sind.

Einen sehr wichtigen Stellenwert nehmen die Untersuchungen von [32] ein. Diese beinhalten die Überprüfung der in den Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau ARS 5/1996 und 35/1998 [33] festgelegten Bewertungskriterien für die Bauweisen Beton, Gussasphalt und Splittmastix. In den Untersuchungen wurde das Langzeitverhalten anhand bundesweit vorhandener und repräsentativer Streckendaten an BAB analysiert und der sogenannte Lebenszyklus der Konstruktionen betrachtet. Bei der statistischen Auswertung wurde die multiple Regressionsanalyse und die Survivalanalyse verwendet und eine Methodik zur Bewertung der Lebenszykluskosten entwickelt. Dieses Bewertungsinstrument muss jedoch für die praktische Anwendung noch umfassend weiter entwickelt werden, da insbesondere die vorhandenen Daten für das Langzeitverhalten nicht zuverlässig und umfassend vorliegen und weitere erforderliche Daten wie Baupreise, Verkehrsbelastungen, Baustoffe, Herstellungs- und Fertigungstechnologien etc. einer ständigen Weiterentwicklung unterliegen.

In den Projektarbeiten von [34, 35] wurden „herkömmliche“ Erhaltungsmaßnahmen auf BAB untersucht, um zukünftig die Bauzeit einzelner Maßnahmen, die mit zunehmendem Bauumfang ansteigt und somit auch längere Verkehrsbeschränkungen hervorruft, abschätzen zu können. Im Ergebnis wird festgestellt, dass für die vielen zur grundhaften Erneuerung anstehenden Straßenabschnitte zwar kürzere Bauzeiten anzustreben sind, um die dabei entstehenden Nutzerkosten zu reduzieren. Durch zu geringe Zeitvorgaben kann jedoch die Qualität der Bauausführung gemindert werden, wodurch wiederum die zu erwartende Nutzungsdauer der Straße deutlich gesenkt wird.

Im PMS (siehe Kapitel 2.1.1) dienen die vorgeschlagenen Erhaltungsmaßnahmen und Erhaltungsstrategien in erster Linie der Zustandsverbesserung eines gesamten Netzes und orientieren sich an entsprechenden Zielkriterien des Substanz- und Gebrauchswertes. Es wird somit der Nutzen betrachtet, der sich für den Straßenbaulastträger ergibt, d.h. dass ausschließlich die in Abb. 3 dargestellten Flächen unter den (Verhaltens-)kurven des Straßenzustandes wie auch des Gesamtwertes über einen Zeitraum betrachtet werden und diese Differenz als qualitativer Nutzen angesehen wird.

Nach [36] kann für die Monetarisierung des Nutzens das Modell gem. Abb. 4 dafür herangezogen werden. Es verdeutlicht die Amortisation einer betriebswirtschaftlich abzuschreibenden Anlage als Nutzen. Dieses Modell unterstützt somit auch Kosten von Maßnahmen innerhalb des in der Amortisation betrachteten Abschreibungszeitraums. Der zu einem bestimmten Zeitpunkt erreichte Amortisationsbetrag kann als Obergrenze für die Kosten der Erhaltungsmaßnahme und der zum selben Zeitpunkt noch vorhandene Nettowert als Restwert der zu ersetzenden Anlage gewertet werden.

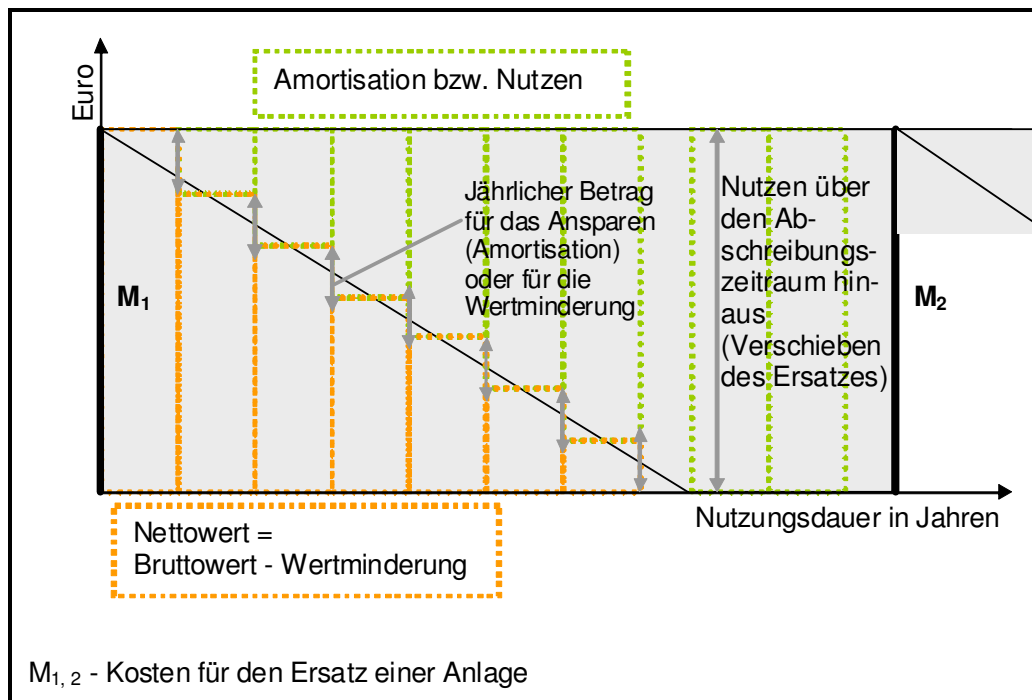


Abb. 4: Bewertungsmodell für den betriebswirtschaftlichen Nutzen

Somit wäre die Anpassung von Abschreibungskurven an die Verhaltenskurven aus dem PMS eine Möglichkeit, netzbezogen eine Monetarisierung des betriebswirtschaftlichen Nutzens zu liefern. Mit dem Kostenminimierungsmodul sind von [37] dafür erste Grundlagen geschaffen, Nutzerkosten zur Bewertung der Erhaltungsstrategien mit heranzuziehen und netzbezogen aus Baulasträgersicht zu bewerten und zu optimieren.

Für das Schweizer Bundesamt wurde ein Unterhaltungsmodell für Straßennetze entwickelt [38], welches die Bildung von Lebenszyklus-Unterhaltungsstrategien und entsprechende Unterhaltungsvarianten beinhaltet mit dem Ziel, den Straßenbaulasträgern Entscheidungsmöglichkeiten zu geben für die Wahl der wirtschaftlichsten Unterhaltungsmaßnahme über einen bestimmten betrachteten Zeitraum.

In den zuständigen Fachgremien der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) wurden Definitionen von Nutzungsdauern und damit zusammenhängenden Begriffen im Straßenbau diskutiert, da diese sich in verschiedenen Regelwerken des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung und der FGSV wiederfinden. Im AA 4.4 „Substanzbewertung“ wurden die folgenden Festlegungen definiert:

- **Wirtschaftliche Nutzungsdauer:** „Zeitspanne zwischen Fertigstellung einer Anlage und dem Zeitpunkt, zu dem aus wirtschaftlichen Gründen eine Erneuerung vorgenommen werden sollte.“
- **Technische Nutzungsdauer:** „Zeitspanne zwischen Fertigstellung des Oberbaus von Verkehrsflächen und dem Zeitpunkt, an dem diese substanziell zerstört (GZT) ist.“
- **Restnutzungsdauer:** „Zeitspanne zwischen Bewertungszeitpunkt bis zum Ende der wirtschaftlichen Nutzungsdauer.“
- **Restsubstanz:** „Zu einem beliebigen Zeitpunkt (Bewertungszeitpunkt) ermittelte noch ertragbare Anzahl an Lastwechseln.“

In dieser Arbeit wird von einer wirtschaftlichen Nutzungsdauer ausgegangen. Die in [17] angegebenen theoretischen Anhaltswerte für Nutzungsdauern zwischen Neubau und Eingreifzeitpunkt für eine Erneuerung sind abhängig von der Art der Befestigung und beruhen überwiegend auf praktischen Erfahrungen. Bei Betonbefestigungen liegen beispielsweise die Nutzungsdauern der Tragschichten bei 50 Jahren für Asphalttragschichten (ATS) und bei 55 Jahren für hydraulisch gebundene Tragschichten (HGT) ohne Vliesstoff für die Bauklasse SV. Bei Asphaltbefestigungen liegen die Nutzungsdauern für Tragschichten ca. 10 % höher bei 55 Jahren (ATS) und bei 60 Jahren (HGT) für die Bauklasse SV. Es gibt zwar Bestrebungen in der Forschung, den Restwert als theoretischen Wert über die noch aufnehmbaren Achsübergänge und die Verteilung im Querschnitt zu ermitteln. Diese Betrachtungen erstrecken sich jedoch auf die Deckschicht der Fahrbahnbefestigung. Vereinfachend wird daher für diese Arbeit auf die entsprechenden Nutzungsdauern nach [17] zurückgegriffen, um damit alle Schichten des Fahrbahnaufbaus einzuschließen (siehe Kap. 7.1.2.3). Die notwendige Abschätzung der Tragfähigkeiten und die Berechnungen für die Fahrbahnaufbauten erfolgen in Kapitel 6.

Bei einer technisch-wirtschaftlichen Betrachtung sind die Entscheidungsgrundlagen für die Instandsetzungskonzepte der vorhandene Zustand, die Beanspruchung durch Verkehr und äußere Einwirkungen, Bewertung der Restsubstanz (Ist-Zustand), Bestimmung der Materialkennwerte (Ist-Zustand), Ermittlung der Restnutzungsdauer etc. Danach werden die möglichen Erhaltungsstrategien verglichen, die zu erwartenden Nutzungszeiträume ermittelt und die Kosten analysiert (Stoffkosten bezogen auf

den Nutzungszeitraum). Mit diesen Ergebnissen lässt sich nun das wirtschaftlich und technisch vorteilhafteste Instandsetzungskonzept auswählen.

2.3.1.2 Straßenbaulastträgerkosten

Zu den Straßenbaulastträgerkosten werden die Kosten gezählt, die dem Straßenbaulastträger für Bau, Erhaltung, Verkehrssicherung etc. für die Straßeninfrastruktur entstehen. Darunter zählen

- Baukosten
- Erhaltungskosten (Unterhaltung, Instandsetzung, Erneuerung)
- Betriebskosten
- Kapitalkosten
- Verwaltungskosten

Unter den **Baukosten** sind allgemein die Kosten zu verstehen, die durch den Neubau entstehen, was in der Begriffssystematik der Straßenerhaltung nach [17] als erstmalige Herstellung einer Straße definiert wird. Um die Erhaltungskosten zu erläutern, wird in folgender Abbildung kurz dargelegt, welche Maßnahmen unter dem Begriff der Straßenerhaltung zu verstehen sind, die dann im Folgenden auch als Baukosten bezeichnet werden (siehe Kapitel 7.1.2.4).

Betrachtet werden für die Wirtschaftlichkeitsberechnungen alle Maßnahmen der Instandhaltung, Unterhaltung, Instandsetzung und Erneuerung, die zur Erhaltung der Straßeninfrastruktur durchgeführt werden (**Erhaltungskosten**). Qualitätsverbessernde Maßnahmen wie die Verbreiterung von Straßen, geometrische Veränderungen in Lage und Höhe, die Anlage von Entwässerungseinrichtungen, der Anbau von Standstreifen etc. werden im Betrachtungszeitraum nicht angesetzt.

Zur baulichen Unterhaltung zählen Maßnahmen, die durch den Betriebsdienst (wie z.B. den Meistereien) kurzfristig veranlasst werden wie das Vergießen von Rissen, Verfüllen von Schlaglöchern etc. und meist weitere Maßnahmen der Erhaltung nach

sich ziehen. Die Begriffssystematik nach RPE-Stra 01 ist der nachfolgenden Abbildung zu entnehmen:

E r h a l t u n g	Kontrolle (z.B. Zustandserfassung)	
	Wartung (Betriebliche Unterhaltung) z.B. Winterdienst, Straßenreinigung)	
	(örtlich-punktueller oder kleinflächiger Maßnahmen)	
	U - Bauliche Unterhaltung (Instandhaltung) (z.B. Vergießen von Rissen, kleinflächige Flickarbeiten)	
	I - Instandsetzung	I1 - auf der Deckschicht z.B. Oberflächenbehandlung, Dünnschichtbelag)
		I 2 - auf der Deckschicht (z.B. Hoch- / Tiefeinbau der Deckschicht)
	E - Erneuerung	E 1 - an der Decke (z.B. Hoch- / Tiefeinbau der Decke)
		E 2 - an Tragschicht (en) / am Oberbau (z.B. Verstärkung, Tiefeinbau einschl. der Tragschicht (en))
Neubau / Ausbau (Erweiterung der Kapazität)		

Abb. 5: Begriffssystematik Erhaltung nach [6, 17]

Die **Betriebskosten** sind die Kosten für die betriebliche Unterhaltung und Wartung der Straßeninfrastruktur. Dazu gehören nach dem Leistungsheft für die betriebliche Unterhaltung auf Bundesfernstraßen neben der Kontrolle des Netzes einschließlich der Zustandserfassung Wartung und Instandhaltung der Straßenausstattung, die Grünpflege, der Winterdienst und die Reinigung aller Anlagenteile der Straßeninfrastruktur.

Die **Kapitalkosten** sind die Kosten, die durch Beschaffung von Fremdkapital und Eigenkapital entstehen, welches für Investitionen benötigt wird. Diese entstehen bei der konventionellen Finanzierung des Bundesfernstraßenbaus nicht, sondern z.B. bei PPP-Projekten. Im Rahmen dieser Arbeit werden die Kapitalkosten nicht betrachtet.

Mit **Verwaltungskosten** werden Aufwendungen der Straßenbauverwaltung z.B. für Planung, Vergabe, Bauaufsicht, Bauüberwachung etc. abgegolten. Sie wurden wie in

den Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauten (Ri-ERH-Ing) bzw. den Richtlinien zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken (Ri-Wi-Brü) [39] in Höhe von 10 % angesetzt.

Für die Ermittlung der Straßenbaulastträgerkosten (Erhaltung) werden die Kosten für die Unterhaltung, Instandsetzung und Erneuerung ermittelt, die in jedem Jahr anfallen. Dies sind die Barwerte der Erhaltungskosten. Diese Kosten fallen zu verschiedenen Zeitpunkten im Betrachtungszeitraum an und sind abhängig von der vorhandenen Bauweise und der vorgesehenen Erhaltungsstrategie, die für die jeweilige Maßnahme vorgesehen ist. Für die Ermittlung der Barwerte der Baukosten ist insbesondere bei Betrachtungen über längere Zeiträume die Entwicklung des Baupreisindex zu beachten, wie dies auch im entsprechenden Kapitel 7.1 dieser Arbeit angewendet wurde. Im nachfolgenden Diagramm ist die Entwicklung des Baupreisindex im Zeitraum zwischen 2000 und 2011 veranschaulicht.

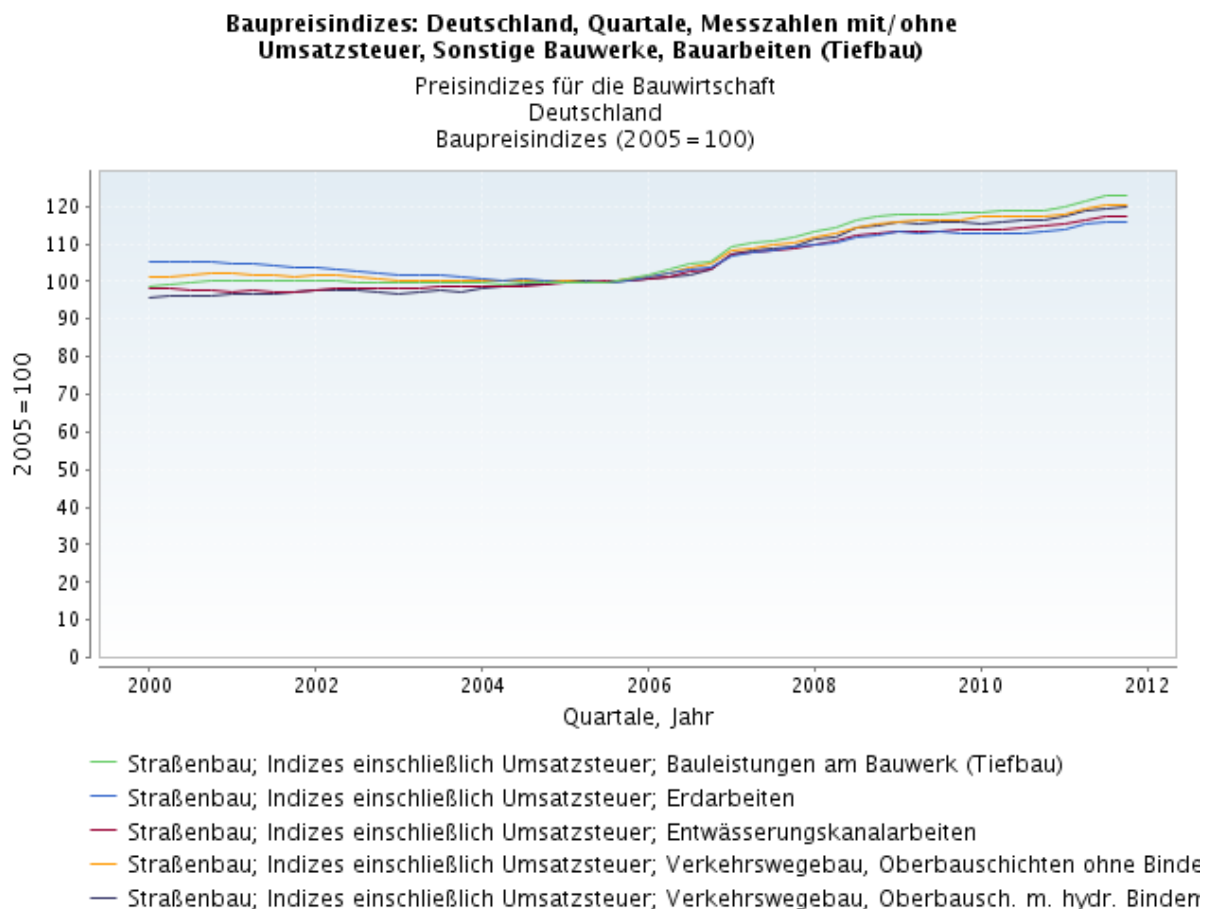


Abb. 6: Entwicklung des Baupreisindex [149]

2.3.2 Volkswirtschaftliche Betrachtung und Bewertung

2.3.2.1 Allgemeine Ausführungen

[25] legte die Grundlagen für ein Erhaltungsmanagement, welches u.a. auch die Auswirkungen auf die Straßennutzerkosten betrachtet. Besonders der Zeitverlust, der durch die Verminderung der Geschwindigkeit (Reisezeitverluste), durch Überlastung (Verkehrsbelastung DTV) sowie entsprechende trassierungstechnische Parameter der Fahrbahn (Erhöhung der Fahrzeugbetriebskosten) verursacht wird, hat großen Einfluss auf die Erhöhung der Straßennutzerkosten. Verglichen wird hier die Differenz zwischen Referenzfall und der gewählten Erhaltungsmaßnahme.

Mit der Anwendung der Empfehlungen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Straßen [4] können Varianten von Straßenbaumaßnahmen hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit bzw. Vorteilhaftigkeit beurteilt werden. Dies erfolgt über die Ermittlung des Nutzens, der sich aus den jeweiligen Betriebskosten, Fahrzeiten, Lärm- und Schadstoffbelastungen etc. ergibt. Dieses ermittelte Nutzen-Kosten-Verhältnis wird zur Entscheidung herangezogen. Im Gegensatz zum Neubau gibt es für die Erhaltung keine anerkannten Regelwerke oder Vorgehensweisen dafür. Die Verfahren nach [4] sind für die Erhaltung nicht nutzbar, jedoch die darin enthaltenen Komponenten. So können im Pavement Management System (PMS) aufgrund der Datengrundlagen für die Netzbetrachtung nur bedingt die Nutzerkosten berechnet werden. Die Erhaltungsmaßnahmen werden hier hauptsächlich für den Zeitraum der nächsten 5 Jahre optimiert. Aus diesem Grund werden für die Erhaltungsplanung [6] statt der gesamten Nutzerkosten nur die zusätzlichen Nutzerkosten betrachtet, die sich aus zustandsbedingten und baustellenbedingten Verkehrserschwernissen ergeben. Das bedeutet eine Minderung des Straßenzustandes gegenüber dem optimalen Ausgangszustand (mit/ohne Zustandsminderung) und durch Verkehrsbehinderungen (mit/ohne Baustelle) jeweils für den Untersuchungs- und Vergleichsfall.

Für die rechentechnisch sehr komplexe Nutzen-Kosten-Analyse von Straßenerhaltungsmaßnahmen hinsichtlich volkswirtschaftlich gerechtfertigter Interventionswerte ist das Rechenprogramm GEEP 1.0 im Rahmen einer Dissertation von [40] entwickelt worden. Es berücksichtigt neben den Kosten der Straßenbaulastträger auch relevante Kosten der Straßennutzer. Die hergeleiteten Zusammenhänge zwischen

den Zustandsgrößen aus der Zustandserfassung und –bewertung Griffigkeit / Allgemeine Unebenheiten in Längsrichtung und den Straßennutzerkosten bilden dabei die Grundlage dieses Programms. Empfohlen wird bei Entscheidungen zu Erhaltungsstrategien der Bundesautobahnen eine Nutzen-Kosten-Analyse unter angemessener Berücksichtigung der Straßennutzerkosten, wie sie schon in der Bundeshaushaltsordnung (BHO) und dem Haushaltsgrundsätzegesetz (HG RG) für Maßnahmen erheblicher finanzieller Bedeutung gefordert wird, heranzuziehen.

In [42] wird erläutert, dass die vorhandenen Berechnungsverfahren von Nutzerkosten sich an die RAS-W [3] bzw. an die EWS-97 [4] anlehnen. Insbesondere die Auswirkungen von Verkehrsbehinderungen auf den Straßennutzer werden aus Sicht des PMS und BMS quantifiziert. Er erläutert, dass bei Erhaltungsmaßnahmen bisher keine Vorgaben existieren, baustellenbedingte zusätzliche Nutzerkosten zu ermitteln und bei der strategischen Erhaltungsplanung entsprechend mit zu berücksichtigen, die in einer beispielsweise günstigeren Bewertung münden. Neben erhaltungstechnischen und bautechnischen Entscheidungskriterien sollten auch volkswirtschaftliche Kriterien einfließen. Anhand von Beispielen wird gezeigt, dass die Zeitkosten den größten Anteil an den Nutzerkosten ausmachen. Auch der Anteil der Unfallkosten ist nicht unerheblich, wogegen Betriebskosten und Klimakosten eine eher untergeordnete Bedeutung haben.

[43] zeigt in seinem Beitrag auf, dass sich eine gesamtwirtschaftliche Betrachtungsweise einerseits auf die Nachhaltigkeit des Bauverfahrens und andererseits auf die Nutzerfreundlichkeit bezieht. Der volkswirtschaftliche Nutzen und damit auch eine Bestimmung der strategischen und wirtschaftlichen Bedeutung kann z.B. durch Nutzwertanalysen und Lebenszykluskosten definiert werden.

In der von der Landesregierung NRW 2006 gestarteten und weitergeführten „Offensive gegen den Verkehrsstau in NRW“ werden verschiedene Maßnahmen/ Instrumentarien gebündelt und in einem systematischen Management zusammengeführt, um die Störungen im Verkehrsfluss noch wirksamer zu bekämpfen. Die Auswahl, auf welche Weise eine erforderliche Bauleistung durchgeführt wird, wird neben den baulichen und betrieblichen Parametern durch eine Abschätzung der Folgen des Eingriffs in den Verkehrsablauf bestimmt. In den von [44] durchgeführten Untersuchun-

gen verschiedener Maßnahmen zur Staureduzierung wird aufgezeigt, dass eine Reduzierung zusätzlicher Nutzerzeitkosten für Straßenunterhaltungs- und Betriebsdienst möglich ist und größere Potenziale bietet. Auch in [45] wird erläutert, dass ein erhebliches Potenzial zur Stauvermeidung bei einer netzweiten Anwendung von entsprechenden Maßnahmen mit vergleichsweise geringen Mehrkosten aktiviert werden kann. Das Baustellenmanagement sollte daher mehr eingebunden werden bei der Auswertung der PMS-Ergebnisse und dementsprechenden Strategieentscheidungen bei der Maßnahmenpriorisierung.

Bund, Länder, ADAC und VDA [46] bemühen sich auf verschiedensten Gebieten, Staus auf Bundesfernstraßen zu reduzieren. Vor diesem Hintergrund wurde ein Aktionsprogramm mit folgenden Aufgabenfeldern initiiert:

- Verbesserung des Verkehrsflusses
- Gezieltes Störfallmanagement
- Koordiniertes Baustellenmanagement
- Fahrverhalten der Autobahnbenutzer

Ziel ist eine Verkürzung staubedingter Reisezeitverluste und damit eine Reduzierung der Straßennutzerkosten, auf die im folgenden Kapitel näher eingegangen wird.

2.3.2.2 Straßennutzerkosten

Unter den Straßennutzerkosten werden allgemein die Kosten verstanden, die dem motorisierten Verkehrsteilnehmer beim Befahren eines Verkehrsweges entstehen. Darunter zählen die

- Fahrzeugbetriebskosten
- Reisezeitkosten (Stauzeiten, Umwegkosten etc.)
- Unfallkosten

Die theoretischen Grundlagen für die Nutzerkosten beruhen weitestgehend auf den modifizierten Ergebnissen von Tests zu AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) [41], bei dem verschiedene Straßenaufbauten

hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit, ihrer Lebensdauer und hinsichtlich des Instandsetzungsbedarfs miteinander verglichen wurden. Die Einbeziehung und Berechnungsverfahren von Nutzerkosten in Deutschland basieren vornehmlich auf der Methodik der Bundesverkehrswegeplanung und auf den Empfehlungen für die Wirtschaftlichkeit an Straßen [4] sowie der RAS-W [3]. Bei der Abschätzung von Nutzerkosten im Rahmen von Erhaltungsmaßnahmen werden jedoch nicht die gesamten Nutzerkosten, sondern nur die zusätzlichen Nutzerkosten berücksichtigt. Diese ergeben sich nach [6, 42]

- infolge des verminderten Gebrauchswertes gegenüber einem optimalen Ausgangszustand und
- infolge von Baustellen bei der Durchführung von Erhaltungsmaßnahmen

Im Forschungsvorhaben von [42] wurde ein Verfahren zur Ermittlung baustellenbedingter Nutzerkosten entwickelt, mit dem für das mittel- und langfristige Erhaltungsmanagement in Verbindung mit PMS und BMS Auswirkungen auf die Straßennutzerkosten quantifiziert werden können. In einem zweiten Teil soll mittelfristig ein weiteres Verfahren bereit gestellt werden, welches Vorschläge für die Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen mittels PMS unterbreitet. Bezüglich der Beurteilung der Nutzerkosten ist es sinnvoll, die Mehrkosten zwischen Vergleichsfall (keine Maßnahmen) und entsprechender Erhaltungsmaßnahme zur Beurteilung heranzuziehen. Das sind die Zeitkosten, die sich aus dem zusätzlichen Zeitaufwand ergeben, die Mehrkosten für Kraftstoffverbrauch und die Unfallmehrkosten.

Auch das österreichische Pavement Managementsystem will eine Erweiterung der Erhaltungsplanung hinsichtlich der wirtschaftlichen Optimierung erreichen. Ziel der Weiterentwicklung [47] ist die Einbindung eines Moduls, welches eine optimale Erhaltungsstrategie, insbesondere aus Sicht des Baulastträgers, vorschlägt und alle Kosten berücksichtigt, die sowohl für Baulastträger als auch Nutzer anfallen. Dieses ist auch für das PMS in Deutschland vorgesehen. Dafür wurde, wie bereits erläutert, ein Prototyp für ein technisch-wirtschaftliches Kostenminimierungsmodul erarbeitet [37], welches ein Kosten-Nutzen-Verhältnis ermittelt und für eine budgetorientierte Optimierung angewendet werden kann. Nach entsprechenden Tests an Teilnetzen soll dieses Modul im PMS integriert werden.

2.3.2.3 Sonstige Kosten (Sozial- und Umweltkosten)

Unter den Sonstigen Kosten fasst [26] die Kosten zusammen, die die Umweltauswirkungen der vorhandenen Infrastruktur kompensieren bzw. durch diese anfallen. Darunter sind zu zählen:

- Lärmkosten (durch Lärmbelastung)
- Emissionskosten (Schadstoffbelastung)
- Klimakosten (Klimabelastung)

Diese Kosten werden bisher nur nachrangig bei der Auswahl und Bewertung von Erhaltungsmaßnahmen und der damit gewählten Bauweisen herangezogen, da vor allem die bautechnischen Kriterien und damit die betriebs- und volkswirtschaftlichen Komponenten die maßgebenden Entscheidungskriterien liefern. Auch das technische Regelwerk liefert bisher keine festen Vorgaben für Anforderungen hinsichtlich einer ökologischen Betrachtung von Erhaltungsmaßnahmen, so dass hier auf jeden Fall noch Nachholbedarf besteht.

Sogenannte Ökobilanzen berücksichtigen bisher entweder die Umweltauswirkungen eines Produktes, vergleichen mehrere Produkte oder bilanzieren alle Auswirkungen eines Produktes. In entsprechenden DIN [150,151] sind allgemein die Anforderungen für ein Umweltmanagement und damit an eine Ökobilanz zusammengefasst. Für die ökologische Bewertung von Erhaltungsmaßnahmen stehen aber bisher kaum verifizierte Daten zur Verfügung. Ökobilanzberechnungen zeigen, dass vor allem die Herstellung, der Transport, Einbau und mögliches Recycling der verwendeten Baustoffe großen Einfluss darauf haben.

In der von [48] durchgeführten Ökobilanz wurde z.B. festgestellt, dass die Umweltauswirkungen der Herstellung und des Abbruchs der betrachteten Betonautobahn im Vergleich zur Nutzung eine untergeordnete Rolle spielen. Durch den Einsatz von Sekundärrohstoffen (z. B. Hüttensand im CEM III/A) können zwar die Umweltauswirkungen bei der Herstellung verringert werden, eine erhebliche Reduzierung der Umweltauswirkungen gegenüber der Herstellung ist jedoch besser bei der Nutzung optimaler Fahrbahneigenschaften möglich.

Erwähnt sei hier noch eine Untersuchung von [49] im Auftrag der schwedischen Straßenbauverwaltung. Neben der baulichen Erhaltung des Netzes über einen Zeitraum von 40 Jahren wird auch die betriebliche Unterhaltung berücksichtigt. Sonstige Kosten wurden nicht detailliert mit einbezogen und nur hinsichtlich ihrer Größenordnung abgeschätzt.

Künftig wird aufgrund der politischen Zielsetzungen wie der Verbesserung des Lärmschutzes, der Reduzierung der Schadstoffemissionen, der vermehrten Recyclingfähigkeit von Materialien eine Erweiterung des Regelwerkes notwendig sein, um diesen Anforderungen gerecht werden zu können und damit Bemessungsansätze für die Lebenszykluskosten und eine dementsprechende Betrachtung bereit zu stellen.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass es zahlreiche Ansätze gibt, um die Nutzerkosten beim PMS zu berücksichtigen. Ein wichtiger Schritt dahin wäre die Einbindung des erwähnten Kostenminimierungsmoduls in das PMS. Bislang wenig oder nicht betrachtet wurde die Möglichkeit, die mit Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen verbundenen Nachteile für den Straßennutzer durch die Entwicklung und Anwendung neuer, langlebigerer und instandhaltungsärmerer Erneuerungsbauweisen zu verringern wie etwa Whitetopping mit Hochleistungsbetonen in Verbindung mit entsprechenden Nutzschichten, die zu Reduzierung von Emissionen führen.

3. STANDARDISIERTE BETONBAUWEISEN

3.1 Neubau

Grundlage und Referenz für den technisch-wirtschaftlichen Vergleich der Whitetopping-Bauweise bilden die derzeit üblichen standardisierten Bauweisen mit Betonfahrbahndecken nach den Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus (RStO 01) [53] und nach den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (ZTV Beton-StB 07) [52].

3.1.1 Konstruktion

Im Verkehrswegebau sind die Hauptanwendungsgebiete von Betondecken Straßen mit hohen Belastungen, Start- und Landebahnen für den Luftverkehr, Industrieböden und Feste Fahrbahnen für schienengebundene Fahrzeuge. Allgemein geht man nach den Erfahrungen aus der Praxis im Straßenbau bei Betondecken von einer Lebensdauer von rund 30 Jahren aus. Betonfahrbahnen unterscheiden sich konstruktiv in die nachstehenden Bauarten:

- unbewehrte Betondecken ohne Raumfugen mit Plattenlängen kleiner als die 25fache Plattendicke
- bewehrte Betondecken mit Raumfugen und Plattenlängen größer als die 25fache Plattendicke, Flächenbewehrung im oberen Bereich des Querschnittes
- durchgehend bewehrte Betondecken mit freier Rissbildung, Bewehrung im mittleren Bereich des Querschnittes
- vorgespannte Betondecken

Standardbauweise ist bisher die unbewehrte Betonfahrbahndecke ohne Raumfugen mit verankerten Längsscheinfugen und verdübelten Querscheinfugen im Abstand von rund 4,5 bis 5 m unter Verwendung von herkömmlichem Straßenbeton nach den TL Beton-StB 07 [51] mit den üblichen Festigkeiten für Normalbeton. Der Bau der Betonfahrbahndecken erfolgt nach den ZTV Beton-StB 07 [52]. Die Aufbaudicke wird in der Regel nicht für jeden Einzelfall bemessen, sondern nach den Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus [53] festgelegt, in denen die Bauweisen nach Verkehrsbelastung und anderen Kriterien „katalogisiert“ sind. Je nach Verkehrsbelastung, Tragschicht und Gesamtaufbau betragen die Dicken der Fahrbahndecken aus Beton zwischen 160 mm für die gering beanspruchte Bauklasse IV und bis zu 300 mm für die Bauklasse SV. Dabei werden die Bauklassen nach der bemessungsrelevanten Beanspruchungsgröße B in sieben Klassen eingeteilt. Die Beanspruchung ergibt sich aus der Anzahl der gewichteten äquivalenten 10-t-Achsübergänge am Ende des vorgesehenen Nutzungszeitraumes. Dabei kann die Beanspruchung entweder anhand des DTV SV oder anhand von Achslastdaten ermittelt werden. Nach

den RStO 01 [53] wird dieser üblicherweise mit 30 Jahren angesetzt und die Verkehrsentwicklung entsprechend prognostiziert.

Als Vorteile von Fahrbahndecken aus Beton kann man in erster Linie die Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit benennen, die sich mit zunehmender Deckendicke erhöhen und somit den Verkehrsbelastungen angepasst werden können. Spurrinnen als Schadensbilder wie im Asphaltstraßenbau bilden sich bei Fahrbahnen in Betonweise nicht. Nutzerkosten für die Beseitigung der Spurrinnen sowie für Staus an den entsprechenden Baustellen durch Einengung/temporären Wegfall von Fahrstreifen fallen somit nicht an. Als Konsequenz werden deshalb heute vielfach Autobahnen oder Fahrstreifen mit einem hohen Verkehrsaufkommen und einem hohen Anteil an Schwerlastverkehr in Beton ausgeführt [54]. Ein weiterer Vorteil ist die Verkehrssicherheit aufgrund der hellen, ebenen und je nach Textur dauerhaft griffigen Oberfläche. Das Oberflächenwasser wird durch die bleibende Querebenheit unbehindert abgeleitet. Wichtig für eine lange Nutzungsdauer ist neben einer optimalen Bauausführung allerdings auch die unbedingte Notwendigkeit einer konsequenten Fugenpflege, da nicht (mehr) dichte Fugen bzw. schadhafte Fugenfüllungen (Fugenverguss und Fugenprofile) zur vorzeitigen Schädigung der Betonfahrbahn führen können und damit eine frühere Erneuerung notwendig wird.

Im Straßenbau wird der Aufbau der Befestigung in den Oberbau und den Untergrund bzw. Unterbau unterteilt. Der Oberbau besteht aus den Tragschichten und der Fahrbahndecke. Die Tragschichten sind die unterste Schicht des sogenannten tragfähigen Gesamtaufbaues. Alle verwendeten Baustoffe und Baustoffgemische sind nicht frostempfindlich. Unter Betondecken können Tragschichten aus Asphalt, aus zementgebundenen Gemischen (Betontragschicht, hydraulisch gebundene Tragschicht, Verfestigung im Oberbau) bestehen. Die Gesamtdicke des Oberbaus muss die notwendige Tragfähigkeit und die durch regionale Zuordnung erforderliche Frostsicherheit gewährleisten. Bereits seit einigen Jahren werden etwas dickere Betonfahrbahndecken auch auf hoch verdichteten ungebundenen Schottertragschichten eingebaut. Seit 2008 sind alle Regelungen für hydraulisch gebundene Bauweisen - Trag- und Deckschichten - in einem einheitlichen Vorschriftenwerk zusammengefasst. Dieses gliedert sich in die Technischen Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahn-

decken aus Beton (TL Beton-StB 07) [50], Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (ZTV Beton-StB 07) [52] und die Technischen Prüfvorschriften für Baustoffe und Baustoffgemische und die fertige Leistung von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (TP Beton-StB 10) [55]. Für Baustoffgemische ohne Bindemittel, wozu Frostschutzschichten und Schichten aus frostunempfindlichen Materialien gehören, gelten die TL SoB-StB 04 [153]. Ebenso sei in diesem Zusammenhang das Merkblatt für die Erhaltung von Verkehrsflächen aus Beton (M BEB) [56] erwähnt.

Die Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen [53] sehen Betonfahrbahndecken sowohl für den Neubau als auch für die Erneuerung vor. Dabei werden in beiden Fällen die Funktion, die Verkehrsbelastung, die örtlichen Verhältnisse, der Gesamtaufbau und – bei Erneuerungsmaßnahmen – der Zustand der Fahrbahnen berücksichtigt.

Entscheidend für die Langlebigkeit der Betonbauweise ist die Rissvermeidung. So werden bei der Dimensionierung der in aller Regel unbewehrten, durch verdübelte und verankerte Fugen unterteilten Betonplatten die Zug- und Biegezugspannungen betrachtet, die durch die Verkehrsbeanspruchung und durch die Temperatur- und Feuchteänderungen hervorgerufen werden. Dabei erreichen die letztgenannten sogenannten Eigenspannungen durchaus die gleiche Größenordnung oder sind - je nach Plattendicke und Verkehrsbeanspruchung – unter Umständen auch größer als die Verkehrslastspannungen (siehe auch Kapitel 6.2.3).

Bereits [57] hat bereits darauf hingewiesen, dass sich an der Standardbauweise der unbewehrten raumfugenlosen Betondecke mit verdübelten Querfugen und verankerten Längsfugen in Deutschland in absehbarer Zeit nichts ändern wird. Im Ausland dagegen werden zunehmend durchlaufend bewehrte Betondecken mit freier Rissbildung gebaut. Um mit dieser Bauweise Erfahrungen auch in Deutschland zu sammeln, wurde Ende 2004 eine Versuchsstrecke auf der BAB A 5 bei Darmstadt angelegt [58, 59, 60]. Die mittels Finite Elemente Methode (FEM) erfolgten Berechnungen ergaben für die Bauklasse SV eine Dicke für die durchgehend bewehrte Betondecke von 240 mm statt 260 mm (nach RStO 01) mit einem Beton der für den Straßenbau

üblichen Festigkeitsklasse C 30/37. Die Vorteile einer durchgehend bewehrten Betondecke liegen auf der Hand z.B. hinsichtlich des homogenen Tragverhaltens ohne Fugen und des geringeren Unterhaltungsaufwandes der fugenlosen Bauweise. Überprüft werden muss jedoch weiterführend, inwieweit bei den in der Praxis festgestellten Rissbreiten von zum Teil über 0,5 mm die in der Mitte der Betondecke angeordnete Bewehrung auf Dauer vor chloridinduzierter Korrosion geschützt ist. Bei den Tragschichten zeigte sich bei HGT im Verbund und HGT mit Vliesstoff das günstigste Rissbild. Wirtschaftlich gesehen muss sich diese jedoch an der herkömmlichen Bauweise messen lassen.

Wie in [61] erläutert, wurde 1997 auf der Bundesstraße 56 bei Düren eine durchgehend bewehrte Fahrbahn mit freiem Rissbild auf einer Länge von ca. 800 m eingebaut. Auf Frostschutzschicht und Asphalttragschicht kam zweilagig mit mittiger Bewehrung 150 mm Unterbeton und 70 mm Oberbeton zur Ausführung. Im Focus der Untersuchung steht auch nach nunmehr über 12 Jahren das Rissbild. Trotz der festgestellten Rissabstände zwischen 0,3 und 0,7 m sind bisher noch keine Schäden aufgetreten.

Ein Beitrag von [62] fasst die Fachbeiträge eines internationalen Betonstraßensymposiums zusammen. In Bezug auf die Langlebigkeit von Betonfahrbahnen ist dabei hervorzuheben, dass bereits Anfang der 70er Jahre in Belgien Autobahnabschnitte in durchgehend bewehrter Betonbauweise ausgeführt wurden, so die E 40 zwischen Lüttich und Brüssel und die Wallonische Autobahn E 41. Beide Strecken weisen nach Langzeitbewertungen trotz feiner Querrisse und geringfügiger Korrosion der Bewehrung einen sehr guten Gebrauchswert auf. Die Dicke der bewehrten Betondecke beträgt 200 mm mit einer 60 mm dicken Zwischenschicht aus Asphalt und einer 200 mm dicken Tragschicht aus hydraulischen Bindemitteln.

In einem Pilotprojekt [63] wurde eine unternehmenseigene Werkstraße in Geseke als durchgehend bewehrte Betonfahrbahn auf einer Länge von 1,0 km neu gebaut. Die Fahrbahnbreite einschließlich Randstreifen beträgt 7,50 m. Die Bemessung der Betondecke erfolgte mit einem neuen Modul des Bemessungsverfahrens AWDSTAKO [79]. Die für Schwertransporte genutzte Werkstraße wurde nach der Bauklasse II bemessen und mit einer Dicke von 220 mm (herkömmlich RStO 01 Bauklasse II mit

230 mm) ausgeführt. In den Anschlussbereichen kamen probeweise auch Stahlfaserbetone und schwindarme Hochleistungsbetone mit Kunststofffasern zum Einsatz. Zu den technischen Parametern ist zu ergänzen, dass der Beton mit Festigkeitsklasse C 35/45 auf einer 100 mm dicken Asphalttragschicht mittels Gleitschalungsfertiger in zwei Bauabschnitten eingebaut wurde. Die getrennt hergestellten Fahrstreifen wurden in den Längspressfugen entsprechend verankert. Die Bewehrungsgrad liegt bei 0,75 %. Die Oberfläche wurde mit einem neuen Texturierungsverfahren, dem sog. Grinding, mit dem Ziel einer Pegelminderung von wenigstens -3 dB(A) behandelt.

Auch für die Gestaltung des Straßenquerschnittes gibt es entsprechende Regelwerke. Die Regelungen finden sich in den Richtlinien für die Anlage von Autobahnen (RAA) [64], von Landstraßen (RAS-L/RAL) [65] und von Stadtstraßen (RASt) [66]. Die im Bereich der Autobahnen am häufigsten angewendeten Regelquerschnitte (RQ) nach der durch die RAA 08 [64] ersetzten Richtlinie RAS-Q 96 [154] sind der RQ 29,5 und RQ 33, also 4- und 6-streifige Querschnitte. Beim RQ 29,5 beträgt die Gesamtbreite 29,5 m mit Fahrstreifenbreiten von jeweils 3,75 m und Standstreifen von 2,50 m. In einer Richtungsfahrbahn ergibt sich damit eine Breite von 11,50 m.

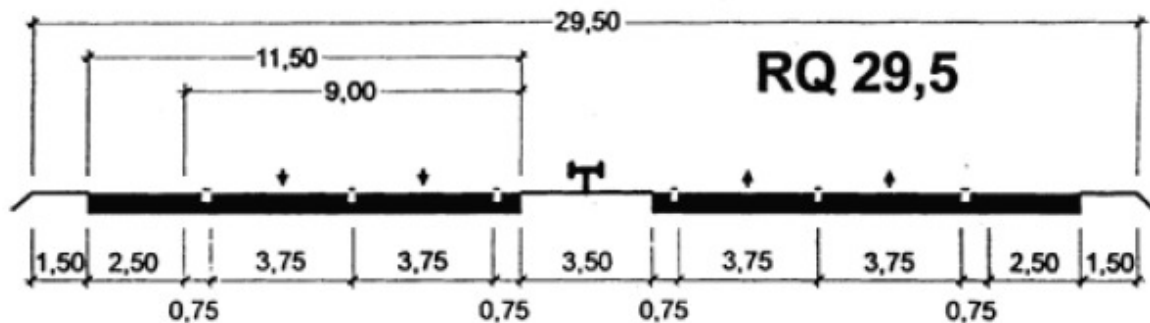


Abb. 7: Regelquerschnitt RQ 29,5 nach RAS-Q 96 [154]

Bei Querschnittsänderungen an bestehenden Autobahnen ist der neue RQ 31 anzuwenden, der eine Breite von 31 m aufweist. Diese Breite erlaubt hinsichtlich einer späteren Instandsetzung mit entsprechender Verkehrsbelastung über 30.000 Kfz/24h eine komfortable 4+0-Verkehrsführung für die Baustelle, d.h. eine Fahrtrichtung kann komplett erneuert werden, da der Verkehr auf der anderen Richtungsfahrbahn geführt wird.

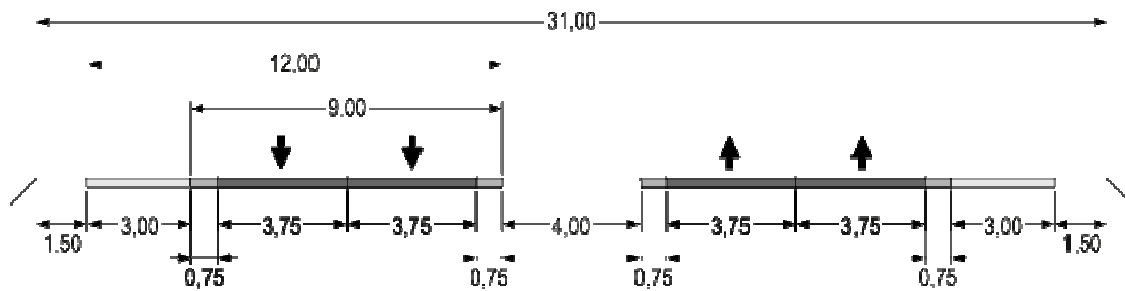


Abb. 8: Regelquerschnitt RQ 31 nach RAA 08 [64]

Im Betonstraßenbau kommen vor allem zweibahnige Regelquerschnitte im Bundesfernstraßennetz zur Ausführung. In dieser Arbeit wird ein RQ 29,5 als Bestandsquerschnitt zugrunde gelegt.

3.1.2 Baustoffe

Die Ausgangsstoffe, die Zusammensetzung und die für Betondecken wesentlichen Festbetoneigenschaften von „herkömmlichem“ Straßenbeton sind in den TL Beton-StB-07 [50] geregelt. Als Beton wird im Allgemeinen ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37 nach DIN 1045-2 [67] verwendet. Besondere Anforderungen ergeben sich aus den Beanspruchungen, denen Betondecken bei der Herstellung und während der Nutzungszeit unterliegen. In [68] sind die aufgrund der hohen Beanspruchung abzuleitenden Anforderungen an Ausgangsstoffe und die Betonzusammensetzung zusammengestellt, unter anderem:

- Begrenzung des Wasserzementwertes auf maximal 0,45 für ein dichtes Gefüge,
- ein Mindestzementgehalt von 350 kg pro m³ für ausreichende Verarbeitbarkeit und Festigkeit,
- Einführung künstlicher Luftporen zur Sicherstellung des Frost-Tausalz-Widerstandes,
- Sedimentationsstabiler Oberflächenmörtel für eine dauerhaft sichere und leise Textur,
- Begrenzung der Mahlfinheit und des Alkali- und des C₃A-Gehaltes im Zement, um den Wasseranspruch und das Schwinden zu begrenzen,

- Eingrenzung der Gesteinskörnungen, insbesondere hinsichtlich ihres Frost-Tausalz-Widerstandes und ihrer Alkaliempfindlichkeit und
- Forderung einer Biegezugfestigkeit von mindesten 5,5 N pro mm², um die dynamische Verkehrsbeanspruchung auch bei üblichen Schichtdicken aufnehmen zu können.

Ebenso ist der Aspekt der Wiederverwendbarkeit nicht zu vernachlässigen. Der Beton alter Fahrbahndecken ist sortenrein und kann bis zu 100% wieder verwertet werden. In der Regel wird er zerkleinert, klassiert und als ungebundene oder hydraulisch gebundene Tragschicht wieder eingebaut, z.B. beim Bau von Betondecken auf einer ungebundenen Schottertragschicht. Dabei werden die recycelten Gesteinskörnungen aus dem alten Deckenbeton in der Schottertragschicht mit verwertet und die neue Betondecke um 30 bis 40 mm stärker ausgeführt.

Tabelle 1 zeigt als Beispiel für Straßenbeton nach [50, 51] die wesentlichen Anforderungen an die Ausgangsstoffe und die Zusammensetzung von Straßenbeton, die für die späteren Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen in Betracht kommen.

Tab. 1: Beispiele für Ausgangsstoffe und Zusammensetzung von Straßenbeton

Ausgangsmaterial	Straßenbeton Unterbeton [m ³]	Straßenbeton Oberbeton [m ³]
Wasser	147 kg	176 kg
Zement	CEM I 32,5 R 350 kg	CEM I 42,5 N 430 kg
Beton-zusatzmittel	0,02 % (v. Zementgewicht) LP-Konzentrat -	0,40 % (v. Zementgewicht) LP 0,60 % (v. Zementgewicht) BV
Gesteinskörnung	1.821 kg 526 kg (29 %, 0/2, fein) 328 kg (18 %, 2/8, ungebr., grob) 437 kg (24 %, 8/16, gebr., grob) 530 kg (29 %, 16/22, gebr., grob)	1.650 kg 541 kg (33 %, 0/2, fein) 1.099 kg (67 %, 5/8, gebr., grob)
w/z	0,42	0,46

3.1.3 Oberflächentexturierung

Neben der ausreichenden Tragfähigkeit von Betonfahrbahnen sollten vor allem die Gebrauchseigenschaften der Oberfläche dauerhaft erhalten bleiben. Dazu gehört

neben einer ausreichenden Griffigkeit auch eine bleibend niedrige Lärmemission. Die Optimierung dieser Eigenschaften war Gegenstand von Untersuchungen der TU München [69]. Weitere Untersuchungen wurden von [70] zum Einfluss der Betonzusammensetzung auf die Texturbeständigkeit durchgeführt. Nicht unerwähnt bleiben soll in diesem Zusammenhang die inzwischen eingeführte Bauweise der Waschbetonoberfläche mit einer Reduzierung des Reifen-/Fahrbahngeräusches von -2 dB(A) als Alternative zur früher üblichen Texturierung der Oberfläche etwa mit einem Jute-tuch [71, 72, 73]. Die Anforderungen an die Griffigkeit sind in den ZTV Beton-StB 01 [52] geregelt. Neuere Untersuchungen ergaben optimale Oberflächentexturen, die sogar eine Geräuschminderung um bis zu -5 dB(A) erbringen können. Problematisch ist allerdings, dass sie auf sehr filigranen, feinen Vertiefungen in der Oberfläche beruhen, die in üblichen Straßenbetonen bisher nicht gezielt eingebracht werden können und die wegen der im Allgemeinen geringen Oberflächenfestigkeit des Feinmörtels üblicher Betondecken auch nicht dauerhaft erhalten bleiben dürften. Hier liegt ein weiterer potenzieller Vorteil Hoch- und Ultra-Hochfester Betone, weil sie eine einmal eingeprägte Textur wesentlich länger beibehalten und weil – insbesondere dann, wenn auf die Oberfläche eine dünne Feinbetonschicht hoher Festigkeit aufgebracht wird – auch feinste Strukturen eingeprägt werden können [1, 2].

3.2 Instandsetzung und Erneuerung

3.2.1 Bewertung der Restsubstanz

Wie beim Neubau sollte auch bei der Erneuerung in Abhängigkeit von der noch verbleibenden Restsubstanz des vorhandenen Verkehrswegs die zweckmäßigste und wirtschaftlichste Bauart ausgewählt werden. Der Begriff der Restwertermittlung wird allerdings bislang eher für die monetäre als für die technische Bewertung zu einem bestimmten Bewertungszeitraum verwendet. Für die Straßenerhaltung wichtig ist die zu erwartende Restnutzungsdauer, worunter der Zeitraum bis zum Ende der wirtschaftlichen Nutzungsdauer (siehe auch Kapitel 2.3.1.1) verstanden wird. Zur Abschätzung der Restsubstanz sowie für die Festlegung einer entsprechenden Erneuerungsmaßnahme sind gemäß RStO 01 [53] maßgebend:

- der Oberflächenzustand, insbesondere die Griffigkeit, die Lärmemission und der Fahrkomfort,
- die (Rest-)Tragfähigkeit, soweit sie mit geeigneten Prüf- und Rechenverfahren zu ermitteln ist,
- Art und Zustand der vorhandenen Befestigung incl. des Unterbaus und des Untergrundes,
- Zustand der Entwässerung
- sowie die aktuell und in Zukunft zu erwartende Verkehrsbelastung

Die Erneuerung von Betondecken kann je nach Rahmenbedingungen im Tiefeinbau unter Beibehaltung der vorhandenen Höhenlage als Ersatz der vorhandenen Decke, im Hocheinbau auf die vorhandene Decke oder im Hocheinbau mit teilweisem Ersatz der vorhandenen Befestigung erfolgen. Die Erneuerung erfolgt sowohl in Asphalt- als auch in Betonbauweise. Bauweisen für die Erneuerung mit üblichem Straßenbeton sind in den RStO 01 beschrieben. Die Schichtdicken unterscheiden sich dabei in der Regel nicht von denen für Neubauten. Für die Baustoffe gelten wie bei Neubauten die TL Beton-StB 07.

Zur Beschreibung des Zustandes der vorhandenen, ermüdeten Fahrbahn wird derzeit nur im Rahmen der Zustandserfassung und –bewertung (ZEB) der Substanzwert „Oberfläche“ ermittelt. Damit ist jedoch keine hinreichende Substanzbewertung möglich. Insbesondere durch den Substanzwert „Bestand“ ist es besser möglich, neben dem Substanzwert „Oberfläche“ auch das Alter und die Dicke der Schichten zu berücksichtigen und somit ein umfassenderes Bild über die vorhandene Tragfähigkeit zu erlangen.

Zur Einschätzung der Tragfähigkeit des Straßenaufbaus sind Faktoren wie die Schichtdicke, der Schichtenverbund, die Schädigungen durch z.B. Ermüdung, Rissbildung und ggf. Verformungen der Tragschicht bestimmend. Für die Bestimmung der Tragfähigkeit gibt es sowohl statische als auch dynamische Verfahren, die zerstörungsfrei arbeiten. Dabei werden durch Lasteintrag auf der Straßenoberfläche die zugehörigen Einsenkungen bestimmt, die mittels empirischer oder analytischer Methoden bewertet werden. Statische Verfahren wie etwa der sog. Benkelman-Balken

sind besonders für Einsenkungsmessungen an flexiblen Befestigungen geeignet. Die elastischen und plastischen Verformungsanteile können bestimmt werden. Die Tragfähigkeit kann jedoch nur indirekt abgeschätzt werden, weil die Verformung versuchsbedingt neben dem Belastungsrad gemessen wird und damit nicht der maximalen Verformung direkt unter dem Belastungsrad entspricht.

Als dynamisches Verfahren für die Ermittlung der Tragfähigkeit wird das Falling Weight Deflectometer (FWD) angewendet. Dabei wird ein Lastimpuls auf die Straßenbefestigung mittels eines Fallgewichts aufgebracht. Die sich dabei einstellende vertikale Verformung wird im Lasteintragszentrum und in definierten Abständen davon gemessen. Die Lasteinwirkungsdauer und der Impuls entsprechen in etwa der Größe und Zeitdauer der Radüberrollung eines LKW. Aus der gemessenen Einsenkung wird dann mit Hilfe geeigneter Dimensionierungsalgorithmen (meist mit Programmen auf Basis FEM) oder auch nach Westergaard und Eisenmann auf z.B. die E-Moduli der Schichten geschlossen. Der „wahre“ Zustand der vorhandenen Befestigung lässt sich jedoch nur unter Hinzuziehen von weiteren Messverfahren wie zerstörende Messverfahren (z.B. Bohrkernentnahmen) genauer abschätzen.

