

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Lehrstuhl für Verkehrswegebau

Theoretische und experimentelle Untersuchungen dünner Betondecken auf Asphalt (Whitetopping)

Jochen A. Eid

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. G. Wulfhorst

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. St. Freudenstein
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Chr. Gehlen

Die Dissertation wurde am 05.10.2011 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 31.01.2012 angenommen.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Historisches	1
1.2	Begriffsdefinition Whitetopping	1
1.3	Entwicklung der Bauweise Whitetopping	3
1.4	Prinzip und Wirkungsweise von Whitetopping	5
1.5	Bezug zum deutschen Regelwerk	6
2	Stand der Wissenschaft und Praxis	9
2.1	Allgemein	9
2.2	Metastudien und Wissenssammlungen	9
2.3	Entwurfsrichtlinien	10
2.4	Schadensanalysen bei Whitetopping	11
2.5	Standardspezifikationen für Whitetopping	13
2.6	Wissenstransfer aus anderen Untersuchungen	13
2.6.1	Dübel und Anker	13
2.6.2	Asphalttragschicht	14
2.7	Whitetopping in Deutschland	18
2.8	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	19
3	Versuchsstrecke Hengersberg	22
3.1	Ausgangssituation	22
3.2	Konzept der Versuchsstrecke	24
3.3	Instrumentierung der Versuchsstrecke	28
3.3.1	Dehnmesskörper	28
3.3.2	Temperaturmessung	29
3.3.3	Messbolzen	30
3.4	Beton	30
3.4.1	Betonrezepturen	30
3.4.2	Glasfasern	31
3.4.3	Kunststoffdispersion	31
3.5	Betonprüfungen	31
3.5.1	Erstprüfung	31
3.5.2	Eigenüberwachung und Kontrollprüfungen	33
3.5.3	Ermittlung des E-Moduls	35
3.6	Dokumentation der Bauausführung	36

4	Feldmessungen.....	39
4.1	Einsenkungsmessung mit dem Benkelman-Balken.....	39
4.1.1	Methodik.....	39
4.1.2	Versuchsfläche in der Autobahnmeisterei Hohenbrunn.....	41
4.1.3	Versuchsstrecke Hengersberg.....	44
4.2	Messung der Dehnungen unter Verkehrslast.....	45
4.3	Fugenöffnung.....	49
4.3.1	Wirkung gleichmäßiger Temperaturänderungen.....	49
4.3.2	Untersuchungen an der Versuchsstrecke Hengersberg.....	52
4.4	Schlussfolgerungen.....	53
5	Fahrbahntemperatur und Temperaturgradienten.....	55
5.1	Mechanismen des Wärmetransports.....	55
5.1.1	Wärmeleitung.....	55
5.1.2	Konvektion.....	56
5.1.3	Wärmestrahlung.....	57
5.1.4	Wärmekapazität und Wärmespeicherung.....	58
5.2	Allgemeine Untersuchungen zur Fahrbahntemperatur.....	59
5.2.1	Berechnungsmodelle.....	59
5.2.2	Einfluss der Albedo auf die Oberflächentemperaturen.....	62
5.3	Messungen zur Bestimmung der Fahrbahntemperaturen.....	65
5.3.1	Ziele der Messung.....	65
5.3.2	Beschreibung des Messaufbaus.....	65
5.4	Vergleichende Temperaturmessungen Beton – Asphalt.....	67
5.4.1	Temperaturmessung in Beton und Asphalt.....	67
5.4.2	Vergleich der Fahrbahntemperaturen von Beton und Asphalt.....	70
5.4.3	Auswirkungen von Whitetopping auf die Asphalttemperaturen.....	71
5.5	Temperaturgradienten im Beton.....	73
5.5.1	Ermittlung der Temperaturgradienten.....	73
5.5.2	Statistische Verteilung der Temperaturgradienten.....	74
5.5.3	Maximale und minimale Temperaturgradienten.....	77
5.5.4	Zusammenhang zwischen Betondeckendicke und Temperaturgradienten.....	79
5.5.5	Vergleich mit anderen Untersuchungen der Temperaturgradienten.....	83
5.6	Zusammenfassung.....	85
6	Laborversuche – Ermüdung.....	87
6.1	Grundlagen der Betonermüdung.....	87
6.1.1	Normative Festlegungen und Begriffe.....	87
6.1.2	Vergleich vorhandener Modelle für Betonermüdung.....	88

6.1.3	Schadensakkumulation und Lebensdauervorhersage.....	94
6.2	Verfahren zur Bestimmung der Ermüdung	96
6.2.1	Wöhler-Versuch (Einstufenversuch)	97
6.2.2	Treppenstufenverfahren.....	99
6.2.3	Locati-Verfahren.....	101
6.2.4	Prot-Verfahren.....	101
6.3	Versuchskonzept.....	103
6.3.1	Fragestellung	103
6.3.2	Kombination der Verfahren nach Locati und Prot.....	104
6.3.3	Versuchsdurchführung	105
6.3.4	Erfassen des Degradationsprozesses	107
6.4	Ergebnisse und Auswertungen	110
6.4.1	Zusammenstellung der Ergebnisse	110
6.4.2	Versuchsauswertung nach Prot	111
6.4.3	Versuchsauswertung nach Locati	116
6.4.4	Zusammenführung der Ergebnisse nach Prot und Locati	121
6.4.5	Auswertung des Degradationsprozesses (E-Modul Entwicklung)	123
6.5	Diskussion	125
6.5.1	Einfluss von Fasern auf die Betonzugfestigkeit	125
6.5.2	Degradationsprozess	128
6.5.3	Einfluss von Polymeren auf die Betoneigenschaften.....	129
6.5.4	Generelle Anmerkungen	131
6.6	Schlussfolgerungen für Whitetopping	132
6.6.1	Aufstellung der Ermüdungsfunktionen für Whitetopping.....	132
6.6.2	Zulässige Spannung für einen glasfasermodifizierten Beton.....	134
6.6.3	Bewertung des modifizierten Betons – Fasern und Polymer.....	136
7	Laborversuche – Verbundprüfungen	139
7.1	Bedeutung des Schichtenverbunds	139
7.2	Methoden zur Untersuchung des Schichtenverbundes	140
7.3	Stand der Erkenntnisse zum Schichtenverbund	141
7.3.1	Allgemeine Untersuchungen zum Schichtenverbund	141
7.3.2	Untersuchungen zum Schichtenverbund bei Whitetopping	142
7.4	Berechnungen zum Schichtenverbund	146
7.4.1	Definition des Referenzsystems	146
7.4.2	τ_{zx} -Spannungen an der Schichtgrenze infolge Vertikallasten	148
7.4.3	σ_z -Spannungen an der Schichtgrenze infolge Vertikallasten.....	153
7.4.4	Spannungen an der Schichtgrenze infolge Horizontallasten	158
7.4.5	Weitere Beanspruchungen auf den Verbund.....	159

7.4.6	Schlussfolgerungen für Whitetopping	160
7.5	Versuche zum Schichtenverbund	162
7.5.1	Offene Fragen	162
7.5.2	Versuchskonzept.....	163
7.5.3	Ergebnisse bei der Versuchsfläche Burghausen	164
7.5.4	Ergebnisse bei der Versuchsstrecke Hengersberg.....	167
7.6	Diskussion	170
7.7	Ausblick	173
8	Dimensionierung von Whitetopping	175
8.1	Berechnung von Spannungen in Fahrbahndecken.....	175
8.1.1	Allgemeines	175
8.1.2	Halbraumtheorie	175
8.1.3	Mehrschichtentheorie	176
8.1.4	Platte auf elastischer Unterlage	177
8.1.5	Rechenverfahren für mehrschichtige Systeme	182
8.1.6	Whitetopping-Modell mit der Finite-Elemente-Methode.....	184
8.2	Einfluss der Plattenlänge	188
8.2.1	Allgemeines	188
8.2.2	Einfluss auf die Verkehrslastspannung	188
8.2.3	Einfluss auf die Wölbspannungen	194
8.3	Querkraftübertragung an der Fuge	201
8.3.1	Allgemeines	201
8.3.2	Lastübertragung durch Rissverzahnung	202
8.3.3	Lastübertragung durch die Asphalttragschicht.....	208
8.3.4	Resultierender Wirksamkeitsindex.....	214
8.4	Fahrbahnrand und Endfelder bei Whitetopping	216
8.5	Ableitung von Dimensionierungsdiagrammen	219
8.5.1	Systematik.....	219
8.5.2	Berechnungsschritte für die Diagrammerstellung	221
8.6	Standardisierung von Whitetopping	223
9	Empfehlungen für Planung und Bau	224
9.1	Planung	224
9.2	Bau	224
10	Kosten	226
10.1	Methodik.....	226
10.2	Kostenfunktion.....	228
10.3	Einflussfaktoren.....	230

11	Zusammenfassung und Ausblick	232
11.1	Zusammenfassung.....	232
11.2	Einsatzmöglichkeiten und Grenzen	233
11.3	Ausblick.....	235

Abkürzungen

A	Autobahnnummer	HPC	High Performance Concrete, hochfester Beton
AASHO	American Association of State Highway Officials	IDOT	Illinois Department of Transportation
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials	Iowa DOT	Iowa Department of Transportation
ACPA	American Concrete Pavement Association	Kfz	Kraftfahrzeuge
AP	Asphaltprofil	LKW	Lastkraftwagen
AS	Anschlussstelle	LP	Luftporenbildner
B	Bohrkern	MHK	Mikrohohlkugeln
B	Bundesstraßennummer	MnDOT	Minnesota Department of Transportation
BAB	Bundesautobahn	NJDOT	New Jersey Department of Transportation
BK	Bauklasse	PAN	Polyacrylnitril
BV	Betonverflüssiger	PCA	Portland Cemenet Assiation
CDF-Test	Capillary suction, De-icing agent and Freeze thaw test	PCC	Portland Cement Concrete
CDOT	Colorado Department of Transportation	PE	Polyethylen
COE	Corp of Engineers	PKW	Personenkraftwagen
DBDA	Dünne Betondecke auf Asphalt	PP	Polypropylen
DMK	Dehnmesskörper	PVA	Polyvinylalkohol
DOT	Department of Transportation	PVC	Polyvinylchlorid
DSH-V	Dünnschicht im Heißeinbau auf Versiegelung	RStO	Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen
DTV	Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke	SRA	Schwindreduzierer
DTV ^{SV}	Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs	St	Staatsstraßennummer
EP	Einheitspreis	StB	Straßenbau
ESAL / ESALs	equivalent single axle load / equivalent single axle loads	TCW	Thin Composite Whitetopping
FE	Finite Elemente	TL	Technische Lieferbedingungen
FEM	Finite-Elemente-Methode	TP	Technische Prüfvorschriften
FGSV	Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen	TWT	Thin Whitetopping
FM	Fließmittel	UHPC	Ultra High Performance Concrete, ultra-hochfester Beton
HBM	Hottinger Baldwin Messtechnik	UTW	Ultra-Thin Whitetopping
HGT	Hydraulisch gebundene Tragschicht	w/z-Wert	Wasser-Zement-Wert
HMA	Hot Mix Asphalt	ZTV	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien

Zusammenstellung der wesentlichen Formelzeichen

Formelzeichen in Kapitel 2, Stand der Wissenschaft und Praxis

<i>Zeichen</i>	<i>Erklärung</i>	<i>Einheit</i>
c	Betondeckung	mm
d	Dübeldurchmesser	mm
D1	Maximale Deflexion	μm
F	Standardabweichung der maximalen Deflexion	μm
h	Abweichung von der Höhenlage	mm
h_{min}	Mindestdicke Whitetopping	mm
s	Schräglage des Dübels	mm
s_{D1}	Relative Fugenbewegung	μm
s_{rF}	Standardabweichung der relativen Fugenbewegung	μm

Formelzeichen in Kapitel 3, Versuchsstrecke Hengersberg

<i>Zeichen</i>	<i>Erklärung</i>	<i>Einheit</i>
a	Abstand der Lasteinleitung	mm
b	Breite des Biegezugbalkens	mm
E	E-Modul	N/mm^2
F	Kraft	N
h	Höhe des Biegezugbalkens	mm
M	Moment	Nmm
s_{rF}	Standardabweichung der relativen Fugenbewegung	μm
W	Widerstandsmoment	mm^3
ε	Dehnung	‰
σ	Spannung	N/mm^2

Formelzeichen in Kapitel 4, Feldmessungen

<i>Zeichen</i>	<i>Erklärung</i>	<i>Einheit</i>
F	Maximalwert der Fugenbewegung	mm
k_{Fuge}	Fugensteifigkeit	N/mm
l	Länge	mm
Q	Belastung	N
W	Wirksamkeitsindex	%
z1b	Einsenkung unter einem Belastungsrad	mm
z2u	Einsenkung der nicht belasteten Platte	mm
Δl	Längenänderung	mm
ΔT	Temperaturdifferenz	K
Δz	Relative Fugenbewegung	mm
Δz_1	Relative Fugenbewegung beim Ankommen auf der Platte	mm
Δz_2	Relative Fugenbewegung beim Verlassen der Platte	mm
α_T	Temperaturausdehnungskoeffizienten	1/K
ε_T	Dehnung	‰
σ	Spannung	N/mm ²

Formelzeichen in Kapitel 5, Fahrbahntemperatur und Temperaturgradienten

Zeichen	Erklärung	Einheit
A	Fläche, Grenzfläche	m ²
a	Albedo: Reflexionsvermögen einer Oberfläche ($0 \leq a \leq 1$)	-
C	Wärmekapazität	J/K
c, c _p	Spezifische Wärmekapazität	J/(kgK)
D	Diffuse Himmelsstrahlung	W/m ²
E	Bestrahlungsstärke	W/m ²
E _a	Absorbierte Bestrahlungsstärke	W/m ²
h	Dicke der Betonschicht	mm
h _{äqui}	äquivalenten Dicke	mm
h _c	Wärmeübergangskoeffizient infolge Konvektion an der Oberfläche	W/(m ² K)
I	Direkte Sonneneinstrahlung	W/m ²
j _q	Wärmestromdichte	W/m ²
M	Spezifische Ausstrahlung	W/m ²
M _S	Spezifische Ausstrahlung eines schwarzen Körpers	W/m ²
Q	Wärmemenge	J
T	Temperatur	K
T _o	Temperatur, oben	K
T _{OF}	Oberflächentemperatur	°C, K
T _u	Temperatur, unten	K
v	Geschwindigkeit	m/s
Δt	Temperaturgradient	K/mm
ϑ	Temperatur	K
Φ	Wärmestrom, Strahlungsleistung	W
Φ _{Atm}	Der Fahrbahnoberfläche zugeführte Wärmestrom durch atmosphärische Gegenstrahlung (langwellige Strahlung)	W
Φ _c	Durch Konvektion zu- oder abgeführter Wärmestrom bezogen auf Fahrbahnoberfläche	W
Φ _{OF}	Durch Eigenstrahlung von der Fahrbahnoberfläche abgeführter Wärmestrom	W
Φ _S	Der Fahrbahnoberfläche zugeführte Wärmestrom durch Sonneneinstrahlung	W
Φ _{WL}	Durch Wärmeleitung zu- oder abgeführter Wärmestrom bezogen auf Fahrbahnoberfläche	W
α	Wärmeübergangskoeffizient	W/(m ² K)
α	Absorptionsgrad	-
ε	Emissionsgrad	-
λ	Wärmeleitfähigkeit	W/(mK)
ρ	Rohdichte	kg/m ³
σ	Stefan-Boltzmann-Konstante für schwarze Strahler: $5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W}/(\text{m}^2\text{K}^4)$	W/(m ² K ⁴)

Formelzeichen in Kapitel 6, Laborversuche – Ermüdung

<i>Zeichen</i>	<i>Erklärung</i>	<i>Einheit</i>
ΔD_i	Teilschädigung	-
D	Schädigung	-
D	Dauerfestigkeit	N/mm ²
E	E-Modul	N/mm ²
f_{ct}	Zugfestigkeit	N/mm ²
i	Laststufen	-
K	Kurzzeitfestigkeit	N/mm ²
k	Neigung der Wöhler-Linie	-
N	Schwingspielzahl	-
P	Versagenswahrscheinlichkeit	%
R	Spannungsverhältnis Unterspannung / Oberspannung	-
R ²	Bestimmtheitsmaß	-
Z	Zeitfestigkeit	N/mm ²
α	Lastanstieg	-
α_F	Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der Faserwirkung	-
ε	Dehnung	‰
σ	Spannung	N/mm ²
σ_a	Spannungsamplitude, Spannungsausschlag	N/mm ²
σ_{Br}	Bruchspannung	N/mm ²
σ_D	Dauerfestigkeit	N/mm ²
σ_{ini}	Anfangsspannung	N/mm ²
σ_m	Mittelspannung	N/mm ²
σ_o, σ_{max}	Oberspannung	N/mm ²
σ_Q	Verkehrslastspannung	N/mm ²
σ_u, σ_{min}	Unterspannung	N/mm ²
σ_w	Wölbspannung	N/mm ²

Formelzeichen in Kapitel 7, Laborversuche – Verbundprüfungen

<i>Zeichen</i>	<i>Erklärung</i>	<i>Einheit</i>
a	Belastungskreishalbmesser	mm
A	Plattenfläche	mm ²
b	Plattenbreite	mm
E ₁	E-Modul der Betonschicht	N/mm ²
E ₂	E-Modul der Asphaltschicht	N/mm ²
e _o	Abstand zur Schwerachse	mm
F	Kraft	N
H	Horizontalkraft	N
h ₁	Dicke der Betonschicht	mm
h ₂	Dicke der Asphaltschicht	mm
I	Flächenträgheitsmoment einer Platte	mm ³
l	Plattenlänge	mm
p	Kontaktdruck, Flächenlast	N/mm ²
Q	Verkehrslast	N
q	Querkraft	N/mm
S	Statisches Moment einer Platte	mm ²
T	Schubfluss	N/mm
V	Lastausbreitungsfaktor	-
κ	E-Modul-Verhältnis Asphalt : Beton	-
β	Dickenverhältnis Asphalt : Beton	-
ε	Dehnung	‰
μ	Querdehnzahl, Poissonzahl	-
σ	Spannung	N/mm ²
τ	Schubspannungen	N/mm ²

Formelzeichen in Kapitel 8, Dimensionierung von Whitetopping

<i>Zeichen</i>	<i>Erklärung</i>	<i>Einheit</i>
η	Dickenverhältnis Asphalt : Beton	-
φ	Verdrehung	-
η	Abminderungsfaktor wegen Vorschädigung	-
τ_D	Schub- / Scherbeanspruchung infolge Verkehrslast	N/mm ²
a	Belastungskreishalbmesser	mm
a'	Auflagerbreite	mm
a_1	Abstand Plattenecke - Belastungskreismitelpunkt, Lastfall Plattenecke	mm
b	fiktiver Belastungskreishalbmesser	mm
b	Plattenbreite	mm
c	Korrekturfaktoren	N/mm
d	Randabstand	mm
E_1	E-Modul der Betonschicht	N/mm ²
E_2	E-Modul der Asphaltschicht	N/mm ²
E_i	E-Modul der Schicht i	N/mm ²
e_o, e_u	Abstand zur Schwerachse (von oben, von unten)	mm
g	Eigengewicht	N
h_1	Dicke der Betonschicht	mm
h_2	Dicke der Asphaltschicht	mm
h_i	Dicke der Schicht i	mm
h_i'	Dicke der äquivalenten Schicht i im Halbraum	mm
h_{II}	äquivalente Dicke des Ersatzsystems	mm
I	Trägheitsmoment	mm ⁴
k	Bettungsmodul	N/mm ³
K	Plattensteifigkeit	Nmm
l	elastische Länge	mm
l	Plattenlänge	mm
M	Biegemoment	Nmm
m	Biegemoment einer unendlichen Platte	Nmm
m_K	Biegemoment einer endlichen Platte	Nmm
N	Lastwechselzahl	-
p	Kontaktdruck, Flächenlast	N/mm ²
p^*	Druck der Bettung	N/mm ²
Q	Verkehrslast	N
T	Asphalttemperatur	°C
W	Widerstandsmoment	mm ³
w	Verschiebung	mm
W	Wirksamkeitsindex	%
w	Fugenöffnung	mm

w_g	Verformung infolge Eigengewicht	mm
$w_{\Delta t}$	Verformung infolge Temperaturgradient	mm
x_1	Abstand bis zum maximalen Moment, Lastfall Plattenecke	mm
y	Einsenkung	mm
Δt	Temperaturgradient	K/mm
ζ	Verhältnis von Randabstand zu elastischer Länge	-
κ	E-Modul-Verhältnis Asphalt : Beton	-
σ_T	Zugspannung infolge Temperaturänderung	N/mm ²
σ_w	Wölbspannung	N/mm ²
σ_w''	reduzierte Wölbspannung	N/mm ²
α_T	Temperaturausdehnungskoeffizienten	1/K
ε	Dehnung	‰
γ	Schubsverzerrungen	-
λ	Beiwert	-
μ	Querdehnzahl, Poissonzahl	-
σ	Spannung	N/mm ²
σ_Q	Verkehrslastspannung	N/mm ²
σ_x	Biege(zug)spannungen	N/mm ²
σ_z	senkrechte Druckspannungen	N/mm ²

Formelzeichen in Kapitel 10, Kosten

<i>Zeichen</i>	<i>Erklärung</i>	<i>Einheit</i>
A	Fläche	m ²
EP	Einheitspreis	€/m ²

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit entwickelt ein Berechnungsverfahren zur Bemessung und Dimensionierung von dünnen Betondecken mit weniger als 200 mm Dicke auf Asphalt mit Verbund (Whitetopping). Mit diesem Verfahren werden Diagramme zur allgemeinen Dimensionierung von Whitetopping erstellt. In Anlehnung an die standardisierten Bauweisen der RStO werden zudem standardisierte Whitetopping-Systeme abgeleitet.

Der Schwerpunkt der Arbeit liegt auf der Sanierung bestehender Asphaltfahrbahnen. Neben einer Darstellung verschiedener Varianten der Bauweise Whitetopping und der grundsätzlichen Wirkungsweise wird der aktuelle Stand der Wissenschaft und Praxis unter Berücksichtigung nationaler und internationaler Erfahrungen zusammengefasst.