Eine Möglichkeit, aus Einsenkungsmessungen an Straßenaufbauten mit einer unbewehrten Betondecke mit Fugen näherungsweise auf die Tragfähigkeit des Gesamtaufbaus oder einzelner Schichten zu schließen, ist mit zahlreichen Verfahren der rechnerischen Dimensionierung gegeben, denen üblicherweise die Elastizitätstheorie zugrunde liegt. Diese sind in der Literatur ausführlich beschrieben [74, 75, 76, 23]. Im Kapitel 6.3 werden sie in Zusammenhang mit der Ermittlung der Schichtdicken von Whitetopping-Decken aus HPC und UHPC näher erläutert und zur Bestimmung der Resttragfähigkeit ermüdeter Aufbauten mit Betondecke angewendet. Soll für die theoretische und empirische Bestimmung der Substanz das Kriterium (Rest-)Tragfähigkeit herangezogen werden, benötigt man folgende zusätzliche Informationen:

- Verkehrsbelastung (Höhe der Beanspruchung, ggf. Achslastspektrum, Anzahl der Lastwiederholungen)
- Bemessungslast (in der Regel bezogen auf eine äquivalente Achslast)
- Bemessungstemperatur und Temperaturänderung (bei Beton)

- Beanspruchungsfrequenz
- E-Modul und Querkontraktionszahl für jede Schicht

Für die Berechnung der Schichtdicke und des erforderlichen Bewehrungsgehaltes durchgehend oder plattenweise bewehrter Betondecken bieten sich die Verfahren für konstruktive Bauteile nach EN 206/DIN 1045-1 [77] oder dafür geeignete FE-Programme an. Ein solches, von [78] modifiziertes Verfahren wurde für die Dimensionierung der durchgehend bewehrten Whitetopping-Decke in Kapitel 6.3.1.4 verwendet und dort auch näher erläutert.

Neben den RStO 01 gibt es die Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Oberbauten für Verkehrsflächen mit Betondecken [23]. Sie dienen der Festlegung der erforderlichen Schichtdicken innerhalb des frostsicheren Oberbaus u.a. unter Berücksichtigung der Schichteigenschaften und der stofflichen Eigenschaften. Für die Dimensionierung unbewehrter Betondecken wurde auf dieser Basis von [79] das Bemessungssystem und -programm AWDSTAKO entwickelt. Dieses System basiert auf den Bemessungsansätzen für konstruktive Bauwerke aus Beton und soll die RStO 01 für besondere Bemessungsfälle wie z.B. die Verwendung von Betonen mit bekannter Zugfestigkeit, unterschiedliche Konstruktionsvarianten, abweichende Tragfähigkeit der ungebundenen Tragschicht und spezielle Belastungsvarianten ergänzen. Inwieweit sich dieses Bemessungssystem nach Grenzzuständen für die Praxis bewährt, bleibt abzuwarten. Mit der Weiterentwicklung von AWDSTAKO [79] steht mit dem Bemessungsprogramm STAKO-KONT [80] auch ein Programm für durchgehend bewehrte Betondecken zur Verfügung.

Die Arbeit von [81] stellt ein weiteres Bemessungsverfahren für unbewehrte Betonfahrbahnplatten in der Bauweise „ohne Verbund“ vor, das neben den verkehrslastbedingten Spannungen auch die maßgebenden Spannungen infolge witterungsbedingter Beanspruchungen berücksichtigt. Das Bemessungsverfahren beruht auf einem normkonformen Sicherheitskonzept und orientiert sich wirklichkeitsnah am nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Beton. Der Nutzen dieses Bemessungsverfahrens besteht darin, dass dauerhaft befahrbare Betonplatten als Verkehrsflächen materialgerechter bemessen werden können. Dadurch sind z.B. wesentlich wirt-

schaftlichere Ausführungen möglich als bei Anwendung der standardisierten Bauweise des Straßenbaus nach den RStO 01.

Für Sonderbemessungen werden numerische Modelle auf Grundlage von FEM empfohlen. Eine zuverlässigere Beurteilung von Beanspruchungs- und Konstruktionsvarianten außerhalb des standardisierten Aufbaus ist nach [82] ergänzend zu den analytischen Bemessungsberechnungen mit Sensitivitätsanalysen möglich.

[83] stellte allerdings fest, dass es keine Bewertungsmethodik gibt, die den Zustand vor und nach der Sanierung von Betonfahrbahnen in vollem Umfang sachgerecht bewertet. Er zeigt auf, dass weiterer Forschungsbedarf besteht, auf einfache Art und Weise alle Parameter einer Fahrbahnbefestigung aus Beton in situ bestimmen zu können und abzuklären, welche Vereinfachungen bei der Anwendung von FE-Modellen zulässig sind, damit der Rechenaufwand für die Modellierung und die Berechnung des Tragverhaltens ermüdeter Fahrbahnen aus Beton vor und nach der Sanierung reduziert werden kann, ohne an Aussagekraft zu verlieren.

Auch [82] sieht die Tragfähigkeit des vorhandenen Oberbaus allein nicht als hinreichendes Kriterium für die Bemessung und für die Nutzungsdauer von Fahrbahnen an. Wesentlich für die Nutzungsdauer sind auch der Schichtenverbund und die bestehenden Auflagerbedingungen, d.h. die Art und der Zustand der darunter liegenden Schichten.

[84 et al.] weisen darauf hin, dass die bei Einsenkungsmessungen mit dem FWD an Betonfahrbahndecken gemessenen Werte auch vom Verformungszustand der Betondecke beeinflusst wird, der sich durch Temperaturgradienten in der Fahrbahndecke einstellt. Hierdurch ändern sich die Auflagerbedingungen im Tages- und Jahresrhythmus. Bislang ist es nicht gelungen, diesen Einfluss bei der rechnerischen Ableitung des Tragfähigkeitszustandes vollständig zu berücksichtigen.

Aus den vorstehenden Ausführungen geht hervor, dass aus Tragfähigkeitsmessungen nach dem derzeitigen Stand der Erkenntnisse noch nicht mit der für eine exakte Dimensionierung notwendigen Genauigkeit auf den Zustand und die Resttragfähigkeit eines ermüdeten, geschädigten Fahrbahnaufbaus geschlossen werden kann.

Näherungsweise und/oder vergleichende Betrachtungen sind dagegen möglich, wenn das Ziel nicht die exakte Dimensionierung, sondern – wie im vorliegenden Fall – die Abschätzung der technisch notwendigen Schichtdicke eines Whitetopping-Aufbaus als Grundlage für einen Wirtschaftlichkeitsvergleich mit den in den RStO 01 enthaltenen „herkömmlichen“ Erneuerungsbauweisen in Beton ist.

3.2.2 Erhaltungsmaßnahmen

Die bauliche Erhaltung von Betonstraßen ist in den Richtlinien und Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen – Betonbauweisen (ZTV BEB-StB 02) [86] sowie dem Merkblatt für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen aus Beton (M BEB) [56] geregelt. Nach der Systematik der Erhaltung [17], die sich in Maßnahmen der Baulichen Unterhaltung (Instandhaltung), Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen unterteilen (siehe Abb. 5), werden im genannten Regelwerk in Abhängigkeit vom festgestellten Zustand und dem Erhaltungsziel Verfahren aufgeführt. Zur Instandhaltung bei „herkömmlichen“ Betonfahrbahnen gehören z.B.

- Nachträgliches Verdübeln und Verankern von Betonplatten
- Abtragen und Abfräsen von Beton
- Ausbesserung von Eckabbrüchen und Kantenschäden
- Ausbesserung von schadhaften Fugenfüllungen [87]

Für die Instandsetzung von Betonfahrbahnen können z.B. folgende Verfahren angewendet werden:

- Heben und Festlegen von Platten
- Ersatz von Platten bzw. Plattenteilen
- Streifenweiser Ersatz von Platten
- Oberflächenbehandlungen und –beschichtungen

Für die Erneuerung kommen Maßnahmen in Frage, die zur völligen Wiederherstellung der vorhandenen Verkehrsfläche führen. Dafür können nach RStO 01 verschiedene Bauweisen zur Anwendung kommen:

- Hocheinbau mit Einbau von einer oder mehrerer Schicht(en) auf die vorhandene Befestigung
- Tiefeinbau mit Ersatz der vorhandenen Befestigung (entspricht einem Neubau)

Die Überbauungsdicke ist abhängig vom Zustand der vorhandenen Betondecke (siehe oben), der Art der Schäden sowie der vorhandenen und letztendlich für die Zukunft notwendigen Bauklasse. In aller Regel gelten auch für die Erneuerung derzeit die Schichtdicken der RStO 01 für die jeweilige Bauklasse bei Neubauten.

Aus Untersuchungen von [88] folgt, dass Betondecken auf Tragschichten aufgelagert werden sollten, die die temperatur- bzw. feuchtebedingten Plattenbewegungen durch elastische Verformungen kompensieren und dadurch die (Eigen-)Zug- und Biegezugspannungen in der Betondecke verringern können. Eine Asphaltzwischenschicht, aber auch eine dünne Bitumenschicht, die primär als Nachbehandlungsmaßnahme eingesetzt wird, sowie eine Zwischenlage aus Vliesstoff beeinflusst die Auflagerungsbedingungen von Betonfahrbahnen auf Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln günstig. Damit wurden die Bauweisen der Tafel 2 der RStO 01 prinzipiell bestätigt.

Um den wachsenden Anforderungen hinsichtlich der Verkehrssicherheit, der Umweltverträglichkeit und der Wirtschaftlichkeit gerecht werden zu können, ist eine stetige Weiterentwicklung der Bauweisen erforderlich. Dies zeigt sich u.a. in zahlreichen Forschungsarbeiten und Studien auch auf internationaler Ebene zur Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahnen [62]. Berichtet wird auch in Frankreich über Weiterentwicklungen der Betonbauweise. Ende der 90er Jahre wurden zwei Pilotprojekte auf Autobahnen umgesetzt. Zum Einsatz kam die so genannte Kompositbauweise. Diese besteht aus einer Asphalttragschicht, einer dünnen bewehrten Betonschicht und einer darauf liegenden dünnen Asphaltschicht.

In der Schweiz wurde 2006 eine neue Rampenbrücke an der A 2 bei Basel mit einem verschleißarmen Beton mit Verbund zum Altbeton versehen, da aufgrund der hohen Lasten der LKW und des starken Gefälles die bisher verwendeten bituminösen Belä-

ge an ihre Grenzen stießen und häufige Sanierungen Totalsperrungen nach sich zogen [89].

Der Erfolg einer Sanierung hängt ganz wesentlich vom Verbund zwischen Alt- und Aufbeton ab. Wie [90] feststellt, wird in der Regel eine hohe Kurzzeithaftfestigkeit erreicht, währenddessen zu einem späteren Zeitpunkt häufig eine Ablösung des Aufbetons vom Untergrund zu beobachten ist. Im Forschungsvorhaben wurde anhand von Versuchen an Normalbeton überprüft, inwieweit die Langzeithaftfestigkeit und die Verträglichkeit zwischen Altbeton und verschiedenen Aufbetonen unter wechselnden Umwelteinflüssen gewährleistet werden kann. Ein hohes Schwinden bei geringer mechanischer Verzahnung zwischen Alt- und Aufbeton führte bei den Untersuchungen zu einer Verringerung der Verbundfestigkeit bereits nach ca. 2 Jahren.

In [91] wurden die maßgebenden Einflüsse auf den Verbund zwischen Betonen unterschiedlichen Alters identifiziert und beschrieben. Ziel war es, die Möglichkeiten nachträglich ergänzter und/oder verstärkter Bauteile technisch-ökonomisch zu optimieren. Dabei ist die Tragfähigkeit für Zug- und Druckkräfte in der Grenzfläche von großer Bedeutung. Als weitere wichtige Parameter werden die Rauigkeit der Grenzflächen, die Beanspruchung infolge eines Feuchtegradienten und die optimale Einstellung der Konsistenz des Ergänzungsbetons mit Fließmitteln genannt, um die Adhäsion zu verbessern.

Die vorstehenden Angaben gelten sinngemäß auch für die Whitetopping-Bauweise. In der Regel sind hier zusätzliche Maßnahmen erforderlich, um bei den dünnen Belägen einen ausreichend langfristigen Verbund herzustellen – wie z.B. Verankerung – oder man muss von vornherein davon absehen, einen wirksamen Schichtenverbund anzustreben.

4. WHITETOPPING-BAUWEISEN MIT NORMALBETON

4.1 Konstruktion

4.1.1 Allgemeines

Insbesondere aus dem Ausland ist als eine Sanierungsmöglichkeit für den Erhalt von Straßen das sogenannte „Whitetopping“ bekannt. Darunter verstand man ursprünglich die Instandsetzung oder Erneuerung von abgängigen geschädigten Asphaltfahrbahnen bzw. bituminös gebundenen Fahrbahndecken im Hocheinbau durch das Aufbringen einer neuen Betondecke auf die alte Restsubstanz (Compositbelag) [92]. Inzwischen hat sich dieser Begriff auch für das Aufbringen neuer Betondecken auf abgängigen Betonfahrbahnen eingebürgert. Ziel des „Whitetopping“ ist es, die Tragfähigkeit und/oder die Befahrbarkeit eines durch Verkehrs- und Witterungsbeanspruchungen geschädigten (ermüdeten) Straßenaufbaus vollständig oder teilweise für einen bestimmten Zeitraum wiederherzustellen und damit die Restnutzungsdauer zu verlängern. Um diesbezüglich Empfehlungen geben zu können, wird derzeit unter Mitwirkung der Verfasserin in der FGSV in einer Bearbeitergruppe unter dem AK 8.3.3 ein Merkblatt für Whitetopping mit dem Schwerpunkt Stadt- und Landstraßen sowie besondere Verkehrsflächen bearbeitet. Mit der Einführung des Merkblattes wird in 2012 gerechnet.

Nach den bisherigen Erfahrungen wird beim Einbau auf Asphalt nach der Art der konstruktiven Ausbildung unterschieden:

- TCW-Verfahren – Thin Composit Whitetopping mit Betondicken von 100 bis 200 mm, i.A. mit Verbund zur Asphaltschicht
- UTW-Verfahren – Ultra Thin Whitetopping mit Betondicken von 50 bis 100 mm (bisherige Anwendung vorzugsweise im innerstädtischen Bereich mit geringen Verkehrsbelastungen) mit zwingendem Verbund zur Asphaltschicht

Unterschieden wird zwischen „herkömmlichen“, „dünnen“ (thin) und „ultra-dünnen“ (ultra-thin) Whitetopping-Decken (siehe folgende Tabelle 2).

Tab. 2: Klassifizierung von Whitetopping-Decken nach Schichtdicke [1, 2]

	Herkömmliches Whitetopping ¹⁾	Thin Whitetopping ²⁾	Ultra-thin Whitetopping ²⁾
	WT	TWT	UTW
Dicke ^{2),3)} für Bauklasse SV bis III	200-260 mm	100-200 mm	<100 mm
Verbund notwendig	nein	empfehlenswert	zwingend

1) Deckendicken der RStO für Vollgebundenen Oberbau mit Betondecken

2) Kann im Einzelfall nach der Resttragfähigkeit des vorhandenen Aufbaus bemessen werden

3) In Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung (Bauklasse)

Herkömmliche Whitetopping-Decken entsprechen hinsichtlich ihrer Schichtdicke und ihrer Konstruktion in Deutschland den Betondecken nach den ZTV Beton-StB und den RStO 01. Übersteigt die Tragfähigkeit des Altaufbaus zusammen mit der neuen Decke diejenige üblicher Asphalt- oder Betonkonstruktionen mit den in den RStO 01 vorgesehenen Tragschichten, so wird dieser „Überschuss“ bei der Dicke der Decke bisher nicht berücksichtigt. Bisher sind bei der Anwendung von Whitetopping – größtenteils Erprobungsstrecken – folgende Aufbauten zur Anwendung gekommen:

- Whitetopping mit Normalbeton (Biegezugfestigkeit ca. 5.5 MPa s. TL Beton-StB 07) aber verringerter Schichtdicke mit variierten Fugenabständen etc. (Schwindreduzierer, Kunststofffasern)
- Whitetopping mit dünneren Decken aus Hochleistungsbeton ohne Bewehrung (hier wird bei der Bemessung weiter nur die dann allerdings höhere Biegezugfestigkeit des Betons angesetzt, ca. 6.5 MPa)
- Whitetopping mit Normalbeton als Faserbeton (nochmals höhere Biegezugfestigkeit, ca. 8.0 MPa, dadurch ebenfalls geringere Schichtdicke)
- Whitetopping mit normaldicker Betondecke mit durchlaufender Bewehrung (Versuchsstrecke der BAB A5 bei Darmstadt [58, 59, 60])
- Whitetopping mit hochfestem, bewehrtem Beton HPC, Fasern und Matten (Versuchsstrecke BAB A 2 Porta Westfalica Parkplatz Löwenburg [1, 2])
- Whitetopping mit bewehrtem Beton UHPC (Fasern und/oder Matten), mit ca. 2 Vol.-% Fasern bis zu rd. 20 MPa.
-

4.1.2 Thin Whitetopping (TWT)

Bei „dünnen“ Whitetopping-Decken wird die Resttragfähigkeit bestimmt und bei der Dimensionierung der Dicke berücksichtigt. Konstruktiv entsprechen die danach gebauten Betondecken weitgehend der herkömmlichen Betonbauweise, d.h. sie erhalten verdübelte und verankerte Fugen. Die Fugenabstände werden entweder den geringeren Deckendicken angepasst oder es wird versucht, das Schwinden des Betons und/oder seine Rissneigung zu verringern, z.B. durch Zugabe von Fasern oder von schwindreduzierenden chemischen Zusatzmitteln. Bezüglich der Verwendung von Faserbeton wird auf [106] hingewiesen. Die Vorteile, die man durch die Zugabe von Stahlfasern im Beton bezüglich der Dauerhaftigkeit und Rissverhalten erzielt, werden bisher fast ausschließlich im Industriebau genutzt. Eine Nutzung für den Verkehrsbau setzt aufgrund der statischen, quasi-statischen und dynamischen Lasten sowie der Temperatureinwirkungen eine individuelle Bemessung der Verkehrsfläche voraus (siehe auch Kapitel 6.3.2.2).

4.1.3 Ultra-thin Whitetopping (UTW)

„Ultra-dünne“ Whitetopping-Decken auf Asphalt werden in Nordamerika [105] bei geringem Verkehr unbewehrt mit Fugen, häufig aber auch fugenlos und durchgehend bewehrt und sowohl mit Normalbeton als auch mit Hochfestem Beton gebaut. Ein Beispiel für eine solche Bauweise in Deutschland ist die Versuchsstrecke an der BAB A 2 Fahrtrichtung Hannover auf dem Parkplatz Löwenburg bei Porta Westfalica [1, 2], bei der als Ergebnis eines von der BAST und der Universität Kassel durchgeführten Forschungsvorhabens im Jahr 2008 eine durchgehend bewehrte, nur 60 bis 80 mm dicke Whitetopping-Decke aus Hochfestem Beton auf einem Betonunterbau gebaut wurde. Wesentlich für den Erfolg der „ultra-dünnen“ Bauweise ist, dass geeignete Maßnahmen getroffen werden müssen, um die sehr dünne Deckschicht fest und dauerhaft mit dem darunter befindlichen Asphalt oder Beton zu verbinden.

4.2 Projekte und Erfahrungen

Projekte International

Erste Erfahrungen mit der Sanierungsmethode Whitetopping sind aus den USA seit 1918 bekannt. Vor allem in den 60er und 70er Jahren wurden in den USA unbewehrte Betondecken mit Einbaudicken bis zu 225 mm eingebaut. Die Weiterentwicklung dieser dort erfolgreichen Bauweise ging hin zu ultradünnen Belägen, die seit den 90er Jahren realisiert werden. Die Eignung dieser Bauweise zeigte sich außer im Straßenbau auch beim Einsatz für geschädigte Flugverkehrsflächen wie beispielsweise auf dem St. Louis Airport [93], also dort, wo hohe Beanspruchungen durch Schwerverkehr oder Schubkräfte zu verzeichnen sind, die zu einer Schädigung der Asphaltfahrbahnen führten und damit den Belastungen nicht mehr gerecht wurden.

In der Veröffentlichung von [94] wird aufgeführt, dass das erste Projekt einer Betonerneuerung 1916 im Staat Michigan mit einer Schicht von gerade einmal 75 mm unter Verwendung eines Dreikant-Betonstahlgewebes durchgeführt wurde. Die meisten der frühen Projekte waren stark bewehrt und wiesen Dicken zwischen 75 mm und 150 mm auf. Sie wurden zur Verstärkung und Ertüchtigung der ursprünglich vorhandenen Befestigung aus Stein, Pflaster oder Beton gebaut. Gestartet mit dem 1916 begonnenen Projekt, wurden in den weiteren 40 Jahre viele Betonerneuerungen mit unterschiedlichsten Aufbauten (einfacher und konventionell bewehrter Beton, durchgehend bewehrter und faserbewehrter Beton) im ganzen Land gebaut. Der Autor betont, dass die Betoninstandsetzung eine praktikable Möglichkeit ist, die Lebensdauer auf bestehenden Straßenbefestigungen, ob Asphalt oder Beton, ohne grundhafte Erneuerung zu verlängern. Diese längere Nutzungsdauer, verbunden mit angemessenen Herstellungskosten (primäre Kosten) und einem Minimum an Unterhaltungsaufwand ergeben über den gesamten Betrachtungszeitraum gesehen niedrigere Life Cycle Costs - wie Ergebnisse der LCC - Analyse zeigen, als die der sonst erforderlichen mehrfachen Erneuerung der Befestigung. Die niedrigeren Kosten gehen einher mit einem höheren Niveau der Nutzbarkeit und einer minimalen Unterbrechung des Verkehrs durch Betonerneuerungen.

[95] beschreibt in seiner Veröffentlichung Entwurf und Konstruktion einer 6-inch (ca. 150 mm) dicken bewehrten Betonüberdeckung ohne Verbund auf einer 20 Jahre alten durchgehend bewehrten Betonstraßendecke in Mississippi im Jahr 1981. Die vorhandene Betondecke war ein Versuchsprojekt mit verschiedenen Aufbauten. Der Bereich der gleichmäßig bewehrten Betondecke erforderte eine neue Überdeckung. Die Schwierigkeiten mit der 20 Jahre alten Fahrbahn, Entwurf und Bauabläufe, Vertragspreisgestaltung, Verkehrskontrollmaßnahmen und Auswertungen nach der Fertigstellung werden aufgezeigt und aus den zwischenzeitlich gewonnenen Erkenntnissen werden Empfehlungen gegeben wie beispielsweise eine statistikorientierte Qualitätssicherung für starre Aufbauten, die Nutzung der Sperrung einer Richtungsfahrbahn und die monolithische Befestigung eines unbewehrten Seitenstreifens neben der rechten Fahrspur.

In zwei Dokumentationen wird über Whitetopping-Projekte in Montana berichtet. Ein Projekt aus dem Jahr 1999 [96] –Thin Whitetopping Bonded Composite – wurde 2003 durchgeführt. Der entsprechende geschädigte Bereich bestand aus Betonplatten auf einer Länge von 58 m mit Längs- und Querrissen, deren Zustand sich innerhalb von 6 Wochen rapide verschlechtert hatte. Der gewählte Whitetopping-Aufbau lag bei 90 mm Asphalt auf 130 mm Beton. Die festgestellten Schadensbilder ließen auf keinen ausreichenden Verbund mit der Unterlage schließen, die zu einem Versagen im Bereich der Platten führte. Ursache dafür war neben einer Durchfeuchtung der Asphaltbeton-Schicht das Fehlen einer unterstützenden Konstruktion als Unterlage für die Asphaltbeton-Schicht nach dem Ausschalen. Seit der Sanierung des Bereiches wurden keine neuen Schäden festgestellt. Mit dem zweiten dokumentierten Projekt in Montana [97] – Thin Whitetopping Overlay Composite – von 2001 entschied sich die Straßenbauverwaltung in Montana für ein Projekt mit geringem Aufwand zur Sanierung eines 0,9 km langen Abschnittes auf einem Highway. Der gewählte Aufbau bestand aus einer ca. 38 mm dicken Asphaltbetonschicht auf 100 mm Portlandzement. Eine flexible Schicht verbindet diesen Aufbau mit einer starren Schicht mit dem Ziel, Spurrillen und plastische Verformungen zu verhindern.

In einem Erfahrungsbericht des Staates Illinois [98] wird über verschiedene Sanierungsmöglichkeiten, die erprobt wurden, berichtet. Dabei kamen Betonschichten mit und ohne Verbund, Whitetopping sowie kombinierte Schichten zur Anwendung. E-

benso wurden verschiedene Rezepturen für den Beton verwendet. Gute Erfahrungen wurden bei Whitetopping über 125 mm ohne Verbund auf einer flexiblen Unterlage gemacht. Probleme bereiteten insbesondere bei den dafür vorgesehenen Abschnitten die Herstellung des Verbundes sowie der Fugen.

1981 wurde im Staat New York eine Betondecke von 3 inch Dicke (76 mm) mit Verbund auf einem Interstate Highway gebaut. [99] erläutert die Verstärkung des vorhandenen Aufbaus auf der 23 Jahre alten geschädigten Fahrbahn, um dadurch eine langlebige Überdeckung zu erreichen. Die I-81 ist ein 6-spuriger Interstate Highway mit einem jährlichen Mittel des täglichen Verkehrs von 23.000 Fahrzeugen und 8 % Schwerlastanteil. Die Betondecke wurde über alle Spuren auf einer Länge von 3 Meilen aufgebracht, um ausgedehnte und sich verschlechternde längs- und querverlaufende Risse, verursacht durch poröse grobkörnige Zuschläge im bestehenden Beton, zu beseitigen. Die Verstärkung des Oberbaus ergab einen ausreichenden Verbund mit der Unterlage. Bis heute ist kein Durchschlagen der Risse zu verzeichnen.

In einer Fallstudie von [100] wird eine innovative Sanierungsmaßnahme für eine Autobahnzufahrt präsentiert, die bei einer hochbelasteten Fernstraße in Kalifornien im Rahmen eines Long-life Pavement Rehabilitation Strategies (LLPRS) Programms angewendet wurde. Die 4,5 km lange Strecke, bei der in beiden Fahrtrichtungen die LKW-Fahrbahnen schwer beschädigt waren, wurde innerhalb von nur zwei Sperrungen in jeweils 210 h über einen Zeitraum von 9 Tagen, bei denen je eine durchgehende Fahrspur aufrechterhalten wurde, wiederhergestellt. Die Studie bestätigt die bei der Ausführungsvorbereitung angenommenen Abschätzungen über Bauablauf und mögliche Verkehrsbehinderungen, die sehr nahe mit den während der Bauausführung gemessenen Daten übereinstimmen und bietet die Möglichkeit, Schnellstraßen-Analyse-Tools für künftige Projekte zu validieren, zu kalibrieren und so zu verbessern, dass über alle Planungs- und Bauphasen gesehen ein gemeinsames optimales Ergebnis erzielt werden kann.

Auch in anderen europäischen Ländern wurden erste Erfahrungen mit Whitetopping gemacht. Zu nennen ist hier Schweden mit einer ersten Teststrecke 1989 und weiteren Tests in den Jahren 1993-1995 sowie erfolgreiche Anwendungen in Frankreich und Italien [101]. Whitetopping als Instandsetzungsverfahren wurde 1997 auch in

Österreich erprobt. Dabei wurde eine bestehende Asphaltdecke 100 mm tief abgefräst und entsprechend hochwertiger Straßenbeton mit Stahlfasern ohne Bewehrung wieder aufgebracht. Die Scheinfugen wurden in Abständen bis 1,25 m geschnitten. 2004 wurde in der Schweiz eine Whitetopping -Versuchsfläche auf einer mit Schwerverkehr stark belasteten Kreuzung realisiert [102, 103]. Der stark verformte Asphaltbelag musste auf 120 mm Tiefe abgefräst werden. Damit wurde auch die gewünschte Rauigkeit für den Verbund erreicht. Zur Anwendung kam ein Luftporenbeton C30/37 mit Stahlfasern. Die Fugen wurden weder verdübelt noch verankert. Die Schnitttiefe betrug ein Drittel der Plattendicke, die Plattenabmessungen ca. 1,5 m. Die Oberflächenstrukturierung erfolgte mit Besenstrich. Durch das Einstreuen eines Hartstoffes wurde für die Kurvenbereiche eine hohe Griffigkeit erzielt. Die Whitetopping - Bauweise war zwar etwas teurer als Asphalt, langfristig relativieren sich die höheren Investitionskosten jedoch durch den geringen Unterhalt und die Dauerhaftigkeit.

[104] berichtet in seiner Veröffentlichung über die Sanierung einer Strecke in Südafrika nahe Paarl in Western Cape. Im Rahmen eines Joint Venture wurde hier für die Sanierung einer 4,2 km langen hochbelasteten Schwerverkehrsspur (ca. 20 % Anteil am DTV) eine Bauweise mit UHPC erfolgreich entwickelt und eingebaut. Nach Abfräsen der vorhandenen Asphaltdecke (bis 80 mm) wurde die darunterliegende Schicht entspannt und mit Bitumen stabilisiert. Nach Aufbringen einer 30 mm dicken Ausgleichsschicht wurde die durchgehend bewehrte ultradünne Schicht aus hochfestem Beton unter Verwendung von Stahlfasern und eines Stahlfasergeflechtes eingebaut.

[105] hat Whitetopping-Projekte mit UTW- und TW-Schichten zusammengestellt, die in einem Zeitraum zwischen 1995 und 2005 in den USA und Canada gebaut wurden (siehe Anlagen, Tabellen A 1 – A 4). Die Dicken der Betondecken liegen zwischen 50 und 152 mm (2“ bis 6“) auf einer Asphalt- oder Betontragschicht. Verschiedene Fugenabstände kamen dabei zur Anwendung. Je dicker Whitetopping bemessen wurde, desto größer wurden die Fugenabstände gewählt. Die meisten Whitetopping-Projekte in UTW wurden in Kreuzungsbereichen gebaut, andere in Abbiegespuren oder Ausfahrten. Projekte in TW kamen hauptsächlich bei der Sanierung von Highways zur Anwendung.

Ganz wichtig ist für die Verwendung des Whitetopping in Nordamerika die Abschätzung der Menge und Art des Verkehrs, dessen die Straße ausgesetzt ist. Die einzigen Fahrzeuge, die der Straße „schaden“ können, sind LKW. Die anderen werden für die Bemessung nicht berücksichtigt. Für untergeordnete Straßen wird die Anzahl der LKW nicht eigens aufgeführt. Ein ähnliches Vorgehen erfolgt mit der Dimensionierung des Oberbaus nach RStO 01 in Deutschland. Der gesamte Verkehr wird AADT – durchschnittlicher jährlicher täglicher Verkehr – genannt und beinhaltet alle Fahrzeuge, wobei der AADTT – der durchschnittliche jährliche tägliche Schwerlastverkehr - nur die LKW berücksichtigt. Die Achslasten werden hier mit 80 kN allgemein niedriger angenommen als in Deutschland mit zulässigen Achslasten von 120 kN.

Empfohlen wird bei Whitetopping auf Asphaltaufbauten eine verbleibende Asphaltstärke von mindestens 75 mm unter der UTW-Schicht nach dem Abfräsen. Weiterhin finden folgende Faktoren Berücksichtigung:

- Geplante Lebensdauer
- Dicke der unterliegenden Asphaltschicht
- Durchschnittliche Biegefestigkeit des Betons
- Dicke der UTW-Schicht
- Fugenabstände
- Untergrund k-Wert

Nicht für alle der durchgeführten Whitetopping-Projekte [105] konnten im Nachhinein entsprechende Informationen zur Rauigkeit, Oberflächenbelastung, Griffigkeit, Durchbiegung und Verschlechterung zur Verfügung gestellt werden, um eine zuverlässige Abschätzung für die notwendige Unterhaltung treffen zu können wie mit dem sogenannten verwendeten Gebrauchswertindex (Utility Index) PSI. Insgesamt kann jedoch festgestellt werden, dass bei den untersuchten Projekten die herkömmlichen Whitetopping-Schichten kaum einer Unterhaltung bedurften im Gegensatz zu den UTW-Schichten. Diese waren wesentlich empfindlicher gegenüber Unstetigkeiten während der Bemessung und der Bauphase und zeigten nach dem Einbau teilweise Längs- und Querrisse, Eckabbrüche an den Kanten der Betonplatten, mangelnden Verbund und Hohlräume zwischen Betonschicht und der darunter liegenden Schicht.

Projekte in Deutschland

Whitetopping-Projekte in Deutschland beschränken sich bisher auf Sanierungen kleineren Umfangs im innerstädtischen Bereich, Zufahrten und im Gleisbereich von Straßenbahnen. Praktische Erfahrungen liegen meist nur in diesem Rahmen mit entsprechenden Testfeldern vor. Im Folgenden werden hier einige Projekte kurz vorgestellt [107]:

Ein erster Whitetopping-Versuch wurde 2004 auf der Werkstraße eines Zementwerks in Geseke durchgeführt [63]. Die gesamte Versuchsfläche hatte eine Größe von 250 m², innerhalb dieser sechs verschiedene Versuchsfelder angelegt wurden. Zum Einsatz kamen dabei sowohl dünne Schichten mit Einbaudicken von 140 mm als auch ultradünne Schichten mit Einbaudicken von 100 mm auf einer unterschiedlich dick ausgeführten Asphalttragschicht mit einer mineralisch basierten Haftbrücke. Bei einer Versuchsfläche auf ca. 50 m² wurde ein Ultra-Hochfester Beton mit einer Dicke von 45 mm fugenlos eingebaut. Die Schicht war mit Bewehrungsmatten versehen, die mit der gefrästen Unterlage kraftschlüssig mittels Dübel verbunden war.

In Darmstadt wurde 2007 im Zuge von Erneuerungsarbeiten an der Straßenbahn-Gleisstrasse Rheinstraße der Mittelstreifenbereich für den Busverkehr saniert mit gravierenden Schadensbildern im Haltestellenbereich in Form von Verdrückungen und Spurrillen der Gussasphaltdeckschicht. Nach der Herstellung von Testfeldern im Vorfeld der Sanierung kam die bewehrte, fugenlose Bauweise mit einem schwindarmen fasermodifizierten Beton zur Anwendung. Als Lastfall wurde hier der Fall „Busverkehrsflächen im Gleisbereich von Straßenbahnen“ zugrunde gelegt. Die dünne UTW-Schicht wurde mit Verbund zur vorhandenen Unterlage hergestellt. Zur Sicherstellung des Verbundes wurde auf der Unterlage eine doppelagige, verschweißte Mattenbewehrung (2 x Q 188) mit Schwerlastanker (5 Stck/m²) befestigt. Bis jetzt befindet sich die Strecke in einem hervorragenden Zustand.

Ein weiteres Projekt war 2008 die Sanierung einer Tanklagerzufahrt in Stuttgart auf einer Fläche von 36 m² mit UTW. Die vorhandene Asphaltbefestigung wies starke Spurrillen und punktuelle Verdrückungen auf. Nach Abfräsen auf eine Tiefe von 100 mm wurde ein schwindarmer fasermodifizierter Beton mit dieser Schichtdicke

von 100 mm eingebaut. Bedingung war eine Verkehrsfreigabe nach bereits 30 Stunden. Auch hier ist ein hervorragender Gebrauchszustand zu verzeichnen.

Ebenfalls im Jahr 2008 erfolgte die Sanierung einer Lagerfläche einer Rohstoff- und Recycling-Firma in Stuttgart. Die 150 m² große Fläche war aufgrund der starken mechanischen Beanspruchung stark geschädigt. Der vorhandene Beton wurde in einer Tiefe von 60 bis 110 mm abgetragen. Der schwindarme fasermodifizierte Beton wurde mit Schichtdicken zwischen 100 und 150 mm eingebaut. Die Schein- und Pressfugen der darunter liegenden Betonschicht wurden mit aufgenommen.

Erste Versuche, Whitetopping auch auf Autobahnen als Sanierungsvariante einzusetzen, zeigen die im Folgenden beschriebenen Projekte. Besonders interessant ist das Whitetopping-Projekt [108, 109] an der BAB A 99 im Bereich der AS Ottobrunn, welches 2008 durchgeführt wurde. Aufgrund der hohen Belastungen wies die Zu- und Abfahrt der Anschlussstelle im Bereich der LSA starke Verdrückungen und Spurrillen auf, was auch zu einer Beeinträchtigung der Verkehrssicherheit führte. Die vorhandene Bauklasse nach RStO 01 entsprach in etwa der Bauklasse IV und war somit für die vorhandene Verkehrsbelastung unterdimensioniert. Im Vorfeld wurden Probefelder hergestellt, um die aus den Eignungsprüfungen untersuchten Betonrezepturen unter baupraktischen Bedingungen zu testen. Der Bestand wurde auf einer Fläche von insgesamt 6.500 m² um 20 mm abgefräst und mit einer 140 mm dicken Betonschicht mit Waschbetonoberfläche überbaut. In Anlehnung an die Erfahrungen vorheriger Whitetopping-Projekte kam ein schwindarmer fasermodifizierter Beton mit schwindreduzierendem Zusatzmittel und Kunststofffasern zur Anwendung. Die Herstellung erfolgte mittels Gleitschalungsfertiger. Mit diesem Projekt wurde gezeigt, dass nicht nur vorhandene Schäden saniert wurden, sondern auch der unterdimensionierte Aufbau entsprechend den Erfordernissen ertüchtigt wurde.

Auch in Nordrhein-Westfalen wurden auf der BAB A 61 im Bereich Bergheim 2010 im Zuge einer Erhaltungsmaßnahme verschiedene Betonbauweisen erprobt mit dem Ziel, größere Plattenabmessungen und damit verbunden eine geringere Anzahl von Längs- und Querscheinfugen zu erhalten, welches zu einem verbesserten Fahrkomfort, zu geringeren Kosten (bei Instandsetzungsmaßnahmen) und zu einer Reduzierung des Unterhaltungsaufwandes führen soll. Der Whitetopping-Abschnitt war 245

m lang mit Plattenabmessungen von 6,75 x 5,00 m, einer Betondeckendicke von 140 mm auf 220 mm ATS (angefräst) mit Haftbrücke zwischen ATS und Betondecke, CEM I 42,5 N, Betonfestigkeit C 30/37 und Stahlfasern, Schwindreduzierer sowie einer Oberflächentextur Besenstrich quer.

Aus den wenigen Beispielen wird deutlich, dass sich die Bauweise Whitetopping mit Normalbeton bzw. fasermodifiziertem Beton in Deutschland noch im Erprobungsstatus befindet. Unmittelbare Schlussfolgerungen aus technischer und wirtschaftlicher Sicht können zurzeit nicht gezogen werden, da Langzeiterfahrungen fehlen. Es zeigt sich aber, dass das Interesse und der Forschungsbedarf für solche neuen Bauweisen stetig zunehmen, wie auch die Erarbeitung des Merkblattes für Whitetopping (MWT) durch die Arbeitsgruppe Betonstraßen der FGSV zeigt. Dieses behandelt Planung und Ausführung von Erhaltungs- und Neubaumaßnahmen mittels Whitetopping.

Inzwischen stehen neue leistungsfähige Betone und Bauweisen zur Verfügung, die gegenüber den vorgenannten herkömmlichen Whitetopping-Bauweisen mit Normalbeton zusätzliche technische und wirtschaftliche Vorteile erwarten lassen. Hierauf wird im Folgenden eingegangen.

5. WHITETOPPING-BAUWEISEN MIT HOCHLEISTUNGSBETON

5.1 Baustoffe

5.1.1 Hochfester Beton - HPC

Die Entwicklung im Bauwesen geht dahin, Betone mit höheren Druckfestigkeiten anzuwenden. Gerade mit hohen Festigkeiten verbessern sich Eigenschaften wie Widerstand gegen äußere chemische und mechanische Beanspruchungen und verbessern damit die Dauerhaftigkeit von Betonen, die für Anwendungen im Bereich der Infrastruktur in Frage kommen. Ein erster Schritt war der sogenannte „Hochfeste Beton“, der bereits in der Betonnorm DIN 1045-2 [67] beschrieben ist. Aus dem Begriff „Hochfester Beton“ entwickelte sich der Begriff „Hochleistungsbeton“, zu dem z.B. auch „Selbstverdichtender Beton“ zählt. Die derzeitigen Einsatzbereiche für höherfeste Betone sind vor allem:

- Druck- und biegebeanspruchte Bauteile
- Bauteile mit hoher mechanischer Belastung
- Industrieböden, Straßen, Wasser- und Abwasserbauteile
- Chemisch beanspruchte Bauteile
- Verbund- und Stahlkonstruktionen

Hochfester Beton nach DIN 1045-2 unterscheidet sich von normalfestem Beton durch einen dichteren und festeren Zementstein und den verbesserten Verbund zwischen Matrix und Gesteinskörnung, der in erster Linie auf den niedrigeren w/z-Wert von rd. 0,30 bis 0,35 und auf die Verwendung von Zementen der Festigkeitsklasse von mind. 42,5 R, der Beimengung von Silikastaub sowie teilweise auch höhere Mehlkorngelalte (Zemente und Zusatzstoffe) zurückzuführen ist. Aus diesem Grund sind die Festigkeit mit rd. 70 bis rd. 115 N/mm² und der E-Modul höher. Der niedrigere w/z-Wert verringert zudem das Trocknungsschwinden. Die Zwangsspannungen in einem Bauteil aus HPC können dagegen bei höherem Zementgehalt bis rd. 500 kg/m³ Beton durch die größere Hydratationswärme und das erhöhte autogene Schwinden größer sein als bei üblichem Straßenbeton.

Ziel einer Arbeit von [110] war es, die Eignung von Hochleistungsbeton mit Druckfestigkeiten zwischen 67 und 77 N/mm² für Verkehrsflächen zu überprüfen, die Tragfähigkeit des Bauteils zu erhöhen und die Gebrauchstauglichkeit der Oberfläche dauerhafter zu gewährleisten. Der untersuchte „Hochleistungs-Straßenbeton“ unterschied sich vom üblichen, normalfesten Straßenbeton im Wesentlichen nur durch einen deutlich geringeren w/z-Wert von 0,36 N/mm², einen höheren Zementgehalt von 420 kg/m³ und zusätzlichen 17 kg/m³ Silikastaub. Auch ermöglicht die effektiv erhöhte Tragfähigkeit beim Neubau einer Betonfahrbahndecke mit üblicher Deckendicke von 260 bis 300 mm höhere Verkehrslasten. Beim streifenweisen Ersatz unterdimensionierter Fahrstreifen (z.B. Lastfahrstreifen) kann die Deckendicke der „alten“ Nachbarstreifen von beispielsweise nur 220 mm beibehalten und die Tragfähigkeit dennoch erhöht werden.

Ziel und Inhalt eines Whitetopping-Projektes [1, 2] im Auftrag der BAST war es, für die Instandsetzung ermüdeter Betonfahrbahn eine Deckschicht aus bewehrtem, fugenlo-

sem Hochfestem und Ultra-Hochfestem Beton zu entwickeln und zu erproben. Dazu gehörte u.a. die Dimensionierung der Schicht aus HPC und UHPC mit entsprechenden Bemessungsansätzen, die Untersuchung und Erprobung unter labortechnischen Bedingungen, die Entwicklung der geeigneten Rezepturen sowie Untersuchungen zur Verarbeitbarkeit, zum Einbau und dem Verhalten in der Praxis.

Die mit Matten durchgehend bewehrte fugenlose Deckschicht wurde so dimensioniert, dass der mit einer HPC-Schicht verstärkte Gesamtaufbau die Verkehrslasten ebenso dauerhaft erträgt wie ein herkömmlich grunderneuerter Straßenaufbau. Der in der folgenden Tabelle 3 angegebene HPC wurde mit rd. 1 Vol.-% feinen Stahlfasern verstärkt, um seine Zugfestigkeit zu erhöhen. Die Bewehrung wurde zudem so bemessen, dass der zentrische Zwang nur zu einer Rissweite von höchstens 0,1 mm führte, damit trotz geringer Überdeckungsdicke auch bei Tausalzangriff die Bewehrung nicht korrodiert.

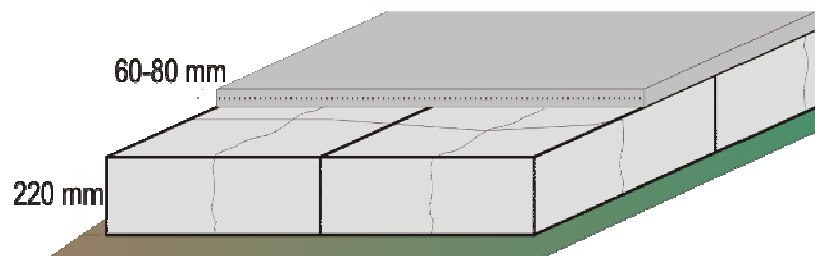


Abb. 9 Ultra-dünner Whitetoppingaufbau auf einer abgängigen Betonfahrbahndecke mit Hochfestem/Ultra-Hochfestem Beton [1, 2]

Die Dimensionierung ergab bei wirksamem Verbund zur Unterlage für die weiteren Versuche an praxisnahen Modellaufbauten für eine - später nicht ausgeführte - Deckschicht aus UHPC eine Mindestdicke von 60 mm, für diejenige aus HPC eine Mindestdicke von 80 mm. Als Bewehrung wurden Matten (BSt 500 M (A), Teilung 65/50 mm) mit einem Stabdurchmesser von 8 mm gewählt [78]. Die theoretischen Ergebnisse wurden durch dynamische Schwellversuche an einem realitätsnahen 5 m langen und 2,5 m breiten Modellaufbau validiert. Als Belastung wurde beim UHPC eine jeweils sinusförmig pulsierende Last mit einer Oberlast von 60 kN (Achslast 120 kN) bzw. 70 kN (140 kN Achslast) beim HPC aufgebracht. Bis zum Ende des

Versuchs nach 1 Mio. Lastwechseln blieben die Einsenkungen nach der Konsolidierung bei beiden Aufbauten konstant.

Auf dieser Grundlage wurde im Sommer 2008 auf einem 4 m breiten Parkstreifen für schwere Lkw eines Autobahnparkplatzes an der BAB A2 eine 225 m lange Versuchsstrecke mit der Whitetopping-Decke aus HPC gebaut. Die Versuchsstrecke wurde in drei je 75 m lange Abschnitte unterteilt. Die Decken wurden teilweise mit Stahlankern fest mit der Betontragschicht verbunden, in einem Abschnitt wurde kein Verbund erzielt. Der hochfeste Beton mit einer Druckfestigkeit von rd. 130 N/mm² ließ sich mit einem herkömmlichen Straßenfertiger problemlos einbauen und vollständig verdichten. In die Oberfläche ließ sich mittels Oberflächenverzögerer und anschließendem Ausbürsten nach rund 6-8 h eine wirksame Waschbetonstruktur einbringen.

Nachfolgend sind die im Rahmen des Projektes entwickelten und praktisch erprobten Rezepturen eines hochfesten Betons aus dem vorstehend beschriebenen Forschungsprojekt [1, 2] und eines frühhochfesten Betons gem. TL Beton-StB 07 in Tab. 3 gegenübergestellt:

Tab. 3: Betonrezepturen

Ausgangsmaterial	Frühhochfester Straßenbeton [50] [m³]	Hochfester Beton [1, 2] [m³]
Wasser	145 kg	140 kg
Zement	CEM I 42,5 R 380 kg	CEM I 42,5 R 400 kg
Betonzusatzmittel: Luftporenbildner Fließmittel	0,60 % (v. Zementgewicht) 3,00 % (v. Zementgewicht)	- 1,5 % (v. Zementgewicht)
Gesteinskörnung	1.900 kg 570 kg (0/2, fein) 285 kg (2/8, ungebr., grob) 1.045 kg (11/22, gebr., grob)	1.984 kg 710 kg (0/2, fein) 80 kg (Silikastaub) 597 kg (2/5, ungebr., grob) 597 kg (5/8, gebr., grob)
w/z	0,39	0,35

5.1.2 Ultra-Hochfester Beton - UHPC

Ultra-Hochfeste Betone sind äußerst gefügedichte Betone mit Druckfestigkeit von über 150 N/mm² bis zu 250 N/mm². Der Zementanteil beträgt je nach Zusammensetzung 400 bis 900 kg pro m³ Beton und der Anteil an Silikastaub zwischen 50 und 250 kg/m³. Der Wasserzementwert liegt nur bei rund 0,22-0,25, der Wasser-Bindemittelwert (Zement und Silikastaub) zwischen 0,19 und 0,22. Mit Hilfe entsprechend wirksamer und leistungsfähiger Fließmitteln auf PCE-Basis kann trotz dieses sehr niedrigen Wasserzementwertes eine für Straßenbau übliche plastische Betonkonsistenz eingestellt werden. Das Eindringen schädigender chemischer Substanzen, das bei Normalbeton durch den höheren Anteil an Kapillarporen möglich ist, wird weitgehend vermieden, weil gefügedichte HPC und UHPC praktisch kapillarporenfrei sind. Dadurch wird die Dauerhaftigkeit des Betons erheblich verbessert. Korrosions- oder reaktionsfördernde Stoffe – wie etwa Alkali- und Chloridionen des Tausalzes – können nicht mehr ein- und bis zur Bewehrung durchdringen. Dadurch ist die Korrosionsgefahr für die Bewehrung ebenso verringert wie auch eine mögliche Alkali-Silikat-Reaktion.

Die Verwendung von HPC und UHPC in Kombination mit einem hohen Anteil an Bewehrung (Stahlfasern, Bewehrungsstahl und/oder –draht) ist auch bekannt unter dem Namen Kompakter Bewehrter Beton (Compact Reinforced Concrete) [111]. Er wurde durch Hans Henrik Bache und Mitarbeitern von Aalborg Portland Zement 1986 entwickelt für die Verstärkung von bestehenden oder für den Bau neuer Konstruktionen. Mit der Anpassung des Originalkonzeptes und der Entwicklung einer umfangreichen Bandbreite von HPC und UHPC–Varianten kann der „Compact Reinforced Concrete“ für eine ganze Reihe von Einsatzgebieten, vom Fertigteil über Industrieböden bis hin zum Ortbeton für Sanierungen im Straßenbau verwendet werden.

Bedeutende neue Erkenntnisse über UHPC erbrachte das Schwerpunktprogramm „Nachhaltiges Bauen mit UHPC“ der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) [112], das 2005 begann. Es basiert wesentlich auf den Erkenntnissen der Universität Kassel. Im Rahmen dieses Programms, an dem 20 Forschungsstellen beteiligt sind, werden die technologischen Randbedingungen untersucht, unter denen UHPC auch unter Baustellenbedingungen produzierbar hergestellt werden kann. Zudem umfasst

das Programm umfangreiche Untersuchungen zur sachgerechten Bemessung und Konstruktion von Bauwerken mit UHPC. Ziel ist es, auf der Basis der umfassenden wissenschaftlichen Erkenntnisse eine Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton zu gestalten, die eine allgemeine Anwendung des neuen Baustoffes im Hoch-, Industrie- und Verkehrsbau ermöglicht. Weitere Informationen zur Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung von und mit Ultra-Hochfestem Beton können [113, 114] entnommen werden. Für die Anwendung als Hochleistungs-Straßenbeton sind dabei zusammenfassend die folgenden Eigenschaften von besonderer Bedeutung:

- ein höherer Chlorid- und Alkali-Diffusionswiderstand
- eine hohe Duktilität durch eine ausreichende Menge an hochfesten Stahlfasern
- eine signifikant höhere ausnutzbare Biegezugfestigkeit bei der Anwendung für nichtbewehrte Fahrbahndecken
- eine günstige Interaktion zwischen Fasern und herkömmlicher Bewehrung bei der Aufnahme sowohl von zwangs- als auch von lastinduzierten Spannungen
- ein hoher Frost-Tausalz-Widerstand ohne zusätzliche Maßnahmen.

5.1.2.1 UHPC im konstruktiven Bereich

Erstmals wurde UHPC im Brückenbau 1997 beim Bau der Sherbrooke Footbridge in Kanada (Spannweite 60 m) und beim Umbau des Atomkraftwerks Cattenom verwendet. In Südkorea wurde 2002 eine Fußgängerbrücke (Spannweite 120 m) als Zugang zu einem Fußballstadion teilweise mit UHPC hergestellt. Als österreichisches Pilotprojekt ist die Wildbrücke bei Völkermarkt zu nennen, die als erste Bogenbrücke in faserbewehrter UHPC-Bauweise (UHPFRC) konzipiert ist. Ein Bogenpaar überspannt bei einer Gesamtlänge von 157 m ca. 70 m.

[116] und [117] berichten über die Entwicklung von UHPC- Brückendeckensystemen für kurze, mittlere und weit gespannte Brücken. Das vorgeschlagene Brückendeckensystem beinhaltet vorgefertigte Deckplatten aus vorgespannten sogenannten Waffeln oder Rippen mit einer Solldruckfestigkeit von 172 bis 193 MPa. Die Entwicklung um-

fasst die Modellierung und die Optimierung der Geometrie ebenso wie statische Tests und Ermüdungstests.

Vor dem Bau der ersten größeren Brücke aus UHPC in Deutschland im Jahre 2007, der Gärtnerplatzbrücke in Kassel, wurden bereits kleinere Fußgänger- und Radfahrerbrücken in der Gemeinde Niestetal in Hessen gebaut [118]. Die über die Fulda verlaufende Gärtnerplatzbrücke ist etwa 132 m lang und eine hybride Stahl-UHPC-Konstruktion. Die trotz einer Bemessungslast von 60 kN minimal nur rd. 85 mm dicken Deckenplatten aus quer vorgespanntem UHPC wurden mit den sehr filigranen, bis zu 36 m langen Obergurten mit einem Querschnitt von nur 300 mm x 400 mm dauerhaft tragend verklebt [113, 119, 120, 121].

Die Gärtnerplatzbrücke lieferte auch wertvolle Anregungen für die Gestaltung von dauerhaften Whitetopping-Belägen im Verbund mit einer Asphalt- oder Betonunterlage. Erstmals in der Welt wurden hier konstruktive vorgefertigte Bauteile aus Beton mit einem Epoxidharzklebstoff dauerhaft lastübertragend miteinander verklebt [121]. Inwieweit die nach 4 Jahren positiven Erfahrungen auf hoch beanspruchte Verkehrswege übertragen werden können, muss durch Versuche überprüft werden. Gelingt es, Whitetopping-Beläge frisch-in-frisch in einen mineralischen oder einen kunststoffbasierten Klebemörtel als Haftvermittler zu verlegen und wäre der so geschaffene Verbund dauerhaft, so würde damit ein wesentlicher Beitrag zur Wirtschaftlichkeit der Bauweise geleistet, weil die arbeits- und kostenintensive Verankerung mit Stahllankern entfallen könnte. Da bislang keine Erfahrungen aus dem Straßenbau vorliegen, wird diese Möglichkeit in der vorliegenden Arbeit nicht weiter untersucht.

Für die Betrachtungen über Betonbauweisen aus UHPC sind auch Anwendungen von Betonbelagssystemen auf bestehenden Brückenbauwerken hilfreich, die als Sanierungsmethoden aus technisch/wirtschaftlicher Sicht durchaus eine interessante Alternative darstellen [122]. Vornehmlich 4 Konzepte kommen dabei zur Anwendung:

- Kompositbelag im Verbund (100-120 mm, 40-50 mm)
- bewehrter Betonbelag mit reduzierter Stärke auf einer Abdichtung (160-200 mm)

- unbewehrter Betonbelag auf einer Abdichtung (240-280 mm)
- Betonbelag im Verbund zum Beton der Brücke (100-120 mm)

In den Niederlanden und Dänemark wurde ein neues innovatives Instandsetzungssystem entwickelt und angewendet, welches die Lebensdauer von orthotropen Fahrbahnplatten von Stahlbrücken verlängert [123]. Die Eigenschaften dieser mit Fasern verstärkten, durchgehend bewehrten Schicht aus Hochleistungsbeton (Druckfestigkeit ca. 150 N/mm², 50 mm dick mit 18 mm Stahlüberdeckung) ermöglichen die Verringerung der lokalen Biegespannungen im Deckblech um bis zu 80 % und lösen somit das Problem der Ermüdungsrisse im Stahl. Der Verbund zwischen den Systemen wird durch eine Schicht aus Zweikomponenten-Epoxydharz oder durch Stahlanker erreicht. Die sehr geringe Betondeckung führte zu keinen Nachteilen, da durch das feste Gefüge und die Kapillarporen kein Chlorid aus dem Tausalz bis zur Bewehrung vordringen kann.

Der Ansatz, ein Stahlbrückendeck mit bewehrtem UHPC zu verstärken, wird in der Arbeit von [124] untersucht. Das Biegeverhalten einer zusammengesetzten Deckplatte wurde, basierend auf Zug- und Biegezugversuchen, modelliert. Anhand der Ergebnisse der Simulation wurde festgestellt, dass die zusätzliche UHPC-Schicht die Tragfähigkeit des Brückendecks steigern kann, einerseits durch die Aufnahme der Zugbeanspruchung über Rissen und andererseits durch eine einheitliche Verteilung der Risse. Eine Referenz dafür ist der Wiederaufbau der Calandbrücke, welche 2003 mit einem neuen Brückendeck aus Ultra-Hochfestem Stahlfaserbeton (UHPFC) versehen wurde.

Eine Studie von [125] erläutert die Sanierung oder vorbeugende Verstärkung mit Schichten aus Ultra-Hochfestem faserbewehrtem Beton. Dabei wurden erfolgreich verschiedene Methoden in Kombination mit eingepprägten Makrotexturen auf der Plattenoberfläche und spezieller Oberflächenbehandlung untersucht. Der Verbund zur Unterlage wurde verbessert durch eine Grundierung mit Epoxydharz und eine unregelmäßig strukturierte Oberfläche der darunter liegenden Plattenoberfläche.

In [126] wurde ein Konzept für die Wiederherstellung von Brückendecks aus Beton in der Schweiz vorgestellt. Der Grundgedanke dabei ist, eine dünne, nur etwa 40 bis 80

mm dicke Schicht aus einem hoch duktilen faserbewehrten Beton (UHPFRC) mit sehr hohem Fasergehalt von rund 6 Vol.-% hochfesten Stahlfasern auf solche Zonen von Betonbauwerken aufzubringen, die stark von der Witterung und/oder hohen mechanischen Lasten abgenutzt oder geschädigt wurden und/oder die hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit verstärkt werden sollen. Dieses in [126] als wirtschaftliche Lösung dargestellte Konzept ist generell auch für die Instandsetzung hoch belasteter Fahrbahnen interessant, weil durch den hohen Fasergehalt unter Umständen Risse in der darunter liegenden, ermüdeten alten Fahrbahndecke überbrückt werden können.

In [127] wird dagegen davon ausgegangen, dass sich durch die Zugabe von Mikro-stahlfasern die Duktilität und das Zugtragverhalten von UHPC zwar deutlich verbessern lassen. Dennoch wird die erreichbare Zugfestigkeit auch bei sehr hohem Fasergehalt als gering im Vergleich zur Wirkung von üblicher Stahlbewehrung eingeschätzt. Weiterhin werden die Materialkosten des UHPC mit zunehmendem Fasergehalt deutlich höher, so dass aus wirtschaftlichen Gründen empfohlen wird, Betone mit hohen Druckfestigkeiten nur bei vorwiegend auf Normalkraft beanspruchten Bauteilen einzusetzen.

5.1.2.2 UHPC für Fahrbahnen

Die Herstellung von UHPC erfolgt mit handelsüblichen Ausgangsstoffen und bekannter Misch- und Verdichtungstechnik [113] sowohl als Feinkornbeton mit einem Größtkorn bis 1 mm mit einem hohen Zementgehalt von bis zu 900 kg/m^3 als auch mit einem Größtkorn bis zu 16 mm (Zementgehalt z.B. rund 600 kg/m^3 oder weniger). Die Zugfestigkeit beträgt mit rd. 2 Vol.-% feinen hochfesten Stahlfasern ($D/H = 0,19/9$ bis 17 mm) bis zu 15 N/mm^2 und die Biegezugfestigkeit kann bis zu 35 N/mm^2 erreichen. Die Zugabe von Fasern verbessert zusätzlich das gegenüber Normalbeton sehr spröde Verformungsverhalten, der Beton wird duktil. Nachfolgend sind in Tab. 4 als Beispiele für fließfähigen UHPC zwei UHPC-Mischungen dargestellt, die an der Uni Kassel entwickelt wurden [115]. Dabei handelt es sich um einen Feinkornbeton (M1Q) mit einem Größtkorn von 0,5 mm und einen Grobkornbeton (B3Q) mit einem Größtkorn von 8 mm:

Tab. 4: Beispiele von UHPC-Mischungen der Uni Kassel

UHPC	M1Q (Feinkorn- beton) (fließfähig)	B3Q (Grob- kornbeton) (fließfähig)	UHPC Straßenbeton [115]
Zement [kg]	CEM I 52,5 R-NA 733	CEM I 52,5 R-NA 580	CEM III/A 42,5 N 425
Quarzsand 0,125/0,5 mm [kg]	1.008	354	536
Quarzsand 0,6/2 mm [kg]	-	-	285
Basalt 2/8 [kg]	-	711	1.132
Mikrosilica [kg]	230	177	53
Stahlfasern [kg]	192	194	120
Quarzmehl I [kg]	183	325	32
Quarzmehl II [kg]	-	131	-
Fließmittel [L]	28,6	30,4	6,4
Wasser [L]	161	141	103
w/z – w/b	0,42	0,46	0,25 – 0,22

In dem bereits erwähnten Forschungsprojekt [115] wurden ein HPC und UHPC als Straßenbeton mit plastischer, von einem Betonstraßenfertiger verarbeitbarer Konsistenz für eine bewehrte Betonfahrbahndecke entwickelt. Um die Betondeckung über der Bewehrung zu verringern und dadurch die Deckendicke zu optimieren, waren beide Betone praktisch undurchlässig für tausalzbedingte Chloridionen und wiesen ohne LP-Mittel einen ausreichend hohen Widerstand gegen Frost- und Tausalz auf. UHPC ist bekannt für seine gefügedichte Struktur. Ausgehend von den in Tabelle 4 ersten zwei dargestellten fließfähigen UHPC-Mischungen (M1Q und B3Q) wurde durch iterative Änderung der Zusammensetzung – insbesondere durch eine Verringerung des Fließmittelanteils und Austausch eines Teils des Silikastaubes gegen Zement - anhand des Ausbreitmaßes nach DIN 12350-5 eine steif-plastische Konsistenz - mit einem Zielwert von rd. 35 cm eingestellt. Diese optimierte Mischung ist in Tabelle 4 als UHPC-Straßenbeton wiedergegeben.

Durch weitere Optimierungsschritte im Rahmen des vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) finanzierten Forschungsprojektes konnten – wie aus Tabelle 4 zu entnehmen ist - der Bindemittelleimgehalt am Betonvolumen weiter auf

nur rd. 30 Vol.-% signifikant verringert und der Anteil an groben Gesteinskörnungen entsprechend erhöht werden. Dadurch wurde gleichzeitig die Menge der beiden kostenintensivsten Bestandteile des Betons im gleichen Verhältnis gesenkt, so der Zementgehalt auf nur noch 425 kg/m^3 Beton und die Menge an Microsilika auf 53 kg/m^2 . Dieser optimierte UHPC wird auch für die Whitetopping-Bauweise verwendet.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass für die nachstehenden Betrachtungen zur Wirtschaftlichkeit von Whitetopping-Bauweisen aus HPC und UHPC die Erfahrungen aus dem konstruktiven Bereich und aus den bisherigen Untersuchungen und Anwendungen für Fahrbahndecken von Bedeutung sind. So ist für den Einbau sehr dünner Schichten zwingend Verbund mit der Unterlage notwendig, entweder mechanisch oder durch den Einsatz von Haftbrücken. HPC ließ sich problemlos herstellen und einbauen, beim UHPC bestand seinerzeit noch weiterer Optimierungsbedarf, um einen Einbau mit dem Gleitschalungsfertiger zu erreichen. Durch die Gefügedichte von HPC und UHPC wird das Eindringen korrosions- und reaktionsfördernder Stoffe verhindert. Die Überdeckung gegenüber Normalbeton kann entschieden verringert werden. Die Bemessungsrechnungen zeigten, dass theoretisch bei vollem Verbund eine Schichtdicke von 80 mm beim HPC ausreicht.

6. BEMESSUNG DER BAUWEISEN FÜR DIE WIRTSCHAFTLICHKEITSBETRACHTUNG

6.1 Bemessungsverfahren

Als Grundlage für die Wirtschaftlichkeitsberechnungen wurden neben den gewählten Referenzbauweisen zunächst tragfähigkeits-äquivalente Straßenaufbauten ohne und mit Whitetopping-Deckschichten aus HPC und UHPC dimensioniert.

Oberbauten von Verkehrsflächen werden mit Hilfe unterschiedlicher Verfahren bemessen. Die standardisierte Bemessung nach RStO 01 erlaubt die Schichtdickenbestimmung für den jeweiligen Oberbau auf konventionelle Weise. Die aus Gründen der Frostsicherheit und der ausreichenden Tragfähigkeit erforderlichen Schichtdicken sind in dieser Richtlinie in Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung, den unterschied-

lichen Baustoffen und ihrer individuellen Kombination, der örtlichen Frosteindringtiefe und der Gestaltung des Gesamtstraßenaufbaus weitgehend „katalogisiert“. Im Regelfall werden die dort aufgeführten Bauweisen (=Regelbauweisen) ausgeführt.

Sollen Betonfahrbahndecken für einen Einzelfall individuell bemessen werden, kann die RDO Beton 09 [23] herangezogen werden. Grundlage dieser Richtlinie ist wie bei der Bemessung konstruktiver Bauwerke nach DIN 1045 die Dimensionierung nach Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. Weiterhin kommen für eine freie Bemessung zur Anwendung:

- Empirische Bemessung (Rückrechnung von Stoffparametern aus Baustellenversuchen oder Versuchsstrecken)
- Rechenmodelle wie Elastisch-isotroper Halbraum (Boussinesq), Mehrschichtenmodelle (Burmister), Plattentheorie (Westergaard), Näherungsverfahren (Odermark/Eisenmann) mit entsprechenden Einschränkungen bei Stoffeigenschaften, Geometrie und Lasteinleitung
- Finite Elemente Methode (FEM)

Dabei ist die Abbildung nahezu aller dimensionierungsrelevanten Materialeigenschaften möglich. Berücksichtigt werden Inhomogenitäten, statische, quasi-statische und dynamische Lasten und Temperatureinwirkungen. Eine Überlagerung mehrerer Lastfälle ist ebenso möglich wie die Darstellung des elastischen und plastischen Verformungsverhaltens.

Für die konstruktive Bemessung des Aufbaus einer alten, ermüdeten Betondecke unter einer HPC/UHPC-Schicht mit oder ohne Fugen gibt es keine allgemeingültigen Bemessungsverfahren. Im vorliegenden Fall wurde für die Abschätzung der Tragfähigkeit und der nötigen Verstärkungsdicke für unbewehrte Schichten ein klassisches Mehrschichtenverfahren, für die später verwendete Variante mit einer durchgehend bewehrten fugenlosen Whitetopping-Decke ein an der Universität Kassel speziell entwickeltes Finite-Elemente-Modell verwendet (siehe auch Kapitel 6.3.2.4).

Als erste Abschätzung für den Zustand eines Straßenaufbaus wird im Allgemeinen eine Aussage zur noch vorhandenen Tragfähigkeit angestrebt (siehe auch Kapitel

3.2.1). Dabei ist ein globales Maß für die Tragfähigkeit eines individuellen Aufbaus die vertikale Einsenkung w der Oberfläche unter einer bekannten Last P , z.B. unter einer Radlast von 50 kN. Sie kann z.B. mit dem FWD ermittelt werden. Im Neuzustand ergibt sich der Anfangswert w_0 . Er entspricht 100 % der mit diesem Aufbau erreichbaren Tragfähigkeit. In Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung und ggf. der Witterungsbeanspruchung verschlechtert sich der Gesamtzustand, bis eine Erneuerung erforderlich ist. Dieser Zustand wird durch einen Einsenkungswert w_E charakterisiert. Der Tragfähigkeits- (Substanz-)verlust entspricht vereinfachend der Einsenkungsdifferenz

$$\Delta w = w_E - w_0.$$

Durch das Aufbringen einer Whitetopping-Deckschicht soll die Tragfähigkeit verbessert werden. Dazu ist ein Zielwert w_Z für die Einsenkung als Maß für die Tragfähigkeit nach Aufbringen der Schicht zu definieren. Soll die Tragfähigkeit des ursprünglichen neuen Straßenaufbaus wieder erreicht werden (Neuzustand, Einsenkung w_0), entspricht der Zielwert der Einsenkung wieder w_0 , d.h. es ist

$$w = w_0 = w_E + \Delta w$$

Ist dagegen z.B. nur eine Ertüchtigung für einen bestimmten Zeitraum vorgesehen, kann der Zielwert entsprechend niedriger festgelegt werden, z.B.

$$w_Z = w_E + a \times \Delta w \quad \text{mit} \quad a < 100 \%$$

wobei a ein beliebiger Prozentsatz von Δw sein kann. Es kann aber auch angestrebt werden, den Straßenaufbau z.B. gleichzeitig an eine inzwischen erhöhte Verkehrsbelastung anzupassen. Dann kann w_Z auch größer sein als w_0

$$w_Z = w_E + a \times \Delta w \quad \text{mit} \quad a > 100\%$$

Ein Wert für a kann z.B. aus bekannten Ermüdungskurven abgeleitet werden. Sind der Schichtenaufbau, die Schichtdicken und die Materialeigenschaften der Baustoffe

eines bestimmten Straßenaufbaus bekannt (E-Modul der gebundenen, Tragfähigkeitswert E_{v2} der ungebundenen Frostschutz- oder Tragschicht), können mit geeigneten Rechenverfahren (Mehrschichtensystem auf elastischem Halbraum bei homogenen, isotropen Schichten wie z.B. Asphalt oder FE-Programme bei Systemen mit Unstetigkeiten wie Rissen und Fugen wie z.B. Beton) die Zugdehnungen und die Druckstauchungen der Einzelschichten und daraus wiederum nach dem Hookschen Gesetz (elastische Verformungen vorausgesetzt) die Zug- und Druckspannungen berechnet werden, die bei dieser Last und dieser Einsenkung in/auf den Einzelschichten eintreten. Allerdings sind dabei bislang u.a. wegen unvollkommener Materialmodelle für die Einzelschichten eines Aufbaus noch keine exakten Aussagen zu erwarten. Für realitätsnahe Abschätzungen – wie im vorliegenden Fall – kann aber danach vorgegangen werden [84, 88, 128].

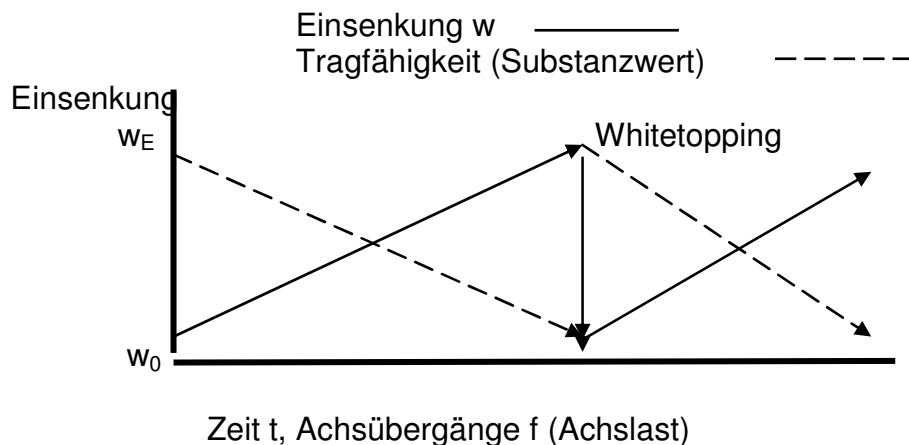


Abb. 10: Zusammenhang zwischen Tragfähigkeit und Einsenkung w auf der Oberfläche (schematisch)

Umgekehrt kann auf die gleiche Weise näherungsweise errechnet werden, wie dick beispielsweise eine Whitetoppingschicht einer bestimmten Bauart (mit/ohne Fugen, unterschiedlicher Fugenabstand, bewehrt/unbewehrt, mit/ohne Fasern etc.) sein muss, damit bei der vorhandenen Einsenkung w_E ein definierter Zielwert der Einsenkung erreicht wird, also z.B. wieder der Anfangswert w_0 . Dazu werden neben der Bauart die Materialkennwerte E-Modul, Zug- oder Biegezugfestigkeit, Druckfestigkeit verwendet bzw. durch entsprechende Versuche ermittelt.

Wird in bestimmten Fällen die oberste Zone der vorhandenen Fahrbahn abgefräst und erst dann die Whitetoppingschicht aufgebracht, so kann dies ebenfalls rechnerisch berücksichtigt werden, d.h. der auf der originalen Oberfläche gemessene Ein-

senkungswert kann entsprechend dem durch das Abfräsen bedingten Tragfähigkeitsverlust rechnerisch berücksichtigt werden. Auf diese Weise können für alle denkbaren Whitetopping-Bauweisen realitätsnahe Schichtdicken ermittelt werden, die dann den weiteren Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen zugrunde gelegt werden können. Aufgrund der Einsenkungswerte wurde hier auf die Schichtsteifigkeit bzw. Tragfähigkeit des Straßenaufbaus geschlossen (siehe folgendes Kapitel 6.2.) In [85] wird zwar richtig darauf hingewiesen, dass in diesen Berechnungsergebnissen durch Rückrechnungen Unsicherheiten bestehen, es fehlen jedoch nach wie vor abgesicherte Verfahren, um Mehrdeutigkeiten auszuschließen. Deshalb wird auch hier die iterative näherungsweise Rückrechnung der Schichtsteifigkeit aus den Einsenkungswerten angewendet. Mit der Arbeit von [152] wurde anhand dieser Rückrechnungen eine Methode entwickelt, Tragfähigkeitsmessergebnisse des FWD bei Asphaltbefestigungen zu klassifizieren und damit die für eine Bauweise (noch) ertragbare Beanspruchung anzusetzen. Mit der Klassifikation der Tragfähigkeitsmessergebnisse könnte eine Einbindung in die Systematik der ZEB erreicht werden. Dazu werden jedoch noch umfangreiche Daten für die unterschiedlichen Bauklassen benötigt, die kurzfristig nicht vorliegen, so dass sich mit individuellen Berechnungen (wie in dieser Arbeit) oder einer theoretischen Datenbasis beholfen werden muss.

6.2 Bemessung und Berechnungen für die gewählten Referenzbauweisen

6.2.1 Schichtdicken der Referenzbauweisen

Als „herkömmliche“ Referenzbauweisen wurden für die vergleichenden Dimensionierungsrechnungen zwei Bauweisen der RStO 01 herangezogen:

- Betondecke mit Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht (Tafel 2, Zeile 2)
- Betondecke mit HGT auf Frostschutzschicht (Tafel 2, Zeile 1.1)

Weiterhin wurden die Bauklassen SV und III der RStO 01 ausgewählt, um entsprechend unterschiedliche Belastungen aufzuzeigen. Diese definieren sich über die bemessungsrelevante Beanspruchung B , d.h. die Anzahl der äquivalenten Achsüber-

gänge. Für die Bauklasse SV beträgt $B > 32$ Mio., für die Bauklasse III zwischen $> 0,8$ und $3,0$ Mio. Übergänge. Die Gesamtdicke des Oberbaus muss mindestens die erforderliche Tragfähigkeit und auch die Frostsicherheit gewährleisten. Für die Ermittlung des frostsicheren Aufbaus wurden folgende Annahmen getroffen, die nachfolgender Tabelle 5 entnommen werden können:

- Frostempfindlichkeitsklasse F2 nach RStO 01
- Frosteinwirkungszone II nach RStO 01
- Mindestdicken der Tragschichten ohne Bindemittel nach RStO 01
Voraussetzung E_{v2} auf Planum $\geq 45 \text{ MN/m}^2$
- Festlegung der Mindestdicken der Tragschichten ohne Bindemittel nach RStO 01 für ein Schotter-Splitt-Sand-Gemisch

Tab. 5: Bestimmung des frostsicheren Oberbaus

	Asphalttrag- schicht auf FSS		Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln auf FSS			
RStO 01	Tafel 1, Z. 1		Tafel 2, Z. 1.1		Tafel 2, Z. 2	
Bauklasse	SV	III	SV	III	SV	III
F2 [cm]	55	50	55	50	55	50
Zone II [cm]	5	5	5	5	5	5
D_{ges} [cm]	60	55	60	55	60	55
D_{geb} [cm]	34	22	42	38	36	32
D_{FS} [cm]	26	33	18	17	24	23
Mindestdicken SOB [cm]	30	33	30	30	30	30
Gesamtdicke Oberbau [cm]	64	55	72	68	66	62
Gewählte Dicke des frostsicheren Oberbaues nach RStO 01	70	60	75	70	70	65

6.2.2 Materialkennwerte

In der nachfolgenden Tabelle 6 sind Materialkennwerte für die Bemessung der Aufbauten mit den hier verwendeten Straßenbaustoffen aus der Literatur zusammengestellt. Sie zeigen zum Teil große Spannweiten auch innerhalb eines Baustoffs, so dass für die Dimensionierungsrechnungen Annahmen getroffen werden mussten. Dies zeigt sich insbesondere beim Asphalt. Sein Verhalten ist stark von seiner Zu-

sammensetzung – insbesondere von der Steifigkeit des Bitumens – und der Temperatur abhängig. Das ist vor allem auf die Viskosität des Bitumens zurückzuführen, die sich in einem überschaubaren Temperaturbereich deutlich verändern kann. Bei höheren Temperaturen kann nur noch bedingt von einem elastischen Verformungsverhalten ausgegangen werden. Vereinfachend wird dies aber bei den nachstehend durchgeführten Berechnungen vorausgesetzt.

Für die Asphalttragschicht lagen die E-Moduli je nach Temperatur und Zusammensetzung zwischen 11.000 N/mm² bei 0°C und nur 700 N/mm² bei 35°C. Für die nachfolgenden vergleichenden Berechnungen wurde vereinfachend nur der Zustand bei 20°C berücksichtigt. Dafür wurde nach [129] ein E-Modul von 3.500 N/mm² angesetzt (siehe Tabelle 6). Die Querkontraktionszahl μ bei elastischen gebundenen Stoffen bewegt sich zwischen $0,25 < \mu < 0,40$, für ungebundene Schichten wird üblicherweise mit $\mu = 0,50$ gerechnet. Es ist gebräuchlich, für Asphalt $\mu = 0,35$ und für Beton $\mu = 0,20$ zu verwenden [133].

Tab. 6: Baustoffkennndaten aus unterschiedlichen Quellen

Schichten	Temperatur / Zustand	E-Modul [N/mm ²]	Quer-dehnzahl [-]	Anmerkungen/ Quellen
Asphalt	mittlere Asphalt-temp. 35 °C	700	0,4	[76]
Asphalt	0 °C	8.000 – 11.000	0,4	Asphaltschichten auf hydraulisch gebundenen Tragschichten [129], unterer Grenzwert weiches Bitumen, oberer Grenzwert hartes Bitumen
Asphalt	10 °C	4.000 – 6.000	0,4	
Asphalt	20 °C	2.000 – 3.500	0,4	
Asphalt	20 °C	5.526 (gemittelt)	0,35	[133]
Ermüdete Betonplatte, entspannt		6.000-18.000*	0,2	[130] „Ersatz-E-Modul“
Normalbeton	ungerissen	35.000	0,2	[75]
Hochfester Beton		40.000	0,20	[1, 2]
Ultra-Hochfester Beton		50.000	0,20	[113]
Frostschutzschicht**/ nachverdichtet		120/500	0,5	Vorgabe nach RStO
			0,21	[131]
Planum**/ nachverdichtet		45/250	0,5	Vorgabe nach RStO

* Es wurde mit dem Mittelwert von 13.500 N/mm² für eine ermüdete Betondecke gerechnet

** Für die Berechnungen der Betondecke auf HGT wurde aufgrund der Plattentragwirkung für die FSS und das Planum mit 0,35 gerechnet

Für die Frostschutzschicht und das Planum eines nach vielen Jahren abgängigen Straßenaufbaus wurden die anfänglichen Tragfähigkeitswerte wegen der langen dynamischen Nachverdichtung auf 500 bzw. 250 N/mm² erhöht.

Bei unbewehrten oder mit Fasern bewehrten Betondecken sind für die Bewertung des Tragverhaltens die Biegezugspannungen an der Unterseite der Betondecke maßgebend. Hier ist eine hohe Betonzugfestigkeit günstig, weil dadurch entweder eine längere Lebensdauer erreicht wird oder weil die Deckendicke verringert werden kann. Die Biegezugfestigkeit eines normalen Straßenbetons liegt nach den TL Beton-StB 07 zwischen rd. 5 und 6 N/mm². Die Stoffkennwerte für HPC oder UHPC hängen stark vom gewählten Prüfverfahren (3-Punkt oder 4-Punkt Belastung) und vor allem von den Prüfkörperabmessungen ab (Formfaktor). Einer Betondecke kommen rein geometrisch Prüfergebnisse am nächsten, die an Balken z.B. der Abmessung 150x150x600 oder 200x200x700 gewonnen wurden, z.B. nach [134] oder [52]. Die

Matrixfestigkeit von UHPC liegt generell bei rd. 8 bis 10 N/mm², bei grobkörnigem HPC mit einer Druckfestigkeit von rd. 120 bis 130 N/mm² wurde nach [1, 2, 110] nachfolgend die Matrixfestigkeit mit rd. 8 N/mm² angesetzt.

Die Biegezugfestigkeit faserbewehrter Betone hängt vom Fasergehalt und von der Faserorientierung ab. Es gibt in der Literatur zahlreiche Untersuchungen, die allerdings wegen unterschiedlichen Vorgehensweisen bei der Prüfung, unterschiedlicher Fasern etc. nur schlecht miteinander zu vergleichen sind. In [135] wird z.B. für feucht gelagerten UHPC mit 2 Vol.-% hochfester Stahlfasern je nach Herstellart der Prüfkörper nach 28 Tagen einmal eine Biegezugfestigkeit von rd. 30 N/mm² und eine von rd. 19 N/mm² angegeben. In [136] wurden an wassergelagerten Prüfkörper max. rd. 16 N/mm² gemessen. Nachfolgend wird für faserhaltigen UHPC von diesem konservativen Wert und für HPC von 13 N/mm² ausgegangen.

Die Beanspruchungen von Betondecken gliedern sich auf in auftretende Spannungen durch die Verkehrslasten, Spannungen hervorgerufen durch ungleichmäßige Temperatureinwirkung sowie solche aus Schwinden und Quellen. Die Größe der jeweiligen Beanspruchung hängt von der Höhe der Beanspruchung selbst, ihrer Häufigkeit und ihrer Einwirkungsdauer ab. Um eine lange Nutzungsdauer der Betonfahrbahn zu gewährleisten, ist bei der Bemessung das Hauptaugenmerk auf die Vermeidung von Rissen zu legen, die durch Zug- und Biegezugspannungen in der Betondecke verursacht werden. Bei bewehrten Betondecken gelten die Bemessungsgrundsätze wie für Stahlbeton, bei dem die Bewehrung ja nach Anwendung sowohl für die Rissweitenbegrenzung der durch Temperatur- und Schwindzugspannungen hervorgerufenen Risse als auch für die Übernahme der Zugspannungen aus Gebrauchslasten ausgelegt wird.

6.2.3 Berechnungsgrundlagen

6.2.3.1 Spannungen infolge Verkehrslasten

Die Spannungen infolge einer Verkehrslast wurden für die unbewehrte Referenzbauweise aus Normalbeton mit Fugen auf Grundlage der Mehrschichtentheorie berechnet (siehe Kapitel 6.1).

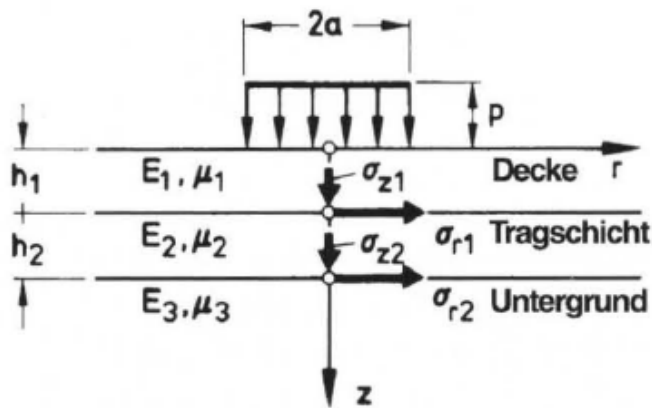


Abb. 11: Mehrschichtensystem

Kennzeichnend für die „Mehrschichtentheorie“ sind nach [137, 138, 139]

- Ein mehrfach geschichtetes System
- Kennzeichnung der Schichten durch die jeweiligen Baustoffkennwerte
- Aufbringen einer senkrechten, gleichförmigen Belastung auf die Reifenaufstandsfläche
- Ermittlung der senkrechten und radialen Spannungen
- Ermittlung von Einsenkungswerten

Das Rechenprogramm BISAR [140] basiert auf der Mehrschichtentheorie nach Burmister. Dabei werden die Biegezugspannungen und die Einsenkungen im Lastfall Plattenmitte in der Lastachse ermittelt. Die Spannungen und Verformungen können für bis zu 10 Schichten berechnet werden. Eingegeben werden dabei die Anzahl, die E-Moduli, die Querdehnzahl und die Dicke der Schichten. Die Ergebnisse sind die Einsenkungen und Biegezugspannungen an den Schichtgrenzen des Oberbaues. Als Belastung wurde eine Radlast von 50 kN aufgebracht (dies entspricht der Radlast einer als Standard angenommenen 10t-Achse), der Kontaktdruck unter einer theoretischen Reifenaufstandsfläche mit einem Durchmesser von 300 mm beträgt dabei 0,707 N/mm². Bei den Berechnungen wurden die nachfolgenden Variationen angenommen:

- voller Schichtenverbund
- kein Schichtenverbund
- Variation der E-Moduli und Querkontraktionszahl im Rahmen der Werte in Tabelle 6 zur Sensitivitätsabschätzung und zur Annäherung an einen vorgegebenen Einsenkungswert w .
-

6.2.3.2 Spannungen infolge Temperaturänderungen

Betondecken ändern im Gebrauchszustand laufend ihre Temperatur und ihre Feuchtigkeit. Bei der Berechnung der auftretenden Spannungen muss unterschieden werden zwischen einer gleichmäßigen und ungleichmäßigen Erwärmung bzw. gleichmäßiger oder ungleichmäßiger Feuchteverteilung über den Querschnitt. Nachfolgend werden – wie bei Bemessungen im Straßenbau üblich – nur die Änderungen des Temperaturzustandes berücksichtigt, weil die Verformungen durch Schwinden und Quellen des erhärteten Betons und die daraus resultierenden Spannungen in der Regel deutlich kleiner sind als die aus Temperatur [141].

Eine gleichmäßige Temperaturerhöhung hat eine Ausdehnung der Platten zur Folge, bis die Fugen geschlossen sind. Danach - bei fugenlosen Bauweisen von vornherein - treten für die Betondecke unschädliche Druckspannungen auf. Bei Abkühlung öffnen sich die Fugen oder es wird ggf. die Bewehrung auf Zug beansprucht. Für einen ungleichmäßigen Temperaturzustand - oben wärmer als unten oder umgekehrt - entwickelte [76] ein Modell, mit dem die Biegezugspannungen unter Berücksichtigung der Plattengeometrie näherungsweise berechnet werden können.

Bei einer Erwärmung der Oberseite versucht die Betonplatte sich aufzuwölben. Dieser Hochwölbung wirkt das Eigengewicht der Platte entgegen und aktiviert ein Biegemoment, das an der Unterseite der Betonplatte zu Biegezugspannungen (Wölbspannung) führt. In Abhängigkeit von der Plattenlänge und dem dadurch mit bestimmten Grad der Verformungsbehinderung können unterschiedlich hohe Wölbspannungen auftreten. Die nachfolgende Abbildung 12 verdeutlicht die Abhängigkeit der Höhe der Wölbspannung von der Plattenlänge.

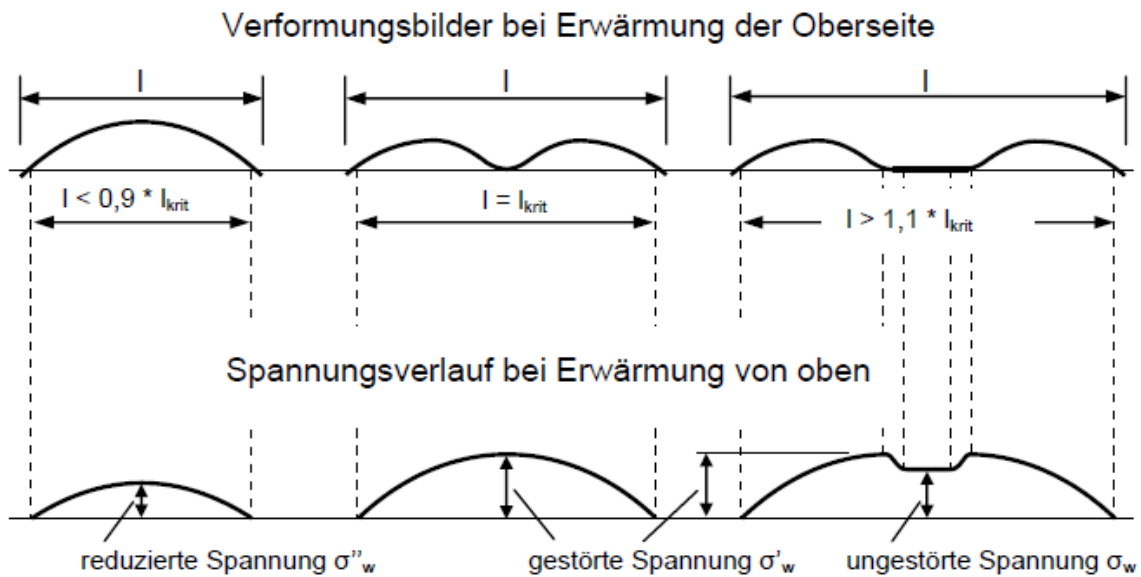


Abb. 12: Verformung und Spannung infolge ungleichmäßiger Erwärmung von oben [75].

Die ungestörte Wölbspannung unter Berücksichtigung des zweiaxialen Spannungszustandes lässt sich wie folgt berechnen:

$$\sigma_w = 1 / (1-\mu) \times (h \times \Delta t) / 2 \times \alpha \times E \quad [\text{N/mm}^2]$$

Für die gestörte Wölbspannung gilt:

$$\sigma'_w = 1,2 \times \sigma_w \quad [\text{N/mm}^2]$$

Wird die kritische Länge l_{krit} überschritten, verlagert sich die Aufwölbung in die Nähe des Plattenrandes und in der Mitte kommt die Betondecke zum Aufliegen. Die größte Biegezugspannung entsteht nun im Bereich des Wendepunktes zwischen Wölbung und Aufliegen. Diese Spannung wird als gestörte Wölbspannung σ'_w bezeichnet und ist der ungünstigste Lastfall für die Betondecke. Die Plattenlängen herkömmlicher Bauweisen mit einer Dicke zwischen rund 200 und 270 mm begrenzt man daher auf ca. 5 m (max. L etwa 25 bis 30 x H), so dass nur mit der reduzierten Wölbspannung gerechnet werden muss.

6.2.4 Berechnungen für die Referenzbauweisen

Die nachfolgenden Tabellen 7 und 8 zeigen die Berechnungsergebnisse mit dem Programm BISAR [140] für die zum Vergleich mit den späteren Berechnungen für ermüdete Aufbauten gewählten zwei Referenzbauweisen nach den RStO 01 und zwar der Bauweise mit Betondecke auf einer HGT nach Tafel 2, Zeile 1.1 und mit einer ATS nach Tafel 2, Zeile 2, jeweils für die Bauklasse III und SV.

Die E-Moduli und Querkontraktionszahlen wurden aus Tabelle 6 entnommen und sollen den Aufbau im Neuzustand repräsentieren. Als Ergebnisse der Berechnungen erhält man einmal die Einsenkungen in der Lastachse für jede Schicht und die zugehörigen Biegezugspannungen an den Unterseiten der Schichten. Bei diesen Berechnungen wurde ein voller Schichtenverbund angenommen. Die Biegezugbeanspruchung an der Unterseite der neuen Betondecke unter einer 50 kN-Radlast liegt danach in Plattenmitte je nach Bauweise zwischen 0,35 und rd. 0,9 N/mm².

Exemplarisch sind die für die Referenzbauweisen gewählten Schichtdicken, die Materialkennwerte und die unter einem 50 kN-Rad auftretenden Spannungen zusammen mit den vertikalen zentrischen Einsenkungen in Tabelle 7 und 8 wiedergegeben. Weitere Berechnungsergebnisse für die Referenzbauweisen sind in den Anlagen Tabellen A 5 – A 8 zusammengestellt.

Tab. 7: Berechnung für den Standardaufbau nach RStO 01 Tafel 2, Zeile 2, für den Neuzustand; Bauklassen SV und III.

Bauweise nach RStO	Bauklasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]	Einsenkung [mm]	Spannungen [N/mm ²]
Tafel 2 Z. 2	SV	Betondecke	260	35.000	0,2	0,250	-1,249
							0,877
		Asphalttragschicht	100	3.500	0,4	0,248	0,096
							0,166
		Frostschuttschicht	340	120	0,35	0,244	0,002
		Planum	-	45	0,35	0,226	-0,0002
Tafel 2 Z. 2	III	Betondecke	220	35.000	0,2	0,287	-1,488
							1,104
		Asphalttragschicht	100	3.500	0,4	0,285	0,117
							0,219
		Frostschuttschicht	330	120	0,35	0,280	0,002
		Planum	-	45	0,35	0,254	-0,0001

Tab. 8: Berechnung für einen Standardaufbau nach RStO 01 Tafel 2, Zeile 1.1, für den Neuzustand; Bauklassen SV und III.

Bauweise nach RStO	Bauklasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]	Einsenkung [mm]	Spannungen [N/mm ²]
Tafel 2 Z. 1.1	SV	Betondecke	270	35000	0,2	0,197	-0,955
							0,353
		HGT	150	15000	0,25	0,194	0,139
							0,368
		Frostschuttschicht	330	120	0,35	0,193	0,337
		Planum	-	45	0,35	0,181	-0,0002
Tafel 2 Z. 1.1	III	Betondecke	230	35000	0,2	0,218	-1,062
							0,392
		HGT	150	15000	0,25	0,215	0,149
							0,413
		Frostschuttschicht	320	120	0,35	0,213	0,0008
		Planum	-	45	0,35	0,197	-0,0002

6.3 Bemessung und Berechnungen für die Whitetopping-Bauweisen

6.3.1 Berechnungsgrundlagen für den „Neuzustand“

Zusätzlich zu den vorstehenden Berechnungsergebnissen für die Referenzbauweisen wurde außerdem der Fall betrachtet, dass bei der „Grunderneuerung“ für die Whitetopping-Bauweise die alte Betondecke zusammen mit der Tragschicht ausgebaut wird, die Dicke der ungebundenen Tragschicht oder der Frostschutzschicht ggf. erhöht wird und eine neue Tragschicht eingebaut wird. Auf diese wird dann statt einer herkömmlichen Betondecke eine Fahrbahndecke aus HPC oder UHPC mit geringer Dicke aufgebracht. Dieser Fall ist z.B. denkbar, wenn bei einem einmal mit einer Whitetoppingschicht erneuerten Fahrbahnaufbau nach der dafür angesetzten wirtschaftlichen Nutzungszeit von rd. 54 Jahren auch die Tragschicht ausgetauscht werden muss (siehe Kapitel 7.1.2.3). Die bei diesem „Quasi-Neubau“ bei unterschiedlichen Dicken der Whitetopping-Decke aus HPC oder UHPC zu erwartenden Spannungen sind in den Tabellen 9 und 10 zusammengestellt.

Für die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung ist dieser Fall nicht relevant, da die Grunderneuerung der Whitetopping-Bauweise erst nach der angesetzten wirtschaftlichen Nutzungsdauer von 54 Jahren anliegen würde.

Tab. 9: Spannungen und Verformungen in einem Straßenaufbau mit Asphalttragschicht und Whitetopping-Decke aus HPC ($E = 40.000 \text{ N/mm}^2$) auf nachverdichtetem Unterbau.

Bauweise nach RStO	Bauklasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]	Einsenkung [mm]	Spannungen [N/mm ²]
Tafel 2 Z. 2	SV	Whitetopping	180	40.000	0,20	0,135	-1,803 1,664
		Asphalttragschicht 20 °C	100	3.500	0,35	0,134	-0,119 0,100
		Frostschuttschicht	340	500	0,35	0,132	0,037
		Planum	-	250	0,35	0,114	-0,019
Tafel 2 Z. 2	SV	Whitetopping	150	40.000	0,20	0,159	-2,241 2,134
		Asphalttragschicht 20 °C	100	3.500	0,35	0,157	-0,175 0,149
		Frostschuttschicht	340	500	0,35	0,156	0,053
		Planum	-	250	0,35	0,132	-0,028
Tafel 2 Z. 2	SV	Whitetopping	120	40.000	0,20	0,193	-2,898 2,807
		Asphalttragschicht 20 °C	100	3.500	0,35	0,191	-0,274 0,234
		Frostschuttschicht	340	500	0,35	0,188	-0,080
		Planum	-	250	0,35	0,154	-0,034
Tafel 2 Z. 2	SV	Whitetopping	100	40.000	0,20	0,224	-3,506 3,416
		Asphalttragschicht 20 °C	100	3.500	0,35	0,221	-0,387 0,332
		Frostschuttschicht	340	500	0,35	0,218	-0,109
		Planum	-	250	0,35	0,173	-0,042

Tab. 10: Spannungen und Verformungen in einem Straßenaufbau mit Asphalttragschicht und Whitetopping-Decke aus UHPC ($E = 50.000 \text{ N/mm}^2$) auf nachverdichtetem Unterbau.

Bauweise nach RStO	Bauklasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]	Einsenkung [mm]	Spannungen [N/mm ²]
Tafel 2 Z. 2	SV	Whitetopping	180	50.000	0,20	0,125	-1,876 1,739
		Asphalttragschicht 20 °C	100	3.500	0,35	0,124	-0,099 0,084
		Frostschutzschicht	340	500	0,35	0,123	-0,032
		Planum	-	250	0,35	0,108	0,017
Tafel 2 Z. 2	SV	Whitetopping	150	50.000	0,20	0,148	-2,350 2,245
		Asphalttragschicht 20 °C	100	3.500	0,35	0,147	-0,147 0,125
		Frostschutzschicht	340	500	0,35	0,146	-0,046
		Planum	-	250	0,35	0,124	0,024
Tafel 2 Z. 2	SV	Whitetopping	120	50.000	0,20	0,180	-3,072 2,984
		Asphalttragschicht 20 °C	100	3.500	0,35	0,179	-0,233 0,199
		Frostschutzschicht	340	500	0,35	0,177	-0,070
		Planum	-	250	0,35	0,147	-0,031
Tafel 2 Z. 2	SV	Whitetopping	100	50.000	0,20	0,209	-3,759 3,672
		Asphalttragschicht 20 °C	100	3.500	0,35	0,208	-0,332 0,286
		Frostschutzschicht	340	500	0,35	0,205	-0,096
		Planum	-	250	0,35	0,165	-0,039

6.3.2 Berechnungsgrundlagen für ermüdete Aufbauten

6.3.2.1 Stoffkennwerte und Spannungen aus Verkehrslast

Mit dem Programm BISAR [140] wurden die auftretenden Einsenkungen und Spannungen für die gewählten Referenzbauweisen der Bauklasse SV mit einer Asphalttragschicht nach langjähriger Verkehrsbelastung berechnet (Zustand vor der Instandsetzung mit Whitetopping). Dazu wurden verschiedene Parameter – wie nachfolgende Tabelle 11 für den Aufbau mit einer ATS als Tragschicht zeigt - gegenüber dem „Neuzustand“ verändert, wie etwa der Untergrundmodul, die Querkontraktionszahlen sowie der (Ersatz-) E-Modul für die als gerissen angenommene, in größere Einzelstücke unterteilte („entspannte“) und festgelegte alte Betonfahrbahndecke (13.500 oder 6.500 N/mm^2). Gerechnet wurde ohne Verbund zwischen der Betondecke und der Tragschicht.

Tab. 11: Ermüdeter Aufbau mit ATS, Radlast 50 kN

Bauweise nach RStO	Bauklasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]	Einsenkung [mm]	Spannungen O/U [N/mm ²]
Tafel 2 Z. 2	SV	Betondecke (ermüdet)	260	13.500	0,50	0,130	-1,405
							1,007
		Asphalttragschicht 20°C	100	3.500	0,40	0,124	-0,113
							0,095
		Frostschuttschicht	340	500	0,35	0,123	-0,030
		Planum	-	250	0,35	0,107	-0,076
Tafel 2 Z. 2	SV	Betondecke (ermüdet)	260	6.500	0,50	0,169	-1,255
							0,841
		Asphalttragschicht 20°C	100	3.500	0,40	0,157	-0,199
							0,167
		Frostschuttschicht	340	500	0,35	0,155	-0,055
		Planum	-	250	0,35	0,131	-0,026

Die Berechnungen für den Aufbau mit HGT sind in den Anlagen Tabelle A 9 angegeben. Außerdem wurde der Fall der Erneuerung mit einer Whitetoppingschicht berücksichtigt, bei dem möglichst die Höhenlage der vorhandenen Fahrbahn beibehalten werden soll (teilweiser Tiefeinbau). Hierbei wird die alte Betondecke um bis zu rd. 100 mm abgefräst. Die bei der Bauklasse SV dann verbleibende Restdicke von 160

mm sollte allerdings nicht unterschritten werden, um die Wirkung der Dübel und Anker in der alten Decke weiter zu nutzen. Die gewählten Stoffkennwerte und die Ergebnisse sind der Anlage Tabelle A 10 zu entnehmen. Weiterhin wurden die auftretenden Spannungen eines ertüchtigten Aufbaus durch eine Whitetoppingschicht unterschiedlicher Dicke (60 mm – 120 mm) berechnet mit (Ersatz-) E-Modul (13.500 und 6.500 N/mm²) für eine ermüdete Betondecke auf ATS bzw. auf HGT mit und ohne Verbund (siehe Anlagen Tabellen A 11 - A 18).

Die vertikalen Einsenkungen unter der Radachse ergaben sich je nach Dicke und Zustand der alten Betondecke zu 0,124 bis 0,226 mm (Tab. 12, siehe auch Anlagen Tabellen A 9 und A 10). Diese Werte wurden als Maß für die Tragfähigkeit des Gesamtaufbaus verwendet, um das bis dahin betrachtete Mehrschichtensystem iterativ in ein tragfähigkeitsäquivalentes 2-Schichten-System bestehend aus einem Halbraum – gekennzeichnet durch seinen einsenkungsäquivalenten E-Modul – und die darauf aufgebrachte Whitetoppingschicht umzuwandeln. In Tabelle 12 sind die dabei gewonnenen Ersatzmoduli zwischen 1.280 und 940 N/mm² zusammengestellt. Für den Fall, dass die alte Betondecke um 100 mm abgefräst wird, reduziert sich z.B. bei der Bauweise mit HGT der Ersatz-Modul weiter bis auf 855 bzw. – ungünstigstenfalls – auf 705 N/mm².

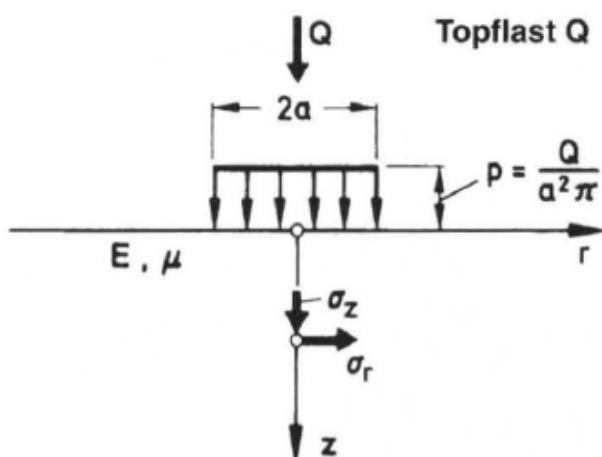


Abb. 13: Elastischer Halbraum nach Boussinesq [N/mm²] für ermüdeten Straßenaufbau

Tab. 12: Einsenkungsäquivalente Ersatz-E-Moduli

Bauklasse / Bauweise		E-Modul Betondecke 13.500 [N/mm ²]	Ersatz-E- Modul [N/mm ²]	E-Modul Beton- decke 6.500 [N/mm ²]	Ersatz-E- Modul [N/mm ²]
		Einsenkung [mm]		Einsenkung [mm]	
SV	T.2 Z.1.1	0,124	1.280	0,162	980
SV	T.2 Z.2	0,130	1.220	0,169	940
SV	T.2 Z.1.1 Beton abgefräst auf 160 mm	0,187	855	0,226	705

Danach wurde auf den Ersatz-Halbraum die unbewehrte oder mit Fasern bewehrte Whitetoppingschicht aus HPC oder UHPC aufgelegt und die unter der Radlast von 50 kN und durch ungleichmäßige Temperaturzustände an der Unterseite der Whitetoppingschicht zu erwartenden Biegezugbeanspruchungen ermittelt. Gerechnet wurde mit E-Moduli von 40.000 N/mm² für HPC und 50.000 N/mm² für UHPC und einer Querdehnzahl von 0,2. Auch hier wurde ohne Verbund zwischen Whitetoppingschicht und Halbraum gerechnet, d.h. zwischen Whitetoppingschicht und der ermüdeten Betondecke, weil diese in der Realität kaum fest miteinander verankert werden können.

Die Dicke der Whitetoppingschicht wurde zwischen 100 und 180 mm variiert. Die zu erwartenden Spannungen und Verformungen sind als Beispiel für die Bauweise mit HPC mit einem Ersatz-E-Modul von 1.280 N/mm² in Tabelle 13 und mit einem Ersatz-E-Modul von 705 N/mm² in Tabelle 14 dargestellt.

Tab. 13: Spannungen in WT HPC; Ersatz-E-Modul Halbraum 1.280 N/mm². Lastfall Plattenmitte, Radlast 50 kN.

Bauweise nach RStO	Bauklasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]	Einsenkung [mm]	Spannungen [N/mm ²]
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	180	40.000	0,2	0,041	-1,299
		elast. Halbraum		1.280	0,5	0,039	1,152
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	150	40.000	0,2	0,046	-0,101
		elast. Halbraum		1.280	0,5	0,045	-1,559
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	120	40.000	0,2	0,055	1,443
		elast. Halbraum		1.280	0,5	0,054	-1,944
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	100	40.000	0,2	0,065	1,844
		elast. Halbraum		1.280	0,5	0,064	-0,186
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	100	40.000	0,2	0,065	-2,297
		elast. Halbraum		1.280	0,5	0,064	2,197
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	100	40.000	0,2	0,065	-0,239
		elast. Halbraum		1.280	0,5	0,064	-2,297

Tab. 14: Spannungen in WT HPC; Ersatz-E-Modul Halbraum 705 N/mm² auf 160 mm abgefräster Betondecke und WT HPC, Lastfall Plattenmitte, Radlast 50 kN.

Bauweise nach RStO	Bauklasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]	Einsenkung [mm]	Spannungen [N/mm ²]
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	180	40.000	0,2	0,060	-1,474
		elast. Halbraum		705	0,5	0,058	1,333
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	150	40.000	0,2	0,070	-0,070
		elast. Halbraum		705	0,5	0,069	-1,805
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	120	40.000	0,2	0,085	1,696
		elast. Halbraum		705	0,5	0,084	-0,095
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	100	40.000	0,2	0,098	-2,311
		elast. Halbraum		705	0,5	0,097	2,219
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	100	40.000	0,2	0,098	-0,134
		elast. Halbraum		705	0,5	0,097	-2,798
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	100	40.000	0,2	0,098	2,707
		elast. Halbraum		705	0,5	0,097	-0,176

Alle übrigen berechneten Varianten für den UHPC mit einem Ersatz-E-Modul von 1.280 N/mm² und einem Ersatz-E-Modul von 705 N/mm² sind für den Tiefeinbau in

den Anlagen in den Tabellen A 19 und A 20 (mit abgefräster Betondecke) zusammengestellt.

Die Biegezugspannungen aus Verkehrslast lagen in Plattenmitte in Abhängigkeit von der Dicke der Whitetoppingschicht und dem gewählten Beton bei einer Steifigkeit des Ersatzhalbraums von 1.280 N/mm² bei einer Schichtdicke von 100 mm zwischen 2,2 und 2,4 N/mm² und bei den 180 mm dicken Schichten aus HPC und UHPC bei rd. 1,2 N/mm². Dies bedeutet, dass sich eine Änderung der Schichtdicke deutlich stärker auswirkt als der unterschiedliche E-Modul der beiden Betone (siehe folgende Tabellen 15 und 16).

Tab. 15: Ertüchtigung des Aufbaus durch eine Whitetoppingschicht der Dicken 180, 150, 120 und 100 mm. Biegezugspannungen σ_{Bz} in Plattenmitte/Plattenrand an der Unterseite der Whitetoppingschicht. Angenommener Ersatz-E-Modul des Halbraums 1.280 N/mm² (siehe auch Anlage Tabelle A 21)

Schichtdicke WT [mm]	HPC Plattenmitte / Plattenrand ¹⁾ [N/mm ²]	UHPC Plattenmitte / Plattenrand ¹⁾ [N/mm ²]
180	1,15 / 1,44	1,22 / 1,53
150	1,44 / 1,80	1,54 / 1,93
120	1,84 / 2,30	1,98 / 2,48
100	2,20 / 2,75	2,39 / 2,99

1) Wirksamkeitsindex verdübelte Querscheinfuge 80%

Tab. 16: Ertüchtigung des Aufbaus durch eine Whitetoppingschicht der Dicken 180, 150, 120 und 100 mm auf abgefräster Betondecke auf 160 mm. Biegezugspannungen σ_{Bz} in Plattenmitte/Plattenrand an der Unterseite der Whitetoppingschicht. Angenommener Ersatz-E-Modul des Halbraums 705 N/mm²

Schichtdicke WT [mm]	HPC Plattenmitte / Plattenrand ¹⁾ [N/mm ²]	UHPC Plattenmitte / Plattenrand ¹⁾ [N/mm ²]
180	1,33 / 1,66	1,40 / 1,75
150	1,70 / 2,13	1,79 / 2,24
120	2,22 / 2,78	2,36 / 2,95
100	2,71 / 3,39	2,90 / 3,62

1) Wirksamkeitsindex verdübelte Querscheinfuge 80%

Eine Verringerung der Halbraum-Tragfähigkeit auf 980 N/mm² nach Tabelle 12 für einen Aufbau mit einer ermüdeten Betondecke, die nur noch einen sehr niedrigen angenommenen Ersatz-E-Modul von 6.500 N/mm² besaß, ergab nur eine Spannungserhöhung von max. rd. 10% (siehe auch Anlage Tabelle A 22). Dieser ungüns-

tige Fall wurde durch eine pauschale Erhöhung der Dicke der Whitetoppingschicht auf 150 mm abgedeckt. Durch das Abfräsen der alten Betondecke um 100 auf 160 mm erhöhen sich die Biegezugspannungen an der Unterseite der Whitetoppingschicht dagegen bei Ansatz des ungünstigsten „Rest-E-Moduls“ für die alte Betondecke um bis zu rd. 25%. Dieser Fall wurde nachfolgend weiter berücksichtigt (siehe Kapitel 7.1.1.2).

Verdübelte Querscheinfugen haben nach [76] einen auf die Einsenkung unter dem Rad bezogenen sog. „Wirksamkeitsindex“ von etwa 80 %. Die Beanspruchung am Plattenrand ist somit um etwa 25 % größer als in Plattenmitte. Die für die Bemessung relevanten, um 25 % erhöhten Spannungen am Plattenrand sind in den Tabellen 15 und 16 mit angegeben.