Laboruntersuchungen und Messungen an Versuchsfeldern und einer Versuchsstrecke dienen zur Aufstellung des Berechnungsverfahrens. So werden wesentliche Eingangsgrößen für die analytische und numerische Modellierung von Whitetopping-Systemen gewonnen. Im Labor werden Aspekte des Verbunds bei Whitetopping sowie die Wirkung von Glasfasern auf das Ermüdungsverhalten untersucht. Daraus werden in Kombination mit theoretischen Überlegungen Anforderungen an den Verbund abgeleitet und ein Modell zur Berücksichtigung der Fasern bei der Bemessung aufgestellt. An den Versuchsfeldern und der Versuchsstrecke wird das Tragverhalten von Whitetopping mit Einsenkungs- und Dehnungsmessungen untersucht. Die bei Whitetopping anzusetzenden Temperaturgradienten werden durch Temperaturmessungen in der Fahrbahn abgeleitet. Anhand von Berechnungen mit analytischen Modellen und der Finite-Elemente-Methode werden Spannungen infolge von Verkehrslasten und ungleichmäßiger Erwärmung ermittelt.

Für verschiedene Whitetopping-Systeme (Variation der Schichtdicken von Beton und Asphalt, Variation der Plattenlänge) wird die Anzahl der zulässigen äquivalenten 10-t-Achsübergänge bestimmt. Betrachtet werden dabei die Ermüdung des Betons infolge der Biegezugspannungen am Plattenrand und die Ermüdung des Asphalts infolge der Scherspannungen im Fugenbereich. Die Ergebnisse der Berechnungen werden in Bemessungsdiagrammen zusammengefasst und als standardisierte Bauweisen mit Zuordnung zu Bauklassen in Anlehnung an die Tafeln der RStO zur Verfügung gestellt.

Anhand mehrerer Whitetopping-Projekte wird eine Funktion zur Kostenschätzung von Whitetopping-Projekten aufgestellt.

Abstract

This study results in a design guide for Thin Whitetopping (TWT), i.e. thin concrete slabs with a thickness less than 200 mm bonded to an asphalt layer. By using the developed method general design charts are created for TWT. Furthermore, standardized systems for TWT are derived following the standard classification for road pavement design (German „Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen“, RStO).

The paper focuses on the rehabilitation of distressed Hot Mix Asphalt (HMA) pavement with bond between the portland cement concrete (PCC) and asphalt. Besides a presentation of various types of concrete overlays and the mode of action, the state of the science and the current practice are summarized regarding international and national experiences.

Laboratory and field testing have been used to establish the design method by obtaining inputs for the theoretical and numerical analysis of TWT. Shear Tests are used in the laboratory to evaluate the bond between PCC and HMA. The flexural fatigue characteristics of glass fiber reinforced concrete versus plain concrete are also investigated. The results in combination with analytical solutions lead to minimum requirements for a sound bond between PCC and HMA. A fatigue model is adapted to take account of the fibers in the design process. During the field testing, the structural behavior of Whitetopping is examined by deflection testing and strain measurement. Temperature gradients for TWT are derived from temperature measurements in the pavement. Stresses in the pavement due to traffic loads and thermal changes are calculated by applying analytical models and finite element analysis.

For different Whitetopping systems (variation of the thickness of concrete and asphalt, variation of the slab length) the number of admissible equivalent single axle loads (100 kN) is calculated by analyzing the fatigue of the concrete due to tensile bending stresses at the edge of the slab and the fatigue of the asphalt due to the shear stresses beneath the joint. The results of the calculations are summarized in standardized design charts. In addition, standardized systems for Whitetopping are derived and plotted according to the tables provided by the RStO.

Based on a cross-project cost analysis, a function is established to estimate costs of Whitetopping projects.

1 Einleitung

1.1 Historisches

Die Erkenntnis, dass eine stabile oberste Straßenschicht auf Asphalt Vorzüge bezüglich der Festigkeit und Dauerhaftigkeit hat, ist nicht neu. Die Vorläuferbauweisen von Whitetopping im weitesten Sinne reichen bis in die Anfänge des Straßenbaus zurück. So wurden beim indischen Straßenbau bereits 2000 v. Chr. die Straßen gepflastert, wobei die verwendeten Ziegelsteine mit Bitumen vermörtelt wurden (Lay et al. 1994, S. 67). Ein assyrischer Tempel aus der Zeit um 700 v. Chr. verfügt über eine 3,5 m breite und 1 km lange Prozessionsstraße mit einer bitumenvermörtelten Ziegeltragschicht und einer Decke aus Breccie und Kalksteinplatten. In Tell Asmar in der Nähe von Bagdad wurde eine ähnliche Straße gefunden (Lay et al. 1994, S. 70). Eine weitere Straße ist in einer Inschrift Nebukadnezars dokumentiert: über eine 6,5 m breite und 1,5 km lange Prozessionsstraße, erbaut um 615 v. Chr. durch seinen Vater Nabopolassar, heißt es: „Sie glänzte von Asphalt und gebrannten Ziegeln (...) Darüber [lag] eine mächtige Decke aus glänzendem Kalkstein.“ Die Ziegel und die Platten waren mit Mörtel aus Bitumen verbunden (Lay et al. 1994, S. 70).

Ab Ende des 19. Jahrhunderts führten grundlegende Fortschritte bei der Straßenbautechnik und eine Umstellung des Verkehrs auf PKWs und LKWs zu einem ständigen weiteren Ausbau der Verkehrsinfrastruktur. Im ersten Drittel des 20. Jahrhunderts waren die wesentlichen Zusammenhänge und die auch heute noch gebräuchlichen Baustoffe für den Straßenbau bekannt (Lay et al. 1994, S. 238), auch wenn selbstverständlich der technische Fortschritt weitere Erkenntnisse und verfeinerte Methoden erlaubt, ohne die es nicht möglich wäre, die massiv angewachsenen Verkehrsmengen und Verkehrslasten auf heutigen Straßen dauerhaft aufzunehmen.

1.2 Begriffsdefinition Whitetopping

Der Begriff „Whitetopping“ wird in verschiedenen Bedeutungen verwendet. Wörtlich übersetzt bedeutet Whitetopping (eng.) „weißer Belag“ oder „weißer Überzug“. Dies beschreibt im Verkehrswegebau die Verwendung von Beton (weiß) als oberste Schicht auf weiteren gebundenen Schichten. Im Gegenzug bezeichnet „Blacktopping“ die Verwendung von Asphalt (schwarz) als oberste Schicht. Häufig wird die Angabe der Farbe (schwarz / weiß) zur

besonderen Betonung des Materialunterschieds zwischen der obersten Schicht und den darunter liegenden Schichten verwendet. Der Begriff Whitetopping wird teilweise auf die Bauweise Beton auf Asphalt beschränkt, teilweise aber auch unabhängig vom Bindemittel (Bitumen, Zement) der darunter liegenden Schichten verwendet. Bild 1.1 zeigt eine Übersicht der verschiedenen Varianten für die Verwendung von Beton als oberste Schicht.

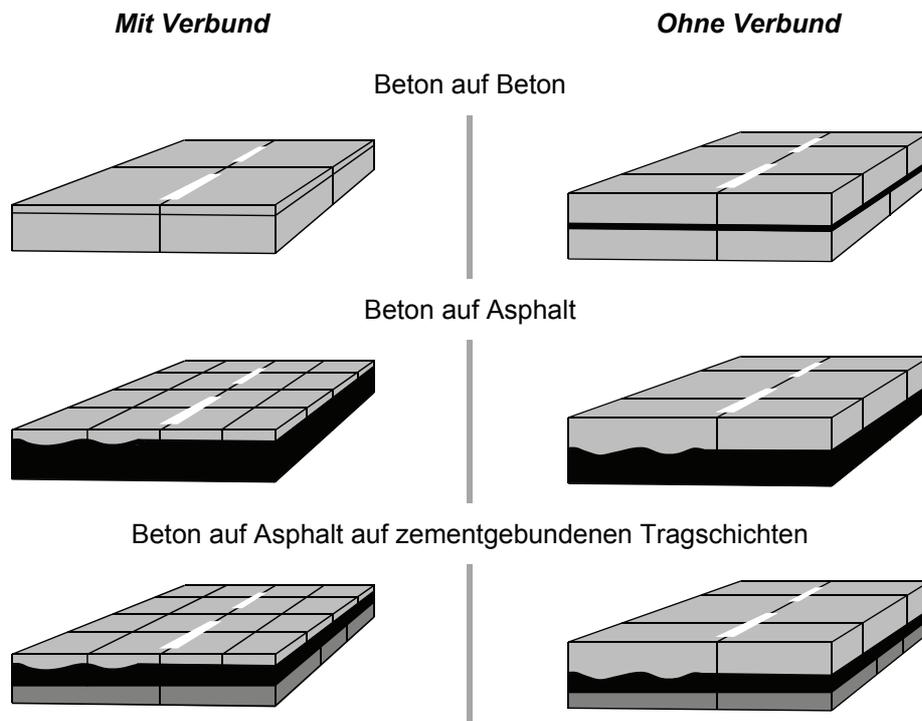


Bild 1.1: verschiedene Varianten von Whitetopping nach (Harrington 2008, S. 1)

Zusätzlich wird der Begriff Whitetopping häufig über die Dicke der Betonschicht oder die Anforderungen an den Verbund differenziert. (Rasmussen, Rozycki 2004, S. 3) unterscheiden zwischen „Conventional Whitetopping“, „Thin Whitetopping (TWT)“ und „Ultra-Thin Whitetopping (UTW)“. Tabelle 1.1 zeigt diese Definitionen im Überblick.

Tabelle 1.1: Definitionen der Whitetopping-Bezeichnungen nach (Rasmussen, Rozycki 2004, S. 3)

<i>Bezeichnung</i>	<i>Dicke der Betonschicht</i>	<i>Verbund zum Asphalt</i>
Conventional Whitetopping	≥ 200 mm	nicht berücksichtigt
Thin Whitetopping (TWT)	> 100 bis 200 mm	zumeist angesetzt
Ultra-Thin Whitetopping (UTW)	≤ 100 mm	erforderlich

(Harrington 2008, S. 2) unterscheidet primär zwischen Systemen ohne Verbund (mindestens 150 mm Beton auf Asphalt) und Systemen mit Verbund (zwischen 50 mm und 125 mm). Dabei wird in der Regel bei den Systemen ohne Verbund der Verbund nicht zwingend

ausgeschlossen, sondern ein gegebenenfalls vorhandener Verbund steht, da er nicht in der Dimensionierung angesetzt wird, als Tragfähigkeitsreserve zur Verfügung.

Auch bei Betonschichtdicken mit mehr als 100 mm zeigen sich die Vorzüge eines Tragsystems mit Verbund zu den darunter liegenden Schichten. Es findet sich daher auch der Begriff des „Thin Composite Whitetopping“ (TCW) (Cole et al. 1998, S. 208f). Im Gegensatz zu UTW, das vor allem für schwach belastete Straßen konzipiert ist, erwartet man, dass TCW auch für Straßen mit einer hohen Schwerverkehrsbelastung geeignet ist. Die Erfahrungen mit dieser Bauweise zeigen, dass damit auch stärker belastete Straßen erfolgreich ertüchtigt werden können (Han 2005, S. 5; Abernathy 2010).

Die vorgestellten Varianten für Whitetopping werden in verschiedenen Veröffentlichungen und Ländern unterschiedlich abgegrenzt. Vor allem die Schichtdicken zur Abgrenzung der verschiedenen Varianten sind uneinheitlich. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit bezeichnet der Begriff „Whitetopping“ eine Betonschicht auf einer Asphalttschicht mit Verbund. Die betrachteten Schichtdicken liegen dabei tendenziell unterhalb der Schichtdicken in den RStO Tafel 2 Zeile 2 (Bauweisen mit Betondecke auf Asphalttragschicht). Da der Begriff „Whitetopping“ auch im deutschsprachigen Raum bereits etabliert ist, wird er trotz der Herkunft aus dem Englischen als Fachbegriff aufgefasst und genutzt. Ein adäquater deutscher Ersatzbegriff steht derzeit nicht zur Verfügung. Die Bauweise kann als „dünne Betondecke auf Asphalt“ (DBDA) beschrieben werden. Da aber eine solche alternative Bezeichnung nicht geläufig ist, wird die Bezeichnung „Whitetopping“ verwendet.

1.3 Entwicklung der Bauweise Whitetopping

Die Erfindung der Bauweise Whitetopping geht auf das Jahr 1918 zurück. Die 7th South Street in Terre Haute (Indiana, USA) wurde als eine bestehende Asphaltstraße mit Beton überbaut (McGhee 1994, S. 62). Diese Sanierungsbauweise erfreute sich ab den sechziger und siebziger Jahren des 20. Jahrhunderts zunehmender Beliebtheit, die bis heute anhält (Cole et al. 1998, S. 203f).

Im September 1991 wurde die erste Versuchsstrecke für UTW in Louisville, Kentucky errichtet. Diese hielt einer wesentlich höheren Verkehrsbelastung stand als ursprünglich mit den damals verfügbaren Bemessungsmodellen vorhergesagt. In der Folge entstanden in zahlreichen Bundesstaaten in den USA weitere UTW-Versuchsstrecken (Cole et al. 1998, S. 205).

1996 wurden erstmals drei Projekte als Thin Composite Whitetopping (TCW) auf den Interstates I-495 bei Boston, Massachusetts, I-20 bei Bolton, Mississippi und I-94 bei Otsego, Minnesota (Cole et al. 1998, S. 209) realisiert. Diese Straßen entsprechen den europäischen Autobahnen.

Im Laufe der Zeit wurden die verschiedenen Whitetopping-Bauweisen sowohl in den USA als auch in zahlreichen anderen Ländern zunehmend eingesetzt. Neben internationalen Versuchsstrecken beispielsweise in Kanada (Murison et al. 2002, S. 1), Brasilien (Pereira et al. 2006, S. 252), Taiwan (Lin, Wang 2005), Südkorea (Jung, Cho 2006, S. 5), Japan (Nishizawa et al. 2003, S. 3), Indien (Ramachandra 2011, S. 2) oder Südafrika (Kannemeyer et al. 2007) wurden auch in Europa Whitetopping-Versuchsstrecken errichtet und untersucht. Mit die ersten europäischen Versuchsstrecken wurden 1989 und 1993 in Schweden gebaut (Silfwerbrand 1998, S. 139ff). Weitere Versuchsstrecken wurden beispielsweise in Frankreich (Pouteau 2004, S. 159), Spanien (Ferrà, Rueda 2010, S. 1ff), Belgien (Caestecker, Lonneux 2003, S. 1ff), Italien (Pasetto, Bortolini 2005, S. 8ff), der Schweiz (Werner 2006, S. 16ff) und Österreich (Steigenberger 2007, S. 14f) angelegt.

In Deutschland wurden von 2004 bis Ende 2010 insgesamt zwanzig Whitetopping-Projekte von privaten und öffentlichen Auftraggebern verwirklicht (Riffel 2010, S. 1f). Bild 1.2 zeigt die zeitliche Entwicklung der bisher realisierten Gesamtzahl der Whitetopping Projekte.

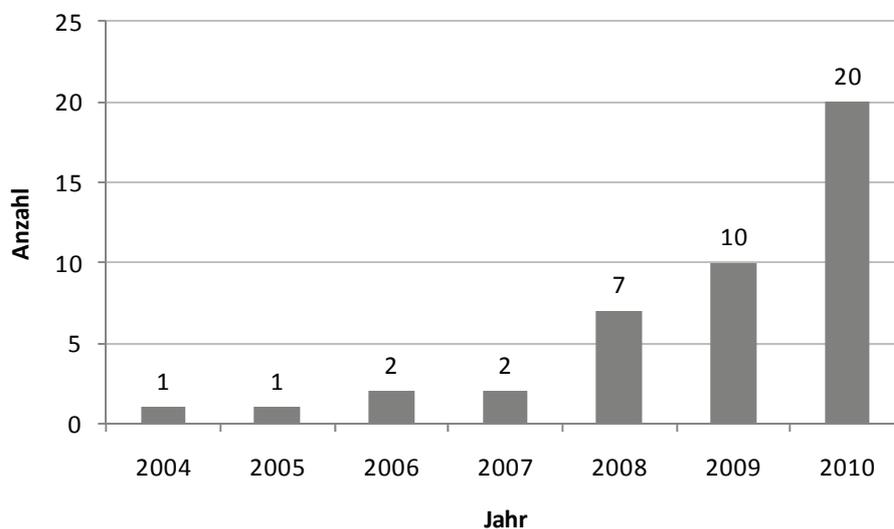


Bild 1.2: Whitetopping-Projekte in Deutschland (kumuliert)

Dabei zeigt sich das zunehmende Interesse an dieser Bauweise in Deutschland. Insofern sollen im Rahmen der vorliegenden Arbeit anhand von theoretischen und experimentellen Untersuchungen die Grundlagen für die weitere Anwendung von Whitetopping in Deutschland

aufbereitet werden. Ziel der Arbeit ist es, offene Fragen zum Einsatz von Whitetopping zu beantworten und Zusammenhänge analytisch und empirisch abzuleiten. Die gefundenen Ergebnisse der Untersuchungen werden dabei für eine baupraktische Anwendbarkeit aufbereitet und für die tägliche Praxis des Betonstraßenbaus nutzbar gemacht.

1.4 Prinzip und Wirkungsweise von Whitetopping

Bei Whitetopping wird eine bestehende Asphaltfahrbahn mit einer Betonschicht überbaut. Folgende Änderungen charakterisieren dabei Whitetopping gegenüber herkömmlichen Betondecken:

- kleinere Schichtdicken
- kleinerer Fugenabstand, kleinere Plattenabmessungen (Länge, Breite)
- Verbund zur darunter liegenden Asphalttragschicht

Diese Modifikationen am System der Betondecke führen zu Veränderungen im Tragverhalten, die im Rahmen der vorliegenden Arbeit im Detail dargestellt werden. Zur Übersicht wird im Folgenden die Wirkungsweise von Whitetopping kurz skizziert.

Aufgrund der geringeren Schichtdicken des Betons erhöhen sich prinzipiell die Spannungen infolge Verkehrslasten. Auch die wirksamen Temperaturgradienten im Beton nehmen zu.

Infolge der kleineren Plattenabmessungen reduzieren sich die Verkehrslastspannungen, da sich die Tragwirkung des Whitetopping-Systems zwischen dem Tragsystem einer elastisch gebetteten Platte und der Stempelwirkung von Fundamenten oder Pflasterbauweisen bewegt. Infolge des kleineren Fugenabstands reduzieren sich die Fugenbewegungen und es werden im Beton geringere Wölbspannungen hervorgerufen.

Durch den Verbund zwischen Beton und Asphalttragschicht entsteht ein Kompositsystem, in dem Beton und Asphalt gemeinsam tragen. Die durchgehende Asphalttragschicht führt über eine lastübertragende Wirkung zu einem quasi-kontinuierlichen Tragsystem, in dem die Asphalttragschicht die Dübel in herkömmlichen Betondeckensystemen ersetzt.

Die Betonschicht schützt den Asphalt vor Temperaturextremen im Sommer und im Winter und wirkt als lastverteilende Schicht. Dadurch kommt es im Asphalt nicht mehr zu Schubverformungen. Umgekehrt ergibt der Asphalt eine erosionsbeständige Tragschicht und elastische Unterlage für die Betonschicht.

Bei der Kombination der beiden Baustoffe müssen die unterschiedlichen Eigenschaften berücksichtigt werden. Ein für das Tragverhalten prägender Unterschied zwischen Beton und Asphalt zeigt sich im Temperaturverhalten. Die Festigkeit von Beton ist unabhängig von der Temperatur, auf Temperaturänderungen reagiert er allerdings mit Dehnungsänderungen. Für Asphalt ist es genau umgekehrt: Temperaturänderungen rufen infolge des Relaxationsvermögens keine Spannungen hervor, dafür nimmt die Steifigkeit mit steigender Temperatur ab. In einem Whitetopping-System ergänzen sich die Eigenschaften von Beton und Asphalt positiv. Im Sommer, wenn die Tragfähigkeit von Asphalt sinkt, sind die Fugen des Betons geschlossen und das Betondeckensystem hat die höchste Tragfähigkeit. Umgekehrt ist die Tragfähigkeit des Asphalts am größten, wenn im Winter die Fugen des Betons geöffnet sind.

Als Sanierungsbauweise hat Whitetopping zudem den Vorteil, dass die vorhandene Tragfähigkeit der verbleibenden Asphaltschicht genutzt wird, da die Restsubstanz im Sinne einer nachhaltigen Bauweise nicht ausgebaut, sondern weiter verwendet wird.

1.5 Bezug zum deutschen Regelwerk

Die bei Whitetopping eingebauten Schichtdicken von Beton liegen in der Regel unterhalb der Schichtdicken, die in den RStO nach Tafel 2, Zeile 2 für den Neubau und nach Tafel 6, Zeile 1.2 und Zeile 2 für Erneuerungsbauweisen (jeweils 16 bis 26 cm Beton) angegeben sind. Die RStO befinden sich derzeit in Überarbeitung (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2011b). Die neuen Bauklassen werden über teilweise geänderte Grenzen der Beanspruchungszahl B neu definiert. Bei der Ableitung von Standardisierungen für Whitetopping werden daher bereits die neuen Bauklassengrenzen angesetzt. Da die Diskussion um die Bezeichnungen der neuen Bauklassen noch nicht abgeschlossen ist, werden die Bezeichnungen nach dem Stand vom 10.08.2011 (Wellner 10.08.2011) verwendet. Bild 1.3 und Bild 1.4 zeigen die Gegenüberstellung der Tafel 2, Zeile 2 nach RStO 01 und RStO 11 (Entwurf vom 09.11.2010, Bezeichnungen vom 10.08.2011).

Zeile	Bauklasse		SV				I				II				III				IV				V				VI			
	Äquivalente 10-t-Achsübergänge in Mio.	B	> 32				> 10 - 32				> 3 - 10				> 0,8 - 3				> 0,3 - 0,8				> 0,1 - 0,3				≤ 0,1			
	Dicke des frostsich. Oberbaues ¹⁾		55	65	75	85	55	65	75	85	55	65	75	85	45	55	65	75	45	55	65	75	35	45	55	65	35	45	55	65
2	Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht																													
	Betondecke																													
	Asphalttragschicht																													
	Frostschutzschicht																													
	Dicke der Frostschutzschicht		-	29 ³⁾	39	49	-	31 ²⁾	41	51	-	32 ²⁾	42	52	-	-	33 ²⁾	43	-	29 ³⁾	39	49	-	21 ²⁾	31	41	-	21 ²⁾	31	41

Bild 1.3: Auszug aus den RStO 01, Tafel 2 Bauweise mit Betondecke auf Asphalttragschicht

(Dickenangaben in cm; ∇ E_{v2} -Mindestwerte in MN/m²)

Zeile	Bauklasse	BK 100				BK 32				BK 10				BK 3,2				BK 1,8				BK 1,0				BK 0,3			
	B	> 32				> 10 - 32				> 3,2 - 10				> 1,8 - 3,2				> 1,0 - 1,8				> 0,3 - 1,0				≤ 0,3			
	Dicke des frostsich.Oberbaues ¹⁾	55	65	75	85	55	65	75	85	55	65	75	85	45	55	65	75	45	55	65	75	45	55	65	75	35	45	55	65
Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht																													
2	Betondecke																												
	Asphalttragschicht Frostschutzschicht	Σ 36				Σ 35				Σ 34				Σ 33				Σ 30											
	Dicke der Frostschutzschicht	- 29 ³⁾ 39 49				- 30 ²⁾ 40 50				- 31 ²⁾ 41 51				- - 32 ²⁾ 42				- 25 ³⁾ 35 45				- 21 ²⁾ 31 41				- 21 ²⁾ 31 41			

Bild 1.4: Auszug aus den RStO 11 (Entwurf vom 09.11.2010, Bezeichnungen vom 10.08.2011), Tafel 2 Bauweise mit Betondecke auf Asphalttragschicht

Zusätzlich zeigt Bild 1.5 einen Auszug aus den RStO 01 für Erneuerungsbauweisen (Tafel 6), die im Entwurf zur RStO 11 (Entwurf vom 09.11.2010) jedoch nicht mehr enthalten ist.

Zeile	Bauklasse	SV	I	II	III	IV	V	VI
	Äquivalente 10-t-Achsübergänge in Mio. B	> 32	> 10 - 32	> 3 - 10	> 0,8 - 3	> 0,3 - 0,8	> 0,1 - 0,3	≤ 0,1
Vorhandene Befestigung: Bauweise mit Betondecke (entspannt¹²⁾) - Ausgleichsschicht aus Asphalt								
1.2	Betondecke							
	Ausgleichsschicht aus Asphalt vorhandene Befestigung							
Vorhandene Befestigung: Bauweise mit Asphaltdecke								
2	Betondecke							
	Planfräsen ¹¹⁾ vorhandene Befestigung							

Bild 1.5: Auszug aus den RStO, Tafel 6, Bauweisen mit Betondecke auf Asphalt (S. 24)

Bei der Fortschreibung der RStO 01 wurden die Grenzen der Beanspruchungszahl B angepasst. Die Bauklasse VI entfällt. Die Bauklasse III wird auf zwei Bauklassen aufgeteilt: Bauklasse BK 3,2 für höhere und Bauklasse BK 1,8 für geringere Beanspruchungen.

Wesentlicher Unterschied zwischen den Bauweisen nach den RStO und der Bauweise Whitetopping ist der nicht angesetzte Verbund zwischen Beton und Asphalt sowie die größeren Plattenabmessungen bei den Bauweisen nach den RStO (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2001) bzw. nach den ZTV Beton-StB (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2008d, S. 27).

Bislang gibt es keine Anforderungen an den Verbund zwischen Beton und Asphalt. Für den Verbund zwischen Asphaltsschichten werden Anforderungen an die Festigkeiten im Scherversuch in den ZTV Asphalt-StB (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2008e, S. 40) definiert, ebenso an die Festigkeiten im direkten Zugversuch in den ZTV BEA-StB (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2009d, S. 58).

Der bei Whitetopping verwendete Straßenbaubeton kann im Wesentlichen nach den für den Betonstraßenbau geltenden Richtlinien zum Einsatz kommen. Dies sind insbesondere TL Beton-StB (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2008b), ZTV Beton-StB (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2008d), M BEB (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2009a), ZTV BEB-StB (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2002). Ergänzende Hinweise speziell für die Bauweise Whitetopping werden im Merkblatt Whitetopping (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2011a) dargestellt werden, welches 2012 erscheinen soll.

2 Stand der Wissenschaft und Praxis

2.1 Allgemein

Die international realisierten Whitetopping-Projekte sind in ihrer Vielzahl kaum mehr zu überblicken. (ACPA 2003) dokumentiert bis Ende 2002 in den USA 313 Whitetopping-Projekte. Seitdem hat die Anzahl der Projekte nicht nur in den USA, sondern auch international weiter zugenommen. Neben der Anzahl der Projekte ist auch die Anzahl der Publikationen zu Whitetopping gewachsen. Die im Folgenden vorgestellten Publikationen können daher nur exemplarischen Charakter haben. Dennoch wird der Versuch unternommen, einen möglichst umfassenden Überblick über den Stand der Wissenschaft und der Praxis zu geben.

2.2 Metastudien und Wissenssammlungen

Neben zahlreichen Projektberichten zu Whitetopping-Versuchsstrecken existieren auch einige Metastudien zu Whitetopping, in denen projektübergreifend Erfahrungen zusammengeführt wurden. (Rasmussen, Rozycki 2004) stellen das vorhandene Wissen der Straßenbaubehörden zu Whitetopping umfassend zusammen, wobei alle Phasen wie Projektplanung, Rezepturen, Ausführung, Unterhaltung und Instandsetzung beleuchtet werden. Hierzu wurden praktische und theoretische Untersuchungen herangezogen wie auch die Auswertung einer detaillierten Umfrage bei den Straßenbaubehörden (Rasmussen, Rozycki 2004, S. 51ff). (Harrington 2008) stellt ein Wissensdokument für verschiedene Arten der Betonüberbauung (z.B. Beton auf Asphalt, Beton auf Beton; mit Verbund, ohne Verbund) zusammen. (WisDOT Research & Library Unit 2007) gibt in einer Literaturstudie eine Übersicht über insgesamt 46 Publikationen mit Bezug zu Whitetopping. Die Dokumente sind geordnet nach ihrem Inhalt hinsichtlich des behandelten Themas (Überblick zu Whitetopping, Zusammenhänge zwischen Entwurf und Eigenschaften, Eigenschaften von Whitetopping, Bemessung und Lebenszykluskosten). Eine vergleichende Literaturstudie zu Whitetopping-Projekten in Illinois, Minnesota und Colorado und zu verschiedenen Bemessungsverfahren für Whitetopping geben (Kim et al. 2007; Revised 2008).

2.3 Entwurfsrichtlinien

Für Whitetopping wurden vor allem in den USA verschiedene Leitfaden und Entwurfsrichtlinien entwickelt.

Als einer der ersten Whitetopping-Leitfaden gehört hierzu (ACPA 1991). Darin wird für konventionelles Whitetopping bei der Dimensionierung noch kein Verbund berücksichtigt. (ACPA 1998) enthält eine Darstellung verschiedener Aspekte von Whitetopping, darunter Informationen zu Vorteilen, Geschichte, Entwurfspraxis, Dimensionierung und Realisierung von Whitetopping. Aufgenommen sind auch Hinweise zum Einsatz von Thin Whitetopping mit einem Dimensionierungsverfahren. (ACPA 1999) gibt Hinweise für die Aufstellung von Projektspezifikationen vor allem im Hinblick auf die Vertragsgestaltung bei Whitetopping. Der Schwerpunkt ist UTW.

(National Concrete Pavement Technology Center 2007) sowie auch die erweiterte 2. Auflage (Harrington 2008) enthalten unter anderem Informationen über Materialien, typische Einsatzbereiche und Hinweise zur Umsetzung von Whitetopping auf Asphalt und auf Beton.

Darüber hinaus wurden auch in einzelnen Bundesstaaten Berechnungs- und Entwurfsverfahren für Whitetopping aufgestellt, wobei diese in der Regel auch eine Zusammenfassung über betrachtete Whitetopping-Versuchsstrecken beinhalten.

(Gucunski 1998) entwickelt ein UTW-Bemessungsverfahren für das New Jersey Department of Transportation (NJDOT). Das Verfahren wird nach Identifizierung wichtiger Einflussfaktoren auf das UTW-System anhand von Erfahrungen aus Feldtests und einer Finite-Elemente-Analyse aufgestellt.

(Sheehan et al. 2004) überarbeiten das Entwurfsverfahren des Colorado Department of Transportation (CDOT) für Whitetopping. Das Verfahren bietet eine verbesserte Vorhersage des Verhaltens von Whitetopping unter verschiedenen Beanspruchungen und daher auch genauere Einblicke in die Leistungsfähigkeit von TWT. Zwei unterschiedliche Verfahren wurden entwickelt, um die erforderliche TWT-Dicke zu berechnen. Bei der ersten Methode werden die Ergebnisse eines Finite-Elemente-Programms (ILLI-SLAB) zur Berechnung der kritischen Betonspannungen und Asphaltdehnungen herangezogen. Die zweite Methode nutzt einen empirischen Ansatz und legt für die Dickenberechnung die Anzahl der zu erwartenden einzelnen Achslasten (ESALs) zugrunde. Beide Verfahren sind für Betonschichtdicken zwischen 10 cm und 20 cm vorgesehen.

(Cable et al. 2005) entwickeln ein Berechnungsverfahren für Kompositssysteme, das heißt für schadhafte Asphaltdecken, die auf Betondecken liegen. Vorhandene Entwurfsmethoden werden anhand von Einsenkungsmessungen und Materialkennwerten so angepasst, dass die erforderlichen Schichtdicken der neuen Betondecke bestimmt werden können. Das Verfahren beruht nach (Cable et al. 2005, S. 86) im Wesentlichen auf dem CDOT-Verfahren, vgl. (Sheehan et al. 2004) und richtet sich nach den Erfordernissen des Iowa Department of Transportation (Iowa DOT).

(Roesler et al. 2008) stellen ein UTW-Bemessungsverfahren für das Illinois Department of Transportation (IDOT) auf. Die Entwurfsmethode wurde auf Basis einer modifizierten Version des Bemessungsverfahrens nach (ACPA 1998) vorgeschlagen. Eingangsgrößen zur Dimensionierung sind Verkehrsbelastung, Geometrie, Klimakenngrößen, Materialparameter und der Zustand des Asphalts. Als wesentlich für das Gelingen werden ein geringes Schwinden und guter Verbund zwischen Beton und Asphalt angesehen. Die Arbeit enthält auch einen Vergleich vorhandener Entwurfsmethoden für Whitetopping (Roesler et al. 2008, S. Appendix E). Ergänzt wird die Arbeit durch eine Web Applikation zur Anwendung des Berechnungsverfahrens (ACPA 2011).

Ein Entwurfverfahren für Whitetopping wird auch vom Minnesota Department of Transportation (MnDOT) angeboten (Minnesota Department of Transportation 2011). Dabei kommt für die Berechnung eine Lösung auf Basis einer Tabellenkalkulation zum Einsatz. MnDOT beschränkt den Einsatz von Whitetopping auf Betonschichtdicken mit mehr als 12,5 cm bei mindestens 10 cm Asphaltenschichtdicke. Dabei werden alle Längsfugen verankert. Querscheinfugen können mit und ohne Dübel vorgesehen werden.

In (Texas Department of Transportation 2011, S. 8-24ff) werden Hinweise für den Einsatz von Whitetopping in Texas gegeben. Zur Ermittlung der Betonschichtdicke wird dabei auf eine tabellierte Darstellung verwiesen, die den Zusammenhang zwischen Verkehrsstärke, empfohlener Schichtdicke und Lebensdauer darstellt.

2.4 Schadensanalysen bei Whitetopping

Neben Berichten zu erfolgreichen Whitetopping-Projekten sind vor allem Untersuchungen an Whitetopping-Bauweisen, bei denen Schäden aufgetreten sind, von Interesse.

Eine detaillierte Untersuchung von Whitetopping-Schäden unternimmt (Burnham 2005). An drei UTW-Versuchsstrecken aus dem Jahr 1997 an der Minnesota Road Research Facility

(MnROAD, Interstate I-94) traten bis zum Frühjahr 2004 erhebliche Verschlechterungen des Zustands auf. Vor der Instandsetzung wurden die Schäden untersucht. Es zeigt sich, dass mit größerer Verkehrsbeanspruchung die Schäden zunehmen. Plattengrößen, die zu Rollspuren in der Nähe der Fugen führen, beschleunigen die Zustandsverschlechterung. Im Ergebnis waren zwei Platten pro Fahrstreifen (2 x 1,8 m) günstiger als drei Platten pro Fahrstreifen (3 x 1,2 m) (Burnham 2005, S. 14). Verbund zwischen Beton und Asphalt ist wesentlich für die langfristige Leistungsfähigkeit, gleichzeitig geht die Schädigung von den Bereichen aus, bei denen sich der Verbund löst. Die Zugabe von Polyolefinfasern zeigt einen Beitrag zur Rissbeschränkung bei gleichzeitiger Kostensteigerung (Burnham 2005, S. 35).

(Vandenbossche 2004, S. 35f) stellt ebenfalls die günstigere Dauerhaftigkeit von Whitetopping-Platten fest, deren Geometrie die Rollspuren berücksichtigt. Im Vergleich von drei Kreuzungssanierungen mit UTW erwies sich auch die Variante mit zwei Platten pro Fahrstreifen (2 x 1,8 m) günstiger als drei Platten pro Fahrstreifen (3 x 1,2 m).

(Lin, Wang 2005, S. 165ff) untersuchen ein UTW-Projekt, an dem bereits während des Baus Schäden auftraten. Die Schichtdicke des Betons betrug 80 mm. Der Fugenabstand betrug 0,9 m, 1,2 m und 1,5 m. Die Asphaltenschichtdicke lag zwischen 30 und 50 mm. Die Verkehrsbelastung auf dem Streckenabschnitt betrug durchschnittlich rund 8.830 Fahrzeuge am Tag, davon rund 33 % Schwerverkehr. Ursache für die Schäden war die sehr ungünstige Kombination aus hohem Zementgehalt (600 kg/m^3) mit geringem w/z-Wert (0,27) und hoher Umgebungstemperatur (23,8 bis 37,4 °C). Die Asphaltunterlage wies teilweise erhebliche Schäden und Netzrisse auf. Da zudem die Fugen erst nach 24 Stunden geschnitten wurden, kam es bereits während des Baus zu Schwindrissen. Günstiger verhielten sich Whitetopping-Flächen, die während der Nacht errichtet wurden, da die Temperatur dann geringer war.

In Florida wurde an einer LKW-Waage an der Interstate I-10 eine UTW-Versuchsstrecke gebaut (Wu et al. 2007, S. 78ff). An der Teststrecke zeigten sich jedoch früh Risse an der Betonoberfläche, die mit der Zeit stärker wurden. Keine der drei Versuchsvarianten erreichte die vorgesehene Lebensdauer von zwölf Jahren. Die Ursachen der Probleme wurden anhand von Feld- und Laboruntersuchungen sowie über Berechnungen ermittelt. Teilweise war mit zu geringen Schichtdicken gebaut worden. An den Übergängen zwischen der Whitetopping-Fläche und den anschließenden Asphaltflächen traten vermehrt Schäden auf. Als Konsequenz wird eine Verstärkung im Übergangsbereich empfohlen (Wu et al. 2007, S. 87f).

Nachuntersuchungen an Whitetopping-Projekten in Colorado zeigen, dass bei Whitetopping-Platten mit einem Fugenabstand von 1,8 m keine Risse auftraten, während bei einem

Versuchsabschnitt mit einem Fugenabstand von 3,6 m Längsrisse in großem Umfang auftraten (Sheehan et al. 2004, S. 17f). Ein Verschieben der Platten, wie es noch beim ersten Whitetopping-Projekt in Colorado auftrat, wird durch den Einsatz von Ankern in den Längsfugen verhindert, was die Dauerhaftigkeit erhöht (Ardani 2008, S. 2).

2.5 Standardspezifikationen für Whitetopping

Für Whitetopping-Projekte in Colorado werden in (Yu, Tayabji 2007, S. 3f) folgende Standards empfohlen, die auf Praxiserfahrungen und Forschungsergebnisse beruhen:

- 100 bis 150 mm Betonschichtdicke, Mehrheit der Whitetopping-Projekte 150 mm
- Fugenabstand 1,8 x 1,8 m
- Druckfestigkeit 29 N/mm² nach 28 Tagen, Biegefestigkeit 4,5 N/mm² nach 28 Tagen, Luftporengehalt 4 bis 8 %, w/z-Wert maximal 0,44
- Asphaltoberflächen fräsen und reinigen
- Zwei Anker pro Platte, Abstand 900 mm
- Keine Dübel über Querscheinfugen
- Fugen vergossen

Auf Basis der MnROAD-Ergebnisse empfiehlt (Burnham 2009, S. 4f) ähnliche Whitetopping-Spezifikationen zur Anwendung mit 15 cm Beton und Plattenabmessungen von 1,5 x 1,8 m. Diese Variante stellt sich als die zuverlässigste und wirtschaftlichste heraus. Bei Beanspruchungen unter Autobahnverkehr empfiehlt (Burnham 2009) den Einsatz von Dübeln, um eine Stufenbildung zu verhindern.

2.6 Wissenstransfer aus anderen Untersuchungen

2.6.1 Dübel und Anker

Bei Whitetopping wird der Einsatz von Ankern regelmäßig empfohlen, während Dübel wie bei klassischen Betondeckensystemen eher selten verwendet werden.

Dabei stellt sich die Frage, welche Mindestschichtdicke des Betons erforderlich ist, um Dübel ohne Gefahr von Schäden wie Abplatzungen und Ausbrüchen einsetzen zu können. Anhand von Untersuchungen zum Einfluss von Abweichungen der Dübellage von der Sollage kann auf den Einsatz von Dübeln bei Whitetopping geschlossen werden. Bezogen auf die Abweichung der Dübellage in Vertikalrichtung wurde festgestellt, dass bei einer minimalen Betonüber-

deckung von 40 mm auch nach zwei Millionen Lastwechseln trotz ungünstig gewählten Randbedingungen (Hohllage der Platte, geöffnete Fuge ohne Rissverzahnung) keine Schäden an der Fugenkonstruktion auftraten (Eisenmann, Leykauf 1985, S. 8). (Freudenstein 2001, S. 47) untersucht die Folgen von Lageabweichungen von Dübeln. Dabei zeigt er unter anderem die Spannungsverteilung in der unmittelbaren Umgebung eines Dübels. Bei einer außermittigen Lage des Dübels überlagern sich die Zugspannungen aus der Querkraftübertragung im Bereich der Dübel mit den Zugspannungen infolge der Plattentragwirkung in der Betonfahrbahn. Dieser Effekt ist umso kritischer, je größer die Abweichung des Dübels von der Mittellage ist.

Der Durchmesser von Dübeln im Betonstraßenbau beträgt $d = 25$ mm (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2008b, S. 20). Die zulässige maximale Abweichung von der Höhenlage in Dübelmitte beträgt $h = 20$ mm, die zulässige maximale Schräglage auf 500 mm Dübellänge beträgt $s = 20$ mm (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2008d, S. 62). Um die minimale Betondeckung von $c = 40$ mm einzuhalten, ergibt sich die Mindestdicke für den Einsatz von Dübeln bei Whitetopping dann zu:

$$h_{min} = d + 2 \cdot c + 2 \cdot h + \frac{1}{2} \cdot s = 25 + 2 \cdot 40 + 2 \cdot 20 + 10 = 155 \text{ mm} \quad 2.1$$

Aufgrund der Untersuchung von (Freudenstein 2001, S. 47) sollte die Abweichung in vertikaler Richtung bei Whitetopping verringert werden. Aufgrund der häufig eingesetzten Dübelkörbe, die grundsätzlich eine relativ genaue Positionierung erlauben, erscheint eine Reduzierung der zulässigen Abweichung von der Höhenlage auf 10 mm sinnvoll. Damit ist ab einer Betonschichtdicke von 14 cm bei Whitetopping der Einsatz von Dübeln sinnvoll. Anker können aufgrund der günstigen Wirkung der Rissverzahnung und der geringeren Beanspruchung zur Querkraftübertragung bereits ab einer Betonschichtdicke von 12 cm eingesetzt werden. Der problemlose Einbau von Ankern bei der Versuchsstrecke Hengersberg (vgl. Kapitel 3) bestätigt dies.

2.6.2 Asphalttragschicht

Bei Whitetopping liegen die Betonplatten mit Verbund auf einer Asphalttschicht. Die Kombination von Beton auf Asphalt ist nicht auf Whitetopping allein beschränkt, sondern kommt auch als eine mögliche standardisierte Bauweise für Betondecken zur Ausführung (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2001, S. Tafel 2, Zeile 2).

Ein Vorteil ergibt sich durch das viskoelastische Verhalten des Asphalts. Hierdurch ist eine günstige Auflagerung der einzelnen Betonplatten gegeben, welche Spannungsspitzen infolge

der flexiblen Anpassungsfähigkeit des Asphalts vermeidet (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2009c, S. 7; Schmerbeck et al. 2010, S. 471). Diese Eigenschaft wird bei Bauweisen auf HGT durch Verwendung eines Geotextils als elastische Zwischenlage erreicht, was eine gleichmäßige Auflagerung der Betonplatte bewirkt (Leykauf, Birmann 2004, S. 13).

Ein weiterer Vorteil der Asphaltsschichten liegt in ihrer Erosionsbeständigkeit (Birmann 1993, S. 21f). (Eisenmann, Birmann 1996, S. 27) empfehlen anhand von Laborversuchen einen Mindestbindemittelgehalt von 3,8 bis 4,2 % und eine Begrenzung des Hohlraumgehalts einer bituminösen Tragschicht unter Betondecken auf maximal 5 bis 6 %. An entsprechenden Tragschichten trat auch nach 5 bis 15 Millionen Lastwechseln keine Erosion auf (Eisenmann, Birmann 1996, S. 17ff). Die Untersuchungen an ungünstigen Asphalttragschichten zeigten, dass die Erosion von Rissen ausgeht (Eisenmann, Birmann 1996, S. 25). (Leykauf, Birmann 2001, S. 29) bestätigen anhand von Untersuchungen zum Langzeitverhalten von Betondecken die Forderung zur Begrenzung des Hohlraumgehalts auf maximal 6 %.

Die ZTV-Asphalt StB fordert für Asphalttragschichten unter Betondecken einen Hohlraumgehalt am Marshall-Probekörper von höchstens 6,0 Vol.-% (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2008e, S. 26), die RDO Beton verschärft diese Forderung und fordert für Asphalttragschichten unter Betondecken (ATSuB) einen maximalen Hohlraumgehalt von 5,5 Vol.-% (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2009c, S. 12). Die TL Asphalt-StB verlangt ergänzend für Tragschichtmaterial einen Mindest-Bindemittelgehalt von 3,8 bis 4,2 % (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2008a, S. 17). Der zulässige Hohlraumgehalt liegt allerdings mit 4 bis 10 Vol.-% auch über den empfohlenen Hohlraumgehalten zur Anwendung unter Betondecken.