Zusätzlich wurde nachfolgend die durch eine ungleichmäßige Temperatur an der Ober- und der Unterseite der Decke - wie in Kapitel 6.2.3.2 bereits näher erläutert – induzierte Biegezug-Wölbspannung näherungsweise nach [76] berechnet. Sie und die kurzfristig einwirkende Biegezugbeanspruchung aus Verkehr wurde anschließend nach [75] überlagert (siehe Abbildung 14), um die bei einer bestimmten Dicke der Whitetoppingschicht zulässige Verkehrslastspannung bzw. die bezogen auf die jeweilige Biegezugfestigkeit des Betons erforderliche Schichtdicke zu ermitteln.

6.3.2.2 Spannungen infolge Temperaturänderungen

Als Eingangswerte zur näherungsweisen Berechnung der Temperaturspannungen wurden nach [75, 76] verwendet:

- der E-Modul der jeweiligen Variante
- die Querdehnzahl μ der jeweiligen Variante
- ein Wärmeausdehnungskoeffizient von $\alpha = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$

Hinsichtlich der Temperatur-„Unterspannungen“ wurde davon ausgegangen, dass die Fugenabstände entsprechend der im Vergleich zu Normalbeton höheren Zugfestigkeit entsprechend größer als bei Normalbeton gewählt werden können. Im vorlie-

genden Fall wurde für HPC von einem Fugenabstand von 6,0 m, für Platten aus UHPC von 7,5 m (statt sonst üblichen 5,0 m) ausgegangen. Angenommen wurde, dass die gestörte Wölbspannung $\sigma'_w = 1.2 \times \sigma_w$ nach Abbildung 12 auftritt. Zudem wurde davon ausgegangen, dass die Whitetoppingschicht frei auf der Unterlage aufliegt. In ermüdeten, gerissenen Betonplatten, bei denen die Plattenwirkung durch Risse oder durch gezieltes „Entspannen“ z.B. mit einem Fallschwert aufgehoben wurde, treten keine Temperaturwölbspannungen auf. Die errechneten Temperaturspannungen sind in Tabelle 17 zusammengestellt. Sie liegen je nach Schichtdicke und Art des Betons zwischen 2,44 und 5,47 N/mm².

Tab. 17: Temperaturspannungen für unterschiedlich dicke Whitetopping-Schichten

Schichtdicke WT [mm]	σ_w HPC [N/mm ²]	σ_w UHPC [N/mm ²]
180	4,38	5,47
150	3,65	4,56
120	2,92	3,65
100	2,44	3,04

6.3.2.3 Ermittlung der zulässigen Verkehrslastbeanspruchung bei einer vorgegebenen Wölbspannung

Die durch Temperaturänderungen in der Decke erzeugten quasi-statischen Spannungen können nach [75] mit den durch die Fahrzeuglasten verursachten, kurzfristig einwirkenden dynamischen Spannungen überlagert werden. Die Algorithmen sind in [75] sowohl als Gleichungen als auch in einem Schaubild dargestellt (siehe Abbildung 14). Aus dem Schaubild können in Abhängigkeit von der Anzahl an Lastwechseln die bei einer bestimmten temperaturinduzierten Unterspannung zulässigen verkehrsinduzierten Spannungen abgelesen werden. Als Ergebnis erhält man ein zulässiges Spannungsverhältnis σ_{zul}/β_{BZ} in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl. Dieses Smith'sche Schaubild ist in [75] für Betonstraßen auf 2 Mio. Lastwechsel erweitert worden, da man davon ausgeht, dass dann die Dauerschwellfestigkeit des Betons erreicht ist. Die Dauerschwellfestigkeit bei Biegezugbeanspruchung wird für Beton im Allgemeinen bei rd. 45 bis 50 % der statischen Festigkeit erreicht. Die Dauerstandfestigkeit, auf die die Wölbspannung aus ungleichmäßiger Temperaturbelastung be-

zogen wird, ist in Abb. 14 mit 80 % der statischen Biegezugfestigkeit des Betons berücksichtigt.

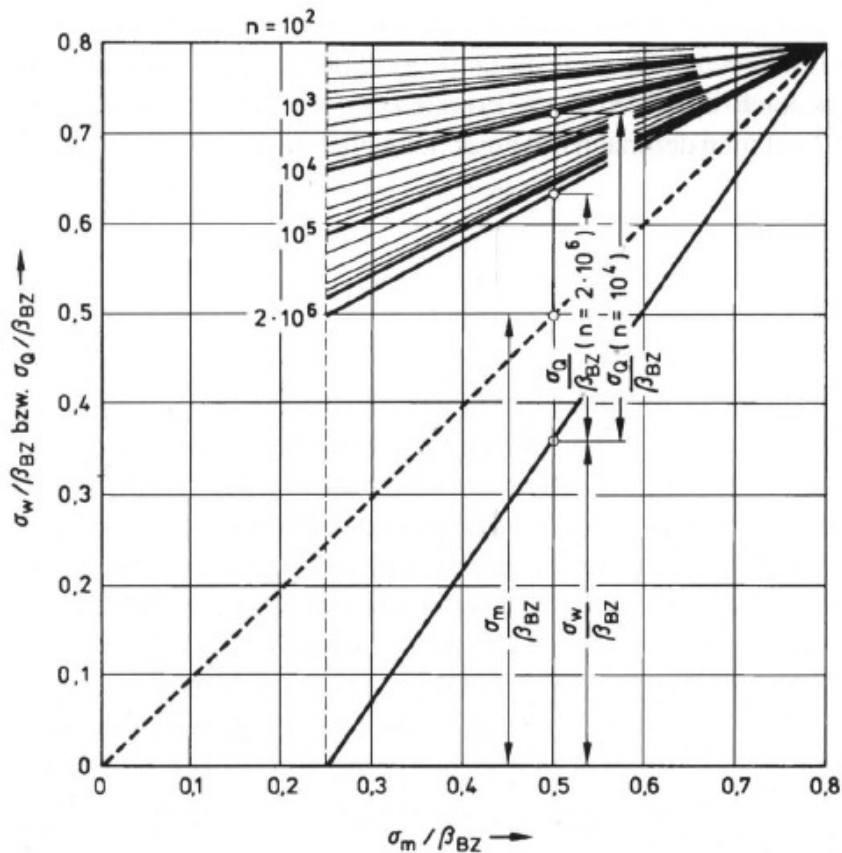


Abb. 14: Smith'sche Schaubild für Beton im Schwellbereich bis zu 2 Mio. Lastwechsel

Das Smith'sche Schaubild beruht auf nachfolgender Gleichung, mit der die in Tabelle 18 angegebenen zulässigen Verkehrslastspannungen $\text{zul. } \sigma_Q$ bei unterschiedlich dicken Whitetopping-Schichten aus HPC und UHPC und den jeweils zugehörigen dickenabhängigen Wölbspannungen berechnet wurden.

$$\text{zul } \sigma_Q = \beta_{BZ} \times [(\lg(n) - 2) \times (0,0875 \times \sigma_w / \beta_{BZ} - 0,07) + 0,80] - \sigma_w \quad [\text{N/mm}^2]$$

Die Wölbspannungen σ_w wurden aus Tabelle 17 übernommen. Als statische Biegezugfestigkeiten wurden die in Kapitel 6.3.2.1 erläuterten Werte verwendet und zwar faserfrei für den HPC 8,0 N/mm² und für den UHPC 10,0 N/mm², für den HPC mit rd. 1,5 Vol.-% Stahlfasern (D=0,19, L=13 mm) 13 N/mm² und für den UHPC mit dieser Fasermenge 16 N/mm².

Tab. 18: Zulässige Biegezugspannungen zul. σ_Q durch Verkehrslasten. Klammerwerte: Errechnete Verkehrsbeanspruchung am Plattenrand nach Tab. 15 und 16 bei unterschiedlichem Ersatz-E-Modul des Halbraumes

Schichtdicke [mm]	HPC [N/mm ²]		UHPC [N/mm ²]	
	ohne Fasern $\beta_{BZ} = 8 \text{ N/mm}^2$	mit Fasern $\beta_{BZ} = 13 \text{ N/mm}^2$	ohne Fasern $\beta_{BZ} = 10 \text{ N/mm}^2$	mit Fasern $\beta_{BZ} = 16 \text{ N/mm}^2$
WT				
180	1.26 (1.44/1.66)	3.76	1.58 (1.53/1.75)	4.58
150	1.71 (1.80/2.13)	4.21	2.15 (1.93/2.24)	5.14
120	2.17 (2.30/2.78)	4.67	2.71 (2.48/2.95)	5.71
100	2.47 (2.75/3.39)	4.96	3.09 (2.99/3.62)	6.08

Die Werte in Tabelle 18 zeigen, dass die Beanspruchung der Whitetoppingschicht von den mit zunehmender Schichtdicke ansteigenden Wölbspannungen dominiert wird.

Vergleicht man die für dauerhafte Tragfähigkeit zulässigen Biegezugspannungen mit den tatsächlichen Verkehrslastspannungen an der Unterseite der Whitetoppingschicht, so ist festzustellen, dass bei Verwendung von Faserbeton immer eine ausreichende Tragfähigkeit gegeben ist. Ohne Fasern sind die überlagerten Beanspruchungen aus (maximalen) Temperatur-Wölbspannungen und aus einer 50 kN-Radlast in den meisten Fällen grenzwertig oder übersteigen die zulässigen Werte, insbesondere dann, wenn die alte Betondecke auf 160 mm abgefräst wird. Dabei ist zu bedenken, dass bei diesen abschätzenden Berechnungen noch keine Sicherheiten gegen baupraktisch übliche Streuungen in den Materialeigenschaften (z.B. unterschiedliche Faserverteilung und –orientierung, schwankende Einbaudicke, unterschiedliche Tragfähigkeit der ermüdeten Unterlage etc.) berücksichtigt wurden. Im Folgenden wurden deshalb nur die HPC- oder UHPC-Bauweisen mit Fasern weiter betrachtet.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass zur näherungsweisen Berechnung der in einer Whitetoppingschicht aus Einzelplatten mit Fugen aus unbewehrtem oder mit Stahlfasern bewehrtem HPC oder UHPC auftretenden Spannungen und damit zur

Festlegung ausreichend tragfähiger Schichtdicken folgende Berechnungen der unterschiedlichen Aufbauvarianten durchgeführt wurden:

- Bestimmung des frostsicheren Aufbaus
- Druck- und Biegezugspannungen in den einzelnen Schichten unter Belastung durch die Bemessungsraddlast von 50 kN mit dem Programm BISAR
- Ermittlung der temperaturbedingten Wölbspnungen („Unterspannung“)
- Ermittlung der zulässigen Biegezugspannungen durch Überlagerung von Biegezugspannungen aus Temperatur und Verkehr
- Abschätzung der erforderlichen Schichtdicken dauerhaft tragfähiger Whitetopping-Schichten.

Als Ergebnis kann festgestellt werden, dass theoretisch und ohne Berücksichtigung stofflicher und baupraktischer Streuungen mit Stahlfasern bewehrte Whitetopping-Schichten aus HPC oder UHPC auch ohne eine zusätzliche Stab- oder Mattenbewehrung bereits bei einer Dicke von nur 100 mm eine ausreichende Tragfähigkeit haben, wenn sie eine durch einen wirksamen Fasergehalt abgesicherte Biegezugfestigkeit von 13 N/mm² aufweisen. Hierfür sind z.B. etwa 1.5 bis 2 Vol.-% hochfeste Stahlfasern mit einer Länge von 13 mm und einem Durchmesser von rd. 0.2 mm erforderlich.

Bei der großtechnischen Herstellung des Faserbetons und beim Einbau der Fahrbahndecke mit Gleitschalungsfertigern muss davon ausgegangen werden, dass größere Streuungen in den Eigenschaften des Faserbetons, eine möglicherweise ungünstigere Faserorientierung, eine schlechte Einmischung der Fasern, aber auch Minderdicken der Schicht selbst auftreten können. Außerdem müssen die Whitetopping-Platten in der Lage sein, Inhomogenitäten in der Unterlage – alte Fugen, Risse, ungleichmäßige Tragfähigkeit – zu überbrücken und auch ohne Verbund lagestabil zu bleiben. Aus diesen Gründen wird eine „sichere“ Schichtdicke von 150 mm für eine Bauklasse SV empfohlen, sofern man Whitetopping mit HPC oder UHPC mit Fugen stahlfaserbewehrt einsetzt. Im Rahmen der Sensitivitätsanalyse wird geprüft, wie sich eine Verringerung der Dicke um 30 mm auf insgesamt dann 120 mm Whitetoppingschicht auf die Kostensituation auswirken würde.

6.3.2.4 Durchgehend bewehrte fugenlose Whitetopping-Decke

Zur Ermittlung der zur Aufnahme des Zwangs und der verkehrsinduzierten Spannungen erforderlichen Bewehrung für eine durchgehend bewehrte, fugenlose Betonfahrbahn wurden im Rahmen einer Projektstudie verschiedene Parameter wie Bauteildicke, Bettungseigenschaften und Materialkennwerte der Betone betrachtet und in den Berechnungen mittels nichtlinearer Finite Elemente Modelle variiert [78]. Als Grundlage wurde noch vom Regelquerschnitt RQ 29,5 nach RAS-Q ausgegangen (siehe auch Abb. 6, Kapitel 3.1.1).

Die Plattenabmessungen im Modell liegen bei 11,50 m Breite und bei 10,0 m Länge als Ausschnitt aus einer endlos langen Platte.

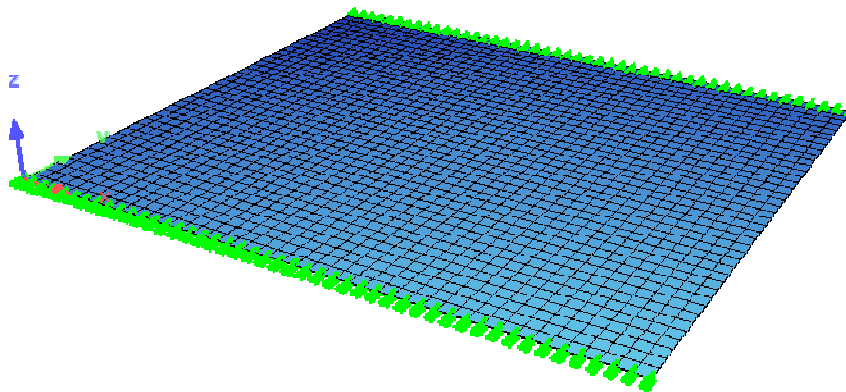


Abb. 15: Ausschnitt endlos lange Platte für FE-Berechnungen [78]

Wie vorangegangen bereits ausführlich erläutert, unterliegt die theoretisch endlos lange Betonfahrbahn durch die Verformungsbehinderung in Längsrichtung im wesentlichen Zwangsbeanspruchungen aus dem Schwinden des Betons und den Einwirkungen aus Temperatur. Für die Beanspruchungen infolge abfließender Hydrationswärme wurde der Ansatz nach [142] gewählt:

- $\Delta T_M = 10 - 15$ für dünne Bauteile ($h \leq 300$ mm)
- Zement mit niedriger Wärmeentwicklung
- Annahme für die Berechnung: $\Delta T_M = 15$ K (Abkühlung)
- Rissbreitenbegrenzung durch Bewehrung $\leq 0,1$ mm, keine Korrosion

Die Beanspruchungen infolge Schwindens des Betons sind in [143] geregelt, wonach das Endschwindmaß $\varepsilon_{cs}(t)$ abhängig ist vom Betrachtungszeitpunkt, der Festigkeitsklasse des Betons, der Zementsorte, der Bauteilgeometrie und der relativen Luftfeuchte.

Für die Beanspruchungen infolge Temperatureinwirkungen wurde die Annahme getroffen, dass die Einbautemperatur $T_{M,0} = 10\text{ °C}$ beträgt. Berechnet wurden sowohl der Fall Winter (Abkühlung von oben) als auch Sommer (Erwärmung). Der Verlauf wurde vereinfacht linear angenommen.

Die Beanspruchungen aus Verkehr wurden in Anlehnung an den DIN-Fachbericht 101 „Einwirkungen auf Brücken“ [144] für ein dort definiertes und abgebildetes Fahrzeug mit bestimmter Radanordnung simuliert für den ungünstigsten Fall Plattenrand.

Grundlage für die nichtlineare Berechnung in Anlehnung an DIN 1045-1 [77] Abs. 8.5 „Nichtlineare Verfahren“ ist ein räumliches FE-Modell, in dem nichtlineare Eigenschaften wie Steifigkeit und Rissbildung abgebildet werden können. Für die Schnittgrößenermittlung wurden die entsprechenden Spannungs-Dehnungslinien von Beton und Betonstahl verwendet. Im Modellausschnitt wurden Verschieblichkeit und Verdrehbarkeit an den Rändern in Längsrichtung behindert. Die vertikale Lagerung des Betons erfolgte durch eine nichtlineare Bettung, die keine Zugspannungen aufnehmen kann. Verbund zwischen Unterlage und Betonfahrbahnplatte wurde nicht angenommen. Durch einen Reibbeiwert wurde jedoch eine Querbettung berücksichtigt.

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) gilt als erfüllt, wenn die kritische Beton- und Stahldehnung nicht erreicht wird. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfolgt vor allem die Begrenzung der Rissbreite, die iterativ erhöht wird, bis eine Rissbreite von $w_k \leq 0,1\text{ mm}$ eingehalten wird. Sie wurde festgelegt, um die Bewehrung ausreichend vor feuchte- und chloridinduzierter Korrosion zu schützen.

In den Tabellen 19 und 20 sind die Ergebnisse der Berechnungen zusammengestellt. Sowohl für einen Normalbeton C 40/50 nach DIN 1045-1 als auch für einen UHPC C 160 wurde die erforderliche Bewehrung ermittelt. Die Überdeckung bei Einhaltung

der o.g. Rissbreite beträgt nur mindestens 25 mm (statt 55 mm nach DIN 1045-2). Somit ist für den Whitetoppingaufbau mit UHPC eine theoretisch minimale Schichtdicke von 100 mm möglich.

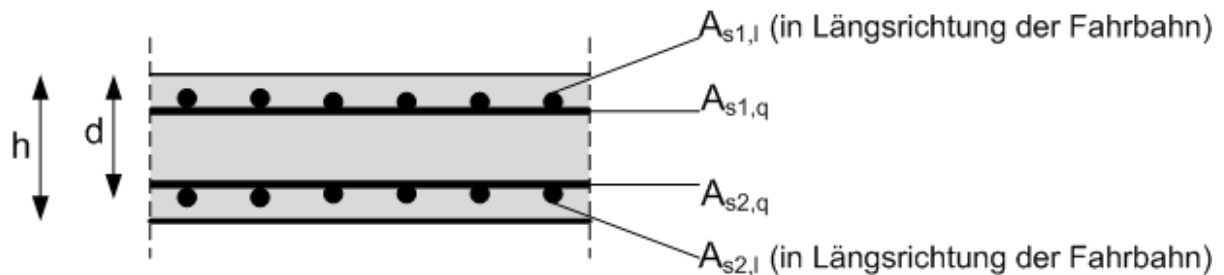


Abb. 16: Anordnung der Bewehrung im Fahrbahnquerschnitt

Zur Aufnahme der Beanspruchungen ist die Bewehrung in Quer- und in Längsrichtung zweilagig anzuordnen, was bei einer Dicke von nur 100 mm einbauseitig nicht ganz unproblematisch sein dürfte. Für den Verbund wurde der ungünstigste Fall angenommen, dass die Whitetoppingschicht mit der ermüdeten Unterlage nicht verankert wird und auch anders kein Verbund erzielt werden kann.

Tab. 19: Bewehrung für eine Fahrbahndecke aus Normalbeton (C 40/50, h = 260 mm) und eine WT-Fahrbahndecke aus höherfestem Beton (C 50/60, h = 150 mm)

		Stabdurchmesser	Stababstand	gewählter erforderlicher Stahlquerschnitt	
		[mm]	[cm]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
h = 26 cm	Unterseite				
	Hauptbewehrung $a_{s1,l}$	14	10	15,39	12,56
	Querbewehrung $a_{s1,q}$	14	20	7,70	6,50
	Oberseite				
	Hauptbewehrung $a_{s1,q}$	14	10	15,39	12,56
	Querbewehrung $a_{s1,q}$	14	20	7,70	6,50
15 cm	Unterseite - aufgrund Querkraft C 50/60 erforderlich				
	Hauptbewehrung $a_{s1,l}$	10	10	7,85	7,25
	Querbewehrung $a_{s1,q}$	14	20	7,70	6,50
	Oberseite - aufgrund Querkraft C 50/60 erforderlich				
	Hauptbewehrung $a_{s1,q}$	10	10	7,85	7,25
	Querbewehrung $a_{s1,q}$	14	20	7,70	6,50

Tab. 20: Bewehrung für eine WT-Fahrbahndecke aus UHPC (C 160, h = 150 mm / 100 mm)

		Stabdurchmesser	Stababstand	gewählter Stahlquerschnitt	erforderlicher Stahlquerschnitt
		[mm]	[cm]	[cm ² /m]	[cm ² /m]
15 cm	Unterseite				
	Hauptbewehrung a _{s1,l}	14	15,0	10,26	8,65
	Querbewehrung a _{s1,q}	14	15,0	10,26	8,65
	Oberseite				
	Hauptbewehrung a _{s1,q}	14	15,0	10,26	8,65
	Querbewehrung a _{s1,q}	14	15,0	10,26	8,65
10 cm	Unterseite				
	Hauptbewehrung a _{s1,l}	10	10,0	7,85	5,70
	Querbewehrung a _{s1,q}	10	10,0	7,85	5,70
	Oberseite				
	Hauptbewehrung a _{s1,q}	10	10,0	7,85	5,70
	Querbewehrung a _{s1,q}	10	10,0	7,85	5,70

Für die Whitetopping-Fahrbahndecke aus Normalbeton ergab sich infolge der größeren Schichtdicke bei einem Stabdurchmesser von jeweils 14 mm eine Längsbewehrung oben und unten von rd. 12,6 cm² / m und eine Querbewehrung von rd. 7,7 cm² / m. Wurde die Schichtdicke bei etwas höherer Betondruckfestigkeit auf 150 mm reduziert, so reichten bereits 2 x 7,25 cm² / m als Längs- und 2 x 6,50 cm² / m als Querbewehrung aus, um die Zwangs- und Verkehrslastspannungen aufzunehmen. Die höhere Druckfestigkeit und der höhere E-Modul des UHPC änderten daran bei gleicher Schichtdicke nur wenig. Rechnerisch ergaben sich Bewehrungsquerschnitte von jeweils 2 x 8,65 cm² / m. Die geringste rechnerische Bewehrungsmenge ergab sich bei etwas engerem Stababstand erwartungsgemäß mit 2 x 5,7 cm² / m bei einer Schichtdicke des UHPC von 100 mm.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass ein unbewehrter Whitetoppingaufbau aus faserbewehrtem HPC oder UHPC mit Fugen als Sanierung eine Dicke von 150 mm aufweisen sollte, wie in Kapitel 6.3 erläutert wurde. Für einen durchgehend bewehrten fugenlosen Whitetoppingaufbau reicht bei einer auf eine Rissbreite von 0,1

mm und auf eine Dauerbeanspruchung durch Verkehr ausgelegte 2-lagige Bewehrung zur Aufnahme der Spannungen und Begrenzung der Rissbreiten eine Dicke von 100 mm aus, aus einbautechnischen Gründen wird jedoch eine Minstdicke von 120 mm empfohlen. Zur Vereinfachung wird auch hier eine Dicke des Whitetoppingaufbaus von 150 mm angesetzt, um Schwankungen beim Einbau und Inhomogenitäten in der alten Betondecke darunter abzudecken. Der Unterschied in der Bewehrungsmenge (siehe Tab. 20) bei 100 mm Dicke gewählt $7,85 \text{ cm}^2 / \text{m}$, bei 150 mm Dicke errechnet mit mind. $8,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$) ist zudem gering. Ein Verbund mit der Unterlage ist nach Tabelle 2 somit nicht zwingend erforderlich.

Für die nachfolgende Wirtschaftlichkeitsbetrachtung wird die durchgehend bewehrte fugenlose Whitetopping-Bauweise mit einer Dicke von 150 mm gewählt, da sie kostenmäßig durch die Bewehrung den ungünstigeren Fall gegenüber der Bauweise mit Platten darstellt.

7. WIRTSCHAFTLICHKEITSBERECHNUNG

Für die Wirtschaftlichkeitsberechnungen werden die in den vorstehenden Kapiteln 3-6 ermittelten und festgelegten stofflichen und konstruktiven Parameter für die betrachteten Bauweisen verwendet. Die Wirtschaftlichkeitsberechnungen erfolgen dabei nach folgendem Schema:



Abb. 17: Vorgehensweise Wirtschaftlichkeitsberechnungen

7.1 Betriebswirtschaftliche Kosten

7.1.1 Eingangsparameter für die betrachteten Bauweisen

7.1.1.1 Referenzbauweisen

Als Referenzbauweisen für die Wirtschaftlichkeitsberechnungen wurden zwei Bauweisen der RStO 01 zugrunde gelegt. Zum einen handelt es sich um die Bauweise Beton auf Asphalttragschicht (ATS). Der Aufbau entsprechend Bauklasse SV wurde gewählt mit 340 mm Schottertragschicht, 100 mm ATS und 260 mm Beton. Bei einer herkömmlichen grundhaften Erneuerung werden Tragschicht und Beton ausgebaut und entsprechend ersetzt. Für die Bauklasse III beträgt der Aufbau 330 mm Schottertragschicht, 100 mm Asphalttragschicht und 220 mm Beton, der bei einer grundhaften Erneuerung ersetzt wird.

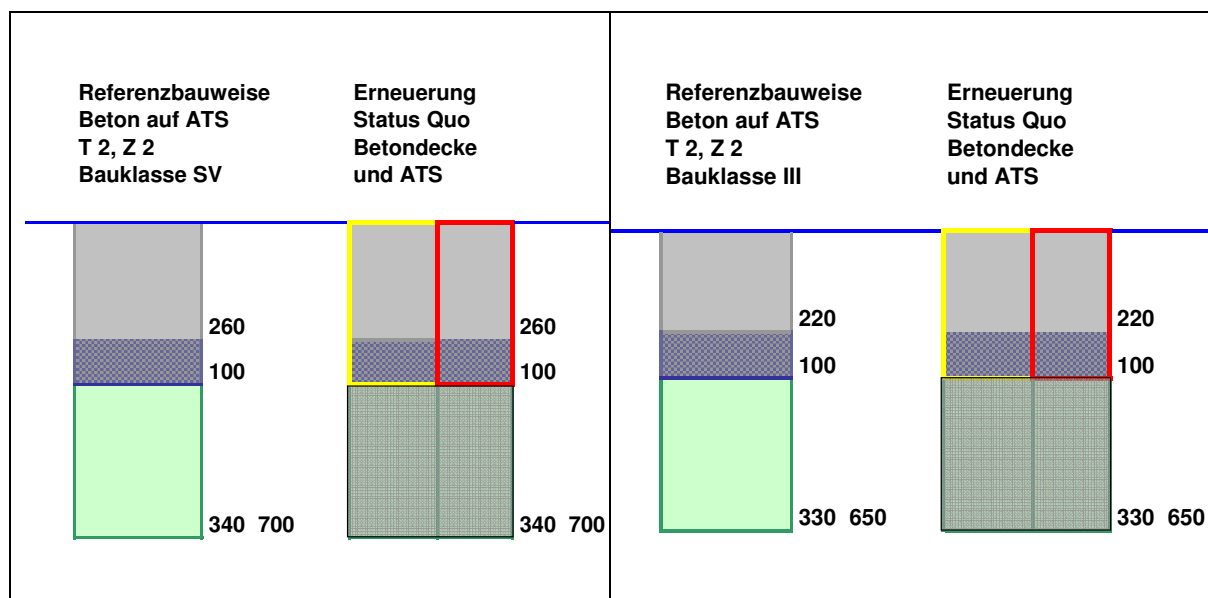


Abb. 18: Referenzbauweise Beton auf ATS Tafel 2 Zeile 2 Bauklassen SV und III nach RStO 01

Als weitere Referenzbauweise wurde Beton auf Hydraulisch gebundener Tragschicht (HGT) in Kapitel 6.2 bemessen und berechnet. Der Aufbau für die Bauklasse SV setzt sich zusammen aus 330 mm Schottertragschicht, 150 mm HGT und 270 mm Beton. Bei einer herkömmlichen grundhaften Erneuerung werden auch hier Tragschicht und Beton ausgebaut und entsprechend ersetzt. Für die Bauklasse III beträgt der Aufbau 320 mm Schottertragschicht, 150 mm HGT und 230 mm Beton.

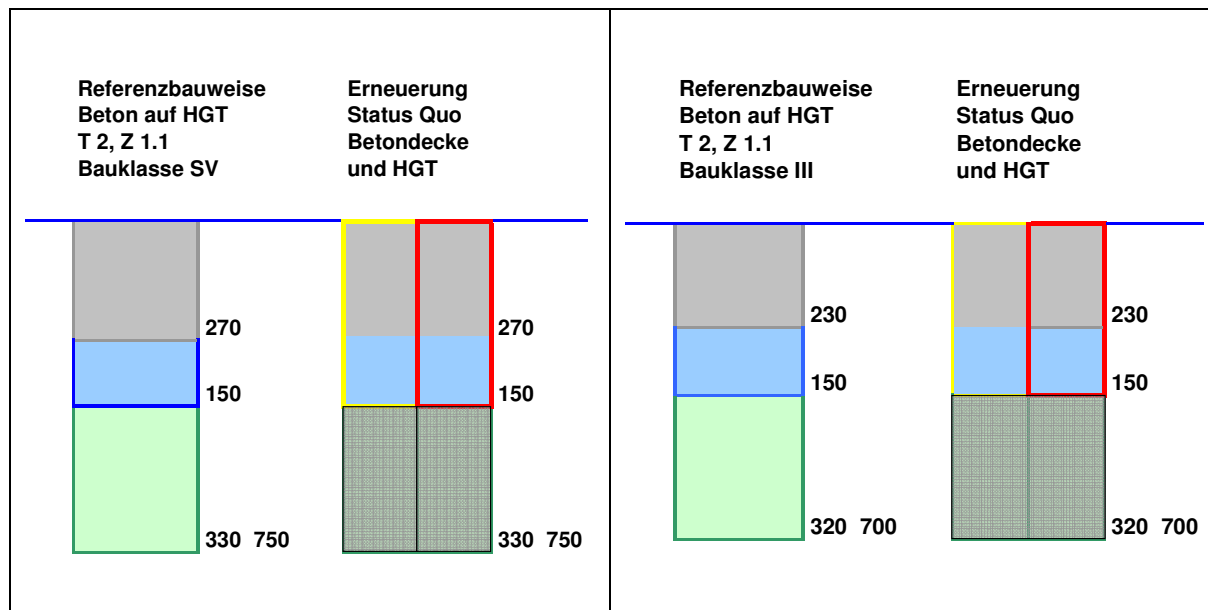


Abb. 19: Referenzbauweise Beton auf HGT Tafel 2 Zeile 1.1 Bauklassen SV und III nach RStO 01

Für die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung wurde sich jedoch ausschließlich auf die Referenzbauweise Beton auf ATS beschränkt, um von einer einzigen Referenzbauweise als Vergleich auszugehen und nicht weitere Referenzvarianten aufzuzeigen. Die Ergebnisse sind aber qualitativ auch auf die anderen Bauweisen übertragbar.

7.1.1.2 Whitetopping-Bauweisen

Für die Whitetopping-Bauweisen wird in der Betrachtung unterschieden zwischen der Variante im Hocheinbau (HE) und der Variante im (teilweisem) Tiefeinbau (TE) (siehe auch Abbildung 20).

Für den Hocheinbau wird zum Zeitpunkt t_0 statt einer herkömmlichen Erneuerung (nach RStO 01 die vorgenannte Referenzbauweise Beton auf ATS) der Whitetoppingaufbau auf die vorhandene Befestigung aufgebracht. Dafür wird die Betondecke entspannt und die Whitetoppingschicht mit einer Dicke von 150 mm ohne Verbund aufgebracht. Dieser Aufbau gilt sowohl für Bauklasse SV als auch für Bauklasse III. Der Aufbau ertüchtigt die Bauklasse III in der Weise, dass diese nun die Belastungen einer Bauklasse SV aufnehmen kann.

Bei der Entscheidung für den Hocheinbau ist unbedingt zu beachten, dass die vorhandene Gradienten nicht eingehalten werden kann. Deshalb ist zu prüfen, inwieweit die Höhenlage eingehalten werden muss hinsichtlich der vorhandener Einbauten, entsprechender Bauwerke mit einzuhaltenden Lichtraumprofilen, vorhandenen Leitungen und Entwässerungseinrichtungen. Auch einzelne Fahrstreifenertüchtigungen sind im Hocheinbau nicht möglich, sondern nur Sanierungen über die gesamte Breite einer Fahrtrichtung. In der nachfolgenden Abbildung 20 ist der Aufbau für Bauklasse SV mit Whitetopping im Hocheinbau mit einer Dicke von 150 mm als WT 150 HE und im teilweisen Tiefeinbau mit einer Dicke von 150 mm als WT 150 TE bezeichnet. Da die Verkehrslastspannungen ausschließlich von der Whitetoppingschicht übernommen werden, entspricht die Ertüchtigung der Bauklasse III mit Whitetopping 150 mm im Aufbau dann einer Bauklasse SV, wenn eine ausreichende Tragfähigkeit der Unterlage vorhanden ist. Dies dürfte bei der nach dem Abfräsen dünneren alten Betondecke (120 mm gegenüber 160 mm) bei Bauklasse SV gegeben sein, da –wie vorn gezeigt wurde – für die statischen Berechnungen ein ungünstiger Wert für die Resttragfähigkeit der Altsubstanz angesetzt wurde. Weitere Abbildungen sind detailliert den Anlagen A 23 und A 24 zu entnehmen.

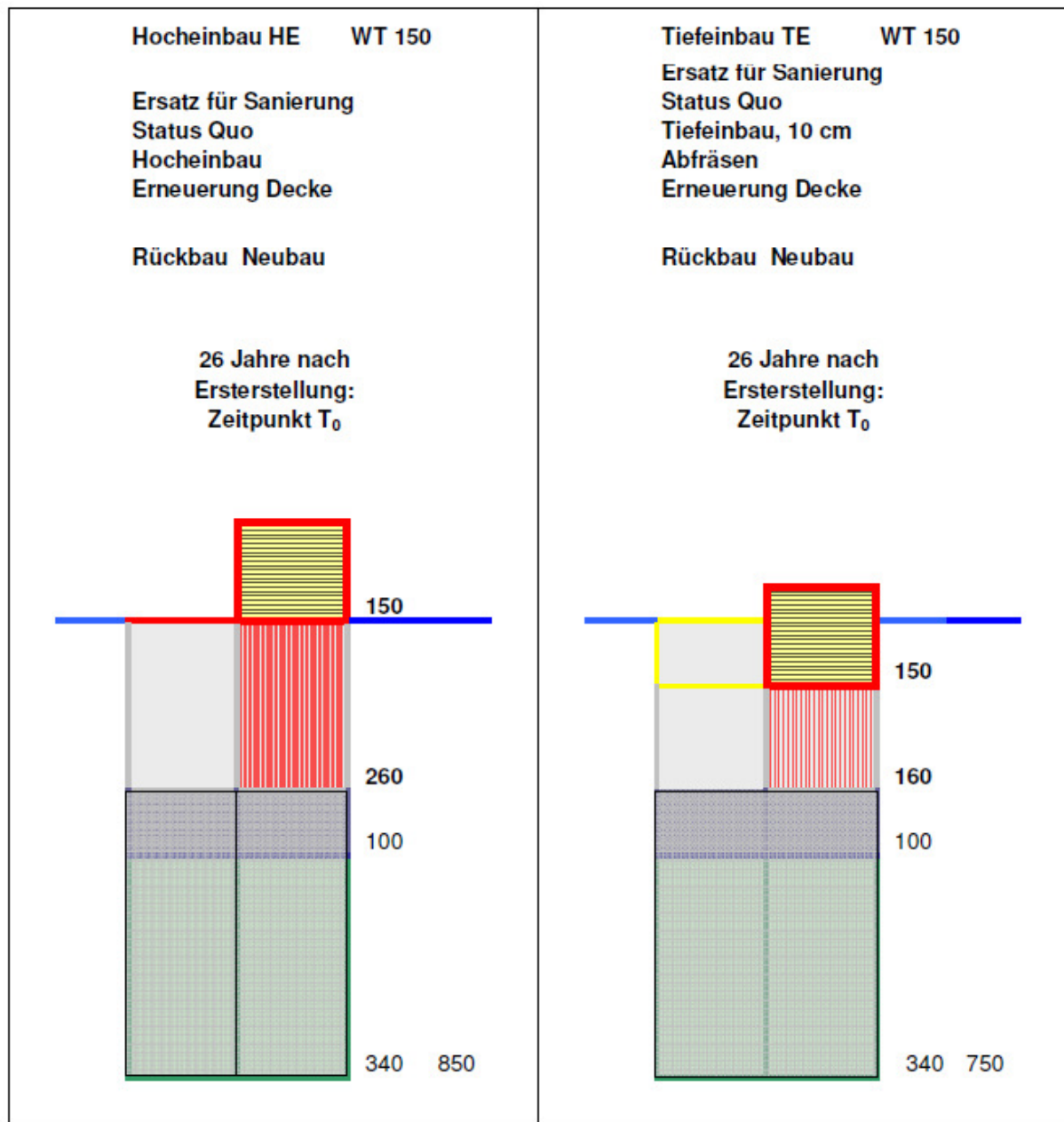


Abb. 20: Whitetopping-Bauweisen

Beim (teilweisen) Tiefereinbau kann die vorhandene Gradienten weitgehend beibehalten werden. Das wird durch das Abfräsen der vorhandenen Betondecke um max. 100 mm erreicht, ohne die vorhandenen Dübel und Anker zu beschädigen. Auf die gefräste und entspannte Oberfläche wird nun die Whitetoppingschicht von 150 mm aufgebracht. Für die Referenzbauweise muss zur Erneuerung der Betondecke diese insgesamt mit einer Dicke von rund 260 mm ausgebaut werden. Zu berücksichtigen sind hierbei Schwankungen der Einbaudicken, die jedoch in den Berechnungen vernachlässigt werden. Gegenüber der Referenzbauweise sind bei der Whitetopping-

Bauweise die Kosten für die entfallene Fugenpflege (bauliche Unterhaltung) und die Materialkosten in Bezug auf die wesentlich geringere Deckendicke (Erhaltungskosten) relevant.

Überbauungen sowohl der Referenzbauweise als auch der Whitetopping-Bauweise mit lärm mindernden oder griffigkeitsverbessernden Belägen sind jederzeit möglich, um entsprechend gewünschte Eigenschaften für die Fahrbahnoberfläche zu erreichen. Da die Kosten dafür sowohl für die Referenzbauweise als auch die Whitetopping-Bauweise gleich sind, werden diese Varianten der Beläge kostenmäßig nicht betrachtet.

7.1.2 Berechnungen

7.1.2.1 Grundlagen der dynamischen Investitionsrechnung

Für die Wirtschaftlichkeitsberechnung ist es zunächst notwendig, die finanzmathematischen Grundlagen zu erläutern, die zur Anwendung kommen. Da dies ausführlich in verschiedener Literatur beschrieben ist, sei hier stellvertretend [145] genannt und nachstehend kurz erläutert.

Investitionsrechnungen dienen als Grundlage für Entscheidungen über durchzuführende Investitionen. Dabei wird überprüft, ob eine Investition vorteilhaft ist oder welche im Vergleich mit anderen Investitionen die vorteilhafteste ist. Bei Investitionen kann es sich um Sachinvestitionen, um Finanzinvestitionen oder auch um immaterielle Investitionen handeln. Für die Investitionsrechnung benötigt man die Kosten der Investition, die Nutzungsdauer, variable Kosten, Fixkosten, den Restwert etc. Die Verfahren der Investitionsrechnung werden in zwei Bereiche unterteilt, die statischen und die dynamischen Verfahren. Zu den statischen Verfahren gehören:

- Kostenvergleichsrechnung
- Gewinnvergleichsrechnung
- Rentabilitätsrechnung
- Amortisationsrechnung

Dynamische Verfahren liefern gegenüber den statischen Verfahren, die mit Kosten und Erlösen arbeiten und Schwankungen nicht berücksichtigen, wesentlich genauere Entscheidungsgrundlagen. Sie berücksichtigen Zahlungen, die zu unterschiedlichen Zeitpunkten anfallen, durch den sogenannten Kalkulationszinssatz, der die als notwendig angesehene Mindestverzinsung darstellt (entsprechende Kapitalkosten).

Die dynamischen Verfahren erfassen und prognostizieren damit die finanziellen Auswirkungen über die gesamte Nutzungsdauer. Zu den dynamischen Verfahren gehören:

- Kapitalwertmethode (Barwertmethode)
- Endwertmethode
- Annuitätenmethode
- Interne Zinsfußmethode und
- Vollständiger Finanzplan

Für die nachfolgenden Berechnungen wird die Kapitalwertmethode angewendet, die das am häufigsten angewendete Verfahren für die Beurteilung der Vorteilhaftigkeit von Investitionsprojekten ist.

7.1.2.2 Beschreibung Kapitalwertmethode

Wie u.a. bei [146] erläutert, setzt sich die Kapitalwertmethode aus folgenden Punkten zusammen:

- Bestimmung des Kalkulationszinssatzes
- Abzinsung aller nach getätigter Investition zu erfolgenden Zahlungen auf den Zeitpunkt der Investition unter Anwendung des Kalkulationszinssatzes
- Ermittlung des Kapitalwertes
- Prüfung der Vorteilhaftigkeit (positiver Kapitalwert)

Die Kapitalwertformel lautet für die Nutzungsdauer t_0 bis t_n nach [145] wie folgt:

$$K_0 = \sum_{t_0 \text{ bis } t_n} (E_t - A_t) \times 1/(1+i)^t$$

mit K_0 = Kapitalwert
 $(E_t - A_t)$ = Barwert aller laufenden Zahlungssalden
 $1/(1+i)^t$ = $(1-i)^{-t}$ = Abzinsungsfaktor

Alle Kosten werden auf das Bezugsjahr t_0 für die Wirtschaftlichkeitsberechnung kapitalisiert, d.h. in diesem Fall abgezinst. Diese auf den Zeitpunkt t_0 abgezinsten Zahlungen sind die Barwerte, die Summe der Barwerte aller Zahlungen im Bewertungszeitraum wird als Kapitalwert bezeichnet.

7.1.2.3 Nutzungsdauern für die Bauweisen

Als maßgebendes Regelwerk für die theoretischen Nutzungsdauern von Befestigungsschichten werden die Richtlinien für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Straßenbefestigungen [17] angewendet. Die Anhaltswerte zur Abschätzung des Zeitraumes zwischen Neubau und der nächsten Erneuerung (hier Eingreifzeitpunkt genannt), die aus Auswertungen der dort angegebenen Literatur basieren, werden für Betonbefestigungen wie folgt angesetzt:

Tab. 21: Anhaltswerte für die theoretische Nutzungsdauer [17]

Betonbefestigungen	Bauklasse SV	Bauklasse III
Betondecke	26 Jahre	30 Jahre
Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel unter Vliesstoff	55 Jahre	70 Jahre
Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel ohne Vliesstoff	26 Jahre	30 Jahre
Asphalttragschicht	50 Jahre	65 Jahre
Tragschicht ohne Bindemittel	45 Jahre	60 Jahre

Frostschutzschichten werden gemäß [4] mit einer Nutzungsdauer über 100 Jahre angesetzt. In den RI-WI-BRÜ [39] wird eine Erhaltungsmaßnahme zum genannten Zeitpunkt t_0 als Erstmaßnahme bezeichnet, die dann eine Wirtschaftlichkeitsuntersuchung auslöst. Auch bei dieser Arbeit soll dieses Vorgehen so gewählt werden.

Für die Wirtschaftlichkeitsberechnung wird hier wie in Kapitel 2.3.1.1 erläutert die Nutzungsdauer als wirtschaftliche Nutzungsdauer definiert. Um die Tragfähigkeit des Untergrundes und damit die Nutzungsdauer abschätzen zu können, muss dem eine Substanzbewertung vorausgehen. Allein aus dem oberflächenbezogenen Substanzwert, der aus der Zustandserfassung ermittelt wird, kann keine Bewertung der Substanz erfolgen (siehe auch Kapitel 2.2).

Erneuerungsmaßnahmen der Referenzbauweise

Die Erstmaßnahme für die gewählte Referenzbauweise mit ATS und einer Bauklasse SV erfolgt zum Zeitpunkt t_0 (noch ausreichend tragfähiger Aufbau der Konstruktion) nach angenommenen 26 Jahren und betrifft nur die Betondecke unter der Annahme, dass dem eine grundlegende Erhaltungsmaßnahme oder sogar ein Neubau vorausging, bei dem alle Schichten einschließlich Frostschutzschicht eingebaut bzw. neu gebaut wurden.

Die Zweitmaßnahme erfolgt nun grundhaft durch Erneuerung der Betondecke und der ATS nach weiteren 25 Jahren. Die Nutzungsdauer der Tragschicht wird dabei gegenüber dem in der RPE Stra 01 angegebenen Anhaltswert für die Nutzungsdauern um 10 % reduziert, da man nach der Erneuerung der Decke als Erstmaßnahme nicht unbedingt von einer vollständig gleichwertigen Tragwirkung ausgehen kann. Man trägt damit Inhomogenitäten im Tragverhalten und der Entwicklung des Restsubstanzwertes Rechnung. Anwendung findet dieses z.B. in den Lebenszyklusanätzen für PPP-Modelle, wie sie vom Bundesverband Public Private Partnership BPPP [147] zusammengefasst wurden. Sofern Unterbau und/oder Tragschichten 50 % ihres Vermögenswertes erreicht haben, wird die Nutzungsdauer der darüber liegenden Schichten um 10 % reduziert. Bei Erreichung von 30 % des Vermögenswertes wird die Nutzungsdauer um 20 % reduziert. Bei der dritten Sanierung verkürzt sich die Nutzungsdauer der darüber liegenden Schichten wiederum um 20 %. Die Nutzungsdauer der ATS wird nach [17] mit rund 52 Jahren angesetzt, so dass vereinfachend nur bei jeder 2. Deckensanierung auch die ATS erneuert werden muss. Die FSS wird nach [4] mit einer Nutzungsdauer von 92 Jahren angesetzt. Theoretisch kann angenommen werden, dass erst zur 4. Sanierung der Betondecke alles bis zum Planum ausgebaut und erneuert werden muss. Bei der Referenzbauweise Betondecke mit HGT (ohne Vliesstoff) wird von ähnlichen Nutzungsdauern ausge-

gangen. Zu bemerken ist hierbei, dass bei der Referenzbauweise Betondecke auf HGT bei der ersten Sanierung der Betondecke auch die HGT komplett mit ausgebaut wird, unabhängig davon, ob mit oder ohne Vliesstoff, da die HGT beim Ausbau der Betondecke in aller Regel mit geschädigt und zerstört wird. Somit fällt erst bei der dritten Sanierung der Betondecke wiederum eine grundlegende Erneuerung der Trag- und Deckschicht an.

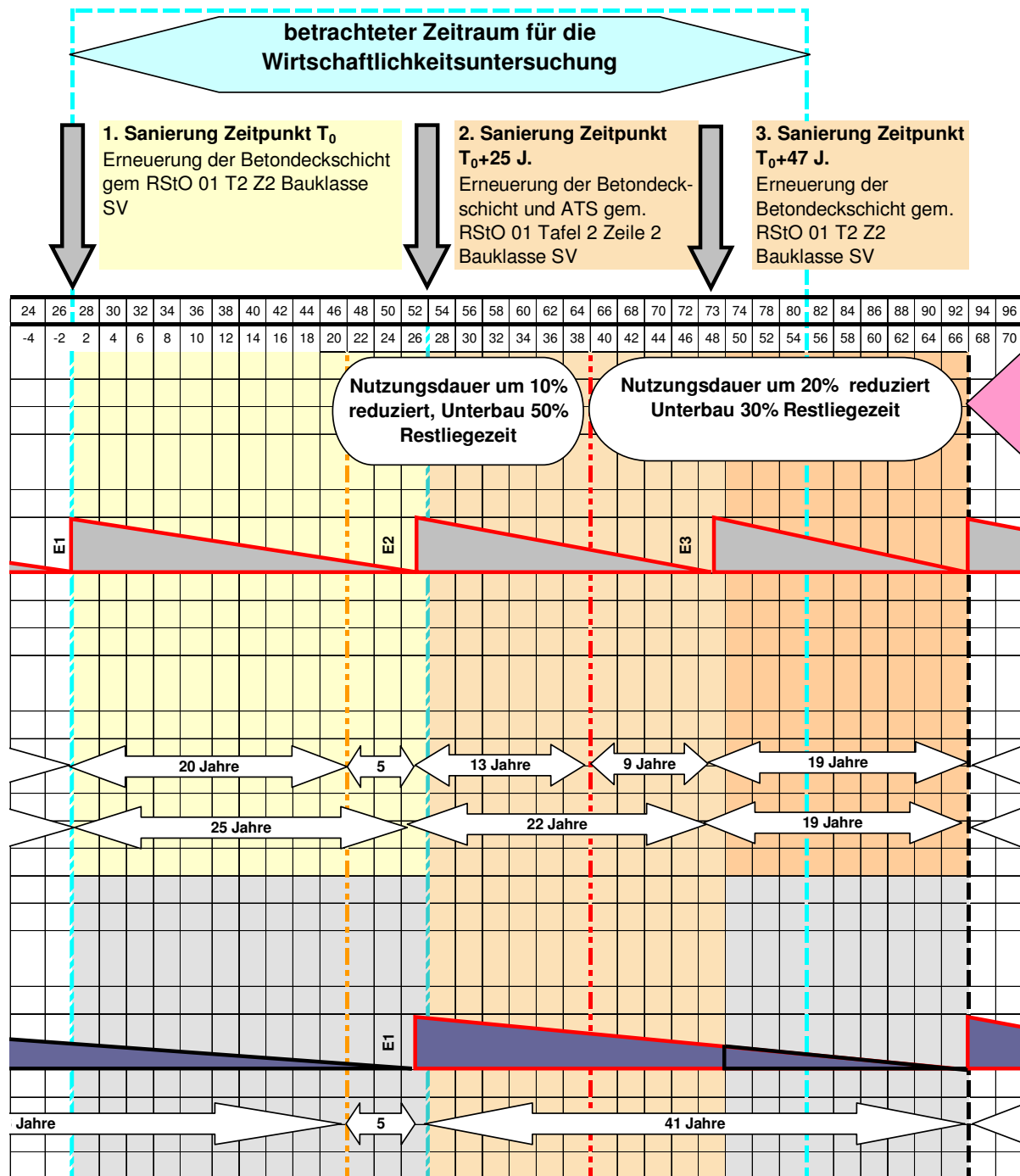


Abb. 21: Erneuerung der Referenzbauweise im Betrachtungszeitraum

Erneuerungsmaßnahme mit der Whitetopping-Bauweise

Für die Whitetopping-Bauweise stellt sich dies so dar, dass zum o.g. Zeitpunkt t_0 nun statt der nach RStO 01 üblichen Referenzbauweise bei ausreichend tragfähigem Aufbau mit der Whitetopping-Bauweise saniert (Bauklasse SV) bzw. ertüchtigt (Bauklasse III) wird. Die vorhandene Betondecke, ob im Hoch- oder (teilweisem) Tiefeinbau (gefräst), wird entspannt und verstärkt somit als weitere „Tragschicht“ die darunter liegende Tragschicht.

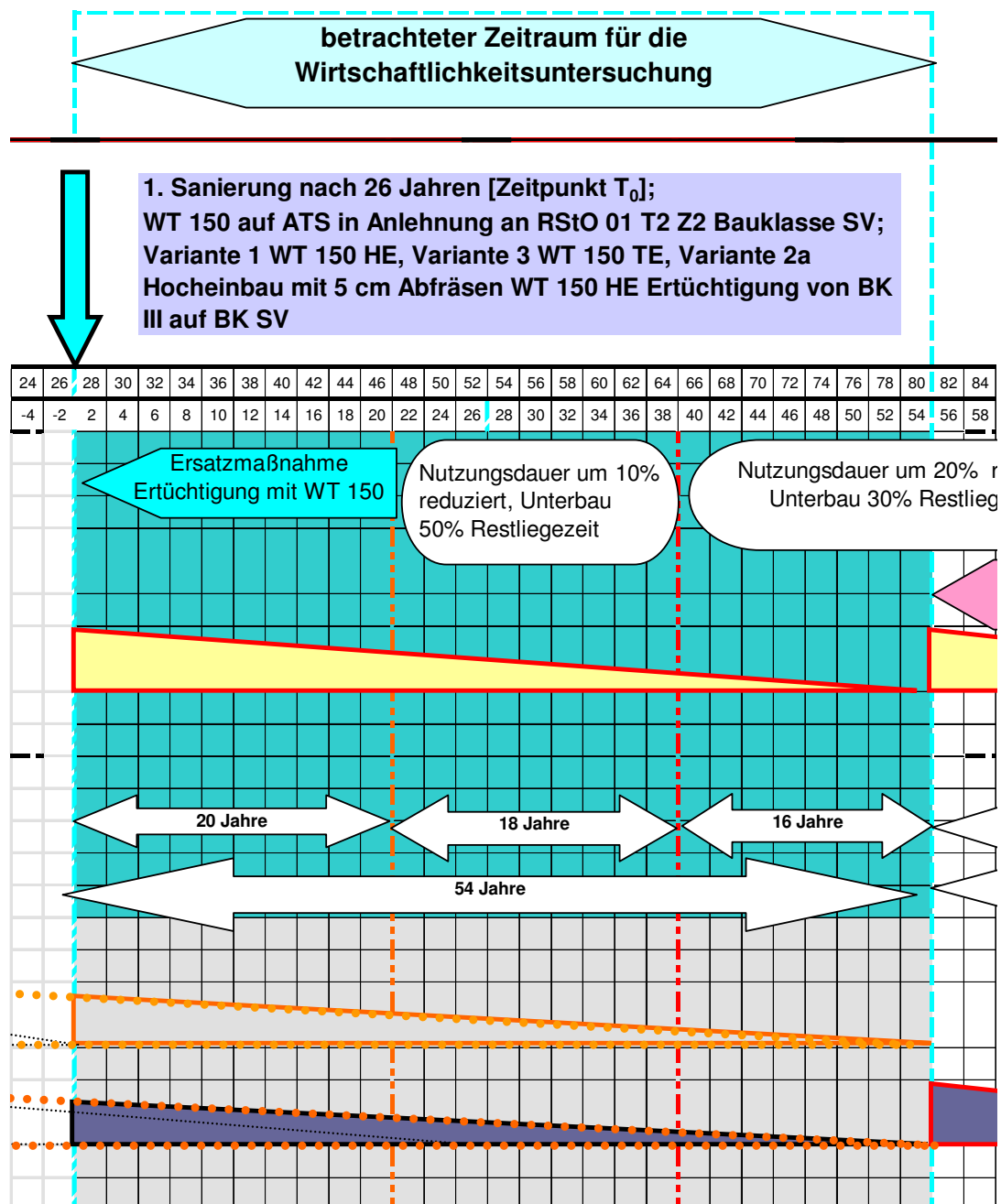


Abb. 22: Erneuerung der Whitetopping-Bauweise im Betrachtungszeitraum

Für die beiden Tragschichten „Betondecke alt“ und ATS wird die gleiche Nutzungsdauer angenommen, da die dynamischen Verkehrslasten ausschließlich von der bewehrten Whitetoppingschicht übernommen werden, so dass die Tragschichten außer der vertikalen Druckspannungen unter dem Rad (siehe Kapitel 6.3) keine weiteren Belastungen ertragen müssen. Bis zum Zeitpunkt t_e wird hier für den gesamten Whitetoppingaufbau eine wirtschaftliche Nutzungsdauer von 54 Jahren angenommen. Diese ergibt sich wie bereits erläutert durch Reduzierung der Nutzungszeiten, wie auch aus Abbildung 23 ersichtlich. Die Frostschutzschicht mit ihrer Nutzungsdauer von 100 Jahren bleibt davon unberührt. Die genaue Darstellung der Erneuerungsintervalle und Nutzungsdauern kann den Anlagen A 25 und A 26 entnommen werden. Der betrachtete Zeitraum für die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung ergibt sich zu 54 Jahren. Zusammengefasst stellt sich das wie folgt dar:

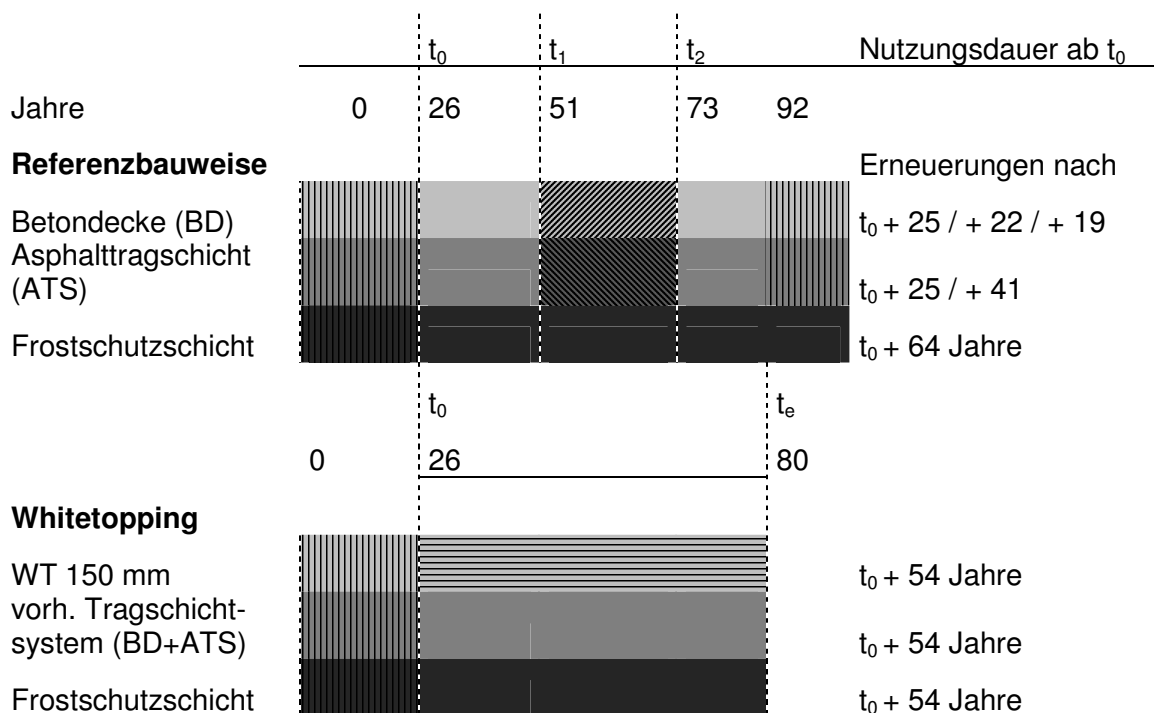


Abb. 23: Darstellung der Erneuerungsintervalle und Nutzungsdauern

7.1.2.4 Berechnung der Baukosten (Barwerte)

Zur Ermittlung der Baukosten wurden als Basis die Kosteneingangsgrößen für das Programm E-Cost verwendet, welches im Auftrag des Bundesverkehrsministeriums

unter Betreuung der BAST von der Universität der Bundeswehr München [7] 2002 erarbeitet wurde. In der vorhandenen Software für das Pavement Management System wurden nur bundesweite Durchschnittswerte für Erhaltungsmaßnahmen verwendet, ohne regionale Besonderheiten bezüglich Kosten, Loslängen der Maßnahmen oder auch die Straßenkategorien zu berücksichtigen. Diese erweiterte Kostenermittlung für Erhaltungsmaßnahmen zur Bestimmung der Kosteneingangsgrößen für das Pavement Management System wurde auch den Straßenbauverwaltungen als Programm vom Bund zur Verfügung gestellt. Die im Programm E-Cost enthaltenen Kosten haben einen Preisstand von 2003, daher wurden diese gemäß Baupreisindex auf den Stand 2010 indexiert.