Verschiedene Untersuchungen zeigen das günstige Tragverhalten von Betondecken auf Asphalttragschichten. So berichtet (Neußner 1995, S. 525) von einem besseren Langzeitverhalten von Betondecken auf Asphalttragschichten oder Asphaltzweischichten, vorausgesetzt der Bindemittelanteil war ausreichend hoch, um die Erosionsfestigkeit zu gewährleisten.

Die 12 km lange Betondecken-Messstrecke Darmstadt – Heidelberg (BAB A 5) wurde 1968 erstmals ohne Raumfugen und ohne Flächenbewehrung gebaut, wobei die Dicke der Betonschicht und die Art der Tragschicht variiert wurden. Unter anderem wurde die Betondecke auf 10 cm Asphalttragschicht bzw. auf 15 cm HGT (in den Berichten als „Magerbeton B80“ bezeichnet) errichtet (Leykauf, Birmann 2000, S. 10f). Da die verschiedenen Bauweisen

hinsichtlich Aufbau und Konstruktion im Wesentlichen dem heutigen technischen Regelwerk entsprechen, wurde ab 1995 mit Nachuntersuchungen begonnen, die einen Beitrag zur Beurteilung des Langzeitverhaltens leisten (Leykauf, Birmann 2000, S. 9). An Bohrkernen konnte festgestellt werden, dass beide Tragschichtvarianten erosionsbeständig sind (Leykauf, Birmann 2000, S. 16f). Verbundprüfungen an Bohrkernen (Scherversuch nach Leutner) zeigten auch nach knapp 30 Jahren einen guten Verbund zwischen Betondecke und Asphalttragschicht (Leykauf, Birmann 2000, S. 23). Die Scherkräfte an Bohrkernen mit Durchmesser 150 mm lagen zwischen 20 kN und 52 kN, was einer Scherfestigkeit von 1,12 bis 2,94 N/mm² entspricht. Der Mittelwert der Scherkraft lag bei 38 kN, der Mittelwert der Scherfestigkeit bei 2,16 N/mm² (Leykauf, Birmann 2000, S. Anlagen 105 und 106). Dies zeigt, dass auch bei hoher Schwerverkehrsbelastung – bei Verwendung von Dübeln und Ankern – der Verbund zwischen Beton und Asphalt über die angestrebte Lebensdauer einer Fahrbahn erreicht werden kann.

Im Rahmen der Untersuchung zum Langzeitverhalten einer Betondecke auf einer Asphalttragschicht (B 47 bei Dreisen) wurden Längsrisse im Beton und Erosionserscheinungen an der Asphalttragschicht festgestellt. Die Erosionserscheinungen traten aufgrund eines mit 11,7 % sehr hohen Hohlraumgehalts auf. Dennoch konnte die Betondecke auch nach 35 Jahren Liegedauer weiterhin genutzt werden (Leykauf, Birmann 2001, S. 29).

(Großmann 2003, S. 59ff) bewertet anhand von Messungen mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) die Tragfähigkeit auf Basis der Streuung der maximalen Deflexion und der relativen Fugenbewegung. Daraus werden zur Beschreibung des Tragverhaltens von Betondecken relative Verhaltensmodelle in Abhängigkeit von der Liegezeit und der Verkehrsbeanspruchung abgeleitet. Unter anderem kann anhand der untersuchten Autobahnabschnitte abgeleitet werden, dass die Zustandsnoten von Betondecken auf Asphalttragschichten langsamer schlechter werden als bei Betondecken auf hydraulisch gebundenen Tragschichten (Großmann 2003, S. Anlage 5.1, Großmann 2003, S. Anlage 5.2, Großmann 2003, S. Anlage 8.1). Der Zusammenhang bezogen auf das relative Lebensalter, gebildet aus dem Verhältnis der bemessungsrelevanten Beanspruchung und der theoretischen Gesamtbeanspruchung, ist in Bild 2.1 dargestellt.

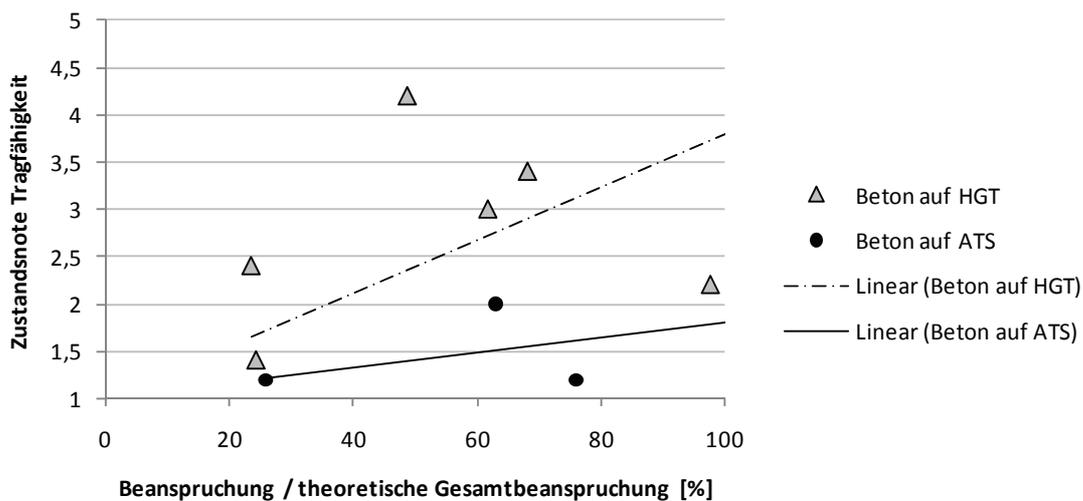


Bild 2.1: Entwicklung der Zustandsnoten von Betondecken auf HGT und ATS

(Karcher 2011, S. 156) stellt Bewertungsmöglichkeiten von Betondeckensystemen über FWD-Messungen vor. Anhand der Tragfähigkeit (maximale Deflexion D_1 , Standardabweichung s_{D_1}), der Querkraftübertragung (relative Fugenbewegung F , Standardabweichung s_{rF}) und den Auflagerverhältnissen wurden Kennzahlen für eine Bewertung verschiedener Bauweisen zum Zeitpunkt der Abnahme aufgestellt. Auch bei diesen Untersuchungen zeigten sich die günstigen Verhältnisse bei Betondecken auf Asphalttragschichten. Tabelle 2.1 zeigt die Spanne der Bewertungskennzahlen, die sich für verschiedene Temperaturgradienten bei Betondecken mit kurzer Liegedauer ergibt.

Tabelle 2.1: Vergleich der Bewertungskennzahlen für Betondecken nach (Karcher 2011, S. 159)

Betondecke auf	D_1 [μm]	F [μm]	s_{D_1} [μm]	s_{rF} [μm]
HGT mit Vliesstoff	123-171	25-30	18-29	8-11
Asphalttragschicht	63-106	12-18	6-13	4-7

Dabei zeigt sich, dass für Betondecken auf Asphalttragschicht sowohl die Einsenkung als auch die relative Fugenbewegung rund 50 % geringer ausfällt als bei Betondecken auf HGT. Gleichzeitig fällt auch die Streuung der Werte geringer aus. Dies zeigt ebenfalls die günstigen Auflagerbedingungen, die eine Asphalttragschicht für Betondecken bietet.

Insgesamt kann für Whitetopping gefolgert werden, dass die Asphalttragschicht unter den Betonplatten sehr günstige Voraussetzungen für eine dauerhafte Bauweise bietet (Erosionsstabilität, Auflagerbedingungen). Vor der Überbauung mit Whitetopping sollte der Hohlraum- und Bindemittelgehalt des Bestands untersucht werden.

Gegebenenfalls kann bei ungünstigen Randbedingungen die Erosion der Asphaltsschicht durch den Einsatz von Dübeln zur Reduzierung der Einsenkung und durch eine intakte Abdichtung der Fugen zur Abhaltung des Wassers vermindert werden (Birmann 1993, S. 19).

2.7 Whitetopping in Deutschland

(Riffel 2010) stellt eine in Tabelle 2.2 zusammengefasst Übersicht der bis Ende 2010 in Deutschland realisierten Whitetopping-Projekte auf.

Tabelle 2.2: Übersicht über die WT-Projekte in Deutschland bis Ende 2010, nach (Riffel 2010)

<i>Projekt</i>	<i>Beton [mm]</i>	<i>Faser[#]</i>	<i>Unterlage</i>	<i>realisiert</i>	<i>Bauherr</i>
Werkstraße Zementwerk Wetzlar	100 / 140	ESF	Asphalt	03 / 2004	HeidelbergCement AG
Werkstraße Union Beton Rohrdorf	100	SF, KF	Asphalt	10 / 2006	Rohrdorfer Transportbeton
Busverkehrsfläche im Gleisbereich Straßenbahn	70	KF	Beton	03 / 2008	HEAG Darmstadt
Abstellfläche AM Hohenbrunn	140	KF	Asphalt	03 / 2008	Bundesrepublik Deutschland, ABD Südbayern
BAB A99, AS Ottobrunn	140	KF	Asphalt	04 / 2008	Bundesrepublik Deutschland, ABD Südbayern
Zufahrt TLS-Tanklager Stuttgart	100	KF	Asphalt	04 / 2008	TLS-Stuttgart
Belade- / Lagerfläche Hafen Stuttgart	100	KF	Beton	04 / 2008	BW - Rohstoff und Recycling, Stuttgart
Logistik-Fläche Flughafen Köln/Bonn	100	SF	Asphalt	03 / 2009	Flughafen Köln/Bonn
Bushaltestelle Stuttgart-Plieningen	100	KF	Asphalt	04 / 2009	Stadt Stuttgart
Bushaltestelle Stuttgart-Birkach	100	KF	Asphalt	04 / 2009	Stadt Stuttgart
Busbahnhof Bergisch-Gladbach (1. BA / 2. BA)	120	KF GF	Asphalt	04 / 2010 08 / 2010	Stadt Bergisch Gladbach
Belade- / Lagerfläche (Metallschrott)	80 / 140	SF	Beton	04 / 2010	CF Cronimet Recycling Kirchheim a.N.
SSB Busdepot Stuttgart	100	KF	Asphalt	07 / 2010	SSB Stuttgart
Busspur Schönauer Brücke	80	KF	Abdichtung	08 / 2010	Stadt Leipzig
Rohstoff- und Recycling Fläche	100	KF	Beton	08 / 2010	Interseroh BW Stuttgart
BAB A61, AS Bergheim Süd	140	KF	Asphalt	08 / 2010	Bundesrepublik Deutschland, Landesbetrieb NRW
Straßenbahngleis Rosensteinbrücke Stuttgart	100 / 160	KF	Beton	09 / 2010	SSB Stuttgart
St 2126, AS Hengersberg, BAB A3	120	GL	Asphalt	10 / 2010	Freistaat Bayern, Staatl. Bauamt Passau
BAB A40, AS Wankum	80	KF	Beton	11 / 2010	Bundesrepublik Deutschland, Landesbetrieb NRW

#: SF: Stahlfasern, ESF: Edeldstahlfasern, KF: Kunststofffasern, GL: Glasfasern

Von diesen Projekten ist nur ein kleiner Teil durch eigene Publikationen dokumentiert. Einzelne Beispiele der realisierten Projekte enthält (Heidelberger Beton GmbH 2009, S. 6ff).

Die Sanierung der Anschlussstelle Ottobrunn – die erste größere Sanierung mit Whitetopping in Deutschland – ist mehrfach veröffentlicht, z.B. in (Riffel 2008, Riffel 2009; Schmerbeck et al. 2010). Zur Vorbereitung der Sanierung der Anschlussstelle Ottobrunn wurden zwei Probefelder auf dem Gelände der Autobahnmeisterei Hohenbrunn angelegt. Wegen der guten Zugänglichkeit ohne Einfluss auf den Betrieb der Autobahn wurde eines der zwei Probefelder für Untersuchungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit herangezogen (vgl. Kapitel 4.1.2).

Eine weitere Versuchsstrecke wurde 2008 auf einem LKW-Parkstreifen an der BAB A 2 gebaut. Dabei wurden 6 bis 8 cm dicke durchgehend mit Matten (R589, 5,23 kg/m²) bewehrte Betonschichten aus stahlfaserhaltigem (1 Vol.-%, entspricht 78,5 kg/m³) hochfestem Beton (HPC, Druckfestigkeit 125 N/mm²) bzw. ultra-hochfestem Beton (UHPC, 180 N/mm²) auf einer Betontragschicht hergestellt (Schmidt et al. 2010b, S. 9f, Schmidt et al. 2010a, S. 328ff). Aufgrund der besonderen Kombination aus HPC bzw. UHPC mit w/z-Werten von 0,35 bzw. 0,20, durchgehend bewehrter Bauweise und zusätzlichem Einsatz von hochdosierten Stahlfasern kann diese Bauweise kaum mit klassischem Whitetopping verglichen werden.

Im Rahmen der Sanierung einer Linksabbiegespur (B 16 bei Erkenbollingen, Stadt Füssen) war eine Teilfläche mit rund 3.000 m² als Whitetopping vorgesehen. Die Vergabe des Gesamtprojekts war nicht möglich, so dass auch die Whitetopping-Teilfläche nicht realisiert wurde. Dennoch können die Angebote der bietenden Firmen bei der Kostenanalyse und zur Aufstellung einer Kostenfunktion eingebzogen werden (vgl. Kapitel 10).

2.8 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Tabelle 2.3 zeigt anhand der Auswertung bisheriger Whitetopping-Versuchsstrecken, welche wesentlichen Aspekte bei verschiedenen Varianten berücksichtigt wurden und welche Wirkungen diese hervorrufen.

Tabelle 2.3: wesentliche konstruktive Whitetopping-Varianten und deren Wirkungen

<i>Variante</i>	<i>Wirkung</i>
Fugenabstand	Große Platten: weniger Fugen, geringere Kosten für die Herstellung, geringerer Unterhaltungsaufwand bzw. weniger Schwachstellen in der Konstruktion Kleine Platten: geringere Spannungen infolge Verkehrslasten und Temperatureinflüssen, geringere Fugenbewegungen
Fugenverguss	vermeidet Schmutzeintrag und Wasserzutritt, erhöht die Dauerhaftigkeit und Fugenwirksamkeit
Fasern	höhere Leistungsfähigkeit des Betons (u.a. Zugfestigkeit, Ermüdungsverhalten, Schwindverhalten), abhängig von Faserart und Dosierung
Anker	verhindert Längsverschiebung der Platten, gute Rissverzahnung in den Längsscheinfugen
Dübel	verbessert die Querkraftübertragung, reduziert die Erosion der Asphalttragschicht, reduziert die Stufenbildung

Betrachtet man die möglichen Kombinationen der verschiedenen Varianten, so ist klar, dass es kaum möglich ist, in einer einzigen Versuchsstrecke alle Varianten miteinander zu vergleichen. Daher war eine Vorauswahl erforderlich, bei der sinnvolle Varianten auf Basis bisheriger Erfahrungen kombiniert wurden. Wünschenswert ist ein Variantenvergleich innerhalb einer Versuchsstrecke, so dass vergleichbare Bedingungen beispielsweise hinsichtlich Verkehr, Unterlage, Tragfähigkeit, Alter oder Witterung herrschen. Sinnvoll ist auch die Realisierung einer Referenzvariante, auf die bei zukünftigen Projekten Bezug genommen werden kann, um so Auswirkungen einer Entwurfsänderung bewerten zu können.

In Deutschland wird der Straßenbaustoff Beton als hochwertig und dabei kostenintensiv angesehen. Whitetopping wird daher nicht als „Billigbauweise“ antreten. Die Untersuchungen haben deshalb nicht die Sanierung von gering beanspruchten Verkehrsflächen im Fokus, sondern zielen auf den Einsatz bei „Problemstellen“ mit hohen Beanspruchungen, die mit herkömmlichen Asphaltbauweisen nicht befriedigend gelöst werden können. Die nachfolgenden Überlegungen können aufgrund der Erfahrungen und Erwartungen in Deutschland angestellt werden.

Bei der Fugeneinteilung tendieren Bauherren und Planer eher zu großen als zu kleinen Platten, da die Kosten für Herstellung und Instandhaltung der Fugen kritisch gesehen werden. Zur Realisierung bei Whitetopping-Projekten bedeutet dies, dass eine Untersuchung der Wirkung verschiedener Plattengrößen hinsichtlich Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit sinnvoll ist. Im Rahmen der Dimensionierung muss es möglich sein, die Plattenabmessungen zu berücksichtigen. Gleichzeitig sollten sinnvolle Plattengrößen empfohlen werden.

Bislang werden in Deutschland bei Whitetopping alle Fugen vergossen. International werden die geschnittenen Fugen teilweise geschlossen, wobei neben Fugenvergussmasse auch Silikon zum Einsatz kommt. Teilweise wird auf das Schließen der Fugen vollständig verzichtet. Vor allem im Hinblick auf die schädlichen Auswirkungen von Wasser und Feuchtigkeit bei Frost erscheint das Schließen der Fugen beim Einsatz in Deutschland sinnvoll.

In Deutschland kamen bei Whitetopping bislang nur Betonrezepturen mit Fasermodifizierung zum Einsatz. Ein Vergleich innerhalb einer Versuchsstrecke zwischen einem Normalbeton und einem fasermodifizierten Beton ist daher wünschenswert.

Beim Einsatz von Dübeln und Ankern zeigt sich in Deutschland und international ein uneinheitliches Bild. Insgesamt werden eher die Längsfugen verankert als die Querscheinfugen verdübelt. Bei hoher Verkehrsbeanspruchung werden auch Dübel mit guten Erfahrungen eingesetzt.

Bei der Analyse der bisherigen Whitetopping-Projekte in Deutschland zeigt sich, dass beim Einsatz von Whitetopping noch Unsicherheiten bestehen. Die folgenden Fragen werden im Rahmen der vorliegenden Arbeit bearbeitet:

- Wie gut ist die Tragfähigkeit des Verbundsystems Whitetopping? Welche Verformungen, Dehnungen und Spannungen ergeben sich unter Belastung? Welche Fugenöffnungen ergeben sich? ⇒ Kapitel 4
- Welche Auswirkungen auf die Beanspruchung infolge Temperatur haben die dünnen Betonschichten? ⇒ Kapitel 5
- Welche Wirkungen rufen Fasern im Beton hervor? Welcher Nutzen kann daraus erzielt werden? ⇒ Kapitel 6
- Wie verhält sich der Verbund zwischen Beton und Asphalt und welche Anforderungen sind an den Verbund zu stellen? ⇒ Kapitel 7
- Wie kann Whitetopping dimensioniert werden? Welche Aspekte müssen dabei berücksichtigt werden? ⇒ Kapitel 8
- Worauf sollte beim Einsatz von Whitetopping geachtet werden? ⇒ Kapitel 9
- Mit welchen Kosten ist bei der Realisierung zu rechnen? ⇒ Kapitel 10

3 Versuchsstrecke Hengersberg

3.1 Ausgangssituation

Die Bundesautobahn BAB A 3 ist an der Anschlussstelle Hengersberg verknüpft mit der Bundesstraße B 533 und der Staatsstraße St 2126. Die Anschlussstelle (AS) Hengersberg dient neben der Verknüpfung der Autobahn mit dem übrigen Straßennetz der Anbindung der Ortschaft Hengersberg. In unmittelbarer Nachbarschaft befinden sich eine Tankstelle und ein Autohof. Bild 3.1 zeigt eine Skizze des Anschlussstellenbereichs.

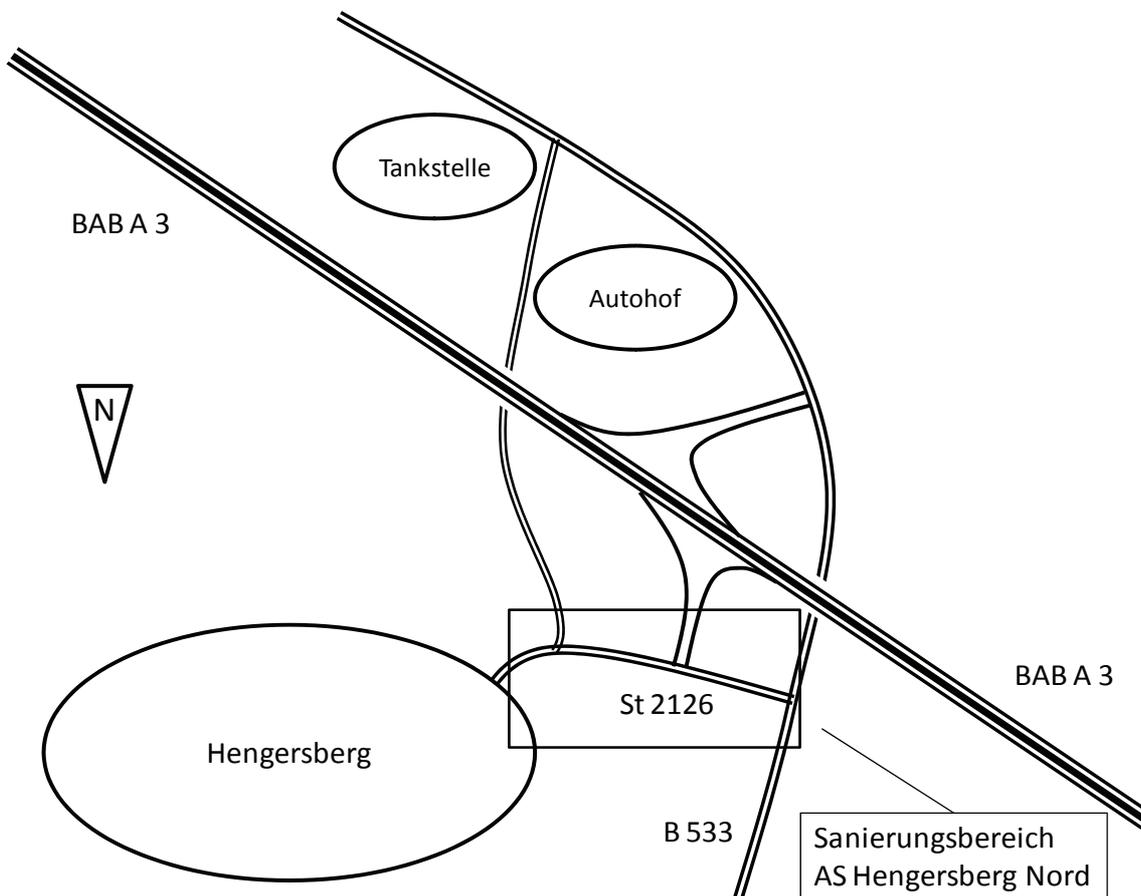


Bild 3.1: Skizze der Anschlussstelle Hengersberg mit Umgebung

Wegen erheblicher Fahrbahnschäden (v.a. Netzkisse, Ausbrüche, Verdrückungen, Flickstellen) wurde die St 2126 im Bereich der AS Hengersberg Nord saniert, ein Teil der Sanierung erfolgte als Versuchsstrecke für Whitetopping.

Bild 3.2 zeigt eine nicht maßstäbliche Skizze des gesamten Sanierungsbereichs, die Lage der Versuchsstrecke für Whitetopping und die Entnahmestellen im Rahmen der Bestandsuntersuchung.

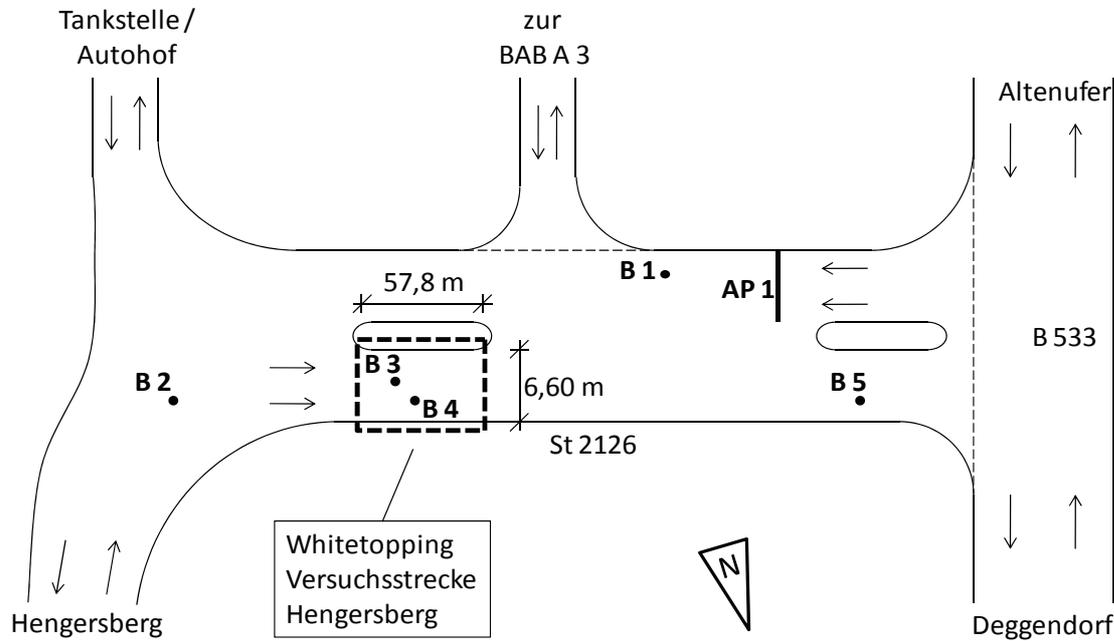


Bild 3.2: Schemaskizze der AS Hengersberg Nord mit Whitetopping Versuchsstrecke an der St 2126

Die Substanz der bestehenden Straße wurde durch die Entnahme eines Asphaltprofils (AP 1) sowie mehrerer Bohrkern (B 1 bis B 5) überprüft. Die Bohrkern B 3 und B 4 befinden sich im Bereich der Versuchsstrecke für die Whitetopping-Bauweise. Die ermittelten Schichtdicken sind in Tabelle 3.1 dargestellt.

Tabelle 3.1: Ergebnisse der Schichtdickenermittlung

	Bohrkern Nr.				
	B 1	B 2	B 3	B 4	B 5
Deckschicht(en)	7,8 cm	5,6 cm	5,1 cm	5,5 cm	8,8 cm
Tragschicht(en)	10,5 cm	15,5 cm	11,3 cm	12,5 cm	12,2 cm
Summe Asphaltoberbau	18,3 cm	21,1 cm	16,4 cm	18,0 cm	21,0 cm
			Whitetopping		

Der bestehende Aufbau im Einbaubereich der Whitetoppingfläche (B 3, B 4) entsprach mit 16,4 bzw. 18,0 cm in etwa der Bauklasse BK 1,0 (18,0 cm) nach den RStO 11 (Bauklasse IV nach den RStO 01). Die Schwerverkehrsbelastung hatte zu Verdrückungen und Spurrinntiefen bis zu 6 cm im Asphalt geführt. Bei den Untersuchungen im Bestand zeigte

sich, dass die Verformungen durch Materialumlagerung im Asphalt und nicht durch mangelnde Standfestigkeit des Unterbaus verursacht waren. Da die Schadensursache für die Spurrinnenbildung im Asphaltoberbau lag, war der Sanierungsabschnitt grundsätzlich als Versuchsstrecke für Whitetopping geeignet. Unter Berücksichtigung des Bauablaufs, der Materialanlieferung während des Baubetriebs und der Verkehrssperrungen wurde im Bereich der Staatsstraße 2126 eine knapp 400 m² große Teilfläche ausgewählt, auf der die Versuchsstrecke für Whitetopping realisiert wurde.

Die Versuchsstrecke war rund 57,8 m lang mit einer Breite von 6,60 m und weist zwei Fahrstreifen mit je einer Breite von 3,3 m auf. Die Whitetoppingfläche wurde als Sonderbauweise in die Ausschreibung der Bauleistung aufgenommen und im Rahmen der vorliegenden Arbeit vorbereitet und betreut. Bauherr und Auftraggeber für die Versuchsstrecke in Whitetopping-Bauweise im Zuge der St 2126 ist der Freistaat Bayern, vertreten durch das Staatliche Bauamt Passau.

Tabelle 3.2 zeigt die Verkehrsbelastung der Staatsstraße St 2126.

Tabelle 3.2: Verkehrsdaten aus der Straßenverkehrszählung 2005 (Zählstellennr. 72449406)

DTV [Fahrzeuge / 24 h]

Kraftfahrzeuge	Personenverkehr	Güterverkehr	Schwerverkehr
5511	5287	224	142

Die Versuchsstrecke für Whitetopping liegt unmittelbar an der Anschlussstelle Hengersberg und wird auch für die Anbindung eines Autohofs und einer Tankstelle genutzt. Die tatsächliche Belastung der Whitetoppingfläche durch Scherverkehr liegt daher über der Zahl aus der Straßenverkehrszählung, die Schwerverkehrsbelastung liegt auf der sicheren Seite geschätzt um den Faktor 2,0 höher. Legt man einen $DTV^{SV} = 284 \text{ Fz} / 24 \text{ h}$ zugrunde, entspricht dies einer Beanspruchung von $B = 1,28$ Millionen äquivalenter 10-t-Achseübergänge. Nach den RStO 11 ist damit ein Fahrbahnaufbau nach Bauklasse BK 1,8 (Bauklasse III nach den RStO 01) erforderlich.

3.2 Konzept der Versuchsstrecke

Bei der Gegenüberstellung der vorhandenen Fahrbahnbefestigung und der Verkehrsbelastung zeigte sich, dass neben einer Ertüchtigung der Fahrbahn wegen der Spurrinnenbildung auch eine Verstärkung des Oberbaus notwendig war. Aus finanziellen Gründen sollten die

vorhandenen Mittelinseln, die als Fahrbahnteiler dienen, jedoch nicht verändert werden. Die Verstärkung des Oberbaus war daher auf maximal 6 cm beschränkt.

Tabelle 3.3 zeigt die charakteristischen Abmessungen und Entwurfsmerkmale der Whitetopping-Versuchsstrecke.

Tabelle 3.3: Charakteristische Abmessungen der Versuchsstrecke

Länge der Versuchsstrecke	18,2 m + 19,8 m + 19,8 m = 57,8 m aufgeteilt in drei Teilflächen mit verschiedenen Betonrezepturen
Breite der Versuchsstrecke	6,60 m, zwei Fahrstreifen mit je 3,30 m
Länge der Platten	35 Platten x 1,65 m = 57,8 m
Breite der Platten	Linker Fahrstreifen: 2 Platten x 1,55 m = 3,10 m Rechter Fahrstreifen: 2 Platten x 1,75 m = 3,50 m
Dicke der gebundenen Schichten	12 cm Beton + 10 cm Asphalt = 22 cm
Querscheinfugen	ohne Dübel
Längsscheinfugen	2 Anker pro Platte

Der bestehende Asphalt oberbau wurde um 6 cm abgefräst (zwei Asphaltdeckschichten), so dass die verbleibende Asphalttragschicht eine Mindestdicke von 10 cm aufwies. Der gefräste Asphalt wurde durch eine Whitetoppingschicht mit 12 cm Dicke verstärkt.

Im Übergangsbereich zwischen der Whitetopping-Fläche und dem anschließenden Asphalt oberbau wurde die Dicke der Whitetoppingschicht durch Anordnung von zwei Übergangsfeldern von 12 cm auf 15 cm vergrößert, um die auftretenden Spannungen im Beton im Lastfall Plattenrand zu reduzieren. Konstruktiv wurde dies durch eine Anpassung der Frästiefe von 6 cm auf 9 cm realisiert, die über eine Länge von 3,30 m (zwei Platten) verzogen wurde. Damit verbleibt eine Asphaltrestschichtdicke von 7 cm, was eine kontinuierliche Tragwirkung auch im Übergangsbereich gewährleistet. Der Übergangsbereich ist in Bild 3.3 skizziert.

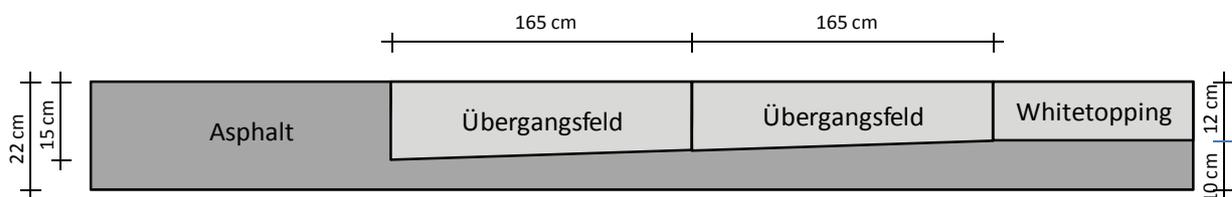


Bild 3.3: Längsschnitt des Übergangsbereichs zwischen Asphalt und Whitetopping

Zusätzlich zur Veränderung der Betonschichtdicke wurde in die ersten beiden Plattenreihen am Übergang zwischen Beton und Asphalt eine Bewehrung aus Betonstahlmatten (3 kg/m²) mittig

angeordnet. Durch die Stahleinlage soll die Rissöffnung eventuell auftretender Risse beschränkt werden.

Beide Maßnahmen dienen zur Stabilisierung im Bereich des Plattenrands. Grund sind die vermehrt auftretenden Risse in den Randplatten, wie sie von (Cole et al. 1998, S. 207) dokumentiert werden. Demnach ergeben sich rund dreimal so viele Risse in den Platten am Übergangsbereich als im Durchschnitt.

Bei der Sanierung der Fahrbahn wurden zuerst die Asphaltarbeiten und dann die Betonarbeiten ausgeführt. Dadurch wurde eine gute Verdichtung des Asphalts im Übergangsbereich erzielt und eine eventuelle Beschädigung des Betons und der Betonkanten durch Befahren mit Walzen verhindert.

Im Rahmen der erweiterten Erstprüfung wurden die in Tabelle 3.4 dargestellten vier verschiedenen Mischungsvarianten mit unterschiedlichen Kombinationen an Zusatzmitteln und Zusatzstoffen verglichen. Die detaillierten Betonrezepturen sind in Kapitel 3.4.1 dargestellt. Dabei wurde zur Sicherstellung der Frost- und Frost-Tausalz-Beständigkeit neben dem Einsatz eines Luftporenbildners auch eine Variante mit Mikrohohlkugeln untersucht.

Tabelle 3.4: Gegenüberstellung der untersuchten Kombinationen aus Zusatzmitteln und Zusatzstoffen

	<i>Mischungsvariante</i>			
	<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M3</i>	<i>M4</i>
Luftporenbildner	ja	ja	-	ja
Mikrohohlkugeln	-	-	ja	-
Schwindreduzierer	ja	ja	ja	ja
Glasfasern	-	ja	ja	ja
Kunststoffdispersion	-	-	ja	ja

Da die Ergebnisse der Mischungsvariante M3 im CDF-Test ein Überschreiten der zulässigen Abwitterung zeigten, kam diese Variante nicht zur Ausführung. Die Rezeptur wurde unter Verwendung eines Luftporenbildners angepasst und kam als Mischungsvariante M4 zum Einsatz. Für die Variante M4 wurde die Erstprüfung wegen des anstehenden Baubeginns zeitlich verkürzt, der CDF-Test wurde zur Kontrolle ergänzend geprüft (vgl. Kapitel 3.5.1).

Die Versuchsstrecke wurde in drei Teilflächen aufgeteilt, bei denen die Mischungsvarianten M1 (Teilfläche 1), M2 (Teilfläche 2) bzw. M4 (Teilfläche 3) eingesetzt wurden. Die Betonfahrbahn wurde mit einer Rüttelbohle auf voller Breite eingebaut.

Zur Untersuchung des Verbunds wurde der vorhandene Asphalt in zwei Varianten überbaut:

- Hochdruckreinigung und Annässen (rechter Fahrstreifen)
- Hochdruckreinigung und Vorspritzen mit einer Kunststoffdispersion als Haftbrücke (linker Fahrstreifen)

Bild 3.4 zeigt eine Übersicht der Versuchsstrecke mit ihren Teilflächen sowie die Anordnung der Verbund- und Betonvarianten. Zusätzlich sind die Bezeichnung der Fahrstreifen, die Lage einer instrumentierten Platte sowie die Nummerierung der Platten dargestellt.

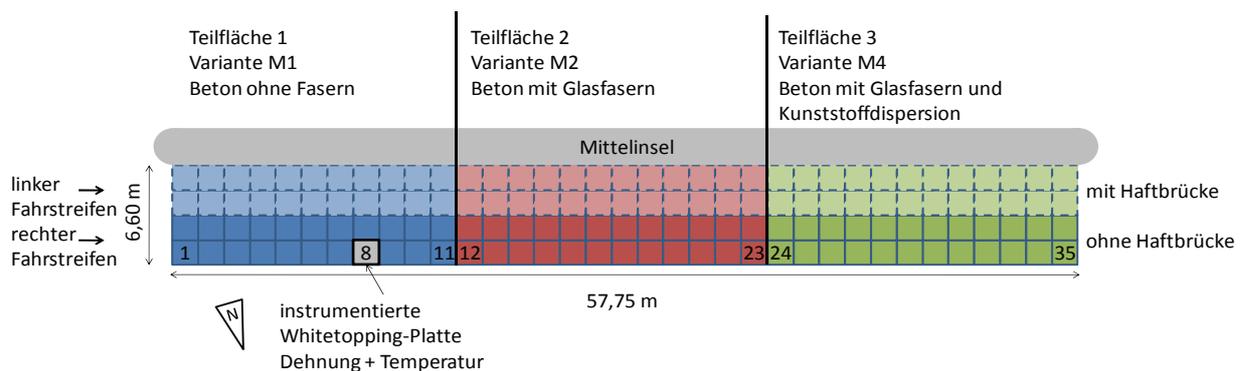


Bild 3.4: Lageskizze zum Versuchskonzept und Darstellung der Varianten

Der Fugenplan wurde in der Ausschreibung vorgegeben. Die Quersfugen wurden als Querscheinfugen ohne Dübel ausgebildet. Der Übergang zwischen den Testflächenbereichen der Varianten M1, M2 und M4 (Arbeitsfugen) und zwischen Whitetopping und Anschlussasphalt am Beginn und am Ende der Versuchsstrecke wurde als Pressfuge ausgebildet. Die Längsscheinfugen wurden als verankerte Längsscheinfugen (2 Anker je Platte) ausgebildet. Grund sind die besseren Erfahrungen mit verankerten Längsscheinfugen, während bei nichtverankerten Längsscheinfugen die Gefahr besteht, dass sich die Platten gegeneinander verschieben (Yu, Tayabji 2007, S. 2). Die Anker wurden auf Körben vorgelegt. Zur Berücksichtigung der Markierung unterscheiden sich die Breiten der Platten im linken und im rechten Fahrstreifen (linker Fahrstreifen 1,55 m, rechter Fahrstreifen 1,75 m). Die Fuge am bestehenden Hochbord der Mittelinsel wurde als Pressfuge ausgebildet.

Die Fugen im Beton wurden mit einem 40 mm tiefen Kerbschnitt geschnitten, aufgeweitet und abgefast und nach Einlegen eines Unterfüllstoffs mit heiß verarbeitbarer Fugenmasse verfüllt. Die Fugen wurden rund 24 Stunden nach dem Betoneinbau geschnitten.

Zur Nachbehandlung kam ein flüssiges Nachbehandlungsmittel zum Einsatz, ergänzt um ein Auflegen von wärmehaltenden Abdeckungen an der Oberfläche und an den Flanken. Die Texturierung der Oberfläche erfolgte durch Besenstrich mit Kunststoffbesen in Querrichtung.

3.3 Instrumentierung der Versuchsstrecke

Eine Randplatte (Nr. 8) der Versuchsstrecke wurde mit Messsensoren zur Erfassung von Dehnungen und Temperaturen in der Fahrbahn ausgestattet (vgl. Bild 3.4). Damit ist es möglich, an einer Platte die Lastfälle Plattenmitte, Plattenrand (Bankett und Fuge) und Plattenecke zu messen. Daneben wurden an den Querscheinfugen und Längsscheinfugen Messbolzen gesetzt, um Fugenbewegungen messen zu können.

3.3.1 Dehnmesskörper

Insgesamt wurden sechs Dehnmesskörper (DMK 1 bis DMK 6) installiert, die so die Dehnungen an der Plattenunterseite (Platte Nr. 8) erfassen (vgl. Bild 3.4). Bild 3.5 zeigt die Einmessskizze der Dehnmesskörper.

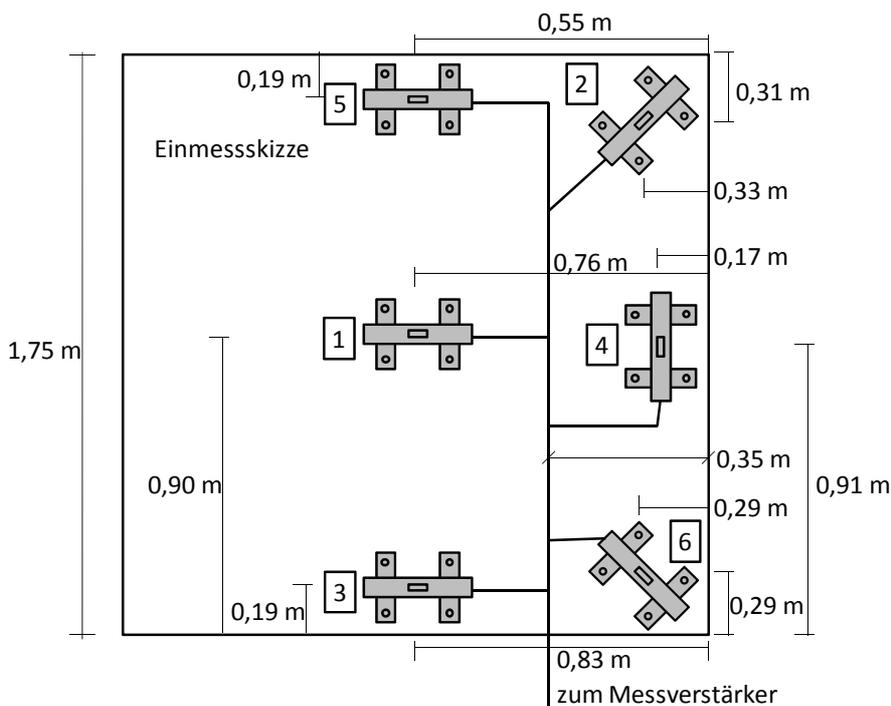


Bild 3.5: Einmessskizze der Dehnmesskörper

Ein Dehnmesskörper besteht aus einem dünnen Stahlstreifen mit Querankern und Kopfbolzen, die eine Einbindung in den Beton gewährleisten und die Bewegungen des Betons auf den Stahlstreifen übertragen. Auf dem Stahlstreifen wurde an der Oberseite und an der Unterseite jeweils ein Dehnmessstreifen (Länge 6 mm, HBM Typ 6/120LY61) appliziert, die die Dehnungen des Stahlstreifens erfassen. Die Dehnmessstreifen wurden mit einer PVC-Hülle gegen mechanische Beschädigungen während des Einbaus geschützt. Die Verwendung von

zwei Dehnmessstreifen pro Dehnmesskörper erhöht die Sicherheit gegen einbaubedingte Sensorenausfälle.

Bild 3.6 zeigt einen der verwendeten Dehnmesskörper.

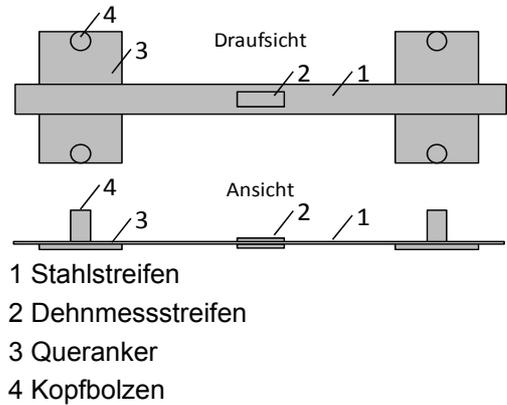


Bild 3.6: Dehnmesskörper

Nach dem Einbau lieferten die Dehnmesskörper DMK 1, DMK 2, DMK 3 und DMK 6 Signale für den oberen und unteren Dehnmessstreifen. Nach dem Einbau des Betons war bei DMK 5 der obere Dehnmessstreifen ausgefallen, während der untere funktionierte. Bei DMK 4 lieferte nach dem Einbau kein Dehnmessstreifen ein Messsignal.

3.3.2 Temperaturmessung

Zur Bestimmung der Temperatur in der Versuchsstrecke wurden ebenfalls in Platte Nr. 8 (vgl. Bild 3.4) Pt100-Tempertursensoren nach Bild 3.7 eingebaut. Die Sensoren in der Asphalttragschicht wurden nach dem Fräsen in Bohrlöchern eingeklebt. Im Beton wurden sie mit Hilfe eines Stahlgestells positioniert und einbetoniert. Die Sensoren an der Oberfläche und zur Bestimmung der Lufttemperatur wurden nicht dauerhaft angebracht sondern können bei Bedarf ergänzt werden.