Die Baukosten für die Erhaltungsmaßnahmen bestehen aus den reinen Baukosten für die Erneuerung, Kosten für die Baustelleneinrichtung und die Verkehrssicherung, Baustellengemeinkosten, Herstellkosten, Allgemeine Geschäftskosten, Wagnis und Gewinn (Nettokosten). Unter den Baustellengemeinkosten werden die Kosten zusammengefasst, die nicht direkt einer Bauleistung zugerechnet werden können und für den Baustellenbetrieb anfallen wie z.B. Baustelleneinrichtungskosten, Kosten für die örtliche Bauleitung und Kosten für das Vorhalten von Geräten etc. Auch Umlagen wie Allgemeine Geschäftskosten (AGK) und Wagnis und Gewinn (WuG) fließen bei der Kalkulation der Angebotssumme mit ein. Hier wurden sie nach einem in [7] ermittelten Schlüssel mit einem für alle Maßnahmen gleichen Prozentsatz (jeweils 6 % bzw. 4 %) der Angebotssumme als Umlage mit dargestellt.

Der Baupreisindex (BPI) zeigt die Entwicklung von Preisen in der Bauwirtschaft, die von den Bauunternehmen auf dem Markt für bestimmte definierte Leistungen erzielt werden. Er wird über Jahre ermittelt und zeigt somit Preisentwicklungen und konjunkturelle Entwicklungen auf. Für die Wirtschaftlichkeitsberechnung wurden die Preisindizes für die Bauwirtschaft des Statistischen Bundesamtes herangezogen, die für die Jahre 2005 bis 2010 für Deutschland ermittelt und veröffentlicht und in der nachfolgenden Tabelle 22 für die Bauleistungen im Straßenbau zusammengefasst wurden:

Tab. 22: Entwicklung Baupreisindex [149]

2005	100,0 %	Veränderung gegenüber dem Vorjahr
2006	103,7 %	3,7 %
2007	110,5 %	6,8 %
2008	115,2 %	4,7 %
2009	117,8 %	2,6 %
2010	118,7 %	0,9 %
BPI 2005 - 2010		Mittelwert 3,73 % (gerundet)

Im Folgenden werden die Erhaltungskosten für die jeweiligen Sanierungen der Referenzbauweise und der Whitetopping-Bauweise erläutert, die detailliert den Anlagen A 27 bis A 29 entnommen werden können. In den Baukosten sind alle grundlegend anfallenden Leistungen für die jeweilige Erneuerungsmaßnahme enthalten, ähnlich einem Leistungsverzeichnis für die Kalkulation der Bauleistung. Dieser Angebotspreis entspricht dem kalkulierten Baupreis, der dem Auftraggeber, also dem Baulastträger, als Nettokosten für die Maßnahme entsteht.

Baukosten Referenzbauweise 1. Sanierung (Zeitpunkt t_0)

Für die herkömmliche Sanierung der Referenzbauweise nach einer angenommenen Liegezeit von 26 Jahren betragen die Baukosten rund 2,776 Mio. €, bezogen auf eine Fahrtrichtung RQ 29,5 und eine Loslänge von 5 km. Bei der Sanierung wird die alte Betondecke ausgebaut und durch eine neue Betondecke ersetzt, entsprechende Fugen hergestellt, Anschlüsse angepasst und Schutzeinrichtungen eingebaut. Die Kosten für die 1. Sanierung betragen:

Tab. 23: Baukosten Referenzbauweise 1. Sanierung

Kostenermittlung für	Kosten in [€]
Baukosten	2.185.439,61
Baustelleneinrichtung	97.609,26
Verkehrssicherung	170.158,00
Baustellengemeinkosten	44.793,47
AGK + WuG	277.555,59
Gesamt (netto)	2.775.555,90

Baukosten Referenzbauweise 2. Sanierung (Zeitpunkt $t_0 + 25$ Jahre)

Nach der nächsten notwendigen Sanierung mit Erneuerung der Betondecke und der Tragschicht nach 51 Jahren, bei der die alte Betondecke einschließlich Tragschicht ausgebaut und erneuert wird, summieren sich die Baukosten wie folgt auf:

Tab. 24: Baukosten Referenzbauweise 2. Sanierung

Kostenermittlung für	Kosten in [€]
Baukosten	2.900.581,27
Baustelleneinrichtung	99.611,63
Verkehrssicherung	170.158,00
Baustellengemeinkosten	47.805,47
AGK + WuG	357.572,93
Gesamt (netto)	3.575.729,31

Baukosten Referenzbauweise 3. Sanierung (Zeitpunkt $t_0 + 47$ Jahre)

Nach insgesamt 73 Jahren wäre wieder die Erneuerung der Betondecke erforderlich. Die Baukosten betragen ohne Berücksichtigung der Preisentwicklung dann wie bei der 1. Sanierung 2,776 Mio. €.

Baukosten Whitetopping-Bauweise WT 150 HE (Zeitpunkt t_0)

Für die Sanierung der Fahrbahn mittels Whitetopping im Hocheinbau (HE) zum Zeitpunkt t_0 nach einer angenommenen Liegezeit von 26 Jahren betragen die Baukosten rund 2,742 Mio. €, bezogen auf eine Fahrtrichtung RQ 29,5 und eine Loslänge von 5 km. Bei der Sanierung wird die alte Betondecke entspannt und angefräst und der dann vorhandene Aufbau durch Whitetopping mit einer Dicke von 150 mm überbaut. Der Whitetoppingaufbau ist durchgehend bewehrt und fugenlos mit zweilagiger Bewehrung, wie auch in Kapitel 6.3.1.4 erläutert. Nach den Bemessungen wäre auch ein unbewehrter Whitetoppingaufbau aus faserbewehrtem HPC oder UHPC mit Fugen möglich, der jedoch in der Wirtschaftlichkeitsberechnung nicht berücksichtigt wurde. Die positiven Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit durch Wegfall der „Schwachstelle Fuge“ sowie der dadurch verbesserte Fahrkomfort wird hiermit berücksichtigt. Entfallen würden bei einem unbewehrten Aufbau mit Faserbeton die Kosten für die Bewehrung, hinzukommen jedoch Kosten für das Herstellen der Fu-

gen. In der Wirtschaftlichkeitsberechnung wurde der wesentlich aufwendigere und kostenintensivere Aufbau mit einer durchgehend bewehrten fugenlosen Whitetoppingsschicht angesetzt.

Die Kosten für den Whitetoppingaufbau sind in einem Einheitspreis zusammengefasst und basieren auf Angeboten der Hersteller für das Compound des UHPC, wie auch im Kapitel 5.1.2.2 bzw. Tabelle 4 beschrieben. Zuzüglich der Kosten für die notwendige Bewehrung und die Fasern ergibt sich der Einheitspreis für den Whitetoppingaufbau mit einer Dicke von 150 mm zu rund 155,- €/m³ (netto). Im Vergleich dazu liegen die durchschnittlichen Einheitspreise für die herkömmliche Betondecke mit einer Dicke von 260 mm bei rund 61,- €/m³ (netto). Die insgesamt ermittelten Baukosten belaufen sich auf:

Tab. 25: Baukosten WT 150 HE

Kostenermittlung für	Kosten in [€]
Baukosten	2.155.490,02
Baustelleneinrichtung	97.525,37
Verkehrssicherung	170.158,00
Baustellengemeinkosten	44.667,33
AGK + WuG	274.204,53
Gesamt (netto)	2.742.045,25

Baukosten Whitetopping-Bauweise WT 150 TE (Zeitpunkt t₀)

Für die Sanierung der Fahrbahn mittels Whitetopping im (teilweisen) Tiefeinbau (TE) zum Zeitpunkt t₀ nach einer angenommenen Liegezeit von 26 Jahren betragen die Baukosten rund 3,062 Mio. €, bezogen auf eine Fahrtrichtung RQ 29,5 und eine Loslänge von 5 km. Bei der Sanierung wird die vorhandene alte Betondecke 100 mm abgefräst, um vorhandene Dübel und Anker nicht zu beschädigen und die Decke entspannt. Danach erfolgt die Überbauung mit dem durchgehend bewehrten fugenlosen Whitetoppingaufbau mit einer Dicke von 150 mm. Die vorhandene Gradienten wird somit um max. 50 mm erhöht. Die Baukosten für die Sanierung wurden wie folgt ermittelt:

Tab. 26: Baukosten WT 150 TE

Kostenermittlung für	Kosten in [€]
Baukosten	2.441.776,27
Baustelleneinrichtung	98.326,97
Verkehrssicherung	170.158,00
Baustellengemeinkosten	45.873,10
AGK + WuG	306.237,15
Gesamt (netto)	3.062.371,49

Zusammengefasst wurden folgende Baukosten für eine Loslänge von 5 km für eine Fahrtrichtung auf einer Breite von 11,50 m des RQ 29,5 ermittelt:

Tab. 27: Baukosten für alle Bauweisen

Referenzbauweise Betondecke auf ATS	Baukosten (in Mio. €)	Whitetopping WT 150	Baukosten (in Mio. €)	Jahr (ab t ₀)
Erneuerung Betondecke (1. Sanierung)	2.775.556,-	Erneuerung mit WT 150 HE bzw. WT 150 TE (1. Sanierung)	2.742.045,- bzw. 3.062.371,-	0
Erneuerung Betondecke und Tragschicht (2. Sanierung)	3.575.729,-	-	-	+ 25
Erneuerung Betondecke (3. Sanierung)	2.775.556,-	-	-	+ 47
-		Erneuerung grundhaft	5.118.325,- bzw. 4.779.885,-	+ 54
Erneuerung grundhaft (Betondecke, TS, FSS)	4.288.981,-			+ 66

In den Anlagen A 27 bis A 29 ist eine detaillierte Zusammenstellung der Baukosten für jede betrachtete Bauweise aufgeführt. In die Betrachtung fließen die grundhaften Erneuerungen der jeweiligen Bauweise nicht mit ein, da sie außerhalb des betrachteten Zeitraumes liegen. Nur bei der Restwertbetrachtung wird berücksichtigt, dass nach 54 Jahren die Referenzbauweise nach der 3. Sanierung noch einen Restwert hat (siehe folgendes Kapitel 7.1.2.5).

7.1.2.5 Berechnung der kapitalisierten Erhaltungskosten

Für die Berechnungen wurde, wie bereits in Kapitel 7.1.2.1 erläutert, als dynamisches Verfahren der Investitionsrechnung die Kapitalwertmethode angewendet. Alle auflaufenden Kosten werden auf das Bezugsjahr t_0 kapitalisiert und man erhält den Kapitalwert. Für diese Wirtschaftlichkeitsberechnung gilt, dass im bewerteten Zeitraum ausschließlich Ausgaben anfallen, so dass nach der allgemeinen Formel von [145] sich dies nun folgendermaßen darstellt:

$$K_E = \sum_{i>0}^b K_i \times 1/q^i = \sum_{i>0}^b K_i \times (1 + z/100)^{-i}$$

K_E = Kapitalisierte Erhaltungskosten, d.h. Summe aller abgezinste Erhaltungskosten im Bewertungszeitraum
 b = Bewertungszeitraum
 i = Laufzeitindex für die Jahre des Bewertungszeitraumes
 q = Zinsfaktor, Berechnung mit der Formel $q=1+z/100$
 z = Zinssatz der Kapitalisierung
 $1/q^i$ = Abzinsfaktor

Der inflationsbereinigte Zinssatz wurde entsprechend den Bewertungsverfahren des Bundes mit 3 % angesetzt, wie es auch in der EWS-97 [4] festgelegt ist. Der Baupreisindex wurde anhand seiner Entwicklung in den letzten 5 Jahre gemittelt und per anno mit 3,73 % über den Bewertungszeitraum angesetzt, so dass sich daraus die Summe der kapitalisierten Erhaltungskosten für den betrachteten Zeitraum für die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung von 54 Jahren ergibt und in folgender Tabelle 28 zusammengefasst ist:

Tab. 28: Kapitalisierte Erhaltungskosten $K_{E, BK}$

Bauweise	Kapitalisierte Erhaltungskosten $K_{E, BK}$
Referenzbauweise (<u>ohne</u> Berücksichtigung des kapitalisierten Restwertes)	8.319.533,85 €
Referenzbauweise (<u>mit</u> Berücksichtigung des kapitalisierten Restwertes)	6.964.120,02 €
WT 150 HE	2.911.543,00 €
WT 150 TE	3.231.869,24 €

Alle Erhaltungskosten, so auch die Kosten für die bauliche Unterhaltung, die innerhalb des Betrachtungszeitraumes anfallen, wurden zum Kostenstand 2010 als sogenannte Barwerte ermittelt, zum Zeitpunkt der Investition mit 3,73 % per anno indiziert, auf das Jahr 2010 mit einem festen Zinssatz von 3 % abgezinst und ergeben somit die kapitalisierten Erhaltungskosten. Die ausführlichen Berechnungen sind den Anlagen A 30 bis A 33 zu entnehmen.

Bei der Berechnung des Restwertes ist zu beachten, dass nach Ende des Betrachtungszeitraumes nach 54 Jahren der gesamte Aufbau mit Whitetopping keinen theoretischen Restwert mehr aufweist. Die Referenzbauweise hingegen hat nach der 3. Sanierung noch einen theoretischen Restwert, der bis zum Zeitpunkt $t_0 + 66$ Jahre abgebaut ist. Zum Zeitpunkt $t_0 + 54$ Jahre = t_e hat die Betondecke noch eine Nutzungsdauer von 12 Jahren (von dann insgesamt 19 Jahren), die Asphalttragschicht noch eine Nutzungsdauer von 12 Jahren (von dann insgesamt 41 Jahren). Die Restwerte werden auf das Jahr 2010 abgezinst und von den gesamten kapitalisierten Kosten K_E abgezogen. Die Darstellung erfolgt als theoretischer Vergleichswert, da die Whitetopping-Bauweise keinen Restwert mehr aufweist und die Investition der 3. Sanierung der Referenzbauweise im Betrachtungszeitraum in jedem Fall getätigt werden muss.

Nach den Berechnungsergebnissen ist festzustellen, dass die kapitalisierten Erhaltungskosten für die Referenzbauweise im genannten Betrachtungszeitraum unter den für die Berechnung angenommenen Voraussetzungen etwa 2,5 x höher sind als für die Whitetopping-Bauweisen.

7.1.2.6 Sensitivitätsanalyse für die betriebswirtschaftlichen Kosten

Bei der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung wurde, bezogen auf den Bewertungszeitraum, eine Referenzbauweise nach RStO 01 mit einer Whitetopping-Bauweise verglichen. Dabei lag der Fokus in erster Linie auf straßenbautechnischen und damit erhaltungsrelevanten Größen, Kosten und Daten. Bei einer Betrachtung über lange Zeiträume, so wie auch bei dieser Arbeit, treten natürlich Unsicherheiten für einzelne Parameter auf. Zu nennen ist dabei z.B. die Entwicklung von Verkehrsbelastungen insbesondere des Schwerlastverkehrs, die wiederum Einfluss auf die Verhaltensfunktionen der

Schichten des Straßenaufbaus hat. Ebenso gibt es Weiterentwicklungen von Bauverfahren und Bautechnologien, die bei Erhaltungsmaßnahmen eingesetzt werden. Bauweisen werden optimiert, was zu Veränderungen der Zeiträume zwischen den Erhaltungsmaßnahmen und der jeweils gewählten Art der Erhaltungsmaßnahme führen kann.

Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse wurden weitere Berechnungen durchgeführt, die die Wirtschaftlichkeit der Maßnahmen beeinflussen. Anhand der Berechnungen kann abgeschätzt werden, wie sich durch Änderungen der Parameter auch die Kosten verändern und zur Entscheidungsfindung durch den Straßenbaulastträger herangezogen werden können. Methoden zur Bewertung von Investitionen sind lokale und globale Sensitivitätsanalysen [145]. Im Rahmen dieser Arbeit wurde eine lokale Sensitivitätsanalyse durchgeführt, die für die folgenden variierten Parameter

- Zinssatz z (Schwankungen z.B. durch Inflation)
- Veränderlicher Baupreisindex BPI (Preisentwicklungen)
- Modifizierung der Einbaudicke der Bauweise Whitetopping

Schwankungsbereiche angibt, innerhalb dieser dann der optimale Wert enthalten ist. Die Ergebnisse werden jeweils mit den ursprünglich verwendeten Werten der Basisvariante verglichen.

Tab. 29: Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse

Parameter	Referenzbauweise	WT 150 HE	WT 150 TE
Basisvariante z = 3,0 % / BPI = 3,73 % K_{E, BK}	8.319.533,85 €	2.911.543,00 €	3.231.869,24 €
Szenario 1 z = 1,5 % / BPI = 3,73 % K_{E, BK}	11.839.728,92 €	2.995.146,67 €	3.315.472,91 €
Szenario 2 z = 4,5 % / BPI = 3,73 % K_{E, BK}	6.278.959,12 €	2.861.447,62 €	3.181.773,86 €
Szenario 3 z = 4,5 % / BPI = 5,0 % K_{E, BK}	6.899.644,92 €	2.878.262,97 €	3.198.589,21 €
Szenario 4 z = 3,0 % / BPI = 3,73 % K_{E, BK}	8.319.533,85 €	2.911.543,00 €	3.231.869,24 €
Szenario 5 z = 3,0 % / BPI = 5,0 % K_{E, BK}	9.326.247,15 €	2.937.311,12 €	3.257.637,36 €
Szenario 6 z = 1,5 % / BPI = 5,0 % K_{E, BK}	13.527.724,81 €	3.036.468,49 €	3.356.794,73 €
Szenario 7 z = 1,5 % / BPI = 2,03 % K_{E, BK}	9.580.206,87 €	2.939.833,99 €	3.260.160,23 €

Es ist erkennbar, dass bei einem äußerst niedrigen Zinssatz und einem hohen Baupreisindex die kapitalisierten Kosten für die Referenzbauweise äußerst hoch sind, also dementsprechend mehr Geld aufgewendet werden muss, um die Sanierungen zu den entsprechenden Zeitpunkten finanzieren zu können. Das Szenario 1 mit einem niedrigen Zinssatz von 1,5 % und dem gemittelten Baupreisindex von 3,73 % spiegelt etwa die derzeitigen Verhältnisse wider. Für das Szenario 7 wurde ein Baupreisindex zwischen 2000 und 2011 gemittelt und mit 2,03 % angesetzt. Die geringsten kapitalisierten Kosten sind bei einem hohen Zinssatz und einem hohen Baupreisindex zu verzeichnen.

Ebenfalls einer Betrachtung unterzogen wurde die Modifizierung der Einbaudicke von Whitetopping von 150 mm auf 120 mm. Die Machbarkeit wurde in Kapitel 6.3.1.4 nachgewiesen. Ausreichen würde eine Minstdicke von 100 mm, jedoch aus bautechnischen Gründen - wegen des bei dieser Dicke zwingend erforderlichen Verbundes und dem schwierigen Verlegen der notwendigen Bewehrung - ist eine Mindesteinbaudicke von 120 mm wirtschaftlich und praktikabel. In den folgenden beiden Tabellen 30 und 31 sind die Kosten für WT 120 jeweils für Hoch- und Tiefbau ermittelt und mit WT 150 verglichen worden:

Tab. 30: Baukosten WT 150 und 120 HE

Kostenermittlung für	Kosten in [€] WT 150 HE	Kosten in [€] WT 120 HE
Baukosten	2.155.490,02	1.898.326,27
Baustelleneinrichtung	97.525,37	96.805,31
Verkehrssicherung	170.158,00	170.158,00
Baustellengemeinkosten	44.667,33	43.584,22
AGK + WuG	274.204,53	245.430,42
Gesamt (netto)	2.742.045,25	2.454.304,23

Tab. 31: Baukosten WT 150 und 120 TE

Kostenermittlung für	Kosten in [€] WT 150 TE	Kosten in [€] WT 120 TE
Baukosten	2.441.776,27	2.185.516,27
Baustelleneinrichtung	98.326,97	97.609,45
Verkehrssicherung	170.158,00	170.158,00
Baustellengemeinkosten	45.873,10	44.793,79
AGK + WuG	306.237,15	277.564,17
Gesamt (netto)	3.062.371,49	2.775.641,68

Im Ergebnis kann festgestellt werden, dass die Differenz max. 300.000,- € beträgt. Damit rechtfertigt sich die Strategie des gewählten Ansatzes, die Nachteile einer dünneren Dicke von 120 mm des Whitetoppingaufbaus den Vorteilen des Aufbaus mit einer Dicke von 150 mm vorzuziehen, da die Mehrkosten lediglich rund 10 % betragen (siehe Anlagen A 66 bis A 69). Die Zusammenstellung aller Berechnungen zur Sensitivitätsanalyse kann den Anlagen A 34 bis A 61 entnommen werden.

7.2 Volkswirtschaftliche Kosten

7.2.1 Straßennutzerkosten

Neben den unter Kapitel 2.3.2 bereits erläuterten volkswirtschaftlichen Kosten sind in erster Linie die Kosten relevant, die durch den Verlust von Reisezeiten (zusätzlicher Zeitaufwand), einem Kraftstoffmehrverbrauch und durch das Unfallgeschehen (Unfallmehrkosten) gerade in Baustellenbereichen entstehen. [42] entwickelte in einem zweiteiligen Forschungsvorhaben Verfahrenshilfen zur Berücksichtigung von baustellenbedingten Nutzerkosten für Erhaltungsmaßnahmen, die es ermöglichen, im Rahmen des PMS die netzbezogenen Erhaltungsstrategien bezüglich Kosten und Nutzen zu quantifizieren und zu optimieren. Dabei werden die Nutzerkosten/Nutzerermehrkosten ermittelt, wodurch sich unterschiedliche Erhaltungsstrategien entsprechend gewichten und vergleichen lassen. Die hier betrachteten Nutzerkosten summieren sich auf aus den Nutzerkosten aus ungestörtem Verkehr, den zusätzlichen zustandsbedingten Nutzerkosten und den zusätzlichen baustellenbedingten Nutzerkosten. Für eine Verkehrsführung von 4s+0 mit 2-streifiger Richtungsfahrbahn, einer Loslänge von 5 km, einem DTV von 89.000 Kfz/24 h und einem Schwerlastanteil von 15 % ergaben sich dabei die zusätzlichen Nutzerkosten, die auch für die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung dieser Arbeit verwendet werden. Für eine repräsentative Bauwoche betragen diese rund 290.000,- € und setzen sich wie folgt zusammen:

Tab. 32: Zusätzliche Nutzerkosten für repräsentative Bauwoche [42]

	Klimakosten	Betriebskosten	Zeitkosten	Unfallkosten	Gesamtkosten
Gesamt in €	7.978,-	6.881,-	210.276,-	64.663,-	289.799,-
Gesamt in %	2,8	2,4	72,6	22,3	100,0

Die Werte der oben stehenden Tabelle 32 wurden den Berechnungen von [42] entnommen, da es die derzeit aktuellsten Daten sind, die dafür zur Verfügung stehen. Dabei werden für die Berechnung der zusätzlichen Zeitkosten die Zeitkostensätze der EWS-97 verwendet, die nach den unterschiedlichen Fahrzeuggruppen unterschieden werden. Die errechneten Zeitverluste entlang der Staustrecke und der Baustrecke werden anteilig auf die Fahrzeuggruppen aufgeteilt. Die nach dem Handbuch für die Vergabe und Ausführung von Bauleistungen im Straßen- und Brücken-

bau (HVA B-StB) des BMVBS herausgegebene Loseblatt-Sammlung zeigt, dass die hier angesetzten Nutzungsausfallkosten für die in der Wirtschaftlichkeit angesetzten Rahmenbedingungen in vergleichbaren Größenordnungen liegen.

Die Fahrzeugsbetriebskosten setzen sich aus dem geschwindigkeitsunabhängigen Betriebskostengrundwert und dem geschwindigkeitsabhängigen Kraftstoffverbrauch zusammen. Für die Berechnungen verwendet [42] nur den Kraftstoffverbrauch und unterscheidet entsprechende Verbrauchsfaktoren infolge Stauzeiten (durch die Baustrecke) und durch die frei zu durchfahrende Strecke.

Die Berechnung der Unfallmehrkosten beruht auf einem Unfallkostenratenfaktor, da in den Baustellenbereichen die Unfallkostenrate sich gegenüber der frei zu befahrenden Strecke erhöht. Dieser Faktor ist abhängig vom Straßentyp, der Verkehrsführung während der Bauzeit und der Lage der Baustelle.

Für die Berechnungen werden in einem Zeitraum von 54 Jahren in entsprechenden Intervallen Erhaltungsmaßnahmen der Referenzbauweise notwendig, die Mehrkosten für den Straßennutzer durch die dann vorhandenen Baustellen bedeuten. Bei der Whitetopping-Bauweise ist der gleiche Streckenabschnitt dagegen behinderungsfrei.

Für die veranschlagten Bauzeiten wurde der Bauzeitenkatalog herangezogen, der mit dem Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau 4/2011 [148] eingeführt wurde. Hier werden zur Ermittlung einer optimalen Bauzeit die auszuführenden Arbeitsprozesse, die gewählte Verkehrsführung, die Anzahl der zu erneuernden Fahrstreifen, die Querschnittsbreite, die Baustellenlänge etc. berücksichtigt. Auch Faktoren für Tageslicht oder Schlechtwetter fließen mit ein sowie Zuschläge z.B. für Anschlussstellen. Im Rahmen dieser Arbeit wurden die optimalen Bauzeiten für die durchzuführenden Sanierungen für jede Bauweise überschläglich ermittelt ohne Berücksichtigung von Wartezeiten, Ausfällen, wettermäßigen Behinderungen etc. und können insgesamt den Anlagen A 70 bis A 73 entnommen werden. Die Bauzeiten werden zur Ermittlung der zusätzlichen Nutzerkosten benötigt, da jede Sanierung einen Eingriff in den Verkehr bedeutet und zu zusätzlichen Nutzerkosten führt. Zusammenfassend ergeben sich die Bauzeiten wie folgt:

Tab. 33: Ermittelte Bauzeiten

Bauweise	Referenzbauweise	WT 150 HE	WT 150 TE
Bauzeiten	45 AT (1.Sanierung) = 9 Bauwochen	50 AT (1. Sanierung) = 10 Bauwochen	55 AT (1. Sanierung) = 11 Bauwochen
	55 AT (2.Sanierung) = 11 Bauwochen	-	-
	45 AT (3.Sanierung) = 9 Bauwochen	-	-

7.2.2 Berechnung der kapitalisierten Kosten (zusätzliche Nutzerkosten)

Bei der Berechnung der kapitalisierten Erhaltungskosten $K_{E, BK}$ wurde für die Basisvariante ein fester Zinssatz von 3 % und ein gemittelter Baupreisindex von 3,73 % verwendet. Nach den ermittelten Bauzeiten im Betrachtungszeitraum von 54 Jahren für diese Basisvariante ergeben sich die zusätzlichen Nutzerkosten für den jeweiligen Zeitpunkt der Sanierung wie folgt:

Tab. 34: Zusätzliche Nutzerkosten nach den ermittelten Bauzeiten

Bauweise	Referenzbauweise	WT 150 HE	WT 150 TE
Kosten $K_{E, BK}$ (Barwerte)	2.608.191,- € (1. Sanierung)	2.897.990,- € (Sanierung)	3.187.789,- € (Sanierung)
	3.187.789,- (2.Sanierung)	-	-
	2.608.191,- (3.Sanierung)	-	-

Für die Kapitalisierung der zusätzlichen Nutzerkosten wurde wie bei den Baukosten ein fester Zinssatzes von 3 % gewählt, jedoch als Index der gemittelte Harmonisierte Verbraucherpreisindex (HVPI) von 1,68 % verwendet. Da für die zusätzlichen Nutzerkosten ganz unterschiedliche Indizes angewendet werden können, wurde es als zielführend angesehen, den Harmonisierten Verbraucherpreisindex zu wählen, da er zusammenfassend die allgemeinen Preissteigerungen des Verbrauchers beinhaltet und Ausdruck der ansteigenden Lebenshaltungskosten ist. In diesem Index werden unterschiedlichste Kategorien zusammengefasst und gewichtet. Die Mittelung des HVPI erfolgte über den gleichen Zeitraum wie für den Baupreisindex über den Zeit-

raum von 2005 bis 2010. In der nachfolgenden Abbildung 24 ist die Entwicklung des Harmonisierten Verbraucherpreisindex seit 2000 [149] aufgezeigt.

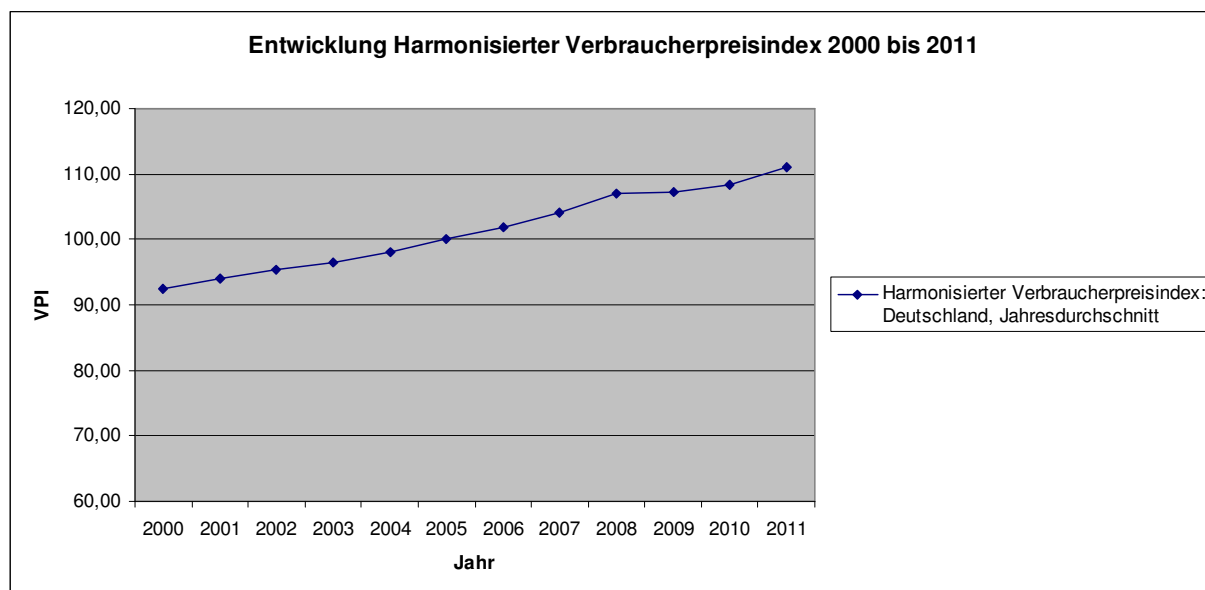


Abb. 24: Entwicklung Harmonisierter Verbraucherpreisindex

Die Summe der kapitalisierten Kosten setzt sich nunmehr für den Betrachtungszeitraum von 54 Jahren aus den kapitalisierten Baukosten $K_{E, BK}$ und den kapitalisierten zusätzlichen Nutzerkosten $K_{E, NK}$ zusammen und ist der folgenden Tabelle 35 zu entnehmen:

Tab. 35: Kapitalisierung aller Kosten

Parameter	Referenzbauweise	WT 150 HE	WT 150 TE
Basisvariante $z = 3,0 \%$ / $BPI = 3,73 \%$ $K_{E, BK}$	8.319.533,85 €	2.911.543,00 €	3.231.869,24 €
$HVPI = 1,68 \%$ $K_{E, NK}$	5.933.594,05 €	2.897.990,00 €	3.187.789,00 €
Basisvariante $K_{E, \text{gesamt}} (BK + NK)$	14.253.127,90 €	5.809.533,00 €	6.419.658,24 €

Den Anlagen A 62 bis A 65 sind die gesamten kapitalisierten Kosten zu entnehmen. Die kapitalisierten zusätzlichen Nutzerkosten der Referenzbauweise sind nach den Berechnungen fast doppelt so hoch wie die der Whitetopping-Bauweise, die den zwei notwendigen Sanierungen der Referenzbauweise geschuldet sind, die im Betrachtungszeitraum anfallen und durch die Eingriffe in den Verkehr entstehen.

7.2.3 Sonstige Kosten

Zum jetzigen Zeitpunkt kann nur auf Grundlage der EWS-97 auf umfassendere Angaben zu den sogenannten Kosten Dritter zurückgegriffen werden, die sich aus Wirtschaftlichkeitsberechnungen des Neubaubereiches ergeben. Hier machen die Kosten für die Belastung des Klimas, bedingt durch den CO₂-Ausstoß der Fahrzeuge gegenüber den Schadstoffkosten und den Lärmkosten den weitaus größten Anteil aus. Für diese Arbeit wird für Aussagen zu den Sonstigen Kosten auf [42] zurückgegriffen. Für die Klimakosten werden der spezifische Kraftstoffverbrauch eines Fahrzeuges, Faktoren für den CO₂-Ausstoß, die Verkehrsbelastung und die mittlere Staulänge sowie die Länge der Baustelle mit berücksichtigt. Wie bei den Fahrzeugbetriebskosten wird die Differenz zwischen dem Verkehrsablauf ohne und mit Baustelle herangezogen. In Tabelle 32 sind die Klima- und Betriebskosten bereits mit aufgeführt. Dabei ist bemerkenswert, dass diese in der Summe der zusätzlichen Nutzerkosten lediglich rund 5 % betragen.

7.3 Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

In der gesamtwirtschaftlichen Bewertung werden die Straßenbaulasträgerkosten wie Baukosten, Erhaltungskosten, Betriebskosten und Verwaltungskosten berücksichtigt. Hinzu kommen die Straßennutzerkosten wie Fahrzeugbetriebskosten, Reisezeitkosten und Unfallkosten, die für die jeweilige Bauweise abgeschätzt werden. Die Sozial- und Umweltkosten spielen bei der Betrachtung aufgrund bisher fehlender Grundlagen keine Rolle, sollen jedoch nicht unerwähnt bleiben.

Die Wirtschaftlichkeitsberechnungen ergeben eine klare Vorteilhaftigkeit für die Whitetopping-Bauweise über den Betrachtungszeitraum von 54 Jahren. Ab dem Zeitpunkt t_0 werden über 54 Jahre „konventionell“ zweimal Erneuerungen der Betondecke und einmal die Erneuerung der Betondecke einschl. der Tragschicht notwendig. Im Vergleich dazu wird zum Zeitpunkt t_0 bei der Whitetopping-Bauweise nur die Ertüchtigung als Sanierung notwendig und dementsprechend angesetzt. Die nach 54 Jahren grundhafte Erneuerung einschließlich der Tragschichten für die Whitetopping-Bauweise wird ebenso wie die grundhafte Erneuerung der Referenzbauweise mit

allen gebundenen Schichten nicht mit betrachtet, ist aber von den Baukosten her zur Information in Tabelle 27 mit enthalten.

Für die Summe der kapitalisierten Erhaltungs- und Erneuerungskosten ergibt sich mit der angesetzten wirtschaftlichen Nutzungsdauer von 54 Jahren für die Basisvariante (siehe Tabelle 35), dass diese für die Referenzbauweise etwa das 2,5 fache der Whitetopping-Bauweise betragen. Das bedeutet, dass sich auf lange Sicht zur Gewährleistung der verkehrlichen Erfordernisse und Sicherstellung der Erhaltungsziele die Whitetopping-Bauweise wirtschaftlich gesehen rentiert. Die Verfügbarkeit des Systems wird erhöht durch weniger Eingriffe in den Verkehrsablauf infolge Baustellen. Durch die Einsparung von Erneuerungsintervallen wird eine Reduzierung von Bau-, Stau- und Unfallkosten erreicht. Im Folgenden sind die Teilergebnisse aus den Berechnungen der Baukosten sowie der kapitalisierten Kosten für die Basisvariante mit einem Zinssatz von 3 % und dem gemittelten Baupreisindex bzw. dem harmonisierten Verbraucherpreisindex von 1,68 % zusammengeführt:

Tab. 36: Zusammenfassung der Berechnungen

Bauweise	Referenzbauweise	WT 150 HE	WT 150 TE
Baukosten (Barwerte) K_{BK}	2,776 Mio. € 3,576 Mio. € 2,776 Mio. €	2,742 Mio. €	3,062 Mio. €
Kapitalisierte Erhaltungskosten $K_{E, BK}$	8,320 Mio. €	2,912 Mio. €	3,232 Mio. €
Zusätzliche Nutzerkosten K_{NK}	8,404 Mio. €	2,898 Mio. €	3,188 Mio. €
Kapitalisierte zusätzliche Nutzerkosten $K_{E, NK}$	5,934 Mio. €	2,898 Mio. €	3,188 Mio. €
Summe der kapitalisierten Kosten $K_E (BK+NK)$	14,253 Mio. €	5,810 Mio. €	6,420 Mio. €

Auch wenn die Baukosten für die neue Bauweise „Whitetopping“ im Tiefeinbau anfangs etwas höher liegen als die der gewählten Referenzbauweise bzw. im Hocheinbau fast identisch sind, ist spätestens nach dem nächsten Erneuerungszyklus der

Referenzbauweise deutlich erkennbar, welche finanziellen Vorteile für den Straßenbaulastträger und Straßennutzer die Wahl der Whitetopping-Bauweise mit sich bringt. Nach der Kapitalisierung der Baukosten und der zusätzlichen Nutzerkosten über den Betrachtungszeitraum von 54 Jahren ergibt sich, dass die Summe der kapitalisierten Kosten für die Referenzbauweise mindestens 140 % über der Summe für die Whitetopping-Bauweise liegt.

7.4 Diskussion und Bewertung

Im ersten Teil der Arbeit wurden die stofflichen und konstruktiven Bedingungen für die Whitetopping-Bauweise mit Hochleistungsbeton betrachtet und entsprechende Bemessungen vorgenommen. Näherungsweise wurde errechnet, wie dick konstruktiv unterschiedlich gestaltete Whitetopping-Schichten unter bestimmten Randbedingungen, z.B. mit/ohne Fugen, verändertem Fugenabstand, bewehrt oder unbewehrt, sowie mit oder ohne Fasern etc. sein müssen, um die Verkehrsbeanspruchungen bis zur höchsten in Deutschland vorgesehenen Bauklasse SV in Kombination mit den lastunabhängigen Spannungen und Verformungen durch ständige Temperaturänderungen zu ertragen. Für die dazu erforderlichen Materialkennwerte wurde auf vorhandene Daten aus zahlreichen Forschungsarbeiten zurückgegriffen. Die Konstruktion mit unbewehrten oder faserbewehrten Platten aus HPC und UHPC mit verdübelten Fugen erfolgte klassisch nach der Mehrschichtentheorie. Die durchgehend zweilagig bewehrte fugenlose Bauweise wurde extern nach den für bewehrte konstruktive Bauteile geltenden Bemessungsregeln der DIN 1045-1 [77] mit einem dafür modifizierten FE-Programm bemessen und für die Arbeit zur Verfügung gestellt [18].

Die noch vorhandene Resttragfähigkeit eines ermüdeten alten Straßenaufbaus mit Betondecke und verschiedenen Unterlagen konnte lediglich näherungsweise durch iterative Rückrechnungen der Schichtsteifigkeiten aus wenigen vorhandenen Einsenkungsmessungen abgeschätzt werden. Für die technisch und wirtschaftlich optimale Anwendung der Whitetopping-Bauweise wäre es jedoch wichtig, die durchaus unterschiedliche, durch die individuelle Art der Ermüdungserscheinungen – Risse, Plattenversatz, singuläre oder flächenhafte Schädigung – geprägte Resttragfähigkeit nach der Vorbehandlung der alten Fahrbahn zu ermitteln, um dann die angemessene

Schichtdicke im Einzelfall zu bestimmen und so eine Über- oder Unterdimensionierung mit ihren möglichen technischen oder wirtschaftlichen Folgen zu vermeiden. Man würde sich damit von der noch immer sehr empiriegeprägten starren Schichtdickenzuordnung der RStO 01 zu bestimmten (stark vereinfachten) Verkehrsbelastungszahlen lösen und zu einem mehr ingenieurmäßigen Vorgehen kommen, bei dem – wie im konstruktiven Betonbau – die Bauteile im Einzelfall mit entsprechend leistungsfähigen Bemessungsalgorithmen und –programmen bemessen werden. Auch wenn auf diesem Gebiet in den letzten Jahren einige Fortschritte erreicht werden konnten, so fehlen nach wie vor abgesicherte Mess- und Bewertungsverfahren, um eine Restsubstanz eindeutig zu bestimmen und sie z.B. als Bettungsziffer zur Verfügung stellen zu können. Der erhebliche Forschungsbedarf für eine umfassende Substanzbewertung gilt nicht nur für die Anwendung im Bauvertragswesen, wo eine Restwertermittlung z.B. bei Funktionsbauverträgen Bestandteil des Vertrages ist und dementsprechend weiterentwickelt werden muss. Auch für die systematische Erhaltungsplanung kann durch eine Verbesserung bestehender Verfahren und Technologien bei Erfassung des Zustandes und der Tragfähigkeit eine bessere Bewertung der Substanz erreicht und damit Aussagen zur technischen und wirtschaftlichen Nutzungsdauer der Straßenaufbauten getroffen werden.

Die theoretischen Berechnungsergebnisse für den Whitetoppingaufbau zeigen überraschenderweise, dass selbst für hohe Belastungen einer Bauklasse SV mit der dazu erforderlichen Bewehrung aus Fasern und/oder Stabstahl eine Mindestdicke von 100 bis 120 mm ausreicht, wenn ein fester Verbund zwischen der Whitetopping-Decke aus HPC oder UHPC und der darunter liegenden alten Betondecke geschaffen werden kann. Dieser feste Verbund ist jedoch nur mit einem erheblichen technischen und fiskalischen Aufwand herzustellen oder – wie z.B. bei kleinteilig zerstörten Unterlagen – gar nicht zu erreichen. Aus diesem Grund wurde eine Dicke von 150 mm für die Whitetoppingschicht gewählt, die auch ohne Verbund ausreichend lagestabil und tragfähig ist. Bei der zweilagig durchgehend bewehrten fugenlosen Bauweise kann zudem die Bewehrung wesentlich leichter verlegt werden und ist statisch wirksamer. Die gewählte Dicke von 150 mm gibt genügend Tragfähigkeitsreserven, um Schwankungen beim Einbau und in der Tragfähigkeit der alten Unterlage auszugleichen. Dass der finanzielle Mehraufwand dafür nicht gravierend ist, zeigen die Ergebnisse

der Sensitivitätsanalyse mit Mehrkosten von lediglich ca. 10 % im Kostenvergleich der Einbaudicken von 120 mm und 150 mm.

Die Untersuchungen bei der Bauweise Whitetopping im Hocheinbau haben gezeigt, dass schon bei der 1. Sanierung einer Bauklasse III Schichtdicken und damit wie nachgewiesen Tragfähigkeiten erreicht werden, die einer Bauklasse SV entsprechen. Unter dem Gesichtspunkt steigender Verkehrsbelastung und insbesondere der Achsübergänge könnten so, ohne einen umfänglichen Neubau vornehmen zu müssen, nicht ausreichend dimensionierte Fahrbahnen mit relativ geringem Aufwand in ihrer Tragfähigkeit ertüchtigt werden.

Für die theoretischen Nutzungszeiten der Referenzbauweise mit dicken Schichten aus Normalbeton wurden die Anhaltswerte für die Berechnungen zugrunde gelegt, die in den entsprechenden Regelwerken verankert sind. Bei dem Whitetoppingaufbau konnte dagegen nach Auswertung der einschlägigen Literatur zu den stofflichen Eigenschaften berechtigt davon ausgegangen werden, dass HPC und vor allem UHPC aufgrund ihres sehr dichten Gefüges, ihrer hohen Festigkeit, der für eine ausreichende Duktilität zugegebenen Fasermenge und der in der Materialstruktur begründeten hohen Dichtigkeit gegen schädliche Chlorid- und Alkaliionen wesentlich widerstandsfähiger gegen mechanische und chemische Einwirkungen sind. Dadurch wird auch die Bewehrung wirkungsvoll gegen Korrosion und der Beton selbst gegen Alkali-Silika-Reaktionen geschützt. Bei der bewehrten Bauweise werden zudem die Zugbeanspruchungen nicht mehr vom Beton mit seiner niedrigen Zugfestigkeit, sondern vom Stahl mit seiner höheren und berechenbareren Zugfestigkeit aufgenommen. Nicht nur aus diesen Gründen wurde die Lebensdauer dieser Bauweise mit 54 Jahren angesetzt, wobei natürlich einschränkend gesagt werden muss, dass über einen derartig langen Zeitraum noch keine praktischen Erfahrungen mit diesen sehr modernen Baustoffen vorliegen. Um diese zu sammeln, sollten Versuchs- und Erprobungsabschnitte gebaut und mit ausreichend aussagefähigen Messeinrichtungen versehen werden, um ein kontinuierliches Monitoring zu ermöglichen, so wie es z.B. an neuartigen Brückenkonstruktionen [131] oder Windkraftanlagen durchgeführt wird, um die Bemessungsansätze zu validieren.

Hinsichtlich der Lärmemissionen sind die Betonbauweisen gegenüber den Asphaltbauweisen im Zugzwang, außer der eingeführten Waschbetonoberfläche mit -2 dB(A) weitere lärmarme Oberflächenstrukturen zu entwickeln. Dies wird auch in der Forschung gefördert [115]. So ergaben entsprechende Untersuchungen an Hoch- und Ultra-Hochfesten Betonen für mögliche Oberflächentexturen, dass eine Pegelminderung um bis zu -5 dB(A) erbracht werden kann, weil eine einmal eingeprägte Textur wesentlich länger beibehalten wird. Auch das Aufbringen einer dünnen Feinbetonschicht mit hoher Festigkeit auf die Oberfläche ermöglicht die Herstellung dieser Eigenschaften [1, 2]. Bei hohen Anforderungen an Lärminderungen werden bereits im Ausland vielfach Kombinationsbauweisen eingesetzt. Gerade bei Fahrbahnen aus Hochleistungsbeton lassen sich aufgrund der Gefügedichtigkeit Verschleißschichten mit entsprechenden Eigenschaften zur Emissionsreduzierung aufbringen. Kostenmäßig wurde dies jedoch in der Betrachtung nicht erfasst, da bei der Notwendigkeit einer Emissionsreduzierung dies im Wirtschaftlichkeitsvergleich sowohl für die Referenzbauweisen als auch Whitetopping-Bauweisen angesetzt werden müsste und somit kostenneutral ist.

In der vorgenommenen gesamtwirtschaftlichen Betrachtung werden die Kosten für den Straßenbaulastträger (betriebswirtschaftliche Kosten), aber auch Kosten für den Straßennutzer (volkswirtschaftliche Kosten) betrachtet. Und es ist anhand der Ergebnisse erkennbar, dass bereits mit der Wahl der Bauweise eine höhere Lebensdauer und geringere Lebenszykluskosten erzielt werden können. Mit der Whitetopping-Bauweise lassen sich die Vorteile des Baustoffes Beton sowohl für schwer beanspruchte Fahrbahnen als auch für Verkehrsflächen im innerstädtischen Bereich ausnutzen. Auch wenn letztendlich für eine Entscheidung je nach Randbedingungen Vorteile und Nachteile gut abgewogen werden müssen, sollte immer eines bedacht werden: Es geht um Investitionen, deren volkswirtschaftlicher Nutzen die Entscheidungen der Baulastträger zunehmend beeinflusst. Daher ist eine Standardisierung der Parameter, die zu einer sogenannten Nutzwertanalyse führen sollten, empfehlenswert. Neben dem Vergleich der Investitionskosten für den Baulastträger kann somit auch der Nutzen für die Umwelt und die Straßennutzer, nicht nur hinsichtlich der zusätzlichen Nutzerkosten, verglichen und abgewogen werden. Neben ermittelten Werten können weitere Parameter einfließen wie bei der Sensitivitätsanalyse aufgezeigt. Dabei empfiehlt sich auch eine Gewichtung der Parameter, um auf die

Besonderheiten des jeweiligen Baulastträgers einzugehen, der ja auch unterschiedliche Strategien verfolgen kann und muss. Eine Weiterentwicklung einer Datenbasis für die Nutzerkosten und die Sonstigen Kosten ist dringend notwendig, um diese z.B. als volkswirtschaftliches Modul in ein PMS integrieren oder zumindest als Entscheidungskriterium für die Wahl und Optimierung von Erhaltungsstrategien nutzen zu können. Denn bisher werden durch den Straßenbaulastträger bei Investitionsentscheidungen meist nur die Baukosten betrachtet, nicht jedoch die Einsparpotenziale berücksichtigt, die sich durch eine gesamtwirtschaftliche Betrachtung unter Annahme längerer Betrachtungszeiträume bietet. Auch bei der Vergabe von Bauleistungen wird bisher nur für Konventional- und Funktionalverträge eine Wirtschaftlichkeitsbetrachtung bei der Entscheidung zugrunde gelegt, die objektbezogen für einen Maßnahme-/Strategievergleich notwendig sind.

8. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Nach Festlegung der stofflichen und konstruktiven Randbedingungen für die White-topping-Bauweise wurde eine wirtschaftliche Gesamtbewertung durchgeführt, bei der die für den „life cycle“ der konkurrierenden Bauweise (Referenzbauweise) wesentlichen Kriterien, die Einfluss auf Kosten, Gleichwertigkeit, Dauerhaftigkeit, Langlebigkeit und Sicherheit haben, in ein Gesamtsystem gebettet wurden, um einen Bewertungsansatz für Strategieentscheidungen zu erhalten. Dieser ist für den Straßenbaulastträger gerade hinsichtlich der oft angespannten Haushaltslage meist eine finanzielle Entscheidung, aber zunehmend spielen auch weitere Ziele für den Erhalt der Straßeninfrastruktur eine überaus wichtige Rolle. Bei den Untersuchungen hat sich gezeigt, dass ein wesentlicher Faktor für die Ermittlung der Wirtschaftlichkeit die im Lebenszyklus einer Bauart auftretenden wiederkehrenden Kosten für die Unterhaltung (z.B. turnusmäßige Fugenpflege) und die Erhaltung (z.B. Erneuerung von Deck- und Tragschichten) und damit die Haltbarkeit / Liegedauer ist.

Bei der untersuchten Whitetopping-Bauweise konnte auf Grund der Materialeigenschaften von Hoch- und Ultra-Hochfesten Betonen die Liegezeit des Aufbaus im Minimum vorerst auf den gleichen Zeitraum wie die darunterliegende Tragschicht gesetzt werden. Die Referenzbauweisen müssen in diesem Betrachtungszeitraum be-

reits mehrfach erneuert werden. Die Untersuchungen zeigen damit sehr deutlich, wie wichtig es beim Vergleich von unterschiedlichen Bauweisen und der Entscheidung für die Wahl der günstigsten Bauweise ist, die im Lebenszyklus auftretenden Folgekosten in die Betrachtungen und damit in die Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen einzubeziehen. Da die kapitalisierten Erhaltungskosten für den betrachteten Zeitraum von 54 Jahren nur ca. 1/3 der Kosten der herkömmlichen Referenzbauweise ausmachen, können z.B. mit gleichem Mitteleinsatz bis zu 3 mal so viele Straßen saniert oder erneuert werden. Langfristig kann damit eher das Ziel erreicht werden, den Substanzwert des Straßennetzes langfristig und nachhaltig zu erhalten bzw. zu verbessern.

Auch der Aspekt der so genannten Nutzerkosten wird ein immer wichtigerer Faktor, den es aus volkswirtschaftlichen Gesichtspunkten zu beachten und beim Vergleich von unterschiedlichen Bauweisen einzubeziehen gilt. Aus der Höhe dieser Kosten sind planerische Rückschlüsse auf die Größe der Störungen auf den Verkehrsfluss und damit die Stauanfälligkeit und –häufigkeit zu ziehen. Die Nutzerkosten stellen einen (theoretischen) volkswirtschaftlichen Aufwand dar, der bei den Nutzern entsteht, aber nicht als direkte Kosten der Maßnahme anfällt. Die Berechnungen zeigen, dass diese Nutzerkosten bei den einzelnen Maßnahmen in ähnlicher Größenordnung wie die Investitionskosten liegen und damit in einer Gesamtbetrachtung nicht vernachlässigt werden sollten. Aufgrund des Forschungsbedarfs hier sollte zumindest die Einsparung von Erneuerungsintervallen durch die Wahl geeigneter Bauweisen im Fokus stehen.

Es gibt zahlreiche Ansätze, um die Nutzerkosten beim PMS einzubeziehen. Ein wichtiger Schritt dahin die Einbindung des erwähnten Kostenminimierungsmoduls in das PMS, um die mit Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen verbundenen Nachteile für den Straßennutzer durch die Entwicklung und Anwendung neuer, langlebigerer und instandhaltungsärmerer Erneuerungsbauweisen zu verringern wie etwa Whitetopping mit Hochleistungsbetonen in Verbindung mit entsprechenden Nutzsichten, die zu Reduzierung von Emissionen führen.