Kanal 0	▣	Pt100 Luft	
Kanal 1	▣	Pt100 Oberfläche	
Kanal 2	▣	Pt100 -4 cm	12 cm Beton
Kanal 3	▣	Pt100 -8 cm	
Kanal 4	▣	Pt100 -11 cm	
Kanal 5	▣	Pt100 -15 cm	10 cm Asphalt
Kanal 6	▣	Pt100 -19 cm	

Bild 3.7: Position der Temperatursensoren

3.3.3 Messbolzen

In der Versuchsstrecke wurden Messbolzen in die Fahrbahnoberfläche geklebt, die es erlauben, die Fugenbewegungen an den Querscheinfugen und an den Längsscheinfugen zu messen. Zusätzlich wurden Messbolzen in die instrumentierten Randplatte (vgl. Bild 3.4) und in die daneben liegende Innenplatte gesetzt. Hierdurch sind Höhenbezugspunkte der Platten verfügbar, mit denen die Möglichkeit für Höhennivellements geschaffen ist.

3.4 Beton

3.4.1 Betonrezepturen

Als Zement wurde ein CEM II A-LL 42,5 R (Portlandkalksteinzement) eingesetzt. Tabelle 3.5 zeigt die Betonrezepturen in der Übersicht. Die Rezepturen orientieren sich an bereits realisierten Whitetopping-Projekten in Deutschland. Beim Einbau in der Versuchsstrecke kam die Mischungsvarianten M1, M2 und M4 zum Einsatz.

Tabelle 3.5: Betonrezepturen

Mischungsvariante			M1	M2	M3	M4
Zement			CEM II A-LL 42,5 R, HC BUL			
Zementmenge	[kg/m ³]		400	400	400	400
Gesteinskörnungen	[kg/m ³]	Sand 0/4	609	605	601	602
	[kg/m ³]	Kies 4/8	190	189	188	188
	[kg/m ³]	Schotter 8/16	940	935	927	929
Wasser	[l/m ³]		150	150	140	140
w/z-Wert			0,40	0,40	0,40	0,40
Zusatzmittel	[kg/m ³]	Luftporenbildner	0,48	0,48	-	0,48
	[kg/m ³]	Mikrohohlkugeln	-	-	3,00	-
	[kg/m ³]	Schwindreduzierer	6,00	6,00	6,00	6,00
	[kg/m ³]	Fließmittel	2,80	2,80	2,80	2,80
Glasfasern	[kg/m ³]		-	10	10	10
Kunststoffdispersion	[kg/m ³]		-	-	21	21
Luftporengehalt	[%]		5,50	6,40	-	6,70

3.4.2 Glasfasern

Bei den Mischungsvarianten M2 und M4 kamen Glasfasern zur Modifizierung des Betons zum Einsatz. Genutzt wurden die Glasfasern Anti-Crak HP 74/18 mit den in Tabelle 3.6 zusammengefassten Eigenschaften (Owens Corning 2009, S. 2)

Tabelle 3.6: Eigenschaften der verwendeten Glasfasern

Faserlänge	18 mm
Faserdurchmesser	14 µm
Länge/Durchmesser-Verhältnis	74
Dichte	2,68 g/cm ³
E-Modul	72.000 N/mm ²
Material	AR Glas (Alkali resistent – zirkoniumhaltig)
Zugfestigkeit	1.700 N/mm ²

3.4.3 Kunststoffdispersion

Bei der verwendeten Kunststoffdispersion Etonis 150 handelt es sich um eine Dispersion in Wasser, der eingesetzte Kunststoff ist ein Copolymer aus Vinylacetat und Ethylen (Wacker Polymers 2009a, S. 1). Die Eigenschaften sind in Tabelle 3.7 dargestellt.

Tabelle 3.7: Eigenschaften der verwendeten Kunststoffdispersion (Wacker Polymers 2009b, S. 2)

Feststoffgehalt	52 - 54 %
Viskosität, dynamisch	100 - 400 mPa·s
pH-Wert	3,5 – 4,5
Dichte	1,06 g/cm ³
Aussehen	milchig-opak

Die Kunststoffdispersion wurde wegen der Kombination mit einem Luftporenbildner ohne Entschäumer verwendet, um negative Auswirkungen auf das Luftporensystem zu vermeiden.

3.5 Betonprüfungen

3.5.1 Erstprüfung

Im Rahmen der Ausschreibungsvorbereitung wurde eine erweiterte Erstprüfung konzipiert und bearbeitet. Abweichend vom üblichen Vorgehen bei Straßenbauvorhaben in Betonbauweise

wurden die Betonrezepturen wegen der gewünschten Variantenvergleiche bereits vor der Ausschreibung konzipiert und in Kooperation mit einer Betonprüfstelle (Betotech Niederbayern GmbH & Co. KG) an regionale Besonderheiten (z.B. verfügbare Gesteinskörnungen, potentielle Betonlieferwerke) angepasst. Im Rahmen der Ausschreibung wurden bereits die Betonrezepturen vorgegeben, so dass die Erstprüfung nicht vom Auftragnehmer zu bearbeiten war. In Abstimmung mit dem Auftraggeber der Whitetopping-Versuchsstrecke wurden die Biegezugfestigkeiten im Rahmen der vorliegenden Arbeit geprüft, die übrigen Prüfungen wurden von Betotech Niederbayern erbracht bzw. koordiniert.

Die Ergebnisse der Frischbetonprüfungen sind in Tabelle 3.8 und die Ergebnisse der Festbetonprüfungen in Tabelle 3.9 dargestellt.

Tabelle 3.8: Ergebnisse der Frischbetonprüfungen aus der Erstprüfung

			<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M3</i>	<i>M4</i>
Ausbreitmaß	[mm]	0 min	420	410	420	440
	[mm]	30 min	390	390	380	370
	[mm]	45 min	380	370	360	340
	[mm]	90 min	-	-	-	330
Rohdichte	[kg/m ³]		2384	2350	2384	2299
Luftporengehalt	[Vol.-%]		5,5	6,4	-	6,7
w/z (eq)	-		0,40	0,39	0,39	0,38

Tabelle 3.9: Ergebnisse der Festbetonprüfungen aus der Erstprüfung

			<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M3</i>	<i>M4</i>
Druckfestigkeit	[N/mm ²]	1 d	26,6	22,2	19,5	24,4
	[N/mm ²]	2 d	34,1	32,8	30,1	34,5
	[N/mm ²]	7 d	44,8	46,8	47,4	46,7
	[N/mm ²]	28 d	52,8	50,8	56,2	-
Biegezugfestigkeit	[N/mm ²]	2 d	3,54	3,95	4,17	-
	[N/mm ²]	28 d	5,25	4,8	4,99	-
Spaltzugfestigkeit	[N/mm ²]	2 d	2,65	2,50	2,70	-
	[N/mm ²]	28 d	3,55	3,95	4,45	-
CDF-Test Abwitterung	[g/m ²]	28 d				422
E-Modul	[N/mm ²]	28 d	35732	31832	34941	-

3.5.2 Eigenüberwachung und Kontrollprüfungen

Die Eigenüberwachung wurde vom Zentrallabor des Auftragnehmers erbracht. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3.10 dargestellt.

Tabelle 3.10: Ergebnisse der Eigenüberwachung

		M1			M2			M4		
		2. Teilstück			3. Teilstück			1. Teilstück		
		12.10.2010			13.10.2010			12.10.2010		
Ausbreitmaß Anlage	[mm]	440	430	400	390	360	380	430	430	420
Ausbreitmaß Baustelle	[mm]	400	400	390	400	390	390	410	390	400
LP-Gehalt Anlage	[%]	6,50	7,30	6,00	6,40	6,40	6,20	12,00	10,00	8,50
LP-Gehalt Baustelle	[%]	6,80	6,60	6,50	6,80	7,10	6,20	8,00	7,60	7,10
Lufttemperatur Anlage	[°C]	18	18	19	6	8	12	5	7	8
Betontemp. Anlage	[°C]	22	22	21	18	20	21	16	15	17
Betontemp. Baustelle	[°C]	21	22	21	19	21	21	17	19	20
w/z-Wert	-	0,41	0,38	0,38	0,37	0,38	0,39	0,36	0,37	0,36
Frischbeton-Rohdichte	[kg/l]	2,25	2,26	2,31	2,23	2,25	2,29	2,08	2,11	2,16
Druckfestigkeit Ist 24h	[N/mm ²]	27,5	29,5	32,9	26,0	27,4	31,0	21,9	22,8	23,5
Druckfestigkeit Soll 24h	[N/mm ²]	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0	26,0

Die Ergebnisse der Festbetonprüfungen sind in Tabelle 3.11 dargestellt.

Tabelle 3.11: Ergebnisse der Festbetonprüfungen aus der Kontrollprüfung

			M1	M2	M4
			Druckfestigkeit	[N/mm ²]	1 d
	[N/mm ²]	28 d	60,1	60,5	41,4
Biegezugfestigkeit	[N/mm ²]	28 d	5,44	5,80	4,54

Zusätzlich zu den Untersuchungen an Würfeln und Balken wurde die Druckfestigkeit auch an Bohrkernen (Durchmesser 94 mm) geprüft, die aus der fertiggestellten Fahrbahn gezogen wurden. An diesen wurde auch der Verbund (vgl. Kapitel 7.5.4) geprüft. Bild 3.8 zeigt die Entnahmestellen der Bohrkern.



Bild 3.8: Entnahmestellen der Bohrkerne

Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen an den Bohrkerne aus der Whitetopping-Decke im Alter von 60 Tagen sind in Tabelle 3.12 dargestellt.

Tabelle 3.12: Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung (60 Tage)

Bohrkern Nr.	Rohdichte [kg/m ³]	Druckfestigkeit $f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	Bohrkern Nr.	Rohdichte [kg/m ³]	Druckfestigkeit $f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
ohne Haftbrücke			mit Haftbrücke		
1	2104	78,5	10	2161	73,0
2	2104	41,8	11	2278	59,5
3	2075	29,9	12	2215	50,5
4	2247	61,0	13	2046	35,6
5	2133	38,3	14	2265	59,9
6	1988	43,7	15	2257	49,4
7	2046	41,6	16	2017	40,3
8	2017	42,5	17	2278	68,3
9	2233	51,2	18	1988	28,6
Bohrkerne 1 – 18			Rohdichte Druckfestigkeit		
			[kg/m ³] $f_{c,cyl}$ [N/mm ²]		
Mittelwert			2136 49,6		
Standardabweichung			106,9 14,4		

Es zeigte sich, dass die am Bauteil ermittelten Druckfestigkeiten gegenüber den Festigkeiten an den Probekörpern relativ stark streuen, eine Beobachtung, die auch in (Fleischer 1999, S. 336) angemerkt wird.

3.5.3 Ermittlung des E-Moduls

Bei der Bestimmung der Biegezugfestigkeiten wurde im Rahmen der erweiterten Erstprüfung ein Teil der Probekörper mit Dehnmessstreifen (Typ HBM 120 $\Omega \pm 0,3 \% 50 \text{ mm}$) ausgestattet und die Dehnungen während der Belastung gemessen, um so auch den E-Modul am Biegebalken zu ermitteln. Vor den Bruchversuchen zur Bestimmung der Biegezugfestigkeit gemäß (Norm DIN EN 12390-5:2009) wurde eine sinusförmige Druckschwellbelastung (1 Hz bis 20 Hz, Unterlast 0,5 kN, Oberlast 5,0 kN) aufgebracht. Damit blieb die Oberlast unter 20% der zu erwartenden Bruchlast (30 kN), was keine Schädigung des Probekörpers bewirkt. Die Kraft-Dehnungslinie zeigte einen linear-elastischen Verlauf ohne Unterschied zwischen dem Belastungs- und dem Entlastungsast, der Probekörper weist also für diese Belastung keine (erkennbare) Dämpfung auf.

Anhand der aufgezeichneten Dehnungen und Kräfte können die auftretenden Biegezugspannungen im Biegebalken (Breite b , Höhe h , Abstand der Lasteinleitung a) berechnet und der E-Modul abgeleitet werden. Aus der eingeleiteten Kraft F kann die maximale Zugspannung σ im 4-Punkt-Biegezugversuch bestimmt werden:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{F \cdot a}{2 \cdot W} = \frac{F \cdot 150 \cdot 6}{2 \cdot b \cdot h^2} = \frac{F \cdot 450}{b \cdot h^2} \quad 3.1$$

Aus den Werten der Dehnungen und Spannungen kann über das Hook'sche Gesetz der E-Modul berechnet werden:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad 3.2$$

Mittels linearer Regression wurden die E-Moduln der drei Betonrezepturen unter dynamischer Beanspruchung bestimmt.

Während des Biegezugversuchs gemäß (Norm DIN EN 12390-5:2009) konnte ebenso über die Dehnungen und Spannungen ein statischer E-Modul ermittelt werden. Dieser wurde anhand des linear-elastischen Bereichs der Verformungslinien bei der Biegezugprüfung ermittelt. Zur Kontrolle dient die Bestimmung des E-Moduls an Zylindern gemäß (Norm DIN 1048-5, S. 6f). Tabelle 3.13 stellt die Ergebnisse der Bestimmung des E-Moduls aus den dynamischen und statischen Biegezugversuchen an Balken und anhand von Zylindern gegenüber.

Tabelle 3.13: Ergebnisse der E-Modul-Bestimmung

Alter	Prüfkörper	Variante M1		Variante M2		Variante M3	
		dyn	stat.	E-Modul [N/mm ²]		dyn	stat.
2 d	Balken	28.500	25.800	- #	-	28.300	25.400
28 d	Balken	37.900	34.000	34.700	30.400	37.200	33.700
28 d	Zylinder		35.700		31.800		34.900
~180 d	Balken	36.600		36.400		38.700	

Ermittlung des dynamischen E-Moduls wegen Instabilität am Auflager nicht möglich

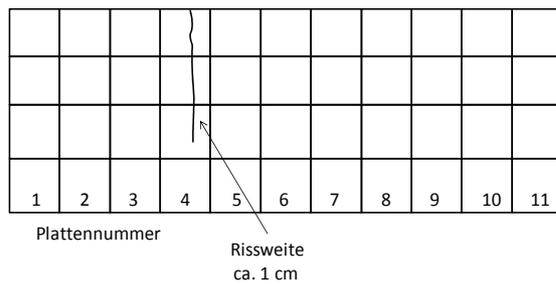
Im Vergleich zeigen sich bei der Bestimmung des E-Moduls relativ gute Übereinstimmungen zwischen der dynamischen und der statischen Bestimmung des E-Moduls an den Biegezugbalken. Der E-Modul aus der dynamischen Bestimmung am Balken fällt dabei rund 10 % höher, die Ermittlung am Zylinder fällt rund 5 % höher aus als bei der statischen Prüfung am Balken. Betrachtet man die Varianten untereinander, zeigt sich, dass die Unterschiede zwischen Variante M1 und Variante M3 sowohl bei der dynamischen als auch bei der statischen Bestimmung sehr gering ist. Der E-Modul bei Variante M2 ist insgesamt etwas geringer. Als Orientierungswert kann für die weiteren Berechnungen ein E-Modul von rund 35.000 N/mm² entsprechend dem 28-d-Wert angesetzt werden.

3.6 Dokumentation der Bauausführung

Der gesamte Sanierungsbereich wurde eine Woche vor dem Betoneinbau gefräst. Dabei wurde versehentlich auf der gesamt Fräsfläche Bitumenemulsion aufgesprüht. Im Bereich des Whitetopping-Einbaus musste diese zur Sicherstellung des Verbunds durch einen zweiten Fräsarbeitsgang wieder entfernt werden. In kleinen Teilflächen war auch nach dem zweiten Fräsen noch ein Bitumenfilm erkennbar, der nicht entfernt wurde.

In der Asphalttragschicht zeigten sich einzelne Risse, die nach dem Fräsen dokumentiert wurden (vgl. Bild 3.9). In Teilfläche 1 existierte ein Querriss mit einer Rissweite von etwa 1 cm. Um eine Schädigung der darüber einzubauenden Whitetopping-Schicht zu vermeiden, wurde im Feld über dem Riss eine Stahlbewehrung (mittig, 3 kg/m²) eingebaut, die bei einem Durchschlagen des Risses im Beton die Rissöffnung beschränken und damit die Rissverzahnung sicherstellen soll. Die Asphalttragschicht in Teilfläche 2 war frei von Rissen. In Teilfläche 3 existierten einzelne Risse ohne markante Orientierung, die zudem lediglich eine Rissweite von etwa 0,2 cm aufwiesen. Diese Risse wurden ohne weitere Maßnahmen mit Beton überbaut.

Teilfläche 1



Teilfläche 3

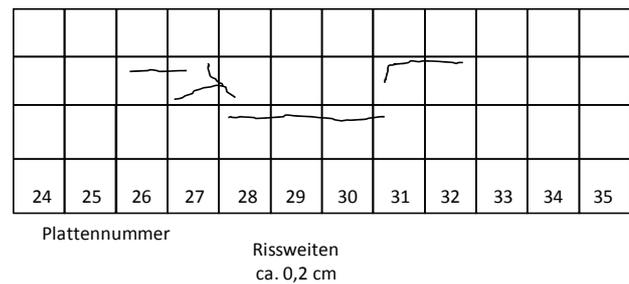


Bild 3.9: Dokumentation vorhandener Risse

Im Anschlussbereich zwischen Beton und Asphalt wurde zuerst der Asphalt mit Übermaß eingebaut, durch Trennschnitt senkrecht geschnitten und soweit möglich herausgefräst. Ein Teil des Asphalts konnte nicht gefräst werden und musste abgestemmt werden. Dies ging zu Lasten der Ebenflächigkeit. In der Folge war auch die Reinigung dieses Bereichs erschwert, gegenüber den gefrästen Flächen verblieben mehr Feinteile an der Oberfläche.

Ein selbstaufnehmendes Hochdruckreinigungsgerät reinigte die Whitetopping-Fläche. Der Baustellenverkehr lief getrennt durch einen Fahrbahnteiler über die benachbarte Fahrbahn. Die Anlieferung mit Fahrmischern und die Verteilung des Whitetopping-Betons mit einem Mobilbagger erfolgten von der benachbarten Fahrbahn aus. In der Folge verschmutzte der Baubetrieb die gefräste und gereinigte Asphaltunterlage kaum. Durch Druckluftreinigung unmittelbar vor dem Einbau wurden sonstige Verschmutzungen (z.B. Laub, Staub) weitestgehend beseitigt.

Die Haftbrücke wurde mit Farbrollern aufgebracht, teils nach der Befestigung der Ankerkörbe (Teilfläche 1 und 3) und teils auf der noch frei zugänglichen Fläche (Teilfläche 2). Die Aufbringung war in beiden Fällen vollflächig möglich, die Verarbeitungsgeschwindigkeit war jedoch im zweiten Fall deutlich höher. Die Kunststoffdispersion ist im unverfilmten Zustand weiß. Die Markierung für die Fugenteilung und Lage der Anker war dennoch gut erkennbar und nutzbar. Eine Montage der Ankerkörbe auf der bereits aufgetragenen Haftbrücke war daher ohne Probleme möglich.

Die Kunststoffdispersion wurde jeweils kurz vor Einbaubeginn auf die gesamte Feldfläche aufgebracht. Wegen des trockenen Wetters während der gesamten Bauzeit verfilmte die Dispersion noch vor Abschluss der Arbeiten. Am Morgen betrug die Zeit bis zu Beginn der Verfilmung rund 1,5 Stunden, am Nachmittag auf dem dann erwärmten Asphalt weniger als 0,5 Stunden. Die Verfilmung ist reversibel, bei Wasserzutritt redispersiert die Haftbrücke wieder. Eine irreversible Verfilmung erfolgt erst in alkalischem Milieu, also bei Zutritt des Betons.

Die Einbauflächen wurden nur teilweise vorab angefeuchtet. Wasserpfüßen schwächen den Verbund, diese mussten unbedingt vermieden werden. Wasser konnte daher nur in geringer Menge aufgebracht werden. Da gleichzeitig aber die Sonne schien und Wind wehte, trockneten die angefeuchteten Stellen relativ schnell wieder ab. Im Wesentlichen wurden daher die Flächen trocken überbaut.

Wegen niedriger Nachttemperaturen bis 0 °C wurde eine wärmehaltende Abdeckung anstelle der ursprünglich vorgesehenen wasserhaltenden Abdeckung aufgebracht. Dies war jedoch immer erst am Tag nach dem Betoneinbau möglich, um die Oberflächentextur zu schützen.

Die Querscheinfugen wurden erst in einem Alter von rund 24 Stunden geschnitten, da aufgrund der geringen Schichtdicke und der niedrigen Nachttemperaturen trotz eines Zementgehaltes von 400 kg/m³ die Festigkeitsentwicklung relativ langsam verlief.

Die Herstellung der drei Betonrezepturen M1, M2 und M4 im Betonwerk verlief ohne Störungen. Die Glasfasern wurden von Hand zugegeben. Die Fasern zeigten keine Igelbildung. Die beiden Faserbetonvarianten waren gut zu verarbeiten und zeigten diesbezüglich keinen nennenswerten Unterschied zum Referenzbeton. Die Fasern waren im Frischbeton auf der Baustelle noch erkennbar. Im eingebauten Zustand waren an der Oberfläche keine Fasern mehr zu sehen. Der Fasergehalt der Teilfläche 2 (Mischungsvariante M2) sollte ursprünglich wie Teilfläche 3 (Mischungsvariante M4) 10 kg/m³ betragen. Bei den Vorbereitungen zum Einbau stellte sich jedoch heraus, dass die verfügbaren Fasern nur noch eine Dosierung von 7 kg/m³ zuließen. Da eine Ergänzung des Faserbestands kurzfristig nicht möglich war, wurde die Einbaudosierung bei Teilfläche 3 entsprechend auf 7 kg/m³ reduziert.

Die Whitetoppingfläche wurde in drei Schritten betoniert. Teilfläche 1 (M1) und Teilfläche 3 (M4) wurden im Anschlussbereich an die Teilfläche 2 (M2) mit Schalung abgestellt. Teilfläche 2 wurde gegen die Stirnseiten der Teilflächen 1 und 3 betoniert. Diese Arbeitsfugen wurden als unverdübelte Pressfuge ausgebildet.

Die Zugabe der Kunststoffdispersion machte den Beton etwas klebriger und schwieriger zu verarbeiten. Auch das Aufbringen des Besenstrichs war etwas erschwert. Erhebliche Verarbeitungsunterschiede zu den Mischungsvarianten ohne Kunststoffdispersion haben sich jedoch nicht gezeigt. Für die Oberflächenstruktur wurde ein feiner Besenstrich gewählt, der mit einem Kunststoffbesen aufgebracht wurde. Alle drei Teilflächen zeigen ein ähnliches Oberflächenbild.

4 Feldmessungen

4.1 Einsenkungsmessung mit dem Benkelman-Balken

4.1.1 Methodik

Am Prüfamf für Verkehrswegebau wurde ein modifizierter Benkelman-Balken entwickelt. Mit diesem ist es möglich, gleichzeitig die Einsenkung unter einem Belastungsrads (z_{1b}), die relative Fugenbewegung Δz sowie die zugehörigen Einflusslinien zu messen (Eisenmann, Birmann 1982, S. 5ff). Die Bewegungen der Platten sowie die Bezeichnungen sind in Bild 4.1 dargestellt.

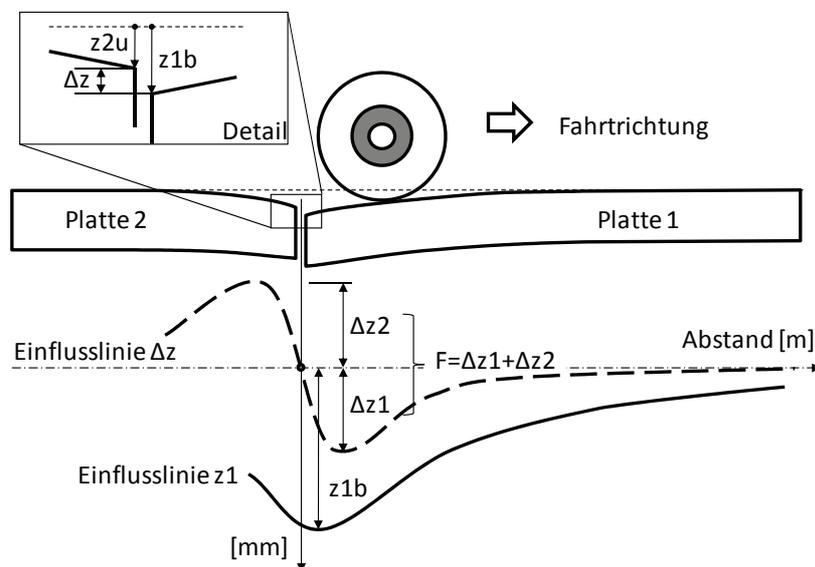


Bild 4.1: Bewertung der Fugen über die relative vertikale Fugenbewegung nach (Birmann 1997, S. 6)

Als Maß für die Querkraftübertragung kann der Wirksamkeitsindex W [%] nach (Teller, Sutherland 1936, S. 170) herangezogen werden, die Querkraftübertragung beträgt nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 76) etwa die Hälfte des Wirksamkeitsindex. Der Wirksamkeitsindex ergibt sich dabei aus der Einsenkung des belasteten Fugenrandes z_{1b} und der Einsenkung des nicht belasteten Fugenrandes z_{2u} . Eine vollständige Querkraftübertragung würde zur gleichen Einsenkung auf beiden Seiten der Fuge führen, der Wirksamkeitsindex würde dann 100 % betragen. Für den Fall, dass keine Querkraft übertragen wird, ergibt sich auf der unbelasteten Seite keine Einsenkung, der Wirksamkeitsindex beträgt dann 0 %.

Der Wirksamkeitsindex W kann nach (Birmann 1997, S. 6) unter Nutzung des Maximalwerts der relativen Fugenbewegung F wie folgt berechnet werden:

$$\Delta z_1 \approx \Delta z_2 \approx z_{1b} - z_{2u} \quad 4.1$$

$$F = \Delta z_1 + \Delta z_2 \quad 4.2$$

$$W = \frac{200 \cdot z_{2u}}{z_{2u} + z_{1b}} = \frac{200}{1 + \frac{1}{1 - 0,5 \cdot \frac{F}{z_{1b}}}} \quad 4.3$$

Anhand der absoluten Einsenkungsmessungen und der relativen Fugenbewegung an der Doppelspitze des modifizierten Benkelman-Balkens können somit die Wirksamkeitsindizes der Befestigung für die Fugen berechnet werden.

Eine numerische Untersuchung an unverdübelten Fugen von (Swati Roy Maitra et al. 2010, S. 192) bestätigt den linearen Zusammenhang zwischen relativer Fugenbewegung und Belastung. (Ioannides, Korovesis 1990, S. 15) definieren eine Federsteifigkeit der Fuge als Verhältnis der Scherspannung zur Fugenlänge. Beide Untersuchungen weisen auf die Notwendigkeit zum Abgleich mit empirischen Daten hin.

Ergänzend zum Wirksamkeitsindex wird – in Analogie zur Federkonstante k , die die Proportionalität zwischen Kraft und Federweg beschreibt – eine Fugensteifigkeit k_{Fuge} eingeführt, die es erlaubt, die Belastung Q und die relative Fugenbewegung Δz zu beschreiben.

$$k_{Fuge} = \frac{Q}{\Delta z} \quad 4.4$$

Um die Fugensteifigkeit zu bestimmen, muss nur die relative Fugenbewegung gemessen werden. Die Fugensteifigkeit ist für die Nutzung in einem FE-Modell besser geeignet als der dimensionslose Wirksamkeitsindex, da sie Kraft und Verschiebung unmittelbar verknüpft. Zwar wurde die Fugensteifigkeit k_{Fuge} im Rahmen dieser Arbeit nicht in das verwendete FE-Modell eingearbeitet, aber die Kenntnis der gemessenen Fugensteifigkeiten dürfte für weitere Untersuchungen von Nutzen sein. Zudem erlaubt diese Kenngröße eine qualitative Bewertung der Fugen.

4.1.2 Versuchsfläche in der Autobahnmeisterei Hohenbrunn

Zur Vorbereitung der Sanierung der Anschlussstelle Ottobrunn im Zuge der BAB A 99 im Südosten von München wurden zwei Whitetopping-Versuchsflächen mit einer Betoneinbaudicke von 14 cm auf dem Gelände der Autobahnmeisterei Hohenbrunn angelegt. Der Einbau erfolgte am 17.04.2008 als Probelauf für den Einbau in der Anschlussstelle bereits mit Gleitschalungsfertiger. Die Plattenabmessungen betragen rund 2,80 x 2,80 m. Die Längsscheinfugen wurden mit je zwei Ankern (Durchmesser 20 mm) pro Platte verankert, die Querscheinfugen wurden mit zehn Dübeln (Durchmesser 25 mm) pro Platte verdübelt (Riffel 2008, S. 3). Für die Tragfähigkeitsmessungen wurde eine der beiden Versuchsflächen ausgewählt. Die Geometrie und die Abmessungen der Versuchsfläche sowie die Untersuchungsbereiche für die Messung mit dem Benkelman-Balken sind in Bild 4.2 dargestellt. Die Messung auf der Versuchsfläche umfasste eine Plattenreihe längs (Plattenreihe C) in Plattenmitte und an den Querscheinfugen und eine Plattenreihe quer (Plattenreihe 7) in Plattenmitte und an den Längsscheinfugen.

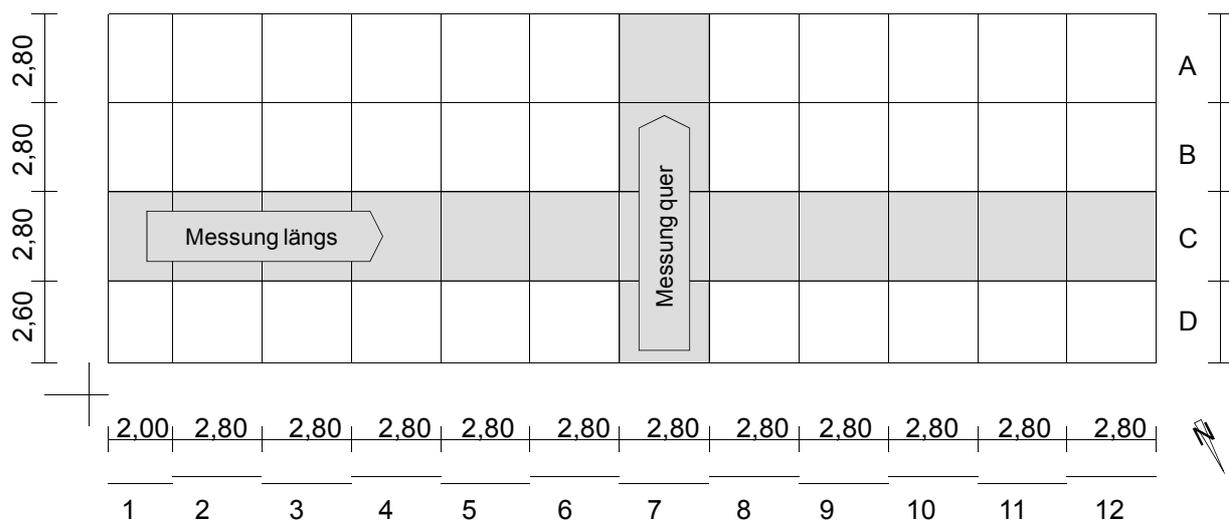


Bild 4.2: Geometrie der Versuchsfläche und der Untersuchungsbereiche

Um eine Einschätzung zum Tragverhalten von Whitetopping zu erhalten, wurde die Einsenkung mit Hilfe des am Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München modifizierten Benkelman-Balkens (Eisenmann, Birmann 1982, S. 5ff) gemessen. Tabelle 4.1 enthält die Randbedingungen zur Benkelman-Messung.

Tabelle 4.1: Randbedingungen der Benkelman-Messung

Messort	Autobahnmeisterei Hohenbrunn
Messdatum, Messzeit	24.11.2009, 11.30 – 13.00 Uhr
Wetter	bedeckt, windig, trocken, teilweise Nieselregen
Lufttemperatur / Fahrbahntemperatur	10 °C / 10 °C
Messfahrzeug	2-Achs-LKW, zwillingsbereifte Hinterachse
Gesamtmasse / Hinterachsmasse LKW	17820 kg / 10860 kg

Die Ergebnisse der Messung mit dem Benkelman-Balken sind in Tabelle 4.2 zusammengefasst.

Tabelle 4.2: Messergebnisse Benkelman-Balken (Versuchsfläche Hohenbrunn)

Plattenfugen		Innenfeld										Randfeld	
<i>Querfugen</i>		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	12-13	
z1b [mm]		0,073	0,033	0,056	0,051	0,047	0,038	0,073	0,08	0,095	0,099	0,307	
Mittelwert		0,065										0,307	
W [%]		96,23	92,68	96,01	94,85	95,67	93,41	96,53	96,04	96,85	96,88	75,58	
Mittelwert		95,92 (Standardabweichung 1,44)										75,58	
		Innenfeld										Randfeld	
<i>Längsfugen</i>	<i>D-C</i>											<i>0-D</i>	
z1b [mm]		0,043										0,030	
W [%]		93,83										37,84	
Plattenmitte													
<i>Platte</i>		C1	C2	C3	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	
z1b [mm]		0,094	0,056	0,082	0,083	0,100	0,078	0,077	0,109	0,106	0,119	0,086	
Mittelwert		0,090											

Bemerkenswert ist der sehr gute Wirksamkeitsindex, der größer 90 % ist. Die Fugensteifigkeit konnte für alle Querscheinfugen gemessen und ausgewertet werden. Die Ergebnisse sind in Bild 4.3 dargestellt. In der Grafik ist zu erkennen, dass die Fugensteifigkeit bis auf drei Fugen in etwa konstant bleibt. Dabei handelt es sich um die Pressfugen zwischen Asphalt und Beton (Fuge 0-1, Fuge 12-13, Fuge 0-D). Für diese ergibt sich eine durchschnittliche Fugensteifigkeit von 1,04 MN/mm, während die durchschnittliche Fugensteifigkeit für die übrigen Fugen 10,09 MN/mm beträgt.

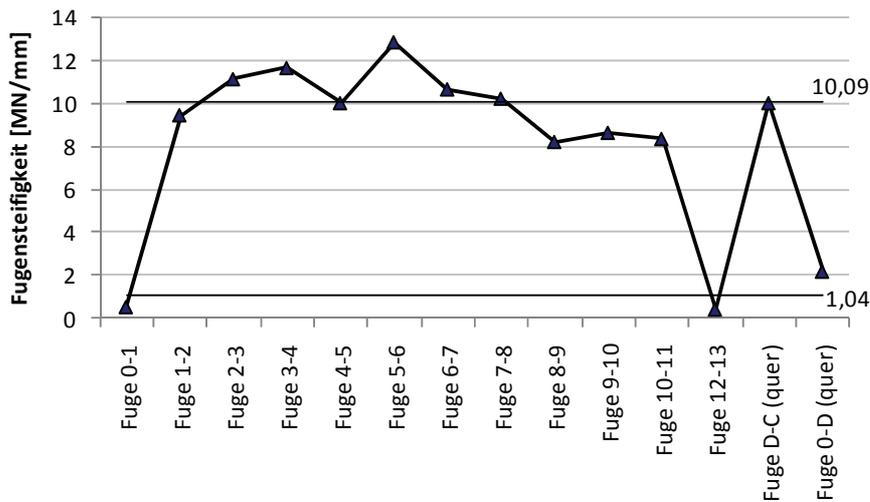


Bild 4.3: Fugensteifigkeit der Fugen

Beim Vergleich der Einflusslinien (Anhang A.1) erkennt man, dass der Verlauf der Einflusslinien bei fast allen Messungen ähnlich ist. Die Einflusslinien zeigen zumeist gut erkennbare Einsenkungmaxima gefolgt von stetigen Abnahmen der Einsenkung. Die nächste Fuge wird während der Messfahrt bei Messung in Plattenmitte nach rund 1,4 m überrollt, bei Messung des Plattenrands nach rund 2,8 m. Ändert sich das Tragverhalten an der Fuge deutlich, so ist hier in der Einflusslinie der Einsenkung ein Knick erkennbar. Dies war weder bei den Messungen in Plattenmitte noch am Plattenrand der Fall. Folglich ist die Lastübertragung im Bereich der Querscheinfugen sehr gut, was vor allem wegen der Verwendung von Dübeln zu erwarten war. Einen zusätzlichen Beitrag leisten hierzu die Lastübertragung über die Rissverzahnung und die Asphalttragschicht. Die Ausnahmen hinsichtlich des Verlaufs der Einflusslinien bilden die Messungen in Plattenmitte in Querrichtung bei den Platten D7 und C7, dargestellt in Bild 4.4.

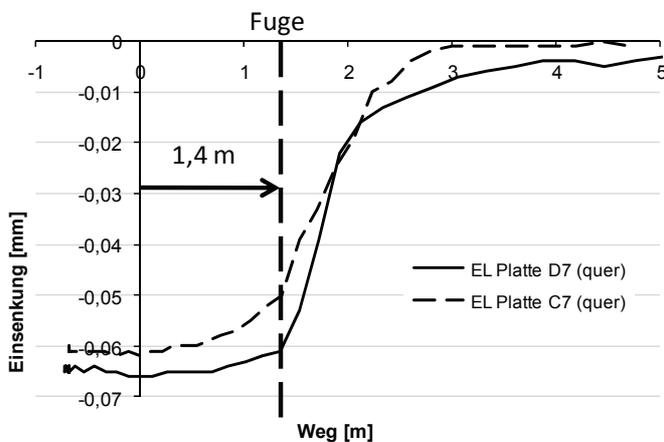


Bild 4.4: Einflusslinie der Einsenkung bei Messung in Querrichtung

Hier ist ein steiler Anstieg in der Einflusslinie deutlich erkennbar, der mit der Überrollung der Fuge zur Nachbarplatte zusammenfällt. Dies weist auf eine Unstetigkeit im Tragverhalten hin.

4.1.3 Versuchsstrecke Hengersberg

Auch an der Versuchsstrecke Hengersberg wurde die Tragfähigkeit unter einer 10-Tonnen-Achse mit Hilfe des am Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München modifizierten Benkelman-Balkens (Eisenmann, Birmann 1982, S. 5ff) gemessen, vgl. Lageskizze in Bild 3.4.

Tabelle 4.3 enthält die Randbedingungen zur Benkelman-Messung.

Tabelle 4.3: Randbedingungen der Benkelman-Messung

Messort	Whitetopping Versuchsstrecke, St 2126 bei Hengersberg
Messdatum, Messzeit	18.11.2010, 12.00 – 14.30 Uhr
Wetter	bedeckt, anfangs Nieselregen, dann trocken
Lufttemperatur / Fahrbahntemperatur	4 °C / 5 °C
Messfahrzeug	2-Achs-LKW, zwillingsbereifte Hinterachse
Gesamtmasse / Hinterachsmasse LKW	17000 kg / 10000 kg

Bei der Messung kam es aufgrund der tiefen Temperaturen teilweise zu Problemen mit den Wegaufnehmern zur Messung der absoluten Einsenkung. Die Messung der relativen Fugeneinsenkung war davon nicht betroffen. Die gemessenen Ergebnisse sind in Tabelle 4.4 dargestellt.

Tabelle 4.4: Messergebnisse Benkelman-Balken (Versuchsstrecke Hengersberg)

Fuge	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	8-9
z1b, Fuge	0,135	0,123	0,147	0,153	0,141	0,144	0,132	0,153
Mittelwert	0,135				0,142			
W [%]	92,000	97,925	98,199	98,170	98,342	97,87	97,872	97,350
Mittelwert	92,000		97,977 (Standardabweichung 0,32)					
Steifigkeit [MN/mm]	2,50	10,00	9,62	9,09	10,87	8,77	9,09	6,33
Mittelwert	2,50				9,11			
Plattenmitte	Platte 1	Platte 2	Platte 3	Platte 4	Platte 5	Platte 6	Platte 7	
z1b, Plattenmitte	0,123	0,114	0,120	0,123	0,114	0,111	0,129	
Mittelwert			0,119					

Während die Einsenkung nach der Theorie von Westergaard am Plattenrand rund das 3,5-fache der Einsenkung in Plattenmitte beträgt (vgl. Gleichung 8.19), stellt sich hier lediglich eine Zunahme um rund 20 % ein. Dies zeigt die günstige Wirkung der Asphalttragschicht. Dies bestätigen auch die Einflusslinien der Einsenkung (vgl. Anhang A.2), die vergleichbar zu den Einflusslinien bei der Versuchsfläche Hohenbrunn keine deutlich erkennbaren Unstetigkeitsstellen aufweisen. Das Tragverhalten des Gesamtsystems Whitetopping ist auch ohne die Verwendung von Dübeln über die Fugen hinweg relativ stetig. Auch hier zeigt sich ein sehr guter Wirksamkeitsindex, der deutlich über 90 % liegt.

Die Fugensteifigkeit konnte für alle Querscheinfugen gemessen und ausgewertet werden. Die Ergebnisse sind in Bild 4.5 dargestellt.

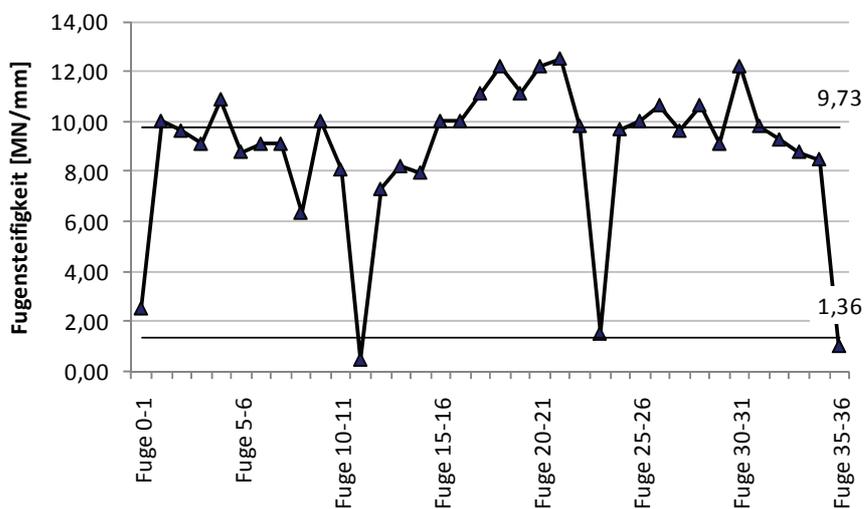


Bild 4.5: Fugensteifigkeit der Querscheinfugen

Bei der grafischen Auswertung ist zu erkennen, dass die Fugensteifigkeit in etwa konstant bleibt, aber an vier Fugen deutlich abfällt. Dabei handelt es sich um die Pressfugen zwischen Asphalt und Beton (Fuge 0-1 bzw. Fuge 35-36) und die Pressfugen zwischen den Teilflächen 1, 2 und 3 (Fuge 11-12 bzw. Fuge 23-24). Für diese ergibt sich die eingetragene durchschnittliche Fugensteifigkeit von 1,36 MN/mm, während für die Querscheinfugen die durchschnittliche Fugensteifigkeit 9,73 MN/mm beträgt.

4.2 Messung der Dehnungen unter Verkehrslast

Neben den Tragfähigkeitsmessungen mit dem Benkelman-Balken wurden auch Dehnungen an der Unterseite einer Betonplatte mit Hilfe der eingebauten Dehnmesskörper (vgl. Kapitel 3.3.1

und Bild 3.5) gemessen. Insgesamt wurden drei Lastfälle mit verschiedenen Abständen zum Fahrbahnrand bei der Überfahrt mit dem gleichen Belastungsfahrzeug wie bei den Benkelman-Messungen aufgezeichnet. Die Abmessungen des Belastungsfahrzeugs (Vorderachse 70 kN, Hinterachse 100 kN) sind in Bild 4.6 dargestellt.

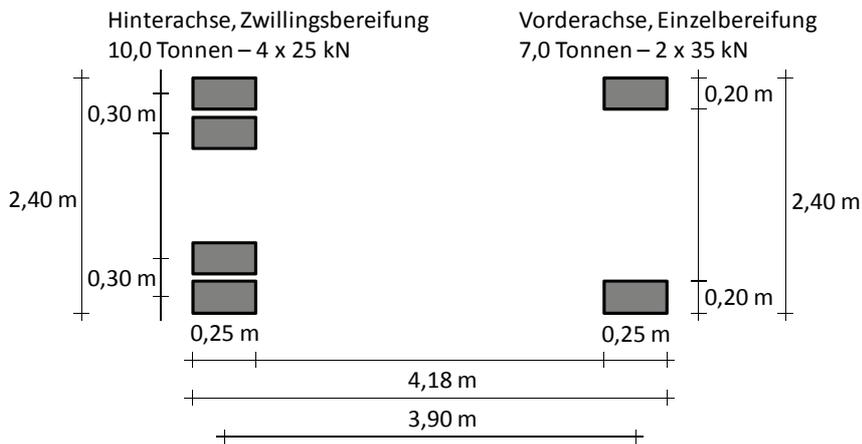


Bild 4.6: Abmessungen des Belastungsfahrzeugs

Die Lastfälle Plattenrand, Plattenmitte und Plattenfuge (verankerter Plattenrand: Längsscheinfuge) wurden durch LKW-Überfahrten aufgebracht und sind mit den Positionen der Dehnmesskörper in Bild 4.7 skizziert.