Die Ergebnisse der Arbeit zeigen, dass die Whitetopping-Bauweise noch weitere Optimierungsmöglichkeiten im Hinblick auf mögliche Schichtdicken, herzustellende

Oberflächentexturierungen und Beläge, eingesetzte Baustoffe und Rezepturen, Bewehrung, Fasereinsatz, Verbundmöglichkeiten, Einbau etc. aufweist, die erwarten lassen, dass sich damit auch die Ergebnisse von Wirtschaftlichkeitsberechnungen noch weiter verbessern lassen. Um hierfür aber auch eine sichere Praxistauglichkeit nachweisen zu können, sind weitere Untersuchungen, Berechnungen und Versuchsstrecken erforderlich.

Zusammenfassend kann jedoch festgestellt werden, dass mit den Ergebnissen der technischen Betrachtungen und der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung ein theoretisch und experimentell gestützter Nachweis erbracht werden konnte, inwieweit und unter welchen Bedingungen die Bauweise Whitetopping aus Hochleistungsbetonen für Fahrbahnen technisch machbar ist und sich über eine bestimmte Nutzungsdauer gegenüber der konventionellen Bauweisen gesamtwirtschaftlich rentiert.

9. LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Schmidt, M., Freisinger-Schadow, S., Stöckert, U.: *Whitetopping mit dünnen Belägen*; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Betonstraßentagung Würzburg, 2009.
- [2] Schmidt, M., Freisinger-Schadow, S., Stöckert, U.: *Whitetopping mit dünnen Beläge*; Straße + Autobahn, Heft 3, S. 323-330, 2010.
- [3] Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil Wirtschaftlichkeitsberechnungen (RAS-W), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2001.
- [4] Empfehlungen für die Wirtschaftlichkeit 1997 (EWS), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 1986.
- [5] Maerschalk, G.: Prognose des Erhaltungsbedarfs aller Anlagenaggregate der Fernstraßeninfrastruktur; Der Bundesminister für Verkehr, Berlin 2003.
- [6] SEP Maerschalk: *Anwenderhandbuch zum Inhalt des Pavement Management System (PMS)*. Hrsg. Der Bundesminister für Verkehr, Berlin 2001.
- [7] Oefner, G.; Krmek, M.; Nußbainer, C.: *Kostenermittlung für Erhaltungsmaßnahmen zur Bestimmung der Kosteneingangsgrößen für das PMS*, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 896, 2004.
- [8] Gawin, P.: Weiterentwicklung des Erhaltungsmanagements vor dem Hintergrund anhaltender Budgetknappheit, Straße + Autobahn, Heft 5, S. 269-278, 2006.
- [9] Empfehlungen für das Erhaltungsmanagement von Innerortsstraßen (E EMI 2010), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2010.
- [10] Gehlen, C., Mayer, T.F., Schießl, P.: Von Bausteinen eines nachhaltigen Lebenszyklusmanagements für Ingenieurbauwerke, Fachtagung Bauwerksdiagnose Berlin, 2008.
- [11] Budelmann, H., Holst, A.: Bauwerksmonitoring als Komponente von Lebensdaueremanagementsystemen, Fachtagung Bauwerksdiagnose Berlin, 2008.
- [12] Link, M., Fröhlich, S., Fehling, E., Schmidt, M., Weiland, M.: Identifikation von Steifigkeitsveränderungen im Zuge der Dauerüberwachung der Gärtnerplatzbrücke in Kassel unter Verwendung gemessener Einflusslinien, VDI-Berichte, Band 2063, S. 93-109, 2009.
- [13] Kühni, K., Bödefeld, J., Kunz, C.: *EMS-WSV – Ein Erhaltungsmanagement für Verkehrsbauwerke*, Verlag Ernst & Sohn, Bautechnik Heft 85, S. 514-520, 2008.
- [14] DIN EN 60300-3-12:2011-08, Zuverlässigkeitsmanagement - Teil 3-12: Anwendungsleitfaden – Integrierte logistische Unterstützung, Deutsche Fassung EN 60300-3-12:2011-08
- [15] DIN EN 25002-5:2006-07, Kennzeichnungssystematik für Schienenfahrzeuge
- [16] DIN EN 31051:2003-06, Grundlagen der Instandhaltung

- [17] Richtlinien für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Straßenbefestigungen (RPE-Stra 01), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2001.
- [18] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abteilung Straßenbau: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 26/2001, Verkehrsblatt Heft 16, 2001.
- [19] Schröder, G., Künkel-Henker, A.: *Erhaltungsmanagement für das klassifizierte Straßennetz*, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Deutscher Straßen- und Verkehrskongress Berlin, 2004
- [20] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien zur Zustandserfassung und –bewertung von Straßen ZTV ZEB-StB 06, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2006.
- [21] Großmann, A.: *Bewertung des Tragverhaltens von Fahrbahndecken aus Beton*; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Betonstraßentagung Chemnitz, 2001.
- [22] Freund, H.J., Großmann, A.: Vergleichende Bewertung der Gebrauchseigenschaften unterschiedlicher Betonfahrbahnkonstruktionen, Straße + Autobahn, Heft 12, S. 705-711, 2004.
- [23] Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Beton im Oberbau von Verkehrsflächen (RDO Beton 09), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2009.
- [24] Werkmeister, S., Lipke, S., Wellner, F.: Prognose der Restnutzungsdauer von Asphaltbefestigungen – Ergebnisse von Versuchsstrecken, Straße + Autobahn, Heft 4, S. 226-232, 2009.
- [25] Schmuck, A.: *Straßenerhaltung mit System - Grundlagen des Managements*, Verlag Kirschbaum, Bonn, 1987.
- [26] Huschek, S.: *Straßenerhaltung*, Technische Universität Berlin, Fachgebiet Straßenwesen, Eigendruck, 2001.
- [27] Schmuck A., Oefner, G.: Handbuch für die wirtschaftliche Vergleichsrechnung im Management der Straßenerhaltung - Baulasträger- und Nutzerkosten, Heft 27 Informationen Verkehrsplanung und Straßenwesen, Universität der Bundeswehr München, 1988.
- [28] Schmuck, A.: *Zur Nutzungszeit von Straßenbefestigungen*, Straße + Autobahn, Heft 3, S. 81-86, 1980
- [29] Concrete Pavement Findings – Iowa, American Concrete Pavement Association acpa, 1999
- [30] Alte-Teigeler, R., Schmidt, M., Teichmann, T.: *Neue Verfahren der Baulichen Erhaltung von Betonstraßen*, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Deutscher Straßen- und Verkehrskongress Berlin, 2004
- [31] Litzka, J.: *Dimensionierung von Betondecken – Bemessungssicherheit und Life-Cycle-Costs*, Verband der Schweizerischen Cementindustrie, Zement + Beton Fachtagung, 2003.

- [32] Rübensam, J., Hellmann, L., Staroste, D., Stoltz, J.: Untersuchungen zur Wirtschaftlichkeit und bautechnischen Bewährung von Fahrbahnbefestigungen aus Asphalt und Beton auf bestehenden Bundesautobahnen, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 914, 2005.
- [33] Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 5/1996 und nach Aufhebung 35/1998.
- [34] Kienlein, E., Opel, A.: *Erhaltungsmaßnahmen zur Minimierung der baustellenbedingten Nutzerkosten für das Erhaltungsmanagement/PMS*, Schriftenreihe des Instituts für Verkehrswesen und Raumplanung, Universität der Bundeswehr München, 2008.
- [35] Kienlein, E., Opel, A.: *Bauzeitermittlung für Erhaltungsmaßnahmen an Bundesautobahnen*, Straße + Autobahn, Heft 4, S. 218-225, 2009.
- [36] Elchlepp, F.: *Zur Berechnung des betriebswirtschaftlichen Nutzens im Erhaltungsmanagement von Straßen (PMS)*, Bundesanstalt für Straßenwesen, 2003 (unveröffentlichtes Manuskript, FGSV, AK 9.15.1)
- [37] Rübensam, J., Maerschalk, G., Schwiethal, S.: Erarbeitung eines Prototypen eines technisch-wirtschaftlichen Kostenminimierungsmoduls für das Erhaltungsmanagement (PMS, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1028, 2010.
- [38] Girmscheid, G.: Entscheidungsmodell – Lebenszyklusorientierte Wirtschaftlichkeitsanalyse von Unterhaltungsstrategien für Straßennetze, Hauptaufsatz Bauingenieur, Springer-VDI-Verlag, Band 82, S. 356-366, Düsseldorf, 2007.
- [39] Richtlinien für die Erhaltung von Ingenieurbauten (RI-ERH-ING), Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken (RI-WI-BRÜ), Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 2004
- [40] Stütze, T.: Volkswirtschaftlich gerechtfertigte Interventionswerte für die Erhaltung der BAB, Dissertation TU Berlin, 2004
- [41] AASHTO: Guide for Design of Pavement Structures. American Association of State Highway and Transportation Officials, USA, 1993
- [42] Rübensam, J., Maerschalk, G., Hellmann, L.: Entwicklung von Verfahrenshilfen zur Berücksichtigung baustellenbedingter Nutzerkosten im Erhaltungsmanagement, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 988, 2008.
- [43] Breyer, G., Steigenberger, J.: *Betondecken aus volkswirtschaftlicher Sicht*, Österreichische Zementindustrie, update 3, 2006.
- [44] Norkauer, A., Klein, A.: *Arbeitsstellen kürzerer Dauer in Baden-Württemberg - Maßnahmen zur Staureduzierung*, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Kolloquium Straßenbetriebsdienst Karlsruhe, 2003.
- [45] Hess, R.: Entscheidungskriterien für den Einsatz von Maßnahmen zur Staureduktion im Straßenbetriebsdienst, Universität Karlsruhe, Karlsruher Erfahrungsaustausch Straßenbetrieb, 2006.

- [46] BMVBS, ADAC, VDA, Straßenbauverwaltungen der Länder, Weniger Stau – Mehr Mobilität, Reduzierung von Staus auf Bundesautobahnen, Druck ADAC, 1999
- [47] Brožek, B., Litzka, J., Weninger-Vycudil, A.: *Entwicklung eines Nutzerkostenmoduls im österreichischen PMS*, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Straßenforschungsheft Nr. 585, Wien, 2009
- [48] Schießl, P.: *Lebenszyklus-Management für Betonstraßen*, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Betonstraßentagung Essen, 2005
- [49] Stripple, H.: Life Cycle Assessment of Road: A Pilot Study for Inventory Analysis, Schwedische Straßenbauverwaltung Gothenburg, 2001
- [50] Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (TL Beton-StB 07), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2007
- [51] Zement-Merkblatt Straßenbau S1: *Fahrbahndeckenbeton für Straßen*, Verein Deutscher Zementwerke, Düsseldorf, 2007.
- [52] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (ZTV Beton-StB 07), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2007.
- [53] Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus (RStO 01), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2001.
- [54] Austmeyer, H.-F.: Fahrstreifen für den Schwerverkehr mit Betondecke in NRW, Straße + Autobahn, Heft 2, S. 90-94, 2006.
- [55] Technische Prüfvorschriften für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (TP Beton-StB 10), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2010.
- [56] Merkblatt für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen aus Beton (M BEB), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2009.
- [57] Springenschmid, R.: *Technische Grundlagen des Betonstraßenbaus gestern, heute, morgen*, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Betonstraßentagung Hamburg, 1999
- [58] Leykauf, G., Birmann, D., Meier, S.: *Durchgehend bewehrte Betondecke*, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 941, 2006.
- [59] Höller, S.: Neueste Erkenntnisse zur „Durchgehend Bewehrten Betondecke“, Straße + Autobahn, Heft 3, S. 133-142, 2010.
- [60] Hersel, O., Kretz, R., Meier, S.: Durchgehend bewehrte Fahrbahndecken aus Beton auf der BAB A 5 Darmstadt – Frankfurt am Main, Straße + Autobahn, Heft 9, S.481-487, 2007.
- [61] Betonmarketing West – Höller, S.: *Durchgehend bewehrte Fahrbahndecken aus Beton auf der B 56*, Verkehrsforum West, Gladbeck, 2009.

- [62] Krieger, B., Stöckert, U.: *Kosteneffiziente und langlebige Betonfahrbahnen*, Straße + Autobahn, Heft 12, S.736-743, 2006.
- [63] Riffel, S./HeidelbergCement: *Pilotprojekt Werkstraße Geseke*, Verlag Bau + Technik, Beton, Heft 11, 2009, NEWSLETTER TECHNIK, Nr. 6, Sept. 2009
- [64] Richtlinien für die Anlage von Autobahnen (RAA 2008), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2008.
- [65] Richtlinien für die Anlage von Landstraßen (RAL 2007), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2007.
- [66] Richtlinien für die Anlage von Stadtstraßen (RASt 2006), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2006.
- [67] DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 2: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, Beuth Verlag, Berlin, 2008.
- [68] Breitenbücher, R.: *Maßnahmen zur Sicherstellung dauerhafter Betondecken*, Straße + Autobahn, Heft 12, S.729-735, 2006.
- [69] Wenzl, P.: *Dauerhaftigkeit der Oberflächeneigenschaften von Fahrbahnen aus Beton*, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Betonstraßentagung Essen, 2005.
- [70] Schmidt, M.: *Optimierung der Betonzusammensetzung zur Erzielung dauerhafter Oberflächeneigenschaften*, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Betonstraßentagung Essen, 2005
- [71] Haider, M., Steigenberger, J.: *Akustisches Langzeitverhalten von Waschbetonoberflächen*, Österreichische Zementindustrie, update 1, 2007.
- [72] Sulten, P., Wolf, T.: *Waschbeton - eine alternative Betonoberfläche*, Straße + Autobahn, Heft 4, S.210-218, 2006.
- [73] Krieger, B.: *Neue Lärmarme Fahrbahnoberflächen, Betonbauweisen - Neuer Standard für die Oberfläche*, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Deutscher Straßen- und Verkehrskongress Karlsruhe, 2006.
- [74] Wiehler, H.-G., Wellner, F. u.a.: *Straßenbau Konstruktion und Ausführung*, Verlag Bauwesen, 5. Auflage, 2005.
- [75] Eisenmann, J., Leykauf, G.: *Betonfahrbahnen*, Verlag Ernst & Sohn, 2. Aufl., 2003.
- [76] Eisenmann, J., Leykauf, G.: *Betonkalender 1987*, Band 1, Verlag Ernst & Sohn, 1987.
- [77] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Ausgabe Juli 2001 mit Berichtigung Juli 2002. Beuth Verlag, Berlin.
- [78] Riedel, P.: *Theoretische Untersuchungen zu einer durchgehend bewehrten Betonfahrbahn als Parameterstudie aus Sicht des Massivbaus*, Projektarbeit, Universität Kassel, 2011.

- [79] Pfeifer, L.: *Fachtechnisches Handbuch für das Rechenprogramm AWDSTAKO*, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 856, 2002.
- [80] Pfeifer, L.: Forschungsthema „Bemessung kontinuierlich bewehrter Betondecken“ (FE 04.0189/2002), BMVBS vertreten durch BAST, 2005.
- [81] Foos, S.: Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen, Dissertation Universität Karlsruhe, 2006.
- [82] Blab, R.: *Einflussgrößen bei der Bemessung hochbelasteter Betonstraßen*, BetonZement, Österreichische Betonstraßentagung Wien, 2005.
- [83] Kluth, M.: Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen in Betonbauweise - Weiterentwicklung des Verfahrens "Heben und Festlegen von Platten" in der Theorie und der Praxis, Diplomarbeit TU Darmstadt, 2006.
- [84] Großmann, A.: Bewertung des Tragverhaltens von Betonfahrbahnen basierend auf Messungen mit dem Falling Weight Deflectometer, Dissertation Universität Karlsruhe, 2003.
- [85] Riedl, S., Grätz, B., Hothan, J., Pauli, S.: Über die Mehrdeutigkeit bei der Rückrechnung von Schichtsteifigkeiten aus Einsenkungsmessungen, Straße + Autobahn, Heft 8, S.499-505, 2009.
- [86] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen - Betonbauweisen (ZTV BEB-StB 02), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2002.
- [87] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Fugen in Verkehrsflächen (ZTV Fug-StB 01), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2001.
- [88] Roos, R., Freund, H.-J., Stammler, L., Großmann, A., Müller H.S., Guse, U., Foos, S.: *Untersuchungen an Betonfahrbahnen mit hydraulisch gebundenen Tragschichten*, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 942, 2006.
- [89] Büchler, R., Monticelli, E.: *Bei hoher Beanspruchung: Beton*, Österreichische Zementindustrie, update 2, 2006.
- [90] Beushausen, H.-D., Dehn, F., Alexander, M.: *Langzeithaltfestigkeit zwischen Alt- und Aufbeton bei unterschiedlichen Klimabedingungen*, Ernst & Sohn, Beton- und Stahlbetonbau 100, Heft 6, S. 482-488, Berlin, 2005.
- [91] Zilch, K., Lenz, P.: *Beton-Beton-Verbund – Potenziale für Neubau und Ertüchtigung*, Hauptaufsatz Bauingenieur, Springer-VDI-Verlag, Band 84, Nr. 11, S. 466-471, Düsseldorf, 2009.
- [92] Riffel, S.: Whitetopping – eine unkonventionelle Sanierungsmethode für Asphaltstraßen? BetonZement, Österreichische Betonstraßentagung Wien, 2005.
- [93] Mowris, S.: Whitetopping Restores Air Traffic at Spirit of St. Louis, Concrete Construction, Publication C950532, The AberdeenGroup, 1995.
- [94] Lokken, E.: *Concrete Overlays and Asphalt Pavements*, Portland Cement Association, Session 5 Highway Pavements, p. 210-220, 1981.

- [95] Crawley, Sheffield: Continuously Reinforced Concrete Overlay of Existing Continuously Reinforced Concrete Pavement from Concrete overlays and inlays, effects of high temperature on concrete and statistical techniques in construction, p. 1-9, Transportation Research Record 924, 1983.
- [96] Great Falls Experimental Annual Evaluation, Montana Department of Transportation, 2001.
- [97] Great Falls Experimental Annual Evaluation, Montana Department of Transportation, 2002.
- [98] Lippert, D.L.: *State of Illinois CPR Experience*, Illinois Department of Transportation, 2002.
- [99] Obuchowski, R.: *Construction of Thin Bonding Concrete Overlays*, Transportation Research Record 924, P.10-15, Washington, 1983.
- [100] Lee, E.-B., Harvey, J.T., Choi, K., Thomas, D.: *Innovative Approach to Rapid Rehabilitation of Concrete Pavement on Urban Highway*, 8. Int. Conference on Concrete Pavements, Colorado Springs, p. 1066-1086, 2005.
- [101] Pasetto, M., Ursella, P.: Applications of ultra-thin Whitetopping (UTW) on bituminous pavements in factory areas. An Italian experience., 9. Int. Symposium on Conference on Concrete Roads Istanbul, 2004.
- [102] Werner, R.: Whitetopping - die weiße Alternative zur Sanierung von Asphaltbelägen, Österreichische Zementindustrie, update 4, 2005.
- [103] Monticelli, E.: *Beton im Straßenbau – Sanierungsvarianten*, Walo Bertschinger AG, 2004.
- [104] Burger, Ebels, Bring: Experience with the Construction of an ultra-thin continuously reinforced concrete Pavement, Weltstraßenkongress Durban, 2003.
- [105] Troeder, S.: Bonded Whitetopping Projects in North America – Design, Construction and Lessons Learned, Diplomarbeit, Kassel, 2009.
- [106] Schulz, M., Schepers, R.: *Faserbeton für Verkehrsflächen*, Verlag Bau + Technik, Beton, Heft 11, S. 434-439, 2011.
- [107] Heidelberger Beton: Whitetopping – die schnelle Hilfe gegen Spurrillen, Referenzen, 2006.
- [108] Riffel, S.: Baustellenreport Whitetopping (TWT) BAB A 99, AS Ottobrunn, HeidelbergCement, 2008.
- [109] Riffel, S.: Zukunftsfähiges Verfahren zur Instandsetzung mit Beton. Baumaßnahme an der AS Ottobrunn der BAB A 99, Verlag Bau + Technik, Beton, Heft 11, S. 502, 2009.
- [110] Beckhaus, K.: *Hochleistungsbeton für Verkehrsflächen*, Dissertation TU München, 2002.
- [111] Buitelaar, P.: *UHPC Developments and Applications during 25 years*, Plenary Session International Symposium on UHPC, Kassel, 2004.

- [112] Deutsche Forschungsgemeinschaft: Schwerpunktprogramm "Nachhaltiges Bauen mit UHPC zur Leistungssteigerung, Umweltentlastung und Kostensenkung im Betonbau", 2004
- [113] Fehling, E., Schmidt, M., Teichmann, T., Bunje, K., Bornemann, R., Middendorf, B.: *Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultra-Hochfester Betone (UHPC)*, Forschungsbericht DFG FE 497/1-1, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Universität Kassel, Heft 1, 2005.
- [114] Schmidt, M., Fehling, E., Geisenhanslüke, C.: *Ultra High Performance Concrete (UHPC)*, International Symposium on UHPC, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Universität Kassel, Heft 3, 2004.
- [115] BMBF: Forschungsrahmenprogramm "Werkstoffinnovationen für Industrie und Gesellschaft - WING", Fördermaßnahme "Nanotechnologie im Bauwesen – NanoTecture", Verbundvorhaben „Multifunktionale Fahrbahn aus nanooptimiertem Ultra-Hochleistungsbeton“, Zwischenbericht Universität Kassel, unveröffentlicht, 2009.
- [116] Freytag, B., Sparowitz, L., Reichel, M., Juhart, J.: Wild-Brücke – UHPC in der Praxis als Ergebnis der Forschung, Kolloquium 2008, Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie, 2008.
- [117] Cousins, T., Sotelino, E., Roberts-Wollmann, C.: *UHPC Deck Panels for Rapid Bridge Construction and Long Term Durability*, Second International Symposium on UHPC Kassel, 2008.
- [118] Schmidt, M., Bunje, K., Fehling, E., Teichmann, T.: *Brückenfamilie aus Ultra-Hochfestem Beton in Niestetal und Kassel*, Ernst & Sohn Verlag, Sonderdruck Beton- und Stahlbetonbau, Heft 3, 2006.
- [119] Freisinger, S., Wisner, G., Krelaus, R., Boehm, S., Schmidt, M., Dilger, K.: *Structural and semi-structural adhesive bonding of UHPC by modifying the surface and close to surface layers*, Second International Symposium on UHPC Kassel, 2008.
- [120] Schmidt, M.: *Einsatz von UHPC beim Bau der Gärtnerplatzbrücke in Kassel*, Verlag Bau + Technik, Beton, Heft 6, S. 252-254, 2007.
- [121] Freisinger-Schadow, S., Schmidt, M.: *Kleben von tragenden Bauteilen aus Ultra-hochfestem Beton unter unterschiedlichen Temperatur- und Feuchtebedingungen*, 17. Internationale Baustofftagung (ibausil 2009), Bauhaus-Universität Weimar, Bd. II, S. 2-0183 - 2-0324, 2009.
- [122] Bianchi, C.: *Betonbeläge auf Brücken*, Dokumentation Fachtagung Betonstraßen, Verband der Schweizerischen Cementindustrie, Zürich-Kloten, 2004.
- [123] Buitelaar, P., Denkinger, M.D.: Ertüchtigung Orthotroper Fahrbahnplatten von Stahlbrücken, Ernst & Sohn Verlag, Sonderdruck, Stahlbau 75, Heft 7, 2006.
- [124] Yuguang, Y., Walraven, J., den Uijl, J.: *Study on bending behavior of an UHPC overlay on a steel orthotropic deck*, Second International Symposium on UHPC Kassel, 2008.

- [125] Obata, H., Sasaki, I., Nishizawa, T., Katagiri, M.: *Effect of Improved Interfacial Bond on Whitetopping Using Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete*, Second International Symposium on UHPC Kassel, 2008.
- [126] Brühwiler, E., Denarie, E.: Rehabilitation of concrete structures using Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete, Second International Symposium on UHPC Kassel, 2008.
- [127] Tue, N.V.: *Substitution des Stahls durch Ultra-Hochleistungsbetons auf Produktebene*, Hauptaufsatz Bauingenieur, Nr. 11, Springer-VDI-Verlag, Band 84, S. 459-465, Düsseldorf, 2009
- [128] Villaret, S., Kayser, S., Kiehne, A., Pfeifer, U., Riwe, A., Pfeifer, L., Wellner, F.: *Weiterentwicklung der Bemessungsmethoden für Verkehrsflächen - Teil Betonstraßen*, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 976, 2007.
- [129] Willberg, U.: Asphalttragschichten auf hydraulisch gebundenen Tragschichten-Untersuchungen zum Tragverhalten; Dissertation, München 2001.
- [130] Leykauf, G: Beanspruchung und Bemessung von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln im Fahrbahnwegebau; Habilitation, München 1982.
- [131] Stöckert, U.: Ein Beitrag zur Festlegung von Grenzwerten für den Schichtenverbund im Asphaltstraßenbau, Dissertation, TU Darmstadt, 2002.
- [132] Schindler, K.: Untersuchungen des Verformungsverhaltens von Asphalt zur Bestimmung von Materialkennwerten für die Dimensionierung, Institut für Straßenwesen, TU Braunschweig ISBS, Heft 22, 2008.
- [133] Lorenzl, H., Grätz, B.: *Mechanisches Verhalten von Asphalt in Befestigungen für Verkehrsflächen - Eingangsgrößen in die Bemessung*. Arbeitsgruppe Fahrzeug und Fahrbahn Arbeitsausschuss: Bemessung und Standardisierung der Verkehrsflächenbefestigungen, 2005.
- [134] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Richtlinie Stahlfaserbeton, 2010.
- [135] Lappa, E.S., Braam, C., Walraven, J.C.: *Static and fatigue bending tests of UHPC*, International Symposium on Ultra High Performance Concrete Kassel, 2004.
- [136] Bunje, K., Fehling, E.: About shear force and punching shear resistance of structural elements of Ultra High Performance Concrete; International Symposium on Ultra High Performance Concrete Kassel, 2004.
- [137] Eisenmann, J.: Betonfahrbahnen: Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau, Entwurf – Berechnung – Ausführung, Ernst & Sohn Verlag, 1979.
- [138] Westergaard, N.J.: Stresses in Concrete Pavements computed by theoretical analysis, Public Roads 7, 1926.
- [139] Westergaard, N.J.: Analytical Tools for Judging Results of Structural Tests of Concrete Pavements, Public Roads 14, 1933.
- [140] Shell: BISAR (Bitumen Structures Analysis in Roads), 1979.

- [141] Springenschmid, R.: *Technische Grundlagen des Betonstraßenbaus gestern, heute morgen*, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Betonstraßentagung Hamburg, 1999.
- [142] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 466, Beuth-Verlag, Berlin, 1996.
- [143] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 525 - Erläuterungen zur DIN 1045-1, Beuth-Verlag, Berlin, 2010.
- [144] DIN Fachbericht 101 Einwirkungen auf Brücken, 2009
- [145] Wöhe, G.; Döring, U.: *Einführung in die Allgemeine Betriebswirtschaftslehre*, Verlag Vahlen, 24. Auflage, 2010.
- [146] Schmalen, H.; Pechtl, H.: *Grundlagen und Probleme der Betriebswirtschaft*, Verlag Schäffer und Poeschel, 14. Auflage, 2009.
- [147] Ulrich, N.: *Technische Aspekte von PPP-Straßenmodellen*, Bundesverband PPP, Vortrag Arbeitskreis Infrastrukturmanagement, Bonn, 2009.
- [148] Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 4/2011 Leitfaden und Ausführungshinweise zum Arbeitsstellenmanagement auf BAB.
- [149] DESTATIS, Genesis-Online, Statistisches Bundesamt, Wiesbaden, 2012.
- [150] DIN EN 14040:2009-11, Umweltmanagement-Ökobilanz-Grundsätze und Rahmenbedingungen
- [151] DIN EN 14044:2006-10, Umweltmanagement-Ökobilanz-Anforderungen und Anleitungen
- [152] Chakar, T.: Methode zur Klassifizierung von Tragfähigkeitsmessergebnissen des Falling Weight Deflectometers bei Asphaltbefestigungen, Dissertation, Universität Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Veröffentlichung des Instituts für Straßen- und Eisenbahnwesen, Band 59, 2011.
- [153] Technische Lieferbedingungen für Schichten ohne Bindemittel (TL SoB-StB 04): Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2004.
- [154] Richtlinien für die Anlage von Straßen (RAS), Teil: Querschnitte (RAS-Q 96), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 1996.

10. ANLAGEN

ANLAGE TAB. A 1:	ULTRA-THIN WHITETOPPING PROJECTS [105]
ANLAGE TAB. A 2:	THIN (BONDED) WHITETOPPING PROJECTS [105]
ANLAGE TAB. A 3.1:	CONSTRUCTION/DESIGN MISTAKES [105]
ANLAGE TAB. A 3.2:	CONSTRUCTION/DESIGN MISTAKES [105]
ANLAGE TAB. A 4.1:	COMMON ISSUES DURING CONSTRUCTION AND RESULTING PERFORMANCE ISSUES [105]
ANLAGE TAB. A 4.2:	PROJECT LEGEND [105]
ANLAGE TAB. A 5:	INTAKTER AUFBAU, BERECHNUNG MIT ERHÖHTEN UNTERGRUNDMODULI
ANLAGE TAB. A 6:	ERMÜDETER AUFBAU, BERECHNUNG MIT REDUZIERTEM E-MODUL UND ERHÖHTER QUERKONTRAKTIONSSZAHL
ANLAGE TAB. A 7:	INTAKTER AUFBAU, BERECHNUNG MIT ERHÖHTEN UNTERGRUNDMODULI
ANLAGE TAB. A 8:	ERMÜDETER AUFBAU, BERECHNUNG MIT REDUZIERTEM E-MODUL UND ERHÖHTER QUERKONTRAKTIONSSZAHL
ANLAGE TAB. A 9:	ERMÜDETER AUFBAU MIT HGT, RADLAST 50 kN
ANLAGE TAB. A 10:	BETONDECKE ERMÜDET, ABGEFRÄST AUF 160 MM AUF HGT, ERHÖHTE UNTERGRUNDMODULI
ANLAGE TAB. A 11:	ERTÜCHTIGTER AUFBAU, E-MODUL BETONDECKE = 13.500 N/MM ² , BERECHNUNG VOLLER VERBUND
ANLAGE TAB. A 12:	ERTÜCHTIGTER AUFBAU, E-MODUL BETONDECKE = 6.500 N/MM ² , BERECHNUNG VOLLER VERBUND
ANLAGE TAB. A 13:	ERTÜCHTIGTER AUFBAU, E-MODUL BETONDECKE = 13.500 N/MM ² , BERECHNUNG GELÖSTER VERBUND
ANLAGE TAB. A 14:	ERTÜCHTIGTER AUFBAU, E-MODUL BETONDECKE = 6.500 N/MM ² , BERECHNUNG GELÖSTER VERBUND
ANLAGE TAB. A 15:	ERTÜCHTIGTER AUFBAU, E-MODUL BETONDECKE = 13.500 N/MM ² , BERECHNUNG VOLLER VERBUND, ACHSLAST 50 kN
ANLAGE TAB. A 16:	ERTÜCHTIGTER AUFBAU, E-MODUL BETONDECKE = 6.500 N/MM ² , BERECHNUNG VOLLER VERBUND, ACHSLAST 50 kN
ANLAGE TAB. A 17:	ERTÜCHTIGTER AUFBAU, E-MODUL BETONDECKE = 13.500 N/MM ² , BERECHNUNG GELÖSTER VERBUND, ACHSLAST 50 kN
ANLAGE TAB. A 18:	ERTÜCHTIGTER AUFBAU, E-MODUL BETONDECKE = 6.500 N/MM ² , BERECHNUNG GELÖSTER VERBUND, ACHSLAST 50 kN
ANLAGE TAB. A 19:	SPANNUNGEN IN WT UHPC; ERSATZ-E-MODUL HALBRAUM 1.280 N/MM ² LASTFALL PLATTENMITTE, RADLAST 50 kN

ANLAGE TAB. A 20:	SPANNUNGEN IN WT UHPC; ERSATZ-E-MODUL HALBRAUM 705 N/MM ² AUF 160 MM ABGEFRÄSTER BETONDECKE, LASTFALL PLATTENMITTE, RADLAST 50 kN
ANLAGE TAB. A 21:	EINSENKUNGS- UND SPANNUNGSBETRACHTUNGEN EINES 2-SCHICHTSYSTEMS MIT ERTÜCHTIGUNG DURCH WT (E-MODUL 1.280 N/MM ²)
ANLAGE TAB. A 22:	EINSENKUNGS- UND SPANNUNGSBETRACHTUNGEN EINES 2-SCHICHTSYSTEMS MIT ERTÜCHTIGUNG DURCH WHITETOPPING (E-MODUL 980 N/MM ²)
ANLAGE TAB. A 23:	ÜBERSICHT DER BAUWEISEN
ANLAGE TAB. A 24:	ÜBERSICHT DER BAUWEISEN
ANLAGE TAB. A 25:	NUTZUNGSDAUER DER BAUWEISEN
ANLAGE TAB. A 26:	NUTZUNGSDAUER DER BAUWEISEN
ANLAGE TAB. A 27:	BAUWEISE KOSTENERMITTLUNG; BETON+ATS ERNEUERUNG STATUS QUO (HERKÖMMLICHE BAUWEISE)
ANLAGE TAB. A 28:	BAUWEISE KOSTENERMITTLUNG; BETON+ATS ERNEUERUNG WT 150 HE (HOCHEINBAU)
ANLAGE TAB. A 29:	BAUWEISE KOSTENERMITTLUNG; BETON+ATS ERNEUERUNG WT 150 TE (TIEFEINBAU)
ANLAGE TAB. A 30:	KAPITALISIERTE KOSTEN; MAßGEBENDE BERECHNUNGEN
ANLAGE TAB. A 31:	KAPITALISIERTE KOSTEN; MAßGEBENDE BERECHNUNGEN; "REFERENZBAUWEISE"
ANLAGE TAB. A 32:	KAPITALISIERTE KOSTEN; MAßGEBENDE BERECHNUNGEN; WT 150 HE HOCHEINBAU
ANLAGE TAB. A 33:	KAPITALISIERTE KOSTEN; MAßGEBENDE BERECHNUNGEN; WT 150 TE TIEFEINBAU
ANLAGE TAB. A 34:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 1
ANLAGE TAB. A 35:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 1 „REFERENZBAUWEISE“
ANLAGE TAB. A 36:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 1 WT 150 HE HOCHEINBAU
ANLAGE TAB. A 37:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 1 WT 150 TE TIEFEINBAU
ANLAGE TAB. A 38:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 240
ANLAGE TAB. A 39:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 2 „REFERENZBAUWEISE“
ANLAGE TAB. A 40:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 2 WT 150 HE HOCHEINBAU
ANLAGE TAB. A 41:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 2 WT 150 TE TIEFEINBAU
ANLAGE TAB. A 42:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 3

ANLAGE TAB. A 43:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 3 „REFERENZBAUWEISE“
ANLAGE TAB. A 44:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 3 WT 150 HE HOCHHEINBAU
ANLAGE TAB. A 45:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 3 WT 150 TE TIEFEINBAU
ANLAGE TAB. A 46:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 4
ANLAGE TAB. A 47:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 4 „REFERENZBAUWEISE“
ANLAGE TAB. A 48:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 4 WT 150 HE HOCHHEINBAU
ANLAGE TAB. A 49:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 4 WT 150 TE TIEFEINBAU
ANLAGE TAB. A 50:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 5
ANLAGE TAB. A 51:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 5 „REFERENZBAUWEISE“
ANLAGE TAB. A 52:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 5 WT 150 HE HOCHHEINBAU
ANLAGE TAB. A 53:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 5 WT 150 TE TIEFEINBAU
ANLAGE TAB. A 54:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 6
ANLAGE TAB. A 55:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 6 „REFERENZBAUWEISE“
ANLAGE TAB. A 56:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 6 WT 150 HE HOCHHEINBAU
ANLAGE TAB. A 57:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 6 WT 150 TE TIEFEINBAU
ANLAGE TAB. A 58:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 7
ANLAGE TAB. A 59:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 7 „REFERENZBAUWEISE“
ANLAGE TAB. A 60:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 7 WT 150 HE HOCHHEINBAU
ANLAGE TAB. A 61:	KAPITALISIERTE KOSTEN; SENSITIVITÄTSANALYSE 7 WT 150 TE TIEFEINBAU
ANLAGE TAB. A 62:	KAPITALISIERTE KOSTEN; MAßGEBENDE BERECHNUNG EINSCHL. NUTZERKOSTEN
ANLAGE TAB. A 63:	KAPITALISIERTE KOSTEN; MAßGEBENDE BERECHNUNG EINSCHL. NUTZERKOSTEN „REFERENZBAUWEISE“
ANLAGE TAB. A 64:	KAPITALISIERTE KOSTEN; MAßGEBENDE BERECHNUNG EINSCHL. NUTZERKOSTEN WT 150 HE HOCHHEINBAU

- ANLAGE TAB. A 65: KAPITALISIERTE KOSTEN; MABGEBENDE BERECHNUNG EINSCHL. NUTZERKOSTEN WT 150 TE TIEFEINBAU
- ANLAGE TAB. A 66: BAUWEISE KOSTENERMITTLUNG; BETON+ATS ERNEUERUNG WT 120 SENSITIVITÄTSANALYSE
- ANLAGE TAB. A 67: BAUWEISE KOSTENERMITTLUNG; BETON+ATS ERNEUERUNG STATUS QUO (HERKÖMMLICHE BAUWEISE)
- ANLAGE TAB. A 68: BAUWEISE KOSTENERMITTLUNG; BETON+ATS ERNEUERUNG WT 120 HE HOCHINBAU SENSITIVITÄTSANALYSE
- ANLAGE TAB. A 69: BAUWEISE KOSTENERMITTLUNG; BETON+ATS ERNEUERUNG WT 120 TE TIEFEINBAU SENSITIVITÄTSANALYSE
- ANLAGE TAB. A 70: BERECHNUNG DER BAUZEITEN FÜR DIE BAUWEISEN BETON+ATS ERN. BETONDECKE T2Z2 SV „REFERERENZBAUWEISE“
- ANLAGE TAB. A 71: BERECHNUNG DER BAUZEITEN FÜR DIE BAUWEISEN BETON+ATS ERN. BETONDECKE + TRAGSCHICHT T2Z2 SV „REFERERENZBAUWEISE“
- ANLAGE TAB. A 72: BERECHNUNG DER BAUZEITEN FÜR DIE BAUWEISEN BETON+ATS ERN. BETONDECKE WT 150 HE HOCHINBAU
- ANLAGE TAB. A 73: BERECHNUNG DER BAUZEITEN FÜR DIE BAUWEISEN BETON+ATS ERN. BETONDECKE WT 150 TE TIEFEINBAU

Anlage Tab. A 1: Ultra-Thin Whitetopping Projects [105]

Location (Year)	Year	Thickness	Joint Spacing [trans. x long.]	Use	Type	Original Pavement	Traffic (Year)
IS U.S. Hwy 51 & Pleasant Hill Rd Carbondale, IL, USA	1998	3.5"	3.2 ft x 3.3 ft	IS (DL, TL)	JFRC	50% PCC, 50% AC on PCC	12,000 ADT 650 ADTT (350 SU, 300 MU (2007)
IS U.S. Hwy 36 & Oakland Ave Decatur-2, IL, USA	1998	3.5"	3.6 ft x 4.3 ft	IS (DL)	JPCP	AC on Brick/PCC	10100 ADT 1200 ADTT (950 SU, 250 MU (2007)
IS U.S. Hwy 36 & Country Club Rd Decatur-1, IL, USA	1988	2.5-3.5"	2.95 ft x3.85 ft (westbound) 3.85 ft x4.50 ft (eastbound)	IS (DL)	JPCP	AC on PCC	18900 ADT, 2300 ADTT (1750 SU, 550 MU) (2007)
Hwy 16 (P-20) Glendive, MT, USA	2001	4"	1.2-1.5m x 3m	DL	JFRC	F	3700-4100 ADT 380-400 CV (2007)
IS 170 St & 118 Ave Edmonton, AB, Canada	2002	4"	1.5m x 1.5m	IS (DL)	JFRC	AC on Soil Cement Base and clay subgrade	17,505 AADT (50% trucks) Calculated ESALs: Eastbound-600,000, Westbound-525,000 ACPA axle load category B
IS Taylor Station Rd & Westbourne Ave Columbus, OH, USA	1995	2"	2ft x 2ft 4ft x 4ft 6ft x 6ft	IS (DL)	JFRC	AC on aggregate subgrade	Annual ESALs: 114,000 AADT: 10,500, AADTT: 4,2%
IS Hwy 4:07 (43rd St) & Hwy 3 Lethbridge, AB, Canada	2004	4"	1.1mx1.5m (inner lane) 1.2 m x 1.5 m (outer lane)	IS (TL)	JFRC	AC pavement	Daily ESALs: 780 Heavy traffic on outer lane Lighter traffic on inner lane
Britannia Rd, Dixie Rd Mississauga, ON, Canada	1995	4"	1.6m x 1.6m	IS	JFRC, JPCP	AC pavement	Particularly heavy traffic 6,000 ADT 1,700 ADTT
119th St between Mission and Roe Ave Leawood, KS, USA	1995	2"	0.9mx0.9m (3ftx3ft) 1.2mx1.2m (4ftx4 ft)	DL	JFRC, JPCP	AC pavement	Mostly passenger cars with a small amount of commercial vehicles, almost no heavy trucks, AADT: 22,400 (1994), 35,600 (projected for 2014)

Anlage Tab. A 2: Thin (bonded) Whitetopping Projects [105]

Location (Year)	Year	Thick- ness	Joint Spacing [trans. x long.]	Use	Type	Original Pavement	Traffic (Year)
121 East Idaho St Kalispell, MT, USA	2000	5"	1.82m - 1.92m pattern	DL	JFRC	F	
County Hwy 3 between Louisville and Sailor Springs Clay County, IL, USA	1998	5-6"	11ft pattern 15ft pattern 5.5ft pattern	DL	JPCP	Soil cement pavement with "oil and chip" surface	Luisville to County Hwy 2 IS: 1100 ADT County Hwy 2 IS to Sailor Springs: 600 – 800 ADT No particular truck data available (2004)
County Hwy 2 between Bradbury and Janesville Cumberland County, IL, USA	2001	5.75"	5.5ft x 6.0ft	DL	JPCP	AC on Aggregate base	Bradbury to Hwy through Johns- town: 2100 ADT Hwy through Johnstown to Janesville: 2350 ADT (2006)
County Hwy 4 Platt County Monticello, IL, USA	2000	5"	11ft pattern 5.5ft pattern	DL	JPCP	AC on CAM	2000-3000 ADT (2005)
Frontage road to U.S. 85 Santa Fe Dr Denver, Colorado, USA	1996	4-5"	60in x 60in	DL	Jointed plain with Tie bars	AC pavement	ADTT: 1,500 Trucks: 25%
East- and westbound lanes of U.S. Hwy 36 East of Tuscola, IL, USA	1999	4-7"	5ft x 5.5ft	DL	JPCP	ACC on brick pavement	5600 ADT, 1050 ADTT, 400 SU, 650 MU (2007)
Colorado SH 121 between Colorado SH Route C 470 and Park Hill Ave South of Denver, Wadsworth, CO, USA	2001	6"	4ft x 4ft	DL	JFRC	AC on aggregate base and sub- base	Design Traffic: 1,272,000 18-kip ESALs
IS N. W. Bypass & 3rd St. N. W. (U5206 & U5203) Great Falls, MT, USA	1999	5"	3.3ft x 5ft	IS (DL)	JPCP	F	15500-20000 ADT (2007)

Legende: IS = Intersection DL = Driving Lane(s) TL = Turning Lane(s) Rd = Road Ave = Avenue SH = State Highway RT = Route	JPCP = Jointed Plain Concrete Pavement JFRC = Jointed Fibre-Reinforced Concrete Pavement PCC = Portland cement concrete F = Flexible HMA = Hot Mix Asphalt CAM = Cement Aggregate Mixture	SU = Single Unit MU = Multi Unit Commercial Vehicles ACPA = American Concrete Pavement Association
---	--	---

Anlage Tab. A 3.1: Construction/Design Mistakes [105]

Preparation of AC Layer	Construction/Design Mistakes	Consequences	Projects
	<ul style="list-style-type: none"> Inadequate preparation of AC layer prior to concrete placement (no milling and/or no texturizing) 	<ul style="list-style-type: none"> Compromises bond between AC and PCC layers 	14, 15
	<ul style="list-style-type: none"> Weak transition area between old pavement and new whitetopping offers little load support 	<ul style="list-style-type: none"> Transition area deteriorates faster 	10
	<ul style="list-style-type: none"> Milled surface cleaned improperly or not cleaned at all after milling 	<ul style="list-style-type: none"> Lose debris and dirt compromises bond between AC and PCC layers 	7
	<ul style="list-style-type: none"> Underlying AC layer in poor condition (severe deterioration, thin layer) 	<ul style="list-style-type: none"> Cracks in PCC layer due to lack of support 	6
	<ul style="list-style-type: none"> No bonding agent applied to milled surface prior to concrete placement 	<ul style="list-style-type: none"> Compromises bond between AC and PCC layers 	6
	<ul style="list-style-type: none"> Milled surface temporarily opened to traffic (e.g. for peak rush hour) 	<ul style="list-style-type: none"> Reduces texture given by milling machine and thus compromises bond between AC and PCC layer 	5, 9
	<ul style="list-style-type: none"> Wet saw cutting of finished concrete near milled surface 	<ul style="list-style-type: none"> Slurry layer compromises bond between AC and PCC layer 	4, 10
	<ul style="list-style-type: none"> Insufficient thickness of AC layer after milling 	<ul style="list-style-type: none"> Whitetopping fails due to lack of underlying support 	4, 7, 10
	<ul style="list-style-type: none"> Severe cracks in existing pavement not patched (e.g. due to time constraints) 	<ul style="list-style-type: none"> Reflective cracking into PCC layer 	2
	<ul style="list-style-type: none"> Water on milled surface prior to concrete placement (e.g. from additional damping, rain, wet filter cloth on freshly placed PCC nearby) 	<ul style="list-style-type: none"> Compromises bond between AC and PCC layer 	2, 7
	<ul style="list-style-type: none"> Poor grade control of paving and/or milling machine or machines running off of separate string lines 	<ul style="list-style-type: none"> In case subsequent grinding is necessary: poor ride quality Too little milling = thinner PCC layer Too much milling = remaining AC layer thickness inadequate to support traffic load 	7, 11, 15

Anlage Tab. A 3.2: Construction/Design Mistakes [105]

Concrete Placement			Construction/Design Mistakes	Consequences	Projects
			<ul style="list-style-type: none"> Walking on initially vibrated concrete 	<ul style="list-style-type: none"> Destroys concrete structure Weakens concrete 	7
			<ul style="list-style-type: none"> Oil spilled in concrete (e.g. due to broken hydraulic hose) 	<ul style="list-style-type: none"> Weakens concrete (acts like release agent within concrete) 	10
			<ul style="list-style-type: none"> Concrete vibrated too long during placement 	<ul style="list-style-type: none"> Unconsolidation of mixture leaving coarse aggregate at the bottom and weak water and slurry layer on top 	10
			<ul style="list-style-type: none"> Additional water added to concrete mixture subsequently/General subsequent alteration of mixture (e.g. for better workability) 	<ul style="list-style-type: none"> Mixture attributes no longer meet design requirements 	10,14
			<ul style="list-style-type: none"> High winds during concrete placement 	<ul style="list-style-type: none"> Supports evaporation of water from concrete surface during hydration which results in weaker concrete 	9
			<ul style="list-style-type: none"> Fibre balls in concrete 	<ul style="list-style-type: none"> Compromises workability Weak spots in pavement 	7,10
			<ul style="list-style-type: none"> Insufficient testing of ready-mix concrete 	<ul style="list-style-type: none"> Placement of incorrect mixtures (slump, air and water content not specification conform) 	7
			<ul style="list-style-type: none"> No release agent applied to formwork 	<ul style="list-style-type: none"> Fresh concrete adheres to formwork resulting in damaged surface 	7
			<ul style="list-style-type: none"> No bond breaker applied/No full depth saw cutting between newly placed concrete and adjacent lane/curb 	<ul style="list-style-type: none"> Deflective cracking 	5,7
			<ul style="list-style-type: none"> High temperatures during concrete placement Usage of quick-setting concrete in high temperatures No retarder used despite high temperatures 	<ul style="list-style-type: none"> Significantly shorter workability time Concrete is hard to finish "Honeycombed" concrete surface Encourages subsequent adding of water Lower 28d-strength 	1
			<ul style="list-style-type: none"> Concrete truck delays 	<ul style="list-style-type: none"> Already placed concrete is hard to finish Difficulties creating constant surface Additional joints (construction joints) 	1
			<ul style="list-style-type: none"> Rain during concrete placement 	<ul style="list-style-type: none"> Weaker concrete containing excess water 	1,2,3
			<ul style="list-style-type: none"> Insufficient initial consolidation during concrete placement 	<ul style="list-style-type: none"> High entrapped air content Weaker concrete Concrete gets stickier and thus harder to work with and to finish Compromising bond between AC and PCC layers 	1,7,8,10

Anlage Tab. A 4.1: Common Issues during Construction and Resulting Performance Issues [105]

	Construction/Design Mistakes	Consequences	Project
Finishing & Curing	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Curing compound applied improperly 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Shrinkage cracking 	4,10
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Concrete surface exposed to stress too early (e.g. from construction traffic or staff) 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Damages in concrete structure 	4,9,12
Jointing	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Utility/Service caps embedded without isolation joints around them 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Cracks occur 	10
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Joints in wheel path 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ These joints will fail prematurely (joints are least dense area and should therefore not be exposed to direct traffic load) 	
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Joint sawing too late 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Shrinkage cracking 	4
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Joint sawing too early 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Damages "green" concrete ▪ Tearing and Spalling along saw cuts 	1,3
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Slabs too big (large joint spacing) 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Cracks in thin PCC layer exposed to bending rather than deflection stresses 	6
Imminent Design Issues	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Traffic too heavy for designed PCC layer thickness 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ PCC layer fails due to overload 	7
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Truck turning lane designed too narrow 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Trucks track from whitetopping on adjacent lanes/curb (little underlying support/no transition) turning 	7
Misc.	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Poor traffic routing during construction 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Delays and Accidents ▪ Confused motorists might enter construction area and cause damage 	1,13,15
	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Subsurface water (insufficient drainage) 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Destruction of AC layer due to stripping 	9,17

Anlage Tab. A 4.2: Project Legend [105]

LOCATION	Pr.	LOCATION	Pr.	LOCATION	Pr.	LOCATION	Pr.
IS U.S. Hwy 51 & Pleasant Hill Rd Carbondale, IL, USA	1	IS Taylor Station Rd & Westbourne Ave Columbus, OH, USA	6	121 East Idaho St Kalispell, MT, USA	10	Frontage road to U.S. 85 Santa Fe Dr Denver, Colorado, USA	14
IS U.S. Hwy 36 & Oakland Ave Decatur-2, IL, USA	2	IS Hwy 4:07 (43rd St) & Hwy 3 Lethbridge, AB, Canada	7	County Hwy 3 between Louisville and Sailor Springs, Clay County, IL, USA	11	East- and westbound lanes of U.S. Hwy 36 East of Tuscola, IL, USA	15
IS U.S. Hwy 36 & Country Club Rd Decatur-1, IL, USA	3	Britannia Rd, Dixie Rd Mississauga, ON, Canada	8	County Hwy 2 between Bradbury and Janesville, Cumberland County, IL, USA	12	Colorado SH 121 between Colorado SH Route C 470 and Park Hill Ave South of Denver, Wadsworth, CO, USA	16
Hwy 16 (P-20) Glendive, MT, USA	4	119th St between Mission and Roe Ave Leawood, KS, USA	9	County Hwy 4 Piatt County Monticello, IL, USA	13	IS N. W. Bypass & 3rd St. NW (U5206 & U5203) Great Falls, MT, USA	17
IS 170 St & 118 Ave Edmonton, AB, Canada	5						

Anlage Tab. A 5: Intakter Aufbau, Berechnung mit erhöhten Untergrundmoduli

Bauweise nach RStO	Bau-klasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Quer-dehnzahl [-]	Einsen-kung [mm]	Biegezug-spannung [N/mm ²]
Tafel 2 Z. 1.1	SV	Betondecke	270	35000	0,2	0,095	-1,070
							0,806
		HGT	150	15000	0,25	0,092	-0,237
							0,219
		Frostschutz-schicht	330	500	0,35	0,092	
		Planum	-	250	0,35	0,083	-0,011

Anlage Tab. A 6: Ermüdeter Aufbau, Berechnung mit reduziertem E-Modul und erhöhter Querkontraktionszahl

Bauweise nach RStO	Bau-klasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Quer-dehn-zahl [-]	Einsen-kung [mm]	Biege-zug-Sp. [N/mm ²]
Tafel 2 Z. 1.1	SV	Betondecke (ermüdet)	270	13500	0,5	0,124	-1,332
							0,909
		HGT	150	5000	0,25	0,118	-0,150
							0,131
		Frostschutz-schicht	330	500	0,35	0,117	
		Planum	-	250	0,35	0,103	-0,016
Tafel 2 Z. 1.1	SV	Betondecke (ermüdet)	270	6500	0,5	0,162	-1,180
							0,733
		HGT	150	5000	0,25	0,148	-0,252
							0,222
		Frostschutz-schicht	330	500	0,35	0,141	
		Planum	-	250	0,35	0,125	0,023

Anlage Tab. A 7: Intakter Aufbau, Berechnung mit erhöhten Untergrundmoduli

Bauweise nach RStO	Bau-klasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Quer-dehn-zahl [-]	Einsen-kung [mm]	Biegezug-spannung [N/mm ²]
voller Verbund							
Tafel 2 Z. 2	SV	Betondecke	260	35.000	0,25	0,077	-1,057
							0,624
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,074	0,088
							0,160
		FSS	340	500	0,35	0,072	0,003
		Planum	-	250	0,35	0,061	0,0003
gelöster Verbund							
Tafel 2 Z. 2	SV	Betondecke	260	35.000	0,25	0,100	-1,227
							0,963
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,097	-0,095
							0,083
		FSS	340	500	0,35	0,097	-0,019
		Planum	-	250	0,35	0,087	-0,012

Anlage Tab. A 8: Ermüdeter Aufbau, Berechnung mit reduziertem E-Modul und erhöhter Querkontraktionszahl

Bauweise nach RStO	Bau-klasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Quer-dehn-zahl [-]	Einsen-kung [mm]	Biegezug-spannung [N/mm ²]
voller Verbund							
Tafel 2 Z. 2	SV	Betondecke (ermüdet)	260	13.500	0,50	0,141	-1,067
							0,793
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,133	-0,190
							0,168
		FSS	340	500	0,35	0,133	-0,039
		Planum	-	250	0,35	0,114	-0,020
gelöster Verbund							
Tafel 2 Z. 2	SV	Betondecke (ermüdet)	260	6.500	0,50	0,169	-0,937
							0,647
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,157	-0,324
							0,282
		FSS	340	500	0,35	0,155	-0,063
		Planum	-	250	0,35	0,131	-0,028

Anlage Tab. A 9: Ermüdeter Aufbau mit HGT, Radlast 50 kN

Bauweise nach RStO	Bau-klasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Quer-dehnzahl [-]	Einsen-kung [mm]	Spannun-gen O/U [N/mm ²]
Tafel 2 Z. 1.1	SV	Betondecke (ermüdet)	270	13.500	0,5	0,124	-1,332
							0.909
		HGT	150	5.000	0,25	0,118	-0.150
							0.131
		FSS	330	500	0,35	0,117	
		Planum	-	250	0,35	0,103	-0,016
Tafel 2 Z. 1.1	SV	Betondecke (ermüdet)	270	6.500	0,5	0,162	-1.180
							0.733
		HGT	150	5.000	0,25	0,148	-0.252
							0.222
		FSS	330	500	0,35	0,141	
		Planum	-	250	0,35	0,125	0,023

Anlage Tab. A 10: Betondecke ermüdet, abgefräst auf 160 mm auf HGT, erhöhte Untergrundmoduli.

Bauweise nach RStO	Bau-klasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Quer-dehnzahl [-]	Einsen-kung [mm]	Biegezug-spannun-gen [N/mm ²]
Tafel 2 Z. 1.1	SV	Betondecke (ermüdet)	160	13.500	0,5	0,187	-2,036
							1,744
		HGT	150	5.000	0,25	0,183	-0.414
							0.360
		Frostschutz-schicht	330	500	0,35	0,179	-0,071
		Planum	-	250	0,35	0,149	-0,032
Tafel 2 Z. 1.1	SV	Betondecke (ermüdet)	160	6.500	0,5	0,226	-1,577
							1,243
		HGT	150	5.000	0,25	0,216	-0.617
							0.533
		Frostschutz-schicht	330	500	0,35	0,211	-0,100
		Planum	-	250	0,35	0,170	-0,041

Anlage Tab. A 11: Ertüchtigter Aufbau, E-Modul Betondecke = 13.500 N/mm², Berechnung voller Verbund

Bauweise nach RStO	Bau-klasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Quer-dehnzahl [-]	Einsen-kung [mm]	Biegezug-spannung [N/mm ²]
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	100	40.000	0,2	0,088	-1,244
							0,279
		Betondecke (ermüdet)	270	13.500	0,5	0,087	-0,267
							0,508
		HGT (ermüdet)	150	5.000	0,25	0,080	-0,064
		Frostschutz-schicht	330	500	0,35	0,079	-0,013
		Planum	-	250	0,35	0,072	0,007
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	80	40.000	0,2	0,093	-1,35
							0,177
		Betondecke (ermüdet)	270	13.500	0,5	0,092	-0,400
							0,571
		HGT (ermüdet)	150	5.000	0,25	0,085	0,571
		Frostschutz-schicht	330	500	0,35	0,084	-0,015
		Planum	-	250	0,35	0,076	0,008
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	60	40.000	0,2	0,099	-1,322
							-0,011
		Betondecke (ermüdet)	270	13.500	0,5	0,098	-0,568
							0,643
		HGT (ermüdet)	150	5.000	0,25	0,091	-0,089
		Frostschutz-schicht	330	500	0,35	0,091	-0,017
		Planum	-	250	0,35	0,081	0,016

**Anlage Tab. A 12: Ertüchtigter Aufbau , E-Modul Betondecke = 6.500 N/mm²,
Berechnung voller Verbund**

Bauweise nach RStO	Bau- klasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm²]	Quer- dehnzahl [-]	Einsen- kung [mm]	Biegezug- spannung [N/mm²]
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	100	40.000	0,2	0,109	-0,166
							0.800
		Betondecke (ermüdet)	270	6.500	0,5	0,108	-0,161
							0,386
		HGT (ermüdet)	150	5.000	0,25	0,096	-0,096
		FSS	330	500	0,35	0,095	-0,019
		Planum	-	250	0,35	0,085	0,010
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	80	40.000	0,2	0,116	-1,791
							0,748
		Betondecke (ermüdet)	270	6.500	0,5	0,116	-0,262
							0,442
		HGT (ermüdet)	150	5.000	0,25	0,102	-0,442
		FSS	330	500	0,35	0,101	-0,022
		Planum	-	250	0,35	0,090	0,018
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	60	40.000	0,2	0,125	-1,861
							0,563
		Betondecke (ermüdet)	270	6.500	0,5	0,124	-0,415
							0,505
		HGT (ermüdet)	150	5.000	0,25	0,109	-0,140
		FSS	330	500	0,35	0,108	-0,026
		Planum	-	250	0,35	0,095	-0,015

**Anlage Tab. A 13: Ertüchtigter Aufbau, E-Modul Betondecke = 13.500 N/mm²,
Berechnung gelöster Verbund**

Bauweise nach RStO	Bau- klasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Quer- dehnzahl [-]	Einsen- kung [mm]	Biegezug- spannung [N/mm ²]
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	100	40.000	0,2	0,119	-1,203
							1,056
		Betondecke (ermüdet)	270	13.500	0,5	0,117	-1,097
							0,758
		HGT (ermüdet)	150	5.000	0,25	0,113	-0,123
		Frostschutz- schicht	330	500	0,35	0,112	-0,025
		Planum	-	250	0,35	0,100	0,013
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	80	40.000	0,2	0,122	-1,121
							0,972
		Betondecke (ermüdet)	270	13.500	0,5	0,120	-1,220
							0,817
		HGT (ermüdet)	150	5.000	0,25	0,115	0,817
		Frostschutz- schicht	330	500	0,35	0,114	0,026
		Planum	-	250	0,35	0,101	0,014
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	60	40.000	0,2	0,124	-0,935
							0,786
		Betondecke (ermüdet)	270	13.500	0,5	0,123	-1,320
							0,864
		HGT (ermüdet)	150	5.000	0,25	0,117	-0,141
		Frostschutz- schicht	330	500	0,35	0,116	-0,027
		Planum	-	250	0,35	0,102	-0,016

**Anlage Tab. A 14: Ertüchtigter Aufbau, E-Modul Betondecke = 6.500 N/mm²,
Berechnung gelöster Verbund**

Bauweise nach RStO	Bau-klasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Quer-dehnzahl [-]	Einsen-kung [mm]	Biegezug-spannung [N/mm ²]
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	100	40.000	0,2	0,145	-1,752
							1,622
		Betondecke (ermüdet)	270	6.500	0,5	0,144	-0,811
							0,539
		HGT (ermüdet)	150	5.000	0,25	0,136	-0,183
		Frostschutz-schicht	330	500	0,35	0,135	-0,036
		Planum	-	250	0,35	0,117	0,020
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	80	40.000	0,2	0,152	-1,752
							1,614
		Betondecke (ermüdet)	270	6.500	0,5	0,150	-0,953
							0,606
		HGT (ermüdet)	150	5.000	0,25	0,141	0,606
		Frostschutz-schicht	330	500	0,35	0,140	-0,040
		Planum	-	250	0,35	0,121	0,022
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	60	40.000	0,2	0,157	-1,601
							1,456
		Betondecke (ermüdet)	270	6.500	0,5	0,156	-1,010
							0,665
		HGT (ermüdet)	150	5.000	0,25	0,145	-0,228
		Frostschutz-schicht	330	500	0,35	0,143	-0,043
		Planum	-	250	0,35	0,123	0,023

**Anlage Tab. A 15: Ertüchtigter Aufbau, E-Modul Betondecke = 13.500 N/mm²,
Berechnung voller Verbund, Achslast 50 kN**

Bauweise nach RStO	Bau-klasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Quer-dehnzahl [-]	Einsen-kung [mm]	Biegezug-spannung [N/mm ²]
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 2	SV	Whitetopping	120	40.000	0,2	0,102	-1,432
							0,401
		Betondecke (ermüdet)	260	13.500	0,5	0,100	-0,203
							0,574
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,093	-0,065
		Frostschutz-schicht	340	500	0,35	0,093	-0,015
		Planum	-	250	0,35	0,085	0,008
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 2	SV	Whitetopping	100	40.000	0,2	0,108	-1,529
							0,340
		Betondecke (ermüdet)	260	13.500	0,5	0,107	-0,313
							0,647
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,099	-0,077
		Frostschutz-schicht	340	500	0,35	0,099	-0,017
		Planum	-	250	0,35	0,089	-0,011
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 2	SV	Whitetopping	80	40.000	0,2	0,115	-1,611
							0,213
		Betondecke (ermüdet)	260	13.500	0,5	0,114	-0,468
							0,731
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,105	-0,092
		Frostschutz-schicht	340	500	0,35	0,105	0,082
		Planum	-	250	0,35	0,094	-0,012
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 2	SV	Whitetopping	60	40.000	0,2	0,102	-1,641
							-0,023
		Betondecke (ermüdet)	260	13.500	0,5	0,101	-0,683
							0,828
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,094	-0,111
		Frostschutz-schicht	340	500	0,35	0,093	0,098
		Planum	-	250	0,35	0,083	-0,014

**Anlage Tab. A 16: Ertüchtigter Aufbau, E-Modul Betondecke = 6.500 N/mm²,
Berechnung voller Verbund, Achslast 50 kN**

Bauweise nach RStO	Bau-klasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Quer-dehnzahl [-]	Einsen-kung [mm]	Biegezug-spannung [N/mm ²]
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 2	SV	Whitetopping	120	40.000	0,2	0,125	-1,851
							0,969
		Betondecke (ermüdet)	260	6.500	0,5	0,124	-0,102
							0,430
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,111	-0,095
		Frostschutz-schicht	340	500	0,35	0,111	-0,022
		Planum	-	250	0,35	0,100	0,011
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 2	SV	Whitetopping	100	40.000	0,2	0,134	-2,034
							0,980
		Betondecke (ermüdet)	260	6.500	0,5	0,133	-0,182
							0,494
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,119	-0,117
		Frostschutz-schicht	340	500	0,35	0,119	-0,026
		Planum	-	250	0,35	0,105	-0,015
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 2	SV	Whitetopping	80	40.000	0,2	0,144	-2,208
							0,913
		Betondecke (ermüdet)	260	6.500	0,5	0,143	-0,305
							0,570
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,127	-0,143
		Frostschutz-schicht	340	500	0,35	0,126	0,127
		Planum	-	250	0,35	0,111	-0,017
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 2	SV	Whitetopping	60	40.000	0,2	0,155	-2,308
							0,681
		Betondecke (ermüdet)	260	6.500	0,5	0,154	-0,491
							0,658
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,136	-0,176
		Frostschutz-schicht	340	500	0,35	0,133	0,157
		Planum	-	250	0,35	0,118	-0,186

**Anlage Tab. A 17: Ertüchtigter Aufbau, E-Modul Betondecke = 13.500 N/mm²,
Berechnung gelöster Verbund, Achslast 50 kN**

Bauweise nach RStO	Bau-klasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Quer-dehnzahl [-]	Einsen-kung [mm]	Biegezug-spannung [N/mm ²]
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 2	SV	Whitetopping	120	40.000	0,2	0,143	-1,533
							1,354
		Betondecke (ermüdet)	260	13.500	0,5	0,141	-1,212
							0,890
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,137	-0,137
		Frostschutz-schicht	340	500	0,35	0,137	-0,031
		Planum	-	250	0,35	0,121	0,017
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 2	SV	Whitetopping	100	40.000	0,2	0,148	-1,508
							1,331
		Betondecke (ermüdet)	260	13.500	0,5	0,146	-1,369
							0,981
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,141	-0,153
		Frostschutz-schicht	340	500	0,35	0,141	-0,034
		Planum	-	250	0,35	0,124	-0,019
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 2	SV	Whitetopping	80	40.000	0,2	0,152	-1,406
							1,227
		Betondecke (ermüdet)	260	13.500	0,5	0,150	-1,523
							1,063
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,145	-0,170
		Frostschutz-schicht	340	500	0,35	0,144	0,148
		Planum	-	250	0,35	0,126	-0,020
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 2	SV	Whitetopping	60	40.000	0,2	0,155	-1,174
							0,995
		Betondecke (ermüdet)	260	13.500	0,5	0,153	-1,650
							1,129
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,147	-0,179
		Frostschutz-schicht	340	500	0,35	0,146	0,159
		Planum	-	250	0,35	0,128	-0,021

**Anlage Tab. A 18: Ertüchtigter Aufbau, E-Modul Betondecke = 6.500 N/mm²,
Berechnung gelöster Verbund, Achslast 50 kN**

Bauweise nach RStO	Bau-klasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Quer-dehnzahl [-]	Einsen-kung [mm]	Biegezug-spannung [N/mm ²]
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 2	SV	Whitetopping	120	40.000	0,2	0,171	-2,105
							1,951
		Betondecke (ermüdet)	260	6.500	0,5	0,169	-0,849
							0,608
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,162	-0,195
		Frostschutz-schicht	340	500	0,35	0,161	-0,044
		Planum	-	250	0,35	0,140	0,024
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 2	SV	Whitetopping	100	40.000	0,2	0,181	-2,198
							2,043
		Betondecke (ermüdet)	260	6.500	0,5	0,179	-1,012
							0,703
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,171	-0,228
		Frostschutz-schicht	340	500	0,35	0,170	-0,050
		Planum	-	250	0,35	0,146	-0,026
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 2	SV	Whitetopping	80	40.000	0,2	0,190	-2,202
							2,038
		Betondecke (ermüdet)	260	6.500	0,5	0,188	-1,194
							0,800
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,178	-0,262
		Frostschutz-schicht	340	500	0,35	0,177	0,234
		Planum	-	250	0,35	0,151	-0,028
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 2	SV	Whitetopping	60	40.000	0,2	0,197	-2,015
							1,841
		Betondecke (ermüdet)	260	6.500	0,5	0,196	-1,379
							0,867
		Asphalttrag-schicht 20 °C	100	5.526	0,35	0,183	-0,294
		Frostschutz-schicht	340	500	0,35	0,182	0,262
		Planum	-	250	0,35	0,154	-0,029

**Anlage Tab. A 19: Spannungen in WT UHPC; Ersatz-E-Modul Halbraum 1.280 N/mm²
Lastfall Plattenmitte, Radlast 50 kN.**

Bauweise nach RStO	Bau-klasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Quer-dehnzahl [-]	Einsen-kung [mm]	Spannun-gen [N/mm ²]
Ertüchti-gung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	180	50.000	0,2	0,038	-1,364
							1,220
		elast. Halbraum		1.280	0.5	0.036	-0.088
Ertüchti-gung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	150	50.000	0,2	0,044	-1.650
							1,538
		elast. Halbraum		1.280	0.5	0.043	-0.118
Ertüchti-gung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	120	50.000	0,2	0,052	-2.079
							1,983
		elast. Halbraum		1.280	0.5	0.051	-0.165
Ertüchti-gung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	100	50.000	0,2	0,060	-2.481
							2,385
		elast. Halbraum		1.280	0.5	0.059	-0.214

Anlage Tab. A 20: Spannungen in WT UHPC; Ersatz-E-Modul Halbraum 705 N/mm² auf 160 mm abgefräster Betondecke, Lastfall Plattenmitte, Radlast 50 kN.

Bauweise nach RStO	Bau-klasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Quer-dehnzahl [-]	Einsen-kung [mm]	Spannun-gen [N/mm ²]
Ertüchti-gung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	180	50.000	0,2	0,056	-1,540
							1,401
		elast. Halbraum		705	0.5	0.054	-0.061
Ertüchti-gung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	150	50.000	0,2	0,065	-1.898
							1,791
		elast. Halbraum		705	0.5	0.064	-0.083
Ertüchti-gung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	120	50.000	0,2	0,079	-2.451
							2,361
		elast. Halbraum		705	0.5	0.078	-0.118
Ertüchti-gung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	100	50.000	0,2	0,092	-2.99
							2,904
		elast. Halbraum		705	0.5	0.091	-0.156

Anlage Tab. A 21: Einsenkungs- und Spannungsbetrachtungen eines 2-Schichtsystems mit Ertüchtigung durch WT (E-Modul 1.280 N/mm²)

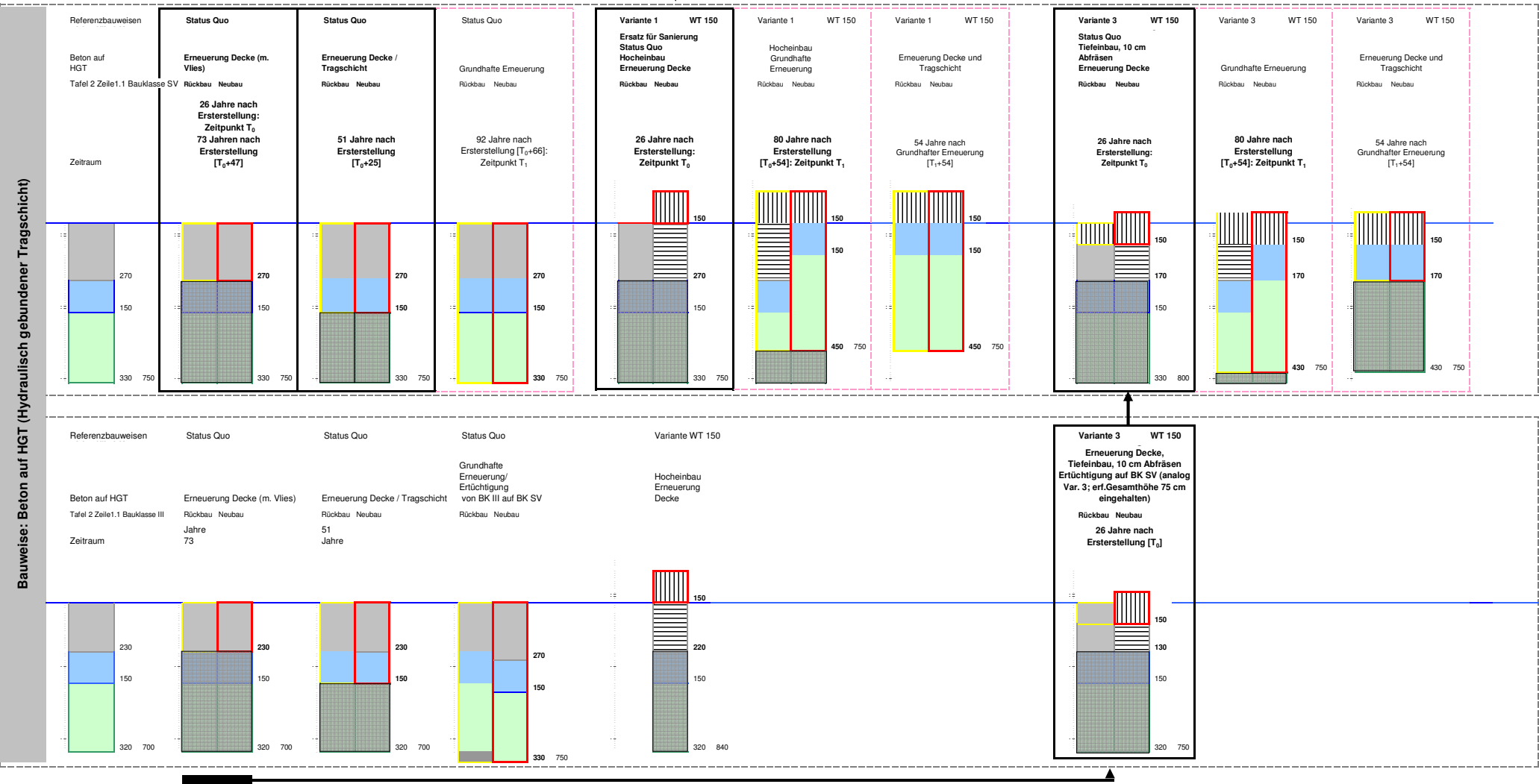
Bauweise nach RStO	Bauklasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]	Einsenkung [mm]	Biegezugspannung [N/mm ²]
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	150	40.000	0,2	0,046	-1,539
							1,346
		elast. Halbraum		1.280	0,5	0,045	-0,059
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	120	40.000	0,2	0,055	-1,918
							1,713
		elast. Halbraum		1.280	0,5	0,054	-0,090
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	100	40.000	0,2	0,065	-2,268
							2,033
		elast. Halbraum		1.280	0,5	0,064	-0,124
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	80	40.000	0,2	0,073	-2,709
							2,422
		elast. Halbraum		1.280	0,5	0,073	-0,180
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	60	40.000	0,2	0,088	-3,200
							2,833
		elast. Halbraum		1.280	0,5		-0,275

Anlage Tab. A 22: Einsenkungs- und Spannungsbetrachtungen eines 2-Schichtsystems mit Ertüchtigung durch Whitetopping (E-Modul 980 N/mm²)

Bauweise nach RStO	Bauklasse	Aufbau	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]	Einsenkung [mm]	Biegezugspannung [N/mm ²]
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	150	40.000	0,2	0,055	-1,649
							1,470
		elast. Halbraum		980	0,5	0,054	-0,053
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	120	40.000	0,2	0,066	-2,082
							1,893
		elast. Halbraum		980	0,5	0,065	-0,081
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	100	40.000	0,2	0,079	-2,490
							2,274
		elast. Halbraum		980	0,5	0,078	-0,112
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	80	40.000	0,2		-3,022
							2,758
		elast. Halbraum		980	0,5		-0,163
Ertüchtigung Tafel 2, Z. 1.1	SV	Whitetopping	60	40.000	0,2	0,109	-3,661
							3,320
		elast. Halbraum		980	0,5	0,108	-0,253

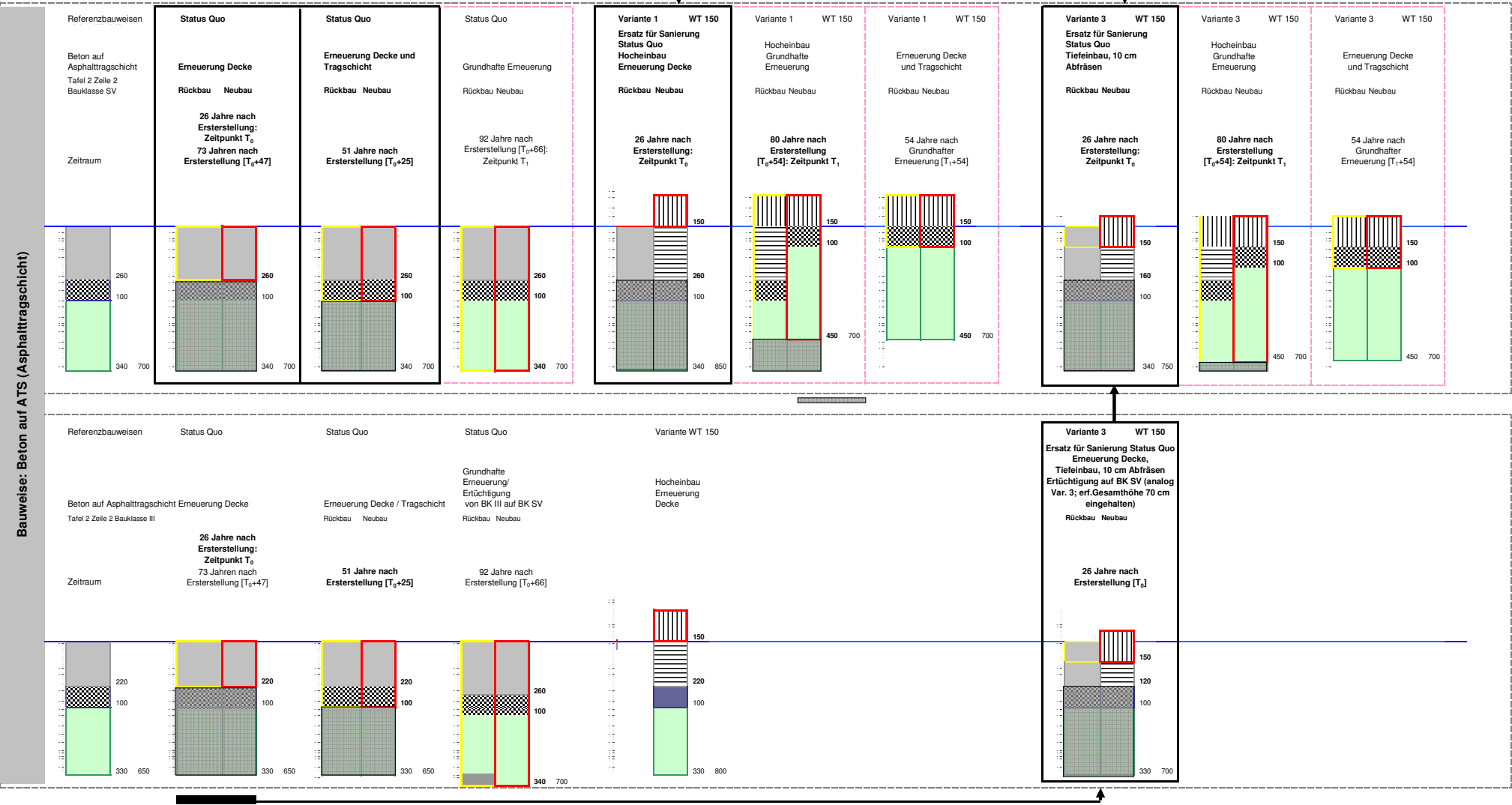
Anlage Tab. A 23: Übersicht der Bauweisen

Anlage A 23



Anlage Tab. A 24: Übersicht der Bauweisen

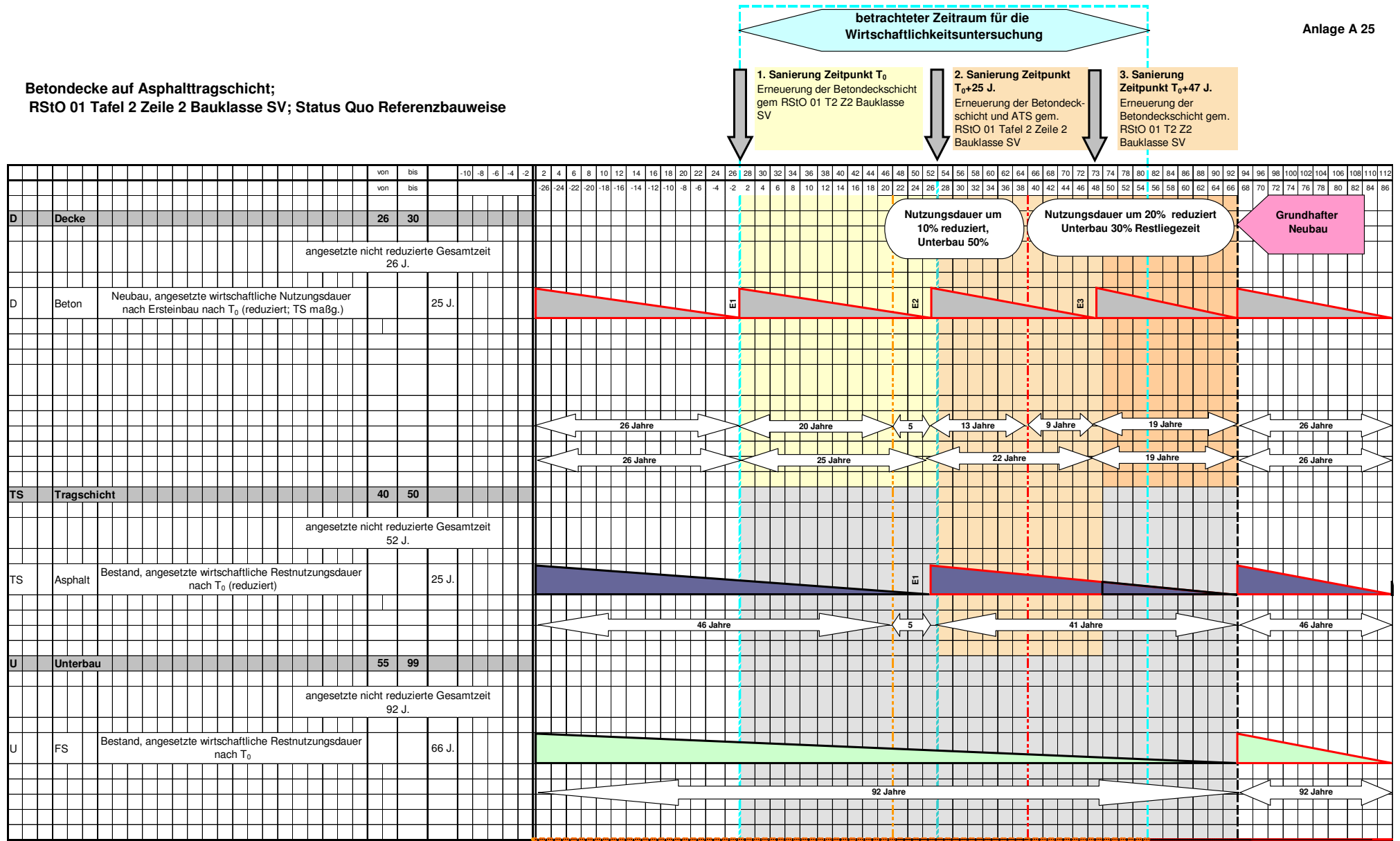
Anlage A 24



Anlage Tab. A 25: Nutzungsdauer der Bauweisen

Betondecke auf Asphalttragschicht;
RStO 01 Tafel 2 Zeile 2 Bauklasse SV; Status Quo Referenzbauweise

Anlage A 25



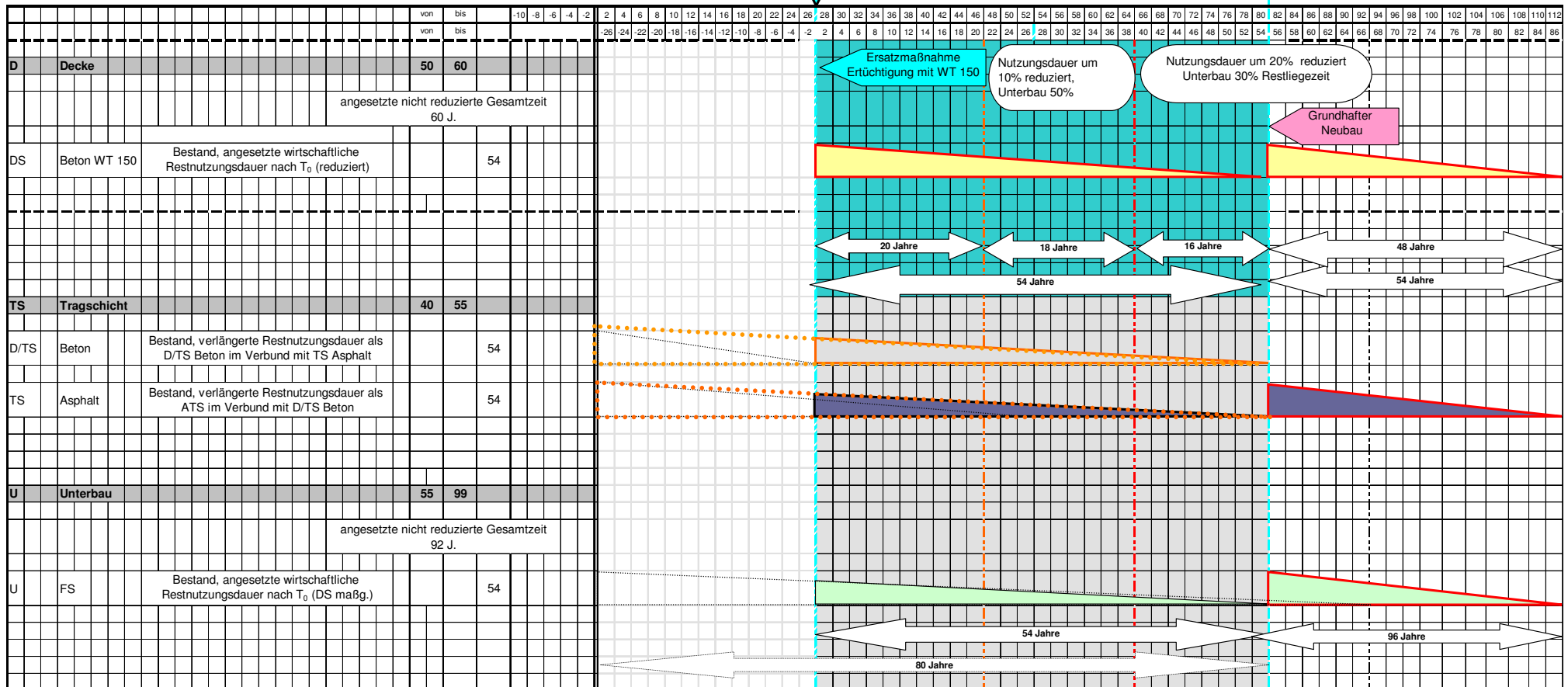
Anlage Tab. A 26: Nutzungsdauer der Bauweisen

**Betondecke auf Asphalttragschicht;
RStO 01 Tafel 2 Zeile 2 Bauklasse SV; WT 150 HE und TE**

betrachteter Zeitraum für die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung

Anlage A 26

1. Sanierung nach 26 Jahren [Zeitpunkt T_0];
WT 150 auf ATS in Anlehnung an RSO 01 T2 Z2 Bauklasse SV;
Variante 1 WT 150 HE, Variante 3 WT 150 TE, Variante 2a
Hocheinbau mit 5 cm Abfräsen WT 150 HE Ertüchtigung von
BK III auf BK SV



Anlage Tab. A 27: Bauweise Kostenermittlung; Beton+ATS Erneuerung Status Quo (herkömmliche Bauweise)

Bauklasse SV, Tafel 2 Zeile 2, Betondecke auf Asphalttragschicht 1. Sanierung nach
Neubau / nach einer Nutzungsdauer von 26 Jahren [Zeitpunkt T0]:
Erneuerung Status Quo (herkömmliche Bauweise)

Stand 02.05.2012

Anlage Tab. A 27

Beschreibung/Erläuterung	Einheit	Dicke / Tiefe	Breite	Massen- ermittlung (M)	Kosten (2010) €/Einheit	Kosten (2010) €	Erneuerung Betondecke Status Quo [Zeitpunkt T0 und T0 + 47]	Erneuerung Betondecke und Tragschicht Status Quo [Zeitpunkt T0 + 25]	Erneuerung Grundhafter Neubau Status Quo
							angesetzte Kosten (2010) €	angesetzte Kosten (2010) €	angesetzte Kosten (2010) €
Oberboden abtragen/andecken 2	m3	0,1	0,7	700,00	8,00	5.600,00	5.600,00	5.600,00	5.600,00
Boden lösen/weiterverwenden 2	m3	26	0,7	1.365,00	7,30	9.964,50	9.964,50	9.964,50	9.964,50
Bordsteine aufnehmen	m			2.500,00	5,40	13.500,00	13.500,00	13.500,00	13.500,00
Bordsteine AG setzen	m			2.500,00	24,60	61.500,00	61.500,00	61.500,00	61.500,00
Betonpflasterzeile ausbauen, zweizeilig	m			2.500,00	5,60	14.000,00	14.000,00	14.000,00	14.000,00
Betonpflasterzeile AG herstellen, zweizeil m	m			2.500,00	50,60	126.500,00	126.500,00	126.500,00	126.500,00
Straßenablauf ausbauen	Stck			83,33	65,50	5.458,33	5.458,33	5.458,33	5.458,33
Straßenablauf AG herstellen	Stck			83,33	164,20	13.683,33	13.683,33	13.683,33	13.683,33
Betondecke trennen 2	m	26		5.000,00	13,00	65.000,00	65.000,00	65.000,00	65.000,00
Betondecke trennen 3	m	26		25,00	20,70	517,50	517,50	517,50	517,50
Frostschuttschicht ausbauen	m3	34	13,9	23.630,00	6,90	163.047,00			163.047,00
Frostschuttschicht Herstellen	m3	34	13,9	23.630,00	17,00	401.710,00			401.710,00
Asphalttragschichten aufnehmen	m3	10	12,5	6.250,00	17,50	109.375,00		109.375,00	109.375,00
Betondecke aufnehmen 1	m3	26	12,5	16.250,00	24,10	391.625,00	391.625,00	391.625,00	391.625,00
Planum herstellen	m2		13,9	69.500,00	0,60	41.700,00			41.700,00
Unterlage reinigen	m2		12,5	62.500,00	0,20	12.500,00	12.500,00	12.500,00	12.500,00
Asphalttragschicht 0/32 CS	t	10	12,5	15.625,00	36,20	565.625,00		565.625,00	565.625,00
Naht in Asphalttschichten	m			5.000,00	1,50	7.500,00		7.500,00	7.500,00
FB-Rand abdichten	m	18,5		5.000,00	2,70	13.500,00		13.500,00	13.500,00
Betondecke herstellen BstMA 1 BPh	m3	26	12,5	16.250,00	72,60	1.179.750,00	1.179.750,00	1.179.750,00	1.179.750,00
Betondecke nachbehandeln	m2		12,5	62.500,00	0,20	12.500,00	12.500,00	12.500,00	12.500,00
Längsscheinfuge1	m			15.000,00	5,40	81.000,00	81.000,00	81.000,00	81.000,00
Querscheinfuge	m			12.500,00	7,90	98.750,00	98.750,00	98.750,00	98.750,00
Querpressfuge	m			25,00	35,30	882,50	882,50	882,50	882,50
Raumfuge	m			2.500,00	8,00	20.000,00	20.000,00	20.000,00	20.000,00
Fuge verfüllen 15/35	m			2.500,00	3,30	8.250,00	8.250,00	8.250,00	8.250,00
Fuge verfüllen 8/15 - 8/25 1	m		12,5	27.500,00	2,10	57.750,00	57.750,00	57.750,00	57.750,00
Leitpfosten abbauen/einbauen BAB	Stck			78,08	17,60	1.374,21	1.374,21	1.374,21	1.374,21
Schutzpl DDSP abbauen	m			5.000,00	4,80	24.000,00			24.000,00
Schutzpl ESP abbauen/einbauen BAB	m			1.000,00	7,00	7.000,00			7.000,00
Schutzpl-Absk AG herstellen BAB	Stck			8,00	182,30	1.458,40	1.458,40	1.458,40	1.458,40
Markierung BAB	m			12.787,50	1,80	23.017,50	23.017,50	23.017,50	23.017,50
						2.185.439,61	2.900.581,27	3.538.038,27	
Baustelleneinrichtung (BStK)						97.609,23	99.611,63	101.396,51	
Verkehrssicherung						170.158,00	170.158,00	170.158,00	
Zwischensumme						2.453.206,84	3.170.350,90	3.809.592,78	
Baustellengemeinkosten (BGK)						44.793,47	47.805,47	50.490,29	
Herstellkosten						2.498.000,31	3.218.156,38	3.860.083,07	
AGK + WuG						277.555,59	357.572,93	428.898,12	
Angebotssumme (ohne MWSt)						2.775.555,90	3.575.729,31	4.288.981,19	

Anlage Tab. A 28: Bauweise Kostenermittlung; Beton+ATS Erneuerung WT 150 HE (Hocheinbau)

Bauklasse SV, Tafel 2 Zeile 2, Betondecke auf Asphalttragschicht 1. Sanierung nach
Neubau / nach einer Nutzungsdauer von 26 Jahren [Zeitpunkt T0]:
Ersatz für Sanierung Status Quo: Erneuerung WT 150 HE (Hocheinbau)

Stand 02.05.2012

Anlage Tab. A 28

Beschreibung/Erläuterung	Einheit	Dicke, Tiefe	Breite	Massen- ermittlung (M)	Kosten (2010) €/Einheit	Kosten (2010) €	Sanierung mit WTH 150 Hocheinbau (Variante 1) [Zeitpunkt T0]	Erneuerung Grundhafter Neubau WTH150 [Zeitpunkt T ₀ + 54]
							angesetzte Kosten (2010) €	angesetzte Kosten (2010) €
Oberboden abtragen/andecken 2	m3	0,1	0,7	700,00	8,00	5.600,00	5.600,00	5.600,00
Boden liefern/einbauen	m3	20,5	2	4.100,00	18,70	76.670,00	76.670,00	76.670,00
Boden lösen/weiterverwenden 2	m3	26	0,7	1.365,00	7,30	9.964,50	9.964,50	9.964,50
Bordsteine aufnehmen	m			2.500,00	5,40	13.500,00	13.500,00	13.500,00
Bordsteine AG setzen	m			2.500,00	24,60	61.500,00	61.500,00	61.500,00
Betonpflasterzeile ausbauen, zweizeilig	m			2.500,00	5,60	14.000,00	14.000,00	14.000,00
Betonpflasterzeile AG herstellen, zweizeilig	m			2.500,00	50,60	126.500,00	126.500,00	126.500,00
Schachtabdeckung anpassen	Stck			100,00	111,40	11.140,00	11.140,00	11.140,00
Straßenablauf ausbauen	Stck			83,33	65,50	5.458,33	5.458,33	5.458,33
Straßenablauf AG herstellen	Stck			83,33	164,20	13.683,33	13.683,33	13.683,33
Betondecke trennen 2	m	26		5.000,00	13,00	65.000,00		65.000,00
Betondecke trennen 2 WTH 150	m	10		5.000,00	9,70	48.500,00		48.500,00
Betondecke trennen 3	m	26		25,00	20,70	517,50		517,50
Asphalttragschicht aufnehmen	m3	10	13,7	6.850,00	12,70	86.995,00		86.995,00
Frostschuttschicht ausbauen WTH 150	m3	19	13,9	13.205,00	6,90	91.114,50		91.114,50
Frostschuttschicht Herstellen WTH 150	m3	45	13,9	31.275,00	17,00	531.675,00		531.675,00
Betondecke entspannen	m2		12,5	62.500,00	1,10	68.750,00	68.750,00	
Asphalttragschichten aufnehmen	m3	10	12,5	6.250,00	17,50	109.375,00		109.375,00
Betondecke aufnehmen 1	m3	26	12,5	16.250,00	24,10	391.625,00		391.625,00
Betondecke aufnehmen 1 WTH 150	m3	15	12,5	9.375,00	30,10	282.187,50		282.187,50
Betondecke aufnehmen 2	m3	11	12,5	412,50	24,10	9.941,25	9.941,25	
Anschlussbereiche widerherstellen 3	m3	26	12,5	562,50	36,20	20.362,50	20.362,50	
Planum herstellen	m2		13,9	69.500,00	0,60	41.700,00		41.700,00
Unterlage reinigen	m2		12,5	62.500,00	0,20	12.500,00	12.500,00	
Asphalttragschicht 0/32 CS	t	10	12,5	15.625,00	36,20	565.625,00		565.625,00
Naht in Asphalttschichten	m			5.000,00	1,50	7.500,00		7.500,00
FB-Rand abdichten	m	18,5		5.000,00	2,70	13.500,00		13.500,00
Betondecke herstellen BstMA 1 BPh WT1	m3	15	12,5	9.375,00	150,90	1.414.687,50	1.414.687,50	1.414.687,50
Betondecke nachbehandeln	m2		12,5	62.500,00	0,20	12.500,00	12.500,00	12.500,00
Längsscheinfuge 1	m			15.000,00	5,40	81.000,00	81.000,00	81.000,00
Längspressfuge 1	m			5.000,00	10,80	54.000,00	54.000,00	54.000,00
Querpressfuge	m			25,00	35,30	882,50	882,50	882,50
Raumfuge	m			2.500,00	8,00	20.000,00	20.000,00	20.000,00
Fuge verfüllen 15/35	m			2.500,00	3,30	8.250,00	8.250,00	8.250,00
Fuge verfüllen 8/15 - 8/25 1	m		12,5	27.500,00	2,10	57.750,00	57.750,00	57.750,00
Leitpfosten abbauen/einbauen BAB	Stck			78,08	17,60	1.374,21	1.374,21	1.374,21
Schutzpl DDSP abbauen	m			5.000,00	4,80	24.000,00	24.000,00	24.000,00
Schutzpl ESP abbauen/einbauen BAB	m			1.000,00	7,00	7.000,00	7.000,00	7.000,00
Schutzpl-Absk AG herstellen BAB	Stck			8,00	182,30	1.458,40	1.458,40	1.458,40
Markierung BAB	m			12.787,50	1,80	23.017,50	23.017,50	23.017,50
						2.155.490,22		4.279.250,77
Baustelleneinrichtung (BStK)						97.525,37		103.471,90
Verkehrssicherung						170.158,00		170.158,00
Zwischensumme						2.423.173,40		4.552.880,68
Baustellengemeinkosten (BGK)						44.667,33		53.612,10
Herstellkosten						2.467.840,73		4.606.492,78
AGK + WuG						274.204,53		511.832,53
Angebotssumme (ohne MWSt)						2.742.045,25		5.118.325,31

Anlage Tab. A 29: Bauweise Kostenermittlung; Beton+ATS Erneuerung WT 150 TE (Tiefenbau)

Bauklasse SV, Tafel 2 Zeile 2, Betondecke auf Asphalttragschicht 1. Sanierung nach
Neubau / nach einer Nutzungsdauer von 26 Jahren [Zeitpunkt T0]:
Ersatz für Sanierung Status Quo: Variante 3 Erneuerung WTH 150 Tiefenbau

Stand 02.05.2012

Anlagen Tab. A 29

Beschreibung/Erläuterung	Einheit	Dicke, Tiefe	Breite	Massen- ermittlung (M)	Kosten (2010) €/Einheit	Kosten (2010) €	Sanierung mit WTH 150 Hocheinbau (Variante 3) [Zeitpunkt T0]	Erneuerung Grundhafter Neubau WTH150 [Zeitpunkt T ₀ + 54]
							angesetzte Kosten (2010) €	angesetzte Kosten (2010) €
Oberboden abtragen/andecken 2	m3	0,1	0,7	700,00	8,00	5.600,00	5.600,00	5.600,00
Boden lösen/weiterverwenden 2	m3	26	0,7	1.365,00	7,30	9.964,50	9.964,50	9.964,50
Bordsteine aufnehmen	m			2.500,00	5,40	13.500,00	13.500,00	13.500,00
Bordsteine AG setzen	m			2.500,00	24,60	61.500,00	61.500,00	61.500,00
Betonpflasterzeile ausbauen, zweizeilig	m			2.500,00	5,60	14.000,00	14.000,00	14.000,00
Betonpflasterzeile AG herstellen, zweizeilig	m			2.500,00	50,60	126.500,00	126.500,00	126.500,00
Straßenablauf ausbauen	Stck			83,33	65,50	5.458,33	5.458,33	5.458,33
Straßenablauf AG herstellen	Stck			83,33	164,20	13.683,33	13.683,33	13.683,33
Betondecke Fräsen D= 10cm.	m2	10		62.500,00	6,00	375.000,00	375.000,00	
Betondecke trennen 2	m	16		5.000,00	8,00	40.000,00		40.000,00
Betondecke trennen 2 WTH 150	m	10		5.000,00	9,70	48.500,00		48.500,00
Betondecke trennen 3	m	26		25,00	20,70	517,50		517,50
Frostschuttschicht ausbauen WTH 150	m3	29	13,9	20.155,00	6,90	139.069,50		139.069,50
Frostschuttschicht Herstellen WTH 150	m3	45	13,9	31.275,00	17,00	531.675,00		531.675,00
Betondecke entspannen	m2			12,5	62.500,00	1,10	68.750,00	
Asphalttragschichten aufnehmen	m3	10	12,5	6.250,00	17,50	109.375,00		109.375,00
Betondecke aufnehmen 1	m3	16	12,5	10.000,00	24,10	241.000,00		241.000,00
Betondecke aufnehmen 1 WTH 150	m3	15	12,5	9.375,00	30,10	282.187,50		282.187,50
Betondecke aufnehmen 2	m3	10	12,5	375,00	24,10	9.037,50	9.037,50	
Anschlussbereiche widerherstellen 3	m3	15	12,5	562,50	36,20	20.362,50	20.362,50	
Planum herstellen	m2		13,9	69.500,00	0,60	41.700,00		41.700,00
Unterlage reinigen	m2		12,5	62.500,00	0,20	12.500,00	12.500,00	
Asphalttragschicht 0/32 CS	t	10	12,5	15.625,00	36,20	565.625,00		565.625,00
Naht in Asphalttschichten	m			5.000,00	1,50	7.500,00		7.500,00
FB-Rand abdichten	m	18,5		5.000,00	2,70	13.500,00		13.500,00
Betondecke herstellen BstMA 1 BPh WT1	m3	15	12,5	9.375,00	150,90	1.414.687,50	1.414.687,50	1.414.687,50
Betondecke nachbehandeln	m2		12,5	62.500,00	0,20	12.500,00	12.500,00	12.500,00
Längsscheinfuge 1	m			15.000,00	5,40	81.000,00	81.000,00	81.000,00
Längspressfuge 1	m			5.000,00	10,80	54.000,00	54.000,00	54.000,00
Querpressfuge	m			25,00	35,30	882,50	882,50	882,50
Raumfuge	m			2.500,00	8,00	20.000,00	20.000,00	20.000,00
Fuge verfüllen 15/35	m			2.500,00	3,30	8.250,00	8.250,00	8.250,00
Fuge verfüllen 8/15 - 8/25 1	m		12,5	27.500,00	2,10	57.750,00	57.750,00	57.750,00
Leitpfosten abbauen/einbauen BAB	Stck			78,08	17,60	1.374,21	1.374,21	1.374,21
Schutzpl DDSP abbauen	m			5.000,00	4,80	24.000,00	24.000,00	24.000,00
Schutzpl ESP abbauen/einbauen BAB	m			1.000,00	7,00	7.000,00	7.000,00	7.000,00
Schutzpl-Absk AG herstellen BAB	Stck			8,00	182,30	1.458,40	1.458,40	1.458,40
Markierung BAB	m			12.787,50	1,80	23.017,50	23.017,50	23.017,50
						2.441.776,27		3.976.775,77
Baustelleneinrichtung (BStK)						98.326,97		102.624,97
Verkehrssicherung						170.158,00		170.158,00
Zwischensumme						2.710.261,25		4.249.558,75
Baustellengemeinkosten (BGK)						45.873,10		52.338,15
Herstellkosten						2.756.134,35		4.301.896,89
AGK + WuG						306.237,15		477.988,54
Angebotssumme (ohne MWSt)						3.062.371,49		4.779.885,44

Anlage Tab. A 30: Kapitalisierte Kosten; maßgebende Berechnungen

Anlage Tab. A 30

Berechnungen der kapitalisierten Kosten über einen Zeitraum von 54 Jahren

Maßgebende Berechnungen

Zinssatz	3,00%
Baupreisindex	3,73%

Anlage Tab. A 31

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre von: 2010 bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschutzschicht (RStO 01, Tafel 2 Zeile 2 Bauklasse SV "Referenzbauweise")

Baupreisindex: 2005	100,00		0	18,65		
Baupreisindex:2010	118,65					
	5	%/anno	0	25	47	erm.Restwerte
	2005	2010	2010	2035	2057	54
	100,00	118,65	3,73	San.	San.	2064
Baupreisindex		100	3,73	100	193,25	275,31
Zinssatz	3,00%					301,42
Zinssatz	3,00%					
Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B	K_B	K_B	
	2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke			Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Baukosten K _B	2.775.555,90 €					
Erneuerung (nur Decke)		2.775.555,90 €	2.775.555,90 €			
Erneuerung (nur Decke)		1.904.681,68 €			7.641.382,95 €	5.283.840,38 €
				5.363.761,78 €		
2. Decke und Asphalttragschicht			2010	2035	2057	2064
			Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Baukosten K _B	3.575.729,31 €					
Erneuerung (Decke und Tragschicht)		3.300.300,76 €		6.910.096,89 €		1.403.940,68 €
Erhaltungsmaßnahmen	K_B		K_B	K_B	K_B	
	2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke	Zeitraum		Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Fugenbehandlung	4-jährig	30.000,00 €	338.995,51 €			
Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten		8.319.533,85 €				
abzgl. Kapitalisierter Restwert		-1.355.413,83 €			Restwert:	6.687.781,05 €
theoretischer Vergleichswert		6.964.120,02 €				

ANLAGE TAB. A 32: KAPITALISIERTE KOSTEN; MAßGEBENDE BERECHNUNGEN; WT 150 HE HOCH EINBAU

Anlage Tab. A 32

Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich; Sanierung mit Whitetopping (WT)

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 1 WT 150 Hocheinbau, Bauklasse SV
"Referenzbauweise Whitetopping)

Baupreisindex: 2005 100,00 18,65
Baupreisindex:2010 118,65

	5	%/anno	0
	2005	2010	2010
Baupreisindex	100,00	118,65	3,73
Zinssatz	3,00%	100	3,73
			100

Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B
	2010		2010
1. Decke			Jahre
Baukosten K_B	2.742.045,25 €		
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1		2.742.045,25 €	2.742.045,25 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B	K_B
	2010	2036
1. Decke	Zeitraum	Jahre
		26
Unterhaltungsaufwand	4-jährig	15.000,00 €
		169.497,75 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten	2.911.543,00 €
--	----------------

54
2064
Betr. Endzeitpunkt
erm. Restwerte

2064
Jahre
0

0,00 €

Anlage Tab. A 33: Kapitalisierte Kosten; maßgebende Berechnungen; WT 150 TE Tiefeinbau

Anlage Tab. A 33

Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich;
Sanierung mit Whitetopping (WT 150 TE)

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 3 WT 150 Tiefeinbau, Bauklasse SV

Baupreisindex: 2005 100,00 18,65
Baupreisindex:2010 118,65

	5	%/anno	0
	2005	2010	2010
Baupreisindex	100,00	118,65	San. Betondecke
Zinssatz	3,00%	100	100

Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B
	2010		2010
			Jahre
1. Decke			
Baukosten K_B	3.062.371,49 €		
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1		3.062.371,49 €	3.062.371,49 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B	K_B
	2010	2036
		Jahre
		26
1. Decke		
Unterhaltungsaufwand	4-jährig 15.000,00 €	169.497,75 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten	3.231.869,24 €
--	-----------------------

54
2064
Betr. Endzeitpunkt
erm.Restwerte

2064
Jahre
0

0,00 €

Anlage Tab. A 34: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 1

Anlage Tab. A 34

Berechnungen der kapitalisierten Kosten über einen Zeitraum von 54 Jahren

Sensitivitätsanalyse

Zinssatz	1,50%
Baupreisindex	3,73%

Anlage Tab. A 35: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 1 „Referenzbauweise“

Anlage Tab. A 35

2. Kapitalisierte Kosten K_E , Erneuerung Status Quo, 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich;

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (RStO 01, Tafel 2 Zeile 2 Bauklasse SV "Referenzbauweise")

Baupreisindex: 2005	100,00	0	18,65			
Baupreisindex: 2010	118,65					
	5	%/anno	0	25	47	erm. Restwerte
	2005	2010	2010	2035	2057	54
	100,00	118,65	3,73	San. Betondecken	Betondecke + ASan. Betondecke	2064
Baupreisindex	100	3,73	100	193,25	275,31	301,42
Zinssatz	1,50%					
Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B	K_B	K_B	
	2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke			Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Baukosten K_B	2.775.555,90 €					
Erneuerung (nur Decke)		2.775.555,90 €	2.775.555,90 €			
Erneuerung (nur Decke)		3.795.491,12 €			7.641.382,95 €	5.283.840,38 €
				5.363.761,78 €		
2. Decke und Asphalttragschicht			2010	2035	2057	2064
			Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Baukosten K_B	3.575.729,31 €					
Erneuerung (Decke und Tragschicht)		4.762.479,08 €		6.910.096,89 €		1.403.940,68 €
Erhaltungsmaßnahmen	K_B		K_B	K_B	K_B	
	2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke	Zeitraum		Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Fugenbehandlung	4-jährig	30.000,00 €	506.202,83 €			
Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten		11.839.728,92 €				
abzgl. Kapitalisierter Restwert		-2.993.062,36 €			Restwert:	6.687.781,05 €
theoretischer Vergleichswert		8.846.666,57 €				

Anlage Tab. A 36: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 1 WT 150 HE Hocheinbau

Anlage Tab. A 36

2. Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich; Sanierung mit Whitetopping (WT 150 HE)

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 1 WT 150 Hocheinbau, Bauklasse SV

Bauweise: "Referenzbauweise Whitetopping)

Baupreisindex: 2005 100,00 18,65
Baupreisindex:2010 118,65

	5	%/anno	0
	2005	2010	2010
Baupreisindex	100,00	118,65	3,73
Zinssatz	1,50%	100	3,73
			100

Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B
	2010		2010
1. Decke			Jahre

Baukosten K_B 2.742.045,25 €
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1 2.742.045,25 € 2.742.045,25 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B	K_B
	2010	2036
1. Decke	Zeitraum	Jahre
		26
Unterhaltungsaufwand	4-jährig	15.000,00 € 253.101,42 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten 2.995.146,67 €

54
2064
Betr. Endzeitpunkt
erm.Restwerte

2064
Jahre
0

0,00 €

Anlage Tab. A 37: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 1 WT 150 TE Tiefereinbau

Anlage Tab. A 37

Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich;
Sanierung mit Whitetopping (WT 150 TE)

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre von: 2010 bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 3 WT 150 Tiefereinbau, Bauklasse SV
"Referenzbauweise Whitetopping)

Baupreisindex: 2005 100,00 18,65
Baupreisindex:2010 118,65

	5	%/anno	0
	2005	2010	2010
Baupreisindex	100,00	118,65	3,73
Zinssatz	1,50%	100	3,73
			100

Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B
	2010		2010
			Jahre
1. Decke			
Baukosten K_B	3.062.371,49 €		
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1		3.062.371,49 €	3.062.371,49 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B	K_B
	2010	2036
		Jahre
		26
1. Decke		
Unterhaltungsaufwand	4-jährig	15.000,00 €
		253.101,42 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten	3.315.472,91 €
--	----------------

54
2064
Betr. Endzeitpunkt
erm.Restwerte

2064
Jahre
0

0,00 €

Anlage Tab. A 38: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 2

Anlage Tab. A 38

Berechnungen der kapitalisierten Kosten über einen Zeitraum von 54 Jahren

Sensitivitätsanalyse

Zinssatz	4,50%
Baupreisindex	3,73%

Anlage Tab. A 39: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 2 „Referenzbauweise“

Anlage Tab. A 39

2. Kapitalisierte Kosten K_E , Erneuerung Status Quo, 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich;

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphaltragschicht und Frostschuttschicht (RStO 01,Tafel 2 Zeile 2 Bauklasse SV "Referenzbauweise)

Baupreisindex: 2005	100,00		0	18,65		
Baupreisindex:2010	118,65					
	5	%/anno	0	25	47	erm.Restwerte
	2005	2010	2010	2035	2057	54
	100,00	118,65	3,73	San. Betondecken	Betondecke + ASan. Betondecke	2064
Baupreisindex		100	3,73	100	193,25	275,31
Zinssatz	4,50%					301,42
Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B	K_B	K_B	
	2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke			Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Baukosten K_B	2.775.555,90 €					
Erneuerung (nur Decke)		2.775.555,90 €	2.775.555,90 €			
Erneuerung (nur Decke)		965.397,82 €			7.641.382,95 €	5.283.840,38 €
				5.363.761,78 €		
2. Decke und Asphaltragschicht			2010	2035	2057	2064
			Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Baukosten K_B	3.575.729,31 €					
Erneuerung (Decke und Tragschicht)		2.299.200,66 €		6.910.096,89 €		1.403.940,68 €
Erhaltungsmaßnahmen	K_B		K_B	K_B	K_B	
	2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke	Zeitraum		Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Fugenbehandlung	4-jährig	30.000,00 €	238.804,74 €			
Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten		6.278.959,12 €				
abzgl. Kapitalisierter Restwert		-620.872,41 €			Restwert:	6.687.781,05 €
theoretischer Vergleichswert		5.658.086,71 €				

Anlage Tab. A 40: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 2 WT 150 HE Hocheinbau

Anlage Tab. A 40

Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich;
Sanierung mit Whitetopping (WT 150 HE)

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre von: 2010 bis: 2064

Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 1 WT 150 Hocheinbau, Bauklasse SV
Bauweise: "Referenzbauweise Whitetopping)

Baupreisindex: 2005 100,00 18,65
Baupreisindex:2010 118,65

	5	%/anno	0
	2005	2010	2010
Baupreisindex	100,00	118,65	3,73
Zinssatz	4,50%	100	3,73
			100

Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B
	2010		2010
1. Decke			Jahre

Baukosten K_B 2.742.045,25 €
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1 2.742.045,25 € 2.742.045,25 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B	K_B
	2010	2036
1. Decke	Zeitraum	Jahre
		26
Unterhaltungsaufwand	4-jährig	15.000,00 €
		119.402,37 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und
Erhaltungskosten 2.861.447,62 €

54
2064
Betr. Endzeitpunkt
erm.Restwerte

2064
Jahre
0

0,00 €

Anlage Tab. A 41: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 2 WT 150 TE Tiefereinbau

Anlage Tab. A 41

Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich; Sanierung mit Whitetopping (WT 150 TE)

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 3 WT 150 Tiefereinbau, Bauklasse SV "Referenzbauweise")

Baupreisindex: 2005 100,00 18,65
Baupreisindex:2010 118,65

	5	%/anno	0
	2005	2010	2010
Baupreisindex	100,00	118,65	3,73
Zinssatz	4,50%	100	3,73

Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B
	2010		2010
1. Decke			Jahre
Baukosten K_B	3.062.371,49 €		
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1		3.062.371,49 €	3.062.371,49 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B	K_B
	2010	2036
1. Decke	Zeitraum	Jahre
Unterhaltungsaufwand	4-jährig	26
	15.000,00 €	119.402,37 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten	3.181.773,86 €
--	----------------

54
2064
Betr. Endzeitpunkt
erm. Restwerte

2064
Jahre
0

0,00 €

Berechnungen der kapitalisierten Kosten über einen Zeitraum von 54 Jahren

Sensitivitätsanalyse

Zinssatz	4,50%
Baupreisindex	5,00%

Anlage Tab. A 43: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 3 „Referenzbauweise“

Anlage Tab. A 43

2. Kapitalisierte Kosten K_E , Erneuerung Status Quo, 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich;

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphaltragschicht und Frostschuttschicht (RStO 01,Tafel 2 Zeile 2 Bauklasse SV "Referenzbauweise)

Baupreisindex: 2005	100,00	0	25			
Baupreisindex:2010	118,65					
	5	%/anno	0	25	47	erm.Restwerte
	2005	2010	2010	2035	2057	54
	100,00	118,65	5,00	San. Betondecken	Betondecke + ASan. Betondecke	2064
Baupreisindex		100	5,00	100	225	370
Zinssatz	4,50%					
Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B	K_B	K_B	
	2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke			Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Baukosten K_B	2.775.555,90 €					
Erneuerung (nur Decke)		2.775.555,90 €	2.775.555,90 €			
Erneuerung (nur Decke)		1.174.705,86 €			9.298.112,27 €	6.486.035,89 €
				6.245.000,78 €		
2. Decke und Asphaltragschicht			2010	2035	2057	2064
			Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Baukosten K_B	3.575.729,31 €					
Erneuerung (Decke und Tragschicht)		2.676.947,73 €		8.045.390,95 €		1.648.992,24 €
Erhaltungsmaßnahmen	K_B		K_B	K_B	K_B	
	2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke	Zeitraum		Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Fugenbehandlung	4-jährig	30.000,00 €	272.435,43 €			
Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten			6.899.644,92 €			
abzgl. Kapitalisierter Restwert			-755.230,25 €		Restwert:	8.135.028,13 €
theoretischer Vergleichswert			6.144.414,67 €			

Anlage Tab. A 44: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 3 WT 150 HE Hocheinbau

Anlage Tab. A 44

2. Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich; Sanierung mit Whitetopping (WT 150 HE)

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre von: 2010 bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 1 WT 150 Hocheinbau, Bauklasse SV "Referenzbauweise Whitetopping")

Baupreisindex: 2005 100,00 25
Baupreisindex:2010 118,65

	5	%/anno	0
	2005	2010	2010
Baupreisindex	100,00	118,65	5,00
Zinssatz	4,50%	100	5,00
			100

Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B
	2010		2010
			Jahre

Baukosten K_B 2.742.045,25 €
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1 2.742.045,25 € 2.742.045,25 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B	K_B
	2010	2036
		Jahre
		26
Unterhaltungsaufwand	4-jährig 15.000,00 €	136.217,72 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten 2.878.262,97 €

54
2064
Betr. Endzeitpunkt
erm.Restwerte
2064
Jahre
0
0,00 €

Anlage Tab. A 45: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 3 WT 150 TE Tiefereinbau

Anlage Tab. A 45

Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer;
1. Sanierung 2010 erforderlich; Sanierung mit Whitetopping (WT 150 TE)

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre von: 2010 bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 1 WT 150 Tiefereinbau, Bauklasse SV "Referenzbauweise Whitetopping")

Baupreisindex: 2005 100,00 25
Baupreisindex:2010 118,65

	5	%/anno	0
	2005	2010	2010
Baupreisindex	100,00	118,65	5,00
Zinssatz	4,50%	100	5,00

Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B
	2010		2010
1. Decke			Jahre

Baukosten K_B 3.062.371,49 €
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1 **3.062.371,49 €** 3.062.371,49 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B	K_B
	2010	2036
1. Decke	Zeitraum	Jahre
		26
Unterhaltungsaufwand	4-jährig	15.000,00 €
		136.217,72 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten **3.198.589,21 €**

54
2064
Betr. Endzeitpunkt
erm.Restwerte
2064
Jahre
0
0,00 €

Anlage Tab. A 46: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 4

Anlage Tab. A 46

Berechnungen der kapitalisierten Kosten über einen Zeitraum von 54 Jahren

Sensitivitätsanalyse

Zinssatz	3,00%
Baupreisindex	3,73%

Anlage Tab. A 47: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 4 „Referenzbauweise“

Anlage Tab. A 47

Kapitalisierte Kosten K_E , Erneuerung Status Quo, 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich;

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (RStO 01,Tafel 2 Zeile 2 Bauklasse SV "Referenzbauweise)

Baupreisindex: 2005	100,00	0	18,65			
Baupreisindex:2010	118,65					
	5	%/anno	0	25	47	erm.Restwerte
	2005	2010	2010	2035	2057	54
	100,00	118,65	3,73	San. Betondecken	Betondecke + ASan. Betondecke	2064
Baupreisindex	100	3,73	100	193,25	275,31	301,42
Zinssatz	3,00%					
Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B	K_B	K_B	
	2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke			Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Baukosten K_B	2.775.555,90 €					
Erneuerung (nur Decke)		2.775.555,90 €	2.775.555,90 €			
Erneuerung (nur Decke)		1.904.681,68 €			7.641.382,95 €	5.283.840,38 €
				5.363.761,78 €		
2. Decke und Asphalttragschicht			2010	2035	2057	2064
			Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Baukosten K_B	3.575.729,31 €					
Erneuerung (Decke und Tragschicht)		3.300.300,76 €		6.910.096,89 €		1.403.940,68 €
Erhaltungsmaßnahmen	K_B		K_B	K_B	K_B	
	2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke	Zeitraum		Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Fugenbehandlung	4-jährig	30.000,00 €	338.995,51 €			
Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten			8.319.533,85 €			
abzgl. Kapitalisierter Restwert			-1.355.413,83 €		Restwert:	6.687.781,05 €
theoretischer Vergleichswert			6.964.120,02 €			

Anlage Tab. A 48: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 4 WT 150 HE Hocheinbau

Anlage Tab. A 48

Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer;
1. Sanierung 2010 erforderlich; Sanierung mit Whitetopping (WT 150 HE)

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 1 WT 150 Hocheinbau, Bauklasse SV
"Referenzbauweise Whitetopping)

Baupreisindex: 2005 100,00 18,65
Baupreisindex:2010 118,65

	5	%/anno	0
	2005	2010	2010
Baupreisindex	100,00	118,65	3,73
Zinssatz	3,00%	100	3,73
			100

Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B
	2010		2010
1. Decke			Jahre
Baukosten K_B	2.742.045,25 €		
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1		2.742.045,25 €	2.742.045,25 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B	K_B
	2010	2036
1. Decke	Zeitraum	Jahre
		26
Unterhaltungsaufwand	4-jährig	15.000,00 €
		169.497,75 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten	2.911.543,00 €
--	-----------------------

54
2064
Betr. Endzeitpunkt
erm.Restwerte

2064
Jahre
0

0,00 €

Anlage Tab. A 49: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 4 WT 150 TE Tiefeinbau

Anlage Tab. A 49

Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich; Sanierung mit

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 3 WT 150 Tiefeinbau, Bauklasse SV "Referenzbauweise Whitetopping)

Baupreisindex: 2005 100,00 18,65
Baupreisindex:2010 118,65

	5	%/anno	0
	2005	2010	2010
Baupreisindex	100,00	118,65	3,73
Zinssatz	3,00%	100	3,73
			100

Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B
	2010		2010
1. Decke			Jahre
Baukosten K_B	3.062.371,49 €		
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1		3.062.371,49 €	3.062.371,49 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B	K_B
	2010	2036
1. Decke	Zeitraum	Jahre
		26
Unterhaltungsaufwand	4-jährig	15.000,00 €
		169.497,75 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten	3.231.869,24 €
--	----------------

54
2064
Betr. Endzeitpunkt
erm. Restwerte

2064
Jahre
0

0,00 €

Anlage Tab. A 50: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 5

Anlage Tab. A 50

Berechnungen der kapitalisierten Kosten über einen Zeitraum von 54 Jahren

Sensitivitätsanalyse

Zinssatz	3,00%
Baupreisindex	5,00%

Anlage Tab. A 51: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 5 „Referenzbauweise“

Anlage Tab. A 51

Kapitalisierte Kosten K_E , Erneuerung Status Quo, 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich;

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (RStO 01,Tafel 2 Zeile 2 Bauklasse SV "Referenzbauweise)

Baupreisindex: 2005	100,00		0	25		
Baupreisindex:2010	118,65					
	5	%/anno	0	25	47	erm.Restwerte
	2005	2010	2010	2035	2057	54
	100,00	118,65	5,00	San. Betondecken	Betondecke + ASan. Betondecke	2064
Baupreisindex		100	5,00	100	225	370
Zinssatz	3,00%					
Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B	K_B	K_B	
	2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke			Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Baukosten K_B	2.775.555,90 €					
Erneuerung (nur Decke)		2.775.555,90 €	2.775.555,90 €			
Erneuerung (nur Decke)		2.317.635,98 €			9.298.112,27 €	6.486.035,89 €
				6.245.000,78 €		
2. Decke und Asphalttragschicht			2010	2035	2057	2064
			Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Baukosten K_B	3.575.729,31 €					
Erneuerung (Decke und Tragschicht)		3.842.523,52 €		8.045.390,95 €		1.648.992,24 €
Erhaltungsmaßnahmen	K_B		K_B	K_B	K_B	
	2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke	Zeitraum		Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Fugenbehandlung	4-jährig	30.000,00 €	390.531,75 €			
Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten			9.326.247,15 €			
abzgl. Kapitalisierter Restwert			-1.648.727,66 €		Restwert:	8.135.028,13 €
theoretischer Vergleichswert			7.677.519,49 €			

Anlage Tab. A 52: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 5 WT 150 HE Hocheinbau

Anlage Tab. A 52

**Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich;
Sanierung mit Whitetopping (WT 150 HE)**

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 1 WT 150 Hocheinbau, Bauklasse SV
"Referenzbauweise Whitetopping)

Baupreisindex: 2005 100,00 25
Baupreisindex:2010 118,65

	5	%/anno	0
	2005	2010	2010
Baupreisindex	100,00	118,65	5,00
Zinssatz	3,00%	100	5,00
			100

Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B
	2010		2010
			Jahre
1. Decke			
Baukosten K_B	2.742.045,25 €		
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1		2.742.045,25 €	2.742.045,25 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B	K_B
	2010	2036
		Jahre
		26
1. Decke		
Unterhaltungsaufwand	4-jährig	15.000,00 €
		195.265,87 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten	2.937.311,12 €
--	-----------------------

54
2064
Betr. Endzeitpunkt
erm. Restwerte
2064
Jahre
0
0,00 €

Anlage Tab. A 53: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 5 WT 150 TE Tiefeinbau

Anlage Tab. A 53

Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich;
Sanierung mit Whitetopping (WT 150 TE)

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre von: 2010 bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 3 WT 150 Tiefeinbau,
Bauklasse SV "Referenzbauweise Whitetopping)

Baupreisindex: 2005 100,00 25
Baupreisindex:2010 118,65

	5	%/anno	0
	2005	2010	2010
Baupreisindex	100,00	118,65	5,00
Zinssatz	3,00%	100	5,00
			100

Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B
	2010		2010
			Jahre
1. Decke			
Baukosten K_B	3.062.371,49 €		
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1		3.062.371,49 €	3.062.371,49 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B	K_B
	2010	2036
		Jahre
		26
1. Decke		
Unterhaltungsaufwand	4-jährig	15.000,00 €
		195.265,87 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten	3.257.637,36 €
--	-----------------------

54
2064
Betr. Endzeitpunkt
erm. Restwerte

2064
Jahre
0

0,00 €

Anlage Tab. A 54: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 6

Anlage Tab. A 54

Berechnungen der kapitalisierten Kosten über einen Zeitraum von 54 Jahren

Sensitivitätsanalyse

Zinssatz	1,50%
Baupreisindex	5,00%

Anlage Tab. A 55: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 6 „Referenzbauweise“

Anlage Tab. A 55

Kapitalisierte Kosten K_E , Erneuerung Status Quo, 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (RStO 01, Tafel 2 Zeile 2 Bauklasse SV "Referenzbauweise")

Baupreisindex: 2005	100,00	0	25			
Baupreisindex: 2010	118,65					
	5	%/anno	0	25	47	erm. Restwerte
	2005	2010	2010	2035	2057	54
	100,00	118,65	5,00	San. Betondecken	Betondecke + ASan. Betondecke	2064
Baupreisindex		100	5,00	100	225	370
Zinssatz	1,50%					
Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B	K_B	K_B	
	2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke			Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Baukosten K_B	2.775.555,90 €					
Erneuerung (nur Decke)		2.775.555,90 €	2.775.555,90 €			
Erneuerung (nur Decke)		4.618.392,08 €			9.298.112,27 €	6.486.035,89 €
				6.245.000,78 €		
2. Decke und Asphalttragschicht			2010	2035	2057	2064
			Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Baukosten K_B	3.575.729,31 €					
Erneuerung (Decke und Tragschicht)		5.544.930,36 €		8.045.390,95 €		1.648.992,24 €
Erhaltungsmaßnahmen	K_B		K_B	K_B	K_B	
	2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke	Zeitraum		Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Fugenbehandlung	4-jährig	30.000,00 €	588.846,47 €			
Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten		13.527.724,81 €				
abzgl. Kapitalisierter Restwert		-3.640.766,09 €			Restwert:	8.135.028,13 €
theoretischer Vergleichswert		9.886.958,72 €				

Anlage Tab. A 56

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre von: 2010 bis: 2064

Baupreisindex: 2005	100,00	25
Baupreisindex:2010	118,65	

54
2064
Betr. Endzeitpunkt
erm.Restwerte

2064
Jahre
0
0,00 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten	3.036.468,49 €
---	----------------

Anlage Tab. A 57: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 6 WT 150 TE Tiefeinbau

Anlage Tab. A 57

**Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich;
Sanierung mit Whitetopping (WT 150 TE)**

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre von: 2010 bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 3 WT 150 Tiefeinbau,
Bauklasse SV "Referenzbauweise Whitetopping)

Baupreisindex: 2005 100,00 25
Baupreisindex:2010 118,65

	5	%/anno	0
	2005	2010	2010
	100,00	118,65	5,00
Baupreisindex		100	5,00
Zinssatz	1,50%		100

Erneuerungsmaßnahmen	K_B 2010	K_E	K_B 2010 Jahre
1. Decke			
Baukosten K_B	3.062.371,49 €		
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1		3.062.371,49 €	3.062.371,49 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B 2010	K_B 2036 Jahre 26
1. Decke	Zeitraum	
Unterhaltungsaufwand	4-jährig	15.000,00 € 294.423,24 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten	3.356.794,73 €
--	-----------------------

54 2064 Betr. Endzeitpunkt erm. Restwerte
2064 Jahre 0 0,00 €

Anlage Tab. A 58: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 7

Anlage Tab. A 58

Berechnungen der kapitalisierten Kosten über einen Zeitraum von 54 Jahren

Sensitivitätsanalyse

Zinssatz	1,50%
Baupreisindex	2,03%

Anlage Tab. A 59: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 7 „Referenzbauweise“

Anlage Tab. A 59

Kapitalisierte Kosten K_E , Erneuerung Status Quo, 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich;

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (RStO 01, Tafel 2 Zeile 2 Bauklasse SV "Referenzbauweise")

Baupreisindex: 2005	100,00	0	10,15			
Baupreisindex: 2010	118,65					
	5	%/anno	0	25	47	erm. Restwerte
	2005	2010	2010	2035	2057	54
	100,00	118,65	2,03	San. Betondecken	Betondecke + ASan. Betondecke	2064
Baupreisindex		100	2,03	100	150,75	209,62
Zinssatz	1,50%					
Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B	K_B	K_B	
	2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke			Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Baukosten K_B	2.775.555,90 €					
Erneuerung (nur Decke)		2.775.555,90 €	2.775.555,90 €			
Erneuerung (nur Decke)		2.693.970,14 €			5.423.713,78 €	3.674.602,28 €
				4.184.150,52 €		
2. Decke und Asphalttragschicht			2010	2035	2057	2064
			Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Baukosten K_B	3.575.729,31 €					
Erneuerung (Decke und Tragschicht)		3.715.103,34 €		5.390.411,93 €		1.073.056,10 €
Erhaltungsmaßnahmen	K_B		K_B	K_B	K_B	
	2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke	Zeitraum		Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
			0	25	22	7
Fugenbehandlung	4-jährig	30.000,00 €	395.577,49 €			
Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten		9.580.206,87 €				
abzgl. Kapitalisierter Restwert		-2.124.776,14 €			Restwert:	4.747.658,38 €
theoretischer Vergleichswert		7.455.430,73 €				

Anlage Tab. A 60: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 7 WT 150 HE Hocheinbau

Anlage Tab. A 60

Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich; Sanierung mit Whitetopping (WT 150 HE)

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 1 WT 150 Hocheinbau, Bauklasse SV "Referenzbauweise Whitetopping)

Baupreisindex: 2005 100,00 10,15
Baupreisindex:2010 118,65

	2005	2010	%/anno	2010
Baupreisindex	100,00	118,65	2,03	San. Betondecke
Zinssatz	1,50%	100	2,03	100

Erneuerungsmaßnahmen	K_B 2010	K_E	K_B 2010 Jahre
1. Decke			
Baukosten K_B	2.742.045,25 €		
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1		2.742.045,25 €	2.742.045,25 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B 2010	K_B 2036 Jahre 26
1. Decke		
Unterhaltungsaufwand 4-jährig	15.000,00 €	197.788,74 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten	2.939.833,99 €
--	-----------------------

54 2064 Betr. Endzeitpunkt erm.Restwerte
2064 Jahre 0 0,00 €

Anlage Tab. A 61: Kapitalisierte Kosten; Sensitivitätsanalyse 7 WT 150 TE Tiefeinbau

Anlage Tab. A 61

Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich;
Sanierung mit Whitetopping (WT 150 TE)

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 3 WT 150 Tiefeinbau, Bauklasse SV
"Referenzbauweise Whitetopping)

Baupreisindex: 2005 100,00 10,15
Baupreisindex:2010 118,65

	5	%/anno	0
	2005	2010	2010
Baupreisindex	100,00	118,65	2,03
Zinssatz	1,50%	100	2,03
			100

Erneuerungsmaßnahmen	K_B	K_E	K_B
	2010		2010
			Jahre
1. Decke			
Baukosten K_B	3.062.371,49 €		
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1		3.062.371,49 €	3.062.371,49 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B	K_B
	2010	2036
		Jahre
1. Decke		26
Zeitraum		
	197.788,74 €	

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten	3.260.160,23 €
--	----------------

54
2064
Betr. Endzeitpunk
erm.Restwerte

2064
Jahre
0

0,00 €

Anlage Tab. A 62: Kapitalisierte Kosten; Maßgebende Berechnung einschl. Nutzerkosten

Anlage Tab. A 62

Berechnungen der kapitalisierten Kosten über einen Zeitraum von 54 Jahren

Maßgebende Berechnungen einschließlich zusätzlicher Nutzerkosten

Zinssatz	3,00%	
Baupreisindex	3,73%	
Harmonisierter Verbraucherpreisindex (Gesamtindex)		1,68%

Anlage Tab. A 63: Kapitalisierte Kosten; Maßgebende Berechnung einschl. Nutzerkosten „Referenzbauweise“

Anlage Tab. A 63

2. Kapitalisierte Kosten K_E , Erneuerung Status Quo, 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich;

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (RStO 01,Tafel 2 Zeile 2 Bauklasse SV "Referenzbauweise)

Baupreisindex: 2005	100,00		0	18,65			
Baupreisindex:2010	118,65						
	5	%/anno	0	25	47	erm.Restwerte	
	2005	2010	2010	2035	2057	54	
	100,00	118,65	3,73	San. Betondecken	Betondecke + ASan. Betondecke	2064	
Baupreisindex		100	3,73	100	193,25	275,31	301,42
Harmonisierter Verbraucherpreisindex (Gesamtindex)		100	1,68	100	142	178,96	190,72
Zinssatz	3,00%						
Erneuerungsmaßnahmen		K _B	K _E	K _B	K _B	K _B	
		2010		2010	2035	2057	2064
1. Decke				Jahre	Jahre	Jahre	Jahre
				0	25	22	7
Baukosten K _B		2.775.555,90 €					
zusätzliche Nutzerkosten	45AT	2.608.191,00 €					
Erneuerung (nur Decke)			2.775.555,90 €	2.775.555,90 €			
zusätzliche Nutzerkosten			2.608.191,00 €	2.608.191,00 €			
Erneuerung (nur Decke)			1.904.681,68 €			7.641.382,95 €	5.283.840,38 €
zusätzliche Nutzerkosten			1.163.444,85 €	0,00 €		4.667.618,61 €	
					5.363.761,78 €		
2. Decke und Asphalttragschicht			2010	2035	2057		2064
			Jahre	Jahre	Jahre		Jahre
			0	25	22		7
Baukosten K _B		3.575.729,31 €					
zusätzliche Nutzerkosten	55AT	3.187.789,00 €					
Erneuerung (Decke und Tragschicht)			3.300.300,76 €		6.910.096,89 €		1.403.940,68 €
zusätzliche Nutzerkosten			2.161.958,21 €		4.526.660,38 €		
Erhaltungsmaßnahmen		K _B	K _B	K _B	K _B		
		2010	2010	2035	2057		2064
1. Decke	Zeitraum		Jahre	Jahre	Jahre		Jahre
			0	25	22		7
Fugenbehandlung	4-jährig	30.000,00 €	338.995,51 €				
Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten		14.253.127,90 €					
abzgl. Kapitalisierter Restwert		-1.355.413,83 €		Restwert:		6.687.781,05 €	
theoretischer Vergleichswert		12.897.714,07 €					
Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten		8.319.533,85 €					
Differenzbetrag		5.933.594,06 €					

Anlage Tab. A 64: Kapitalisierte Kosten; Maßgebende Berechnung einschl. Nutzerkosten WT 150 HE Hocheinbau

Anlage Tab. A 64

Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich; Sanierung mit Whitetopping (WT)

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 1 WT 150 Hocheinbau, Bauklasse SV
"Referenzbauweise Whitetopping)

Baupreisindex: 2005 100,00 18,1
Baupreisindex:2010 118,10

	5	%/anno	0
	2005	2010	2010
Baupreisindex	100,00	118,1	San. Betondecke
Harmonisierter Verbraucherpreisindex (Gesamtindex)	100	3,62	100
Zinssatz	3,00%	1,68	100

Erneuerungsmaßnahmen	K_B 2010	K_E	K_B 2010 Jahre
1. Decke			
Baukosten K_B	2.889.764,04 €		
zusätzliche Nutzerkosten 50AT	2.897.990,00 €		
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1		2.889.764,04 €	2.889.764,04 €
zusätzliche Nutzerkosten		2.897.990,00 €	2.897.990,00 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B 2010	K_B 2036 Jahre 26
1. Decke Zeitraum		
Unterhaltungsaufwand 4-jährig	15.000,00 €	167.265,87 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten	5.955.019,91 €
--	-----------------------

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten 2.911.543,00 €
Differenzbetrag 3.043.476,90 €

54 2064 Betr. Endzeitpunkt erm.Restwerte
190,72
2064 Jahre 0
0,00 €

Anlage Tab. A 65: Kapitalisierte Kosten; Maßgebende Berechnung einschl. Nutzerkosten WT 150 TE Tiefeinbau

Anlage Tab. A 65

Kapitalisierte Kosten K_E , 1. Sanierung nach 26 Jahren Nutzungsdauer; 1. Sanierung 2010 erforderlich; Sanierung mit Whitetopping (WT 150 TE)

betrachteter Zeitraum: ab 1. Sanierung 54 Jahre

von: 2010

bis: 2064

Bauweise: Beton auf Asphalttragschicht und Frostschuttschicht (Variante 3 WT 150 Tiefeinbau, Bauklasse SV
"Referenzbauweise Whitetopping)

Baupreisindex: 2005 100,00 18,1
Baupreisindex: 2010 118,10

	5	%/anno	0
	2005	2010	2010
Baupreisindex	100,00	118,1	3,62
Harmonisierter Verbraucherpreisindex (Gesamt)	100	100	1,68
Zinssatz	3,00%		

54
2064
Betr. Endzeitpunkt
erm. Restwerte
190,72

Erneuerungsmaßnahmen	K_B 2010	K_E	K_B 2010 Jahre
1. Decke			
Baukosten K_B	3.214.417,63 €		
zusätzliche Nutzerkosten 55AT	3.187.789,00 €		
Erneuerung (nur Decke) WTH150 Var. 1		3.214.417,63 €	3.214.417,63 €
zusätzliche Nutzerkosten		3.187.789,00 €	3.187.789,00 €

2. Decke und Asphalttragschicht	Jahre
Baukosten K_B	
Erneuerung (Decke und Tragschicht)	0,00 €

Erhaltungsmaßnahmen	K_B 2010	K_B 2036 Jahre 26
1. Decke		
Unterhaltungsaufwand 4-jährig	15.000,00 €	167.265,87 €

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten	6.569.472,50 €
--	-----------------------

Summe der kapitalisierten Erneuerungs- und Erhaltungskosten I 3.231.869,24 €
Differenzbetrag 3.337.603,26 €

Anlage Tab. A 66: Bauweise Kostenermittlung; Beton+ATS Erneuerung WT 120 Sensitivitätsanalyse

Anlage A 66

Ermittlung der Baukosten für die Referenzbauweisen (Sensitivitätsanalyse WTH 120)

Beton auf Asphalttragschicht

RStO Tafel 2 Zeile 2

Bauklasse SV

Annahme: nach einer Liegezeit von 26 Jahren ist die 1. Sanierung der Betondecke erforderlich

Vergleich der Sanierungskosten für die herkömmliche Bauweise (Status Quo) zur Bauweise Whitetopping (WTH 120)

Status Quo	SQ-Decke-T2Z2 SV	Betondecke 260 mm auf Asphalttragschicht
Variante	WT120 HE BK-SV	Whitetopping 120 mm auf Asphalttragschicht im Hocheinbau
Variante	WT120 TE BK-SV	Whitetopping 120 mm auf Asphalttragschicht im Tiefeinbau ^{*)}

^{*)} vorhandene Decke wird 100 mm abgefräst, nach Einbau Whitetopping 120 mm Erhöhung um 20 mm

Anlage Tab. A 67: Bauweise Kostenermittlung; Beton+ATS Erneuerung Status Quo (herkömmliche Bauweise)

Bauklasse SV, Tafel 2 Zeile 2, Betondecke auf Asphalttragschicht 1.
 Sanierung nach Neubau / nach einer Nutzungsdauer von 26 Jahren
 [Zeitpunkt T0]:
 Erneuerung Status Quo (herkömmliche Bauweise):

Stand 02.05.2012

Anlagen Tab. A 67

Beschreibung/Erläuterung	Einheit	Dicke, Tiefe	Breite	Massen-ermittlung (M)	Kosten (2010) €/Einheit	Kosten (2010) €	Erneuerung Betondecke Status Quo [Zeitpunkt T ₀ und T ₀ + 47]	Erneuerung Betondecke und Tragschicht Status Quo [Zeitpunkt T ₀ + 25]	Erneuerung Grundhafter Neubau Status Quo [Zeitpunkt T ₀ + 66]
							angesetzte Kosten (2010) €	angesetzte Kosten (2010) €	angesetzte Kosten (2010) €
Oberboden abtragen/andecken 2	m3	0,1	0,7	700,00	8,00	5.600,00	5.600,00	5.600,00	5.600,00
Boden lösen/weiterverwenden 2	m3	26	0,7	1.365,00	7,30	9.964,50	9.964,50	9.964,50	9.964,50
Bordsteine aufnehmen	m			2.500,00	5,40	13.500,00	13.500,00	13.500,00	13.500,00
Bordsteine AG setzen	m			2.500,00	24,60	61.500,00	61.500,00	61.500,00	61.500,00
Betonpflasterzeile ausbauen, zweizeilig	m			2.500,00	5,60	14.000,00	14.000,00	14.000,00	14.000,00
Betonpflasterzeile AG herstellen, zweizeilig	m			2.500,00	50,60	126.500,00	126.500,00	126.500,00	126.500,00
Straßenablauf ausbauen	Stck			83,33	65,50	5.458,33		5.458,33	5.458,33
Straßenablauf AG herstellen	Stck			83,33	164,20	13.683,33		13.683,33	13.683,33
Betondecke trennen 2	m	26		5.000,00	13,00	65.000,00	65.000,00	65.000,00	65.000,00
Betondecke trennen 3	m	26		25,00	20,70	517,50	517,50	517,50	517,50
Frostschuttschicht ausbauen	m3	34	13,9	23.630,00	6,90	163.047,00			163.047,00
Frostschuttschicht Herstellen	m3	34	13,9	23.630,00	17,00	401.710,00			401.710,00
Asphalttragschichten aufnehmen	m3	10	12,5	6.250,00	17,50	109.375,00		109.375,00	109.375,00
Betondecke aufnehmen 1	m3	26	12,5	16.250,00	24,10	391.625,00	391.625,00	391.625,00	391.625,00
Planum herstellen	m2		13,9	69.500,00	0,60	41.700,00			41.700,00
Unterlage reinigen	m2		12,5	62.500,00	0,20	12.500,00	12.500,00	12.500,00	12.500,00
Asphalttragschicht 0/32 CS	t	10	12,5	15.625,00	36,20	565.625,00		565.625,00	565.625,00
Naht in Asphalttschichten	m			5.000,00	1,50	7.500,00		7.500,00	7.500,00
FB-Rand abdichten	m	18,5		5.000,00	2,70	13.500,00		13.500,00	13.500,00
Betondecke herstellen BstMA 1 BPh	m3	26	12,5	16.250,00	72,60	1.179.750,00	1.179.750,00	1.179.750,00	1.179.750,00
Betondecke nachbehandeln	m2		12,5	62.500,00	0,20	12.500,00	12.500,00	12.500,00	12.500,00
Längsscheinfuge1	m			15.000,00	5,40	81.000,00	81.000,00	81.000,00	81.000,00
Querscheinfuge	m			12.500,00	7,90	98.750,00	98.750,00	98.750,00	98.750,00
Querpressfuge	m			25,00	35,30	882,50	882,50	882,50	882,50
Raumfuge	m			2.500,00	8,00	20.000,00	20.000,00	20.000,00	20.000,00
Fuge verfüllen 15/35	m			2.500,00	3,30	8.250,00	8.250,00	8.250,00	8.250,00
Fuge verfüllen 8/15 - 8/25 1	m		12,5	27.500,00	2,10	57.750,00	57.750,00	57.750,00	57.750,00
Leitpfosten abbauen/einbauen BAB	Stck			78,08	17,60	1.374,21	1.374,21	1.374,21	1.374,21
Schutzpl DDSP abbauen	m			5.000,00	4,80	24.000,00			24.000,00
Schutzpl ESP abbauen/einbauen BAB	m			1.000,00	7,00	7.000,00			7.000,00
Schutzpl-Absk AG herstellen BAB	Stck			8,00	182,30	1.458,40	1.458,40	1.458,40	1.458,40
Markierung BAB	m			12.787,50	1,80	23.017,50	23.017,50	23.017,50	23.017,50
							2.185.439,61	2.900.581,27	3.538.038,27
Baustelleneinrichtung (BStK)							97.609,23	99.611,63	101.396,51
Verkehrssicherung							170.158,00	170.158,00	170.158,00
Zwischensumme							2.453.206,84	3.170.350,90	3.809.592,78
Baustellengemeinkosten (BGK)							44.793,47	47.805,47	50.490,29
Herstellkosten							2.498.000,31	3.218.156,38	3.860.083,07
AGK + WuG							277.555,59	357.572,93	428.898,12
Angebotssumme (ohne MWSt)							2.775.555,90	3.575.729,31	4.288.981,19

Anlage Tab. A 68: Bauweise Kostenermittlung; Beton+ATS Erneuerung WT 120 HE Hocheinbau Sensitivitätsanalyse

Bauklasse SV, Tafel 2 Zeile 2, Betondecke auf Asphalttragschicht 1. Sanierung nach
Neubau / nach einer Nutzungsdauer von 26 Jahren [Zeitpunkt T0]:
Ersatz für Sanierung Status Quo: Variante 1 Erneuerung WT 120 HE (Hocheinbau)

Stand 02.05.2012

Anlage Tab. A 68

							Sanierung mit WT 120 HE (Hocheinbau) [Zeitpunkt T0]		Erneuerung Grundhafter Neubau WT120 [Zeitpunkt T ₀ + 54]
Beschreibung/Erläuterung	Einheit	Dicke, Tiefe	Breite	Massen- ermittlung (M)	Kosten (2010) €/Einheit	Kosten (2010) €	angesetzte Kosten (2010) €		angesetzte Kosten (2010) €
Oberboden abtragen/andecken 2	m3	0,1	0,7	700,00	8,00	5.600,00	5.600,00		5.600,00
Boden liefern/einbauen	m3	20,5	2	4.100,00	18,70	76.670,00	76.670,00		
Boden lösen/weiterverwenden 2	m3	26	0,7	1.365,00	7,30	9.964,50	9.964,50		9.964,50
Bordsteine aufnehmen	m			2.500,00	5,40	13.500,00	13.500,00		13.500,00
Bordsteine AG setzen	m			2.500,00	24,60	61.500,00	61.500,00		61.500,00
Betonpflasterzeile ausbauen, zweizeilig	m			2.500,00	5,60	14.000,00	14.000,00		14.000,00
Betonpflasterzeile AG herstellen, zweizeilig	m			2.500,00	50,60	126.500,00	126.500,00		126.500,00
Schachtabdeckung anpassen	Stck			100,00	111,40	11.140,00	11.140,00		11.140,00
Straßenablauf ausbauen	Stck			83,33	65,50	5.458,33	5.458,33		5.458,33
Straßenablauf AG herstellen	Stck			83,33	164,20	13.683,33	13.683,33		13.683,33
Betondecke trennen 2 WTH 120	m	10		5.000,00	7,50	37.500,00			37.500,00
Betondecke trennen 3	m	26		25,00	20,70	517,50			517,50
Frostschuttschicht ausbauen WTH 120	m3	22	13,9	15.290,00	6,90	105.501,00			105.501,00
Frostschuttschicht Herstellen WTH 120	m3	48	13,9	33.360,00	17,00	567.120,00			567.120,00
Betondecke entspannen	m2		12,5	62.500,00	1,10	68.750,00	68.750,00		
Asphalttragschichten aufnehmen	m3	10	12,5	6.250,00	17,50	109.375,00			109.375,00
Betondecke aufnehmen 1	m3	26	12,5	16.250,00	24,10	391.625,00			391.625,00
Betondecke aufnehmen 1 WTH 120	m3	12	12,5	7.500,00	30,10	225.750,00			225.750,00
Betondecke aufnehmen 2	m3	26	12,5	975,00	24,10	23.497,50	23.497,50		
Anschlussbereiche widerherstellen 3	m3	28	12,5	900,00	36,20	32.580,00	32.580,00		
Planum herstellen	m2		13,9	69.500,00	0,60	41.700,00			41.700,00
Unterlage reinigen	m2		12,5	62.500,00	0,20	12.500,00	12.500,00		
Asphalttragschicht 0/32 CS	t	10	12,5	15.625,00	36,20	565.625,00			565.625,00
Naht in Asphalttschichten	m			5.000,00	1,50	7.500,00			7.500,00
FB-Rand abdichten	m	18,5		5.000,00	2,70	13.500,00			13.500,00
Betondecke herstellen BstMA 1 BPh WT1	m3	12	12,5	7.500,00	150,90	1.131.750,00	1.131.750,00		1.131.750,00
Betondecke nachbehandeln	m2		12,5	62.500,00	0,20	12.500,00	12.500,00		12.500,00
Längsscheinfuge1	m			15.000,00	5,40	81.000,00	81.000,00		81.000,00
Längspressfuge 1	m			5.000,00	10,80	54.000,00	54.000,00		54.000,00
Querpressfuge	m			25,00	35,30	882,50	882,50		882,50
Raumfuge	m			2.500,00	8,00	20.000,00	20.000,00		20.000,00
Fuge verfüllen 15/35	m			2.500,00	3,30	8.250,00	8.250,00		8.250,00
Fuge verfüllen 8/15 - 8/25 1	m		12,5	27.500,00	2,10	57.750,00	57.750,00		57.750,00
Leitpfosten abbauen/einbauen BAB	Stck			78,08	17,60	1.374,21	1.374,21		1.374,21
Schutzpl DDSP abbauen	m			5.000,00	4,80	24.000,00	24.000,00		24.000,00
Schutzpl ESP abbauen/einbauen BAB	m			1.000,00	7,00	7.000,00	7.000,00		7.000,00
Schutzpl-Absk AG herstellen BAB	Stck			8,00	182,30	1.458,40	1.458,40		1.458,40
Markierung BAB	m			12.787,50	1,80	23.017,50	23.017,50		23.017,50
						1.898.326,27		0,00	3.750.042,27
Baustelleneinrichtung (BStK)						96.805,31		0,00	101.990,12
Verkehrssicherung						170.158,00		0,00	170.158,00
Zwischensumme						2.165.289,59		0,00	4.022.190,39
Baustellengemeinkosten (BGK)						43.584,22		0,00	51.383,20
Herstellkosten						2.208.873,80		0,00	4.073.573,59
AGK + WuG						245.430,42		0,00	452.619,29
Angebotssumme (ohne MWSt)						2.454.304,23		0,00	4.526.192,88

Anlage Tab. A 69: Bauweise Kostenermittlung; Beton+ATS Erneuerung WT 120 TE Tiefeinbau Sensitivitätsanalyse

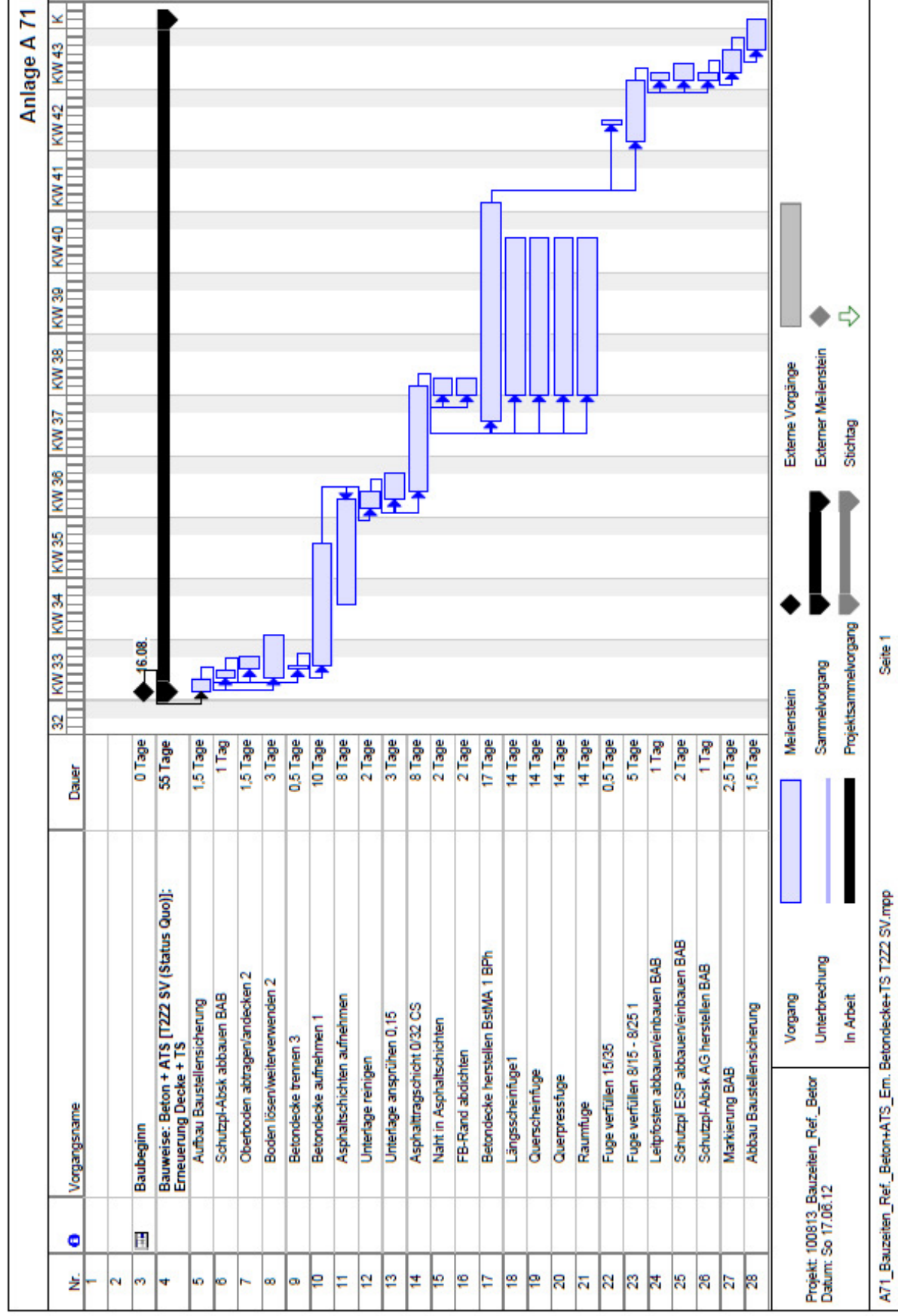
Bauklasse SV, Tafel 2 Zeile 2, Betondecke auf Asphalttragschicht 1.
Sanierung nach Neubau / nach einer Nutzungsdauer von 26 Jahren
[Zeitpunkt T0]:
Ersatz für Sanierung Status Quo: Variante 3 Erneuerung WT 120 TE

Stand 02.05.2012

Anlage Tab. A 69

Beschreibung/Erläuterung	Einheit	Dicke, Tiefe	Breite	Massen-ermittlung (M)	Kosten (2010) €/Einheit	Kosten (2010) €	Sanierung mit WT 120 HE (Tiefeinbau) [Zeitpunkt T0]		Erneuerung Grundhafter Neubau WT120 [Zeitpunkt T ₀ + 54]
							angesetzte Kosten (2010) €		angesetzte Kosten (2010) €
Oberboden abtragen/andecken 2	m3	0,1	0,7	700,00	8,00	5.600,00	5.600,00		5.600,00
Boden liefern/einbauen	m3	20,5	2	4.100,00	18,70	76.670,00			
Boden lösen/weiterverwenden 2	m3	26	0,7	1.365,00	7,30	9.964,50	9.964,50		9.964,50
Bordsteine aufnehmen	m			2.500,00	5,40	13.500,00	13.500,00		13.500,00
Bordsteine AG setzen	m			2.500,00	24,60	61.500,00	61.500,00		61.500,00
Betonpflasterzeile ausbauen, zweizeilig	m			2.500,00	5,60	14.000,00	14.000,00		14.000,00
Betonpflasterzeile AG herstellen, zweizeilig	m			2.500,00	50,60	126.500,00	126.500,00		126.500,00
Schachtabdeckung anpassen	Stck			100,00	111,40	11.140,00			
Aufsatz Straßenablauf ausbauen	Stck			83,33	35,70	2.975,00			
Aufsatz Straßenablauf AG aufsetzen	Stck			83,33	82,10	6.841,67			
Straßenablauf ausbauen	Stck			83,33	65,50	5.458,33	5.458,33		5.458,33
Straßenablauf AG herstellen	Stck			83,33	164,20	13.683,33	13.683,33		13.683,33
Betondecke Fräsen D= 10cm.	m2	10		62.500,00	6,00	375.000,00	375.000,00		
Betondecke trennen 2 WTH 120	m	10		5.000,00	9,70	48.500,00			48.500,00
Betondecke trennen 3	m	26		25,00	20,70	517,50			517,50
Asphalttragschicht aufnehmen	m3	10	13,7	6.850,00	12,70	86.995,00			
Frostschuttschicht ausbauen	m3	34	13,9	23.630,00	6,90	163.047,00			
Frostschuttschicht ausbauen WTH 120	m3	22	13,9	22.240,00	6,90	153.456,00			153.456,00
Frostschuttschicht Herstellen	m3	34	13,9	23.630,00	17,00	401.710,00			
Frostschuttschicht Herstellen WTH 120	m3	48	13,9	33.360,00	17,00	567.120,00			567.120,00
Betondecke entspannen	m2		12,5	62.500,00	1,10	68.750,00	68.750,00		
Asphalttragschichten aufnehmen	m3	10	12,5	6.250,00	17,50	109.375,00			109.375,00
Betondecke aufnehmen 1	m3	16	12,5	10.000,00	24,10	241.000,00			241.000,00
Betondecke aufnehmen 1 WTH 120	m3	12	12,5	7.500,00	30,10	225.750,00			225.750,00
Betondecke aufnehmen 2	m3	26	12,5	975,00	24,10	23.497,50	23.497,50		
Anschlussbereiche widerherstellen 3	m3	24	12,5	900,00	36,20	32.580,00	32.580,00		
Unterlagsbahnen verlegen	m2		12,9	64.500,00	1,40	90.300,00			
Planum herstellen	m2		13,9	69.500,00	0,60	41.700,00			41.700,00
Unterlage reinigen	m2		12,5	62.500,00	0,20	12.500,00	12.500,00		
Asphalttragschicht 0/32 CS	t	10	12,5	15.625,00	36,20	565.625,00			565.625,00
Naht in Asphalttschichten	m			5.000,00	1,50	7.500,00			7.500,00
FB-Rand abdichten	m	18,5		5.000,00	2,70	13.500,00			13.500,00
Anschlussflanken reinigen 1	m			5.000,00	0,20	1.000,00			
Betondecke herstellen BstMA 1 BPh WT1	m3	12	12,5	7.500,00	150,90	1.131.750,00	1.131.750,00		1.131.750,00
Betondecke herstellen BstMA 1 BPh	m3	26	12,5	16.250,00	72,60	1.179.750,00			
Betondecke nachbehandeln	m2		12,5	62.500,00	0,20	12.500,00	12.500,00		12.500,00
Längsscheinfuge1	m			15.000,00	5,40	81.000,00	81.000,00		81.000,00
Längspressfuge 1	m			5.000,00	10,80	54.000,00	54.000,00		54.000,00
Querpressfuge	m			25,00	35,30	882,50	882,50		882,50
Raumfuge	m			2.500,00	8,00	20.000,00	20.000,00		20.000,00
Fuge verfüllen 15/35	m			2.500,00	3,30	8.250,00	8.250,00		8.250,00
Fuge verfüllen 8/15 - 8/25 1	m		12,5	27.500,00	2,10	57.750,00	57.750,00		57.750,00
Leitpfosten abbauen/einbauen BAB	Stck			78,08	17,60	1.374,21	1.374,21		1.374,21
Schutzpl DDSP abbauen	m			5.000,00	4,80	24.000,00	24.000,00		24.000,00
Schutzpl ESP abbauen/einbauen BAB	m			1.000,00	7,00	7.000,00	7.000,00		7.000,00
Schutzpl-Absk AG herstellen BAB	Stck			8,00	182,30	1.458,40	1.458,40		1.458,40
Markierung BAB	m			12.787,50	1,80	23.017,50	23.017,50		23.017,50
						2.185.516,27		0,00	3.647.232,27
Baustelleneinrichtung (BStK)						97.609,45		0,00	101.702,25
Verkehrssicherung						170.158,00		0,00	170.158,00
Zwischensumme						2.453.283,72		0,00	3.919.092,53
Baustellengemeinkosten (BGK)						44.793,79		0,00	50.950,19
Herstellkosten						2.498.077,51		0,00	3.970.042,71
AGK + WuG						277.564,17		0,00	441.115,86
Angebotssumme (ohne MWSt)						2.775.641,68		0,00	4.411.158,57

Anlage Tab. A 71: Berechnung der Bauzeiten für die Bauweisen Beton+ATS_Ern. Betondecke + Tragschicht T2Z2 SV „Referenzbauweise“



Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau

Structural Materials and Engineering Series

- Heft 1: Fehling, E. / Schmidt, M. / Teichmann, T. / Bunje, K. / Bornemann, R. / Middendorf, B. (2005)**
Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultra-Hochfester Betone (UHPC). Forschungsbericht, ISBN 3-89958-108-9, € 18,00
- Heft 2: Schmidt, M. / Fehling, E. (Hrsg.) (2003)**
Ultra-Hochfester Beton - Planung und Bau der ersten Brücke mit UHPC in Europa. Tagungsbeiträge zu den 3. Kasseler Baustoff- und Massivbautagen am 10. September 2003, ISBN 978-3-89958-518-6, € 18,00
- Heft 3: Schmidt, M. / Fehling, E. / Geisenhanslüke, C. (Hrsg.) (2004)**
Ultra High Performance Concrete (UHPC), ISBN 3-89958-086-9
- Heft 4: Bornemann, R. (2005)**
Untersuchungen zur Modellierung des Frisch- und Festbetonverhaltens erdfeuchter Betone, ISBN 3-89958-132-6, € 24,00
- Heft 5: Solyman, M. (2006)**
Classification of Recycled Sands and their Applications as Aggregates for Concrete and Bituminous Mixtures, ISBN 978-3-89958-218-5, € 24,00
- Heft 6: Tesch, V. (2007)**
Gefügeoptimierte Instandsetzungsmörtel auf Calciumsulfat-Basis für die Anwendung im Außenbereich, ISBN 978-3-89958-333-5, € 24,00
- Heft 7: Schmidt, M. (ed.) (2007)**
Ultra High Performance Concrete (UHPC). 10 Years of research and development at the University of Kassel - 10 Jahre Forschung und Entwicklung an der Universität Kassel, ISBN 978-3-89958-347-2, € 49,00
- Heft 8: Schmidt, M. (Hg.) (2007)**
Nanotechnologie im Bauwesen Nanooptimierte Hightech-Baustoffe. 9. Mai 2007, ISBN 978-3-89958-348-9, € 22,00
- Heft 9: Leutbecher, T. (2008)**
Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC), ISBN 978-3-89958-374-8, € 39,00
- Heft 10: Fehling, E. / Schmidt, M. / Stürwald, S. (eds.) (2008)**
Ultra High Performance Concrete (UHPC). Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, March 05-07, 2008, ISBN 978-3-89958-376-2, € 79,00

Heft 11: Fehling, E. / Leutbecher, T. / Röder, F.-K. (2008)

Zur Druck-Querzug-Festigkeit von Stahlbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton in scheibenförmigen Bauteilen - Biaxial Compression-Tension-Strength of Reinforced Concrete and Reinforced Steel Fibre Concrete in Structural Panels, ISBN 978-3-89958-440-0, € 39,00

Heft 12: Teichmann, T. (2008)

Einfluss der Granulometrie und des Wassergehaltes auf die Festigkeit und Gefügedichtigkeit von Zementstein, ISBN 978-3-89958-441-7, € 24,00

Heft 13: Geisenhanslücke, C. (2009)

Einfluss der Granulometrie von Feinstoffen auf die Rheologie von Feinstoffleimen, Influence of the granulometry of fine particles on the rheology of pastes, ISBN 978-3-89958-706-7, € 24,00

Heft 14: Nöldgen, M. (2010)

Modellierung von ultrahochfestem Beton (UHPC) unter Impaktbelastung. Auslegung eines Hochhauskerns gegen Flugzeuganprall, ISBN 978-3-89958-862-0, € 29,00

Heft 15: Eden, W. (2011)

Einfluss der Verdichtung von Kalk-Sand-Rohmassen auf die Scherbenrohddichte von Kalksandsteinen, ISBN 978-3-86219-040-9, € 29,00

Heft 16: Stephan, D. (2011)

Nanomaterialien im Bauwesen. Stand der Technik, Herstellung, Anwendung und Zukunftsperspektiven, ISBN 978-3-86219-066-9, € 29,00

Heft 17: Emami, A. D. (2011)

Kleben von Naturfaserverbundwerkstoffen auf Mauerwerk zur nachträglichen Verstärkung erdbebengefährdeter Bauwerke – von der Werkstoffprüfung bis zur Anwendung, ISBN 978-3-89958-558-2, € 29,00

Heft 18: Stürz, J. (2011)

Ein empirischer Ansatz zur Beschreibung der Horizontaltragfähigkeit gemauerter Wandscheiben unter Berücksichtigung der Interaktion innerhalb der Gebäudestruktur, ISBN 978-3-89958-559-9, € 29,00

**Heft 19: Schmidt, M. / Fehling, E. / Glotzbach, C. / Fröhlich, S. /
Piotrowski, S. (eds.) (2012)**

Ultra-High Performance Concrete and Nanotechnology in Construction.
Proceedings of Hipermat 2012. 3rd International Symposium on UHPC
and Nanotechnology for High Performance Construction Materials,
Kassel, March 7–9, 2012, ISBN 978-3-86219-236-6, € 79,00

Heft 20: Schmidt, Cornelia (2012)

Konstruktion und Wirtschaftlichkeit von Whitetopping aus
Hochleistungsbeton für Fahrbahnen
ISBN 978-3-86219-342-4, € 29,00

Bestellungen: www.uni-kassel.de/upress

ISBN 978-3-86219-342-4