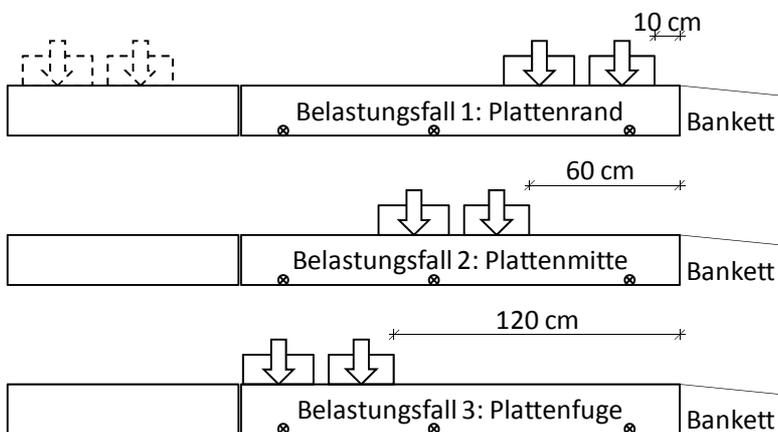


Bild 4.7: Belastungsfälle LKW-Überfahrt (Blick in Fahrtrichtung)

Während der Überfahrten wurden die Messsignale aller Dehnmesskörper mit einer Messfrequenz von 50 Hz erfasst und aufgezeichnet. Das Belastungsfahrzeug passierte den Messbereich nach einer Anlaufstrecke mit konstanter Geschwindigkeit. Über den zeitlichen Abstand der Messspitzen bei Vorderachs- und Hinterachsüberfahrt und den bekannten Abstand der Achsen kann die Geschwindigkeit des Fahrzeugs bestimmt werden. Dies erlaubt

zusammen mit dem Zeitkanal der Messwerte eine örtliche Referenzierung der Messwerte. Bild 4.8 zeigt exemplarisch eine typische Dehnungsaufzeichnung eines Sensors.

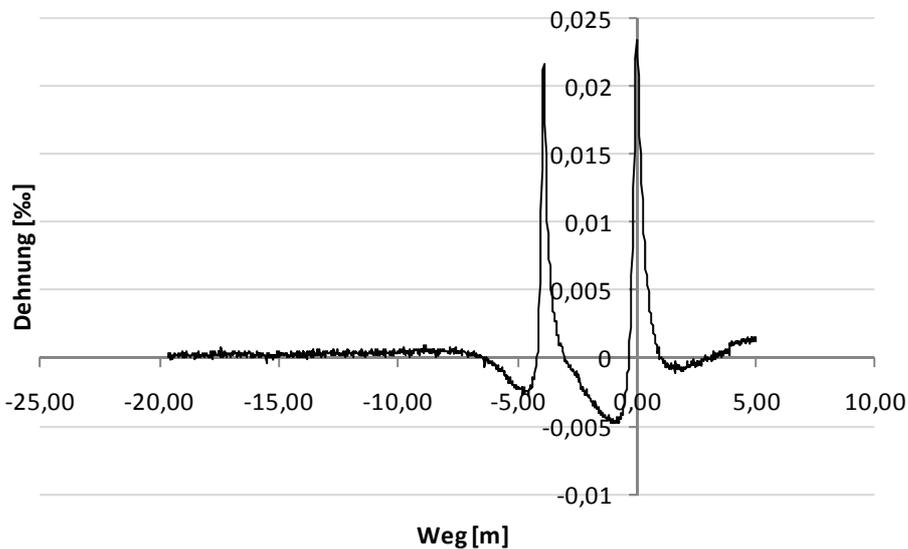


Bild 4.8: exemplarische Aufzeichnung der Dehnung (DMK 1 im Lastfall 2)

Für die drei Überfahrten und die fünf funktionsfähigen Messstellen in der Whitetopping-Platte (DMK 1 bis DMK 6, ohne DMK 4) wurden die Messungen ausgewertet. Die Dehnmesskörper wurden mit dem gleichen Belastungsfahrzeug bei unterschiedlicher Belastungsposition mehrfach belastet. Damit ist es möglich, die Unterschiede der untersuchten Lastfälle (Plattenrand, Plattenmitte, Plattenrand mit verankerter Längsscheinfuge) auf die auftretenden Dehnungen und Spannungen zu bestimmen. Die kontinuierlich gemessenen Dehnungen bilden die Einflusslinien der Dehnungen an den Messstellen. Unter Annahme eines homogenen Tragverhaltens entspricht dies auch der Verteilung der Dehnungen unter dem Belastungsfahrzeug. Für die weiteren Berechnungen wird ein E-Modul des Betons von 35.000 N/mm^2 angesetzt, was dem in den Laborprüfungen bestimmten E-Modul entspricht. Durch Umrechnung der gemessenen Dehnungen können die Spannungen an der Unterseite der Betonschicht ermittelt werden.

In Tabelle 4.5 sind die maximal auftretenden Dehnungen, die sich unter der Hinterachse ergeben, sowie die daraus berechneten Spannungen zusammengefasst. Die Ergebnisse der Dehnmesskörper, die bei dem zugehörigen Lastfall unmittelbar im Lasteinleitungsbereich liegen, sind hervorgehoben.

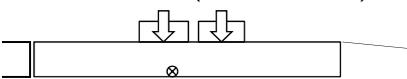
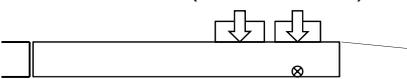
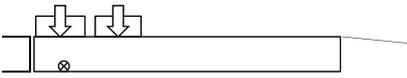
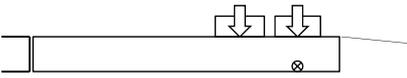
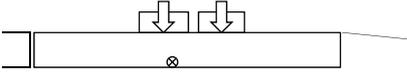
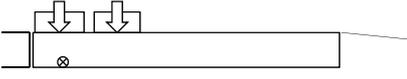
Tabelle 4.5: maximale Dehnungen und Spannungen bei den LKW-Überfahrten

	DMK 1	DMK 2	DMK 3	DMK 5	DMK 6
LF 1: Plattenrand (Randabstand d= 0,10 m)					
Dehnungen [%]	0,013845	0,000838	0,033633	0,009284	0,025861
Spannungen [N/mm ²]	0,485	0,029	1,177	0,325	0,905
LF 2: Plattenmitte (Randabstand d= 0,60 m)					
Dehnungen [%]	0,023426	0,005664	0,006765	0,008526	0,004704
Spannungen [N/mm ²]	0,820	0,198	0,237	0,298	0,165
LF 3: Plattenfuge (Randabstand d= 1,20 m)					
Dehnungen [%]	0,00963	0,019102	0,003603	0,024702	0,002277
Spannungen [N/mm ²]	0,337	0,669	0,126	0,865	0,080

Die so ermittelten Dehnungen bzw. Spannungen können gegenüber gestellt werden und erlauben so einen Vergleich zwischen den Lastfällen Plattenrand, Plattenmitte und Plattenfuge. An den Plattenecken innen (DMK 2) und außen (DMK 6) treten positiven Dehnungen (Zug) auf. Der klassische Lastfall Plattenecke (Zugspannungen an der Plattenoberseite) tritt wegen der Lastübertragung über Rissverzahnung und durchlaufende Asphalttragschicht nicht in Reinform auf.

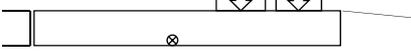
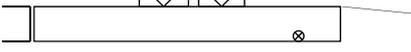
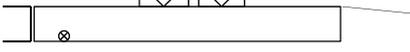
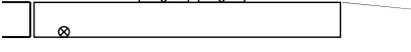
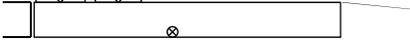
Die wechselweisen Vergleiche der Dehnungen unter den Lastachsen und außerhalb der Lastachsen sind in Tabelle 4.6 und Tabelle 4.7 dargestellt.

Tabelle 4.6: Vergleich der Dehnungen unter den Lastachsen

Ausgangslastfall	Vergleichslastfall	absolute Dehnungen [%] / Veränderung
Plattenmitte (DMK 1 / LF 2) 	Plattenrand (DMK 3 / LF 1) 	0,023426 : 0,033633 +46,6 %
Plattenfuge (DMK 5 / LF 3) 	Plattenrand (DMK 3 / LF 1) 	0,024702 : 0,033633 +36,2 %
Plattenmitte (DMK 1 / LF 2) 	Plattenfuge (DMK 5 / LF 3) 	0,023426 : 0,024702 +5,4 %

Der Vergleich zeigt, dass die Beanspruchung des Systems zum Fahrbahnrand hin zunimmt, die Veränderung zwischen Plattenmitte und Plattenfuge fällt hingegen relativ gering aus.

Tabelle 4.7: Vergleich der Dehnungen außerhalb der Lastachse

Ausgangslastfall	Vergleichslastfall	absolute Dehnungen [‰] / Veränderung
Plattenrand (DMK 1 / LF 1) 	Plattenfuge (DMK 1 / LF 3) 	0,013845 : 0,00963 -30,4 %
Plattenmitte (DMK 3 / LF 2) 	Plattenmitte (DMK 5 / LF 2) 	0,006765 : 0,008526 +26,0 %
Plattenmitte (DMK 5 / LF 2) 	Plattenfuge (DMK 1 / LF 3) 	0,008526 : 0,00963 +12,9 %
Plattenmitte (DMK 3 / LF 2) 	Plattenrand (DMK 1 / LF 1) 	0,006765 : 0,013845 +104,7 %

Der Vergleich zeigt die Änderung des Tragverhaltens zwischen Plattenrand und Plattenmitte. Die Lastabtragung am Plattenrand erfolgt vor allem längs des Fahrbahnrandes. Infolge der geringeren Steifigkeit verlagert sich die Lastabtragung in die steiferen Bereiche in Plattenmitte (steife Bereiche ziehen Lasten an).

4.3 Fugenöffnung

4.3.1 Wirkung gleichmäßiger Temperaturänderungen

Neben den in Kapitel 5 vorgestellten Ergebnissen zu den in der Fahrbahn wirkenden Temperaturgradienten und den daraus abzuleitenden Wölbspannungen müssen grundsätzlich auch die Spannungen berücksichtigt werden, die sich aus den behinderten Verformungen infolge einer konstanten Temperaturänderung gegenüber der Nullspannungstemperatur ergeben (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 26). Besteht kein Verbund zwischen der Betondecke und dem darunterliegenden Asphalt, so kann sich die Betondecke bei Temperaturänderung frei bewegen. Es bauen sich keine Spannungen auf. Besteht voller Verbund zu einem unbeweglichen Untergrund, so erfährt die Betondecke keine Verformung und die Temperaturänderung ruft in vollem Umfang Spannungen hervor.

Der Asphalt baut bei ausreichend langsamen und kleinen Verformungen infolge seines mechanischen Verhaltens (viskos, elastisch, plastisch) keine Spannungen auf. Daher kann zumindest einen Teil der Verformungen des Betons in Längsrichtung infolge gleichmäßiger

Temperaturänderung auch bei vollem Verbund zwischen Beton und Asphalt auftreten. Die tatsächlich auftretenden Spannungen liegen daher unter den Werten, die bei vollständig verhinderter Verformung zu erwarten sind. Bei niedrigen Temperaturen nimmt die Viskosität von Asphalt jedoch infolge der temperaturabhängigen Versteifung deutlich zu und der Asphalt kann nur noch langsam relaxieren (Mollenhauer 08.05.2008, S. 16).

Bei gutem Verbund ist per Definition der Bewegungsunterschied zwischen Beton und Asphalt sehr gering, entsprechend müsste der Asphalt den thermisch induzierten Bewegungen des Betons folgen. Als Konsequenz hat dies die Gefahr zur Folge, dass sich unter den Scheinfugen des Betons im Asphalt Risse bilden. Sollte allerdings der Asphalt den Bewegungen des Betons nicht folgen, würde dies bedeuten, dass der Verbund gestört wäre. Welches Verhalten sich bei einer Whitetopping-Betondecke auf einer Asphaltenschicht tatsächlich einstellt, ist nicht geklärt.

Die Temperaturdehnung hängt unter anderem von der Wärmedehnzahl des Zementsteins und der Gesteinskörnung, der Temperaturdifferenz, dem Alter und dem Wassergehalt des Betons ab (Dettling 1962, S. 174ff; Zoldners 1971, S. 3ff; Kehlbeck 1974, S. 104). Unter Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen der Temperaturdifferenz ΔT [K] und der Dehnung ε_T des Baustoffs Beton gilt folgender Zusammenhang:

$$\varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T \quad 4.5$$

Für den Temperatureausdehnungskoeffizienten α_T [1/K] gilt im Mittel (Norm DIN 1045-1, S. 69):

$$\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5} \quad 4.6$$

Unter Annahme einer homogenen Temperatur im Querschnitt kann dann für ein Bauteil der Länge l die Längenänderung Δl berechnet werden (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 30):

$$\Delta l = l \cdot \varepsilon_T = l \cdot \alpha_T \cdot \Delta T \quad 4.7$$

Aus einer Maximaltemperatur im Sommer von 50 °C und einer Minimaltemperatur im Winter von -20 °C ergibt sich eine Temperaturspanne von 70 K. Als Bezugswert ist die Nullspannungstemperatur anzusetzen. Dabei handelt es sich um die Temperatur, bei der in der Betondecke Druckspannungen erzeugt werden (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 28). Diese entspricht bei neuen Betonfahrbahnen und nicht verschmutzten Fugen in etwa der Temperatur, die während des Einbaus der Betonfahrbahn in der Betonplatte vorherrschte. Eine Verkürzung der Platten tritt auch durch Schwinden des Betons auf. Dies führt zu einer zusätzlichen Öffnung der Fugen,

was einer Erhöhung der Nullspannungstemperatur von 10 bis 20 K entspricht (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 28). Durch den Einsatz von Schwindreduzieren kann das Schwindmaß reduziert werden (Riffel 2008, S. 5) und damit der Anstieg der Nullspannungstemperatur reduziert werden, was wiederum die maximale Fugenöffnung verkleinert.

Die maximale Fugenöffnung ergibt sich über die Differenz zwischen Nullspannungstemperatur und Minimaltemperatur. Der Zusammenhang zwischen der Plattenlänge und der maximalen Fugenöffnung einer Betonplatte ist für verschiedene Temperaturdifferenzen ΔT in Bild 4.9 dargestellt.

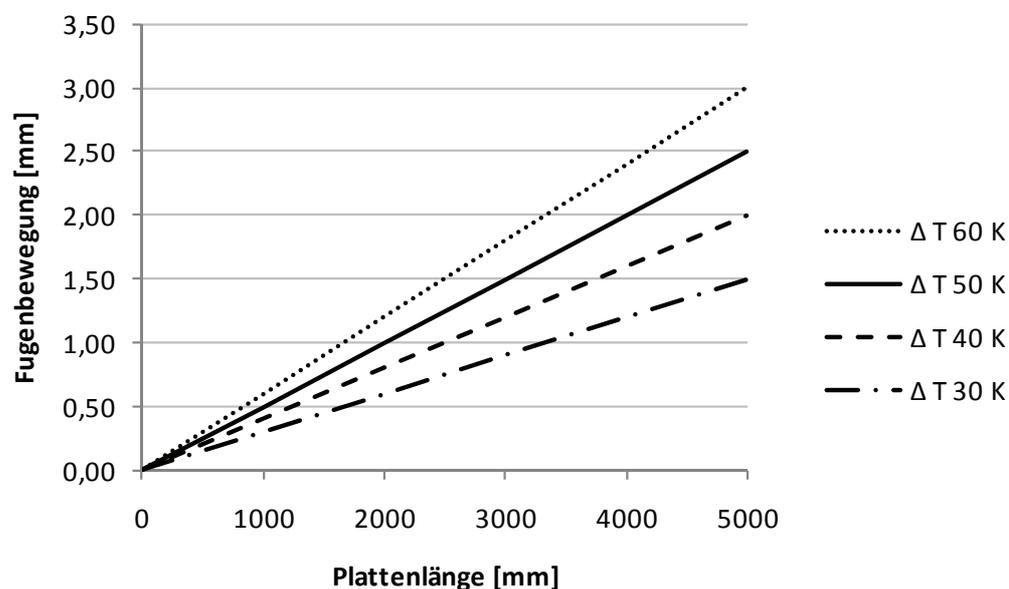


Bild 4.9: Zusammenhang zwischen Plattenlänge und Fugenbewegung

Während sich bei einer typischen Betonplatte mit Plattenlänge von 5,0 m und einer Temperaturdifferenz von 60 K eine Fugenöffnung von rund 3 mm abschätzen lässt, ergeben sich bei Whitetopping-Platten mit einer Plattenlänge von 2,5 m eine Fugenöffnung von 1,5 mm und bei einer Plattenlänge von 1,5 m lediglich eine Öffnung der Fuge von 0,9 mm.

Durch diese verringerte Öffnungsweite ergibt sich eine geringere Atmungslänge der Platten. Dies ist für die Rissverzahnung im Beton und die damit mögliche Querkraftübertragung an den Fugen (vgl. 8.3.2) günstig. Zudem fällt die verbundreduzierende Wirkung (vgl. 7.3.2) der Temperaturänderung geringer aus.

4.3.2 Untersuchungen an der Versuchsstrecke Hengersberg

Durch Messungen der Fugenöffnungen bei verschiedenen Temperaturen kann auf die Charakteristik der Fugenbewegungen geschlossen werden. Dies gibt einen Anhaltspunkt zum Verhalten von Whitetopping unter gleichmäßiger Temperaturänderung. Um die Fugenbewegungen messen zu können, wurden die Querscheinfugen der Versuchsstrecke Hengersberg mit Messbolzen ausgestattet.

Bei der Versuchsstrecke Hengersberg gab es verschiedene Einflussfaktoren auf die Betontemperatur während der Anfangsphase der Erhärtung. Dazu gehört die geringe Einbaudicke des Betons (120 mm), die relativ geringe Lufttemperatur (Tag bis maximal 17 °C, Nacht bis minimal 0 °C) und die korrespondierende niedrige Bodentemperatur (10 °C). Wegen der geringen Dicke der Betonschicht stieg die Temperatur des Betons infolge der Hydratation nur bis knapp über 20 °C. Nach Erstarrungsbeginn lag die Betontemperatur in etwa bei 13 °C, wobei diese Temperatur relativ konstant über den Querschnitt war. Die Nullspannungstemperatur, die das Schwinden des Betons berücksichtigt, dürfte daher bei rund 23 – 33 °C liegen. An der Versuchsstrecke wurden mehrmals die Fugenbewegungen gemessen. Bild 4.10 zeigt die Bewegungen an den Fugen. Als Bezugsgröße, bei der die Fugen geschlossen sind, wird die Messung am 02.08.2011 bei 36 °C Fahrbahntemperatur angesetzt.

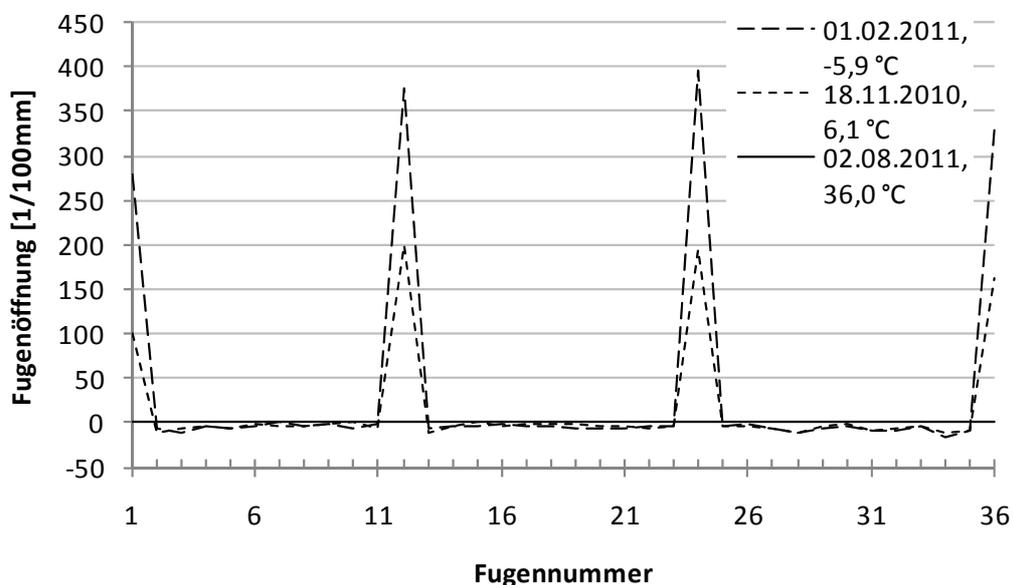


Bild 4.10: relative Fugenbewegung an der Versuchsstrecke Hengersberg

Deutlich erkennbar ist, dass sich die Fugenbewegungen auf die Pressfugen am Übergang zwischen Beton und Asphalt bzw. auf die Arbeitsfugen an den Grenzen der Teilflächen

konzentrieren. Diese Fugen haben bei der Tragfähigkeitsmessung auch die geringste Steifigkeit gezeigt, vgl. Kapitel 4.1.3. An den Scheinfugen zwischen den Whitetopping-Platten sind kaum Fugenbewegungen messbar ($< 0,2$ mm).

Bei der Messung am 02.08.2011 wurden mehrere Fugen freigelegt. Dabei zeigte sich, dass bei 36 °C die Pressfugen (Fuge 12, Fuge 23) geschlossen waren. Folglich liegt die Nullspannungstemperatur unter 36 °C . Bei Fuge 3 war ein beginnender Riss unterhalb des Kerbschnitts der Querscheinfuge mit rund $1,5$ cm Länge zu erkennen. Bei Fuge 22 war kein Riss zu erkennen. Offensichtlich ist eine gewisse Zeit erforderlich, bis die Scheinfugen bei Whitetopping wirksam werden. Insofern ist weiterhin eine begleitende Messung der Fugenbewegung an der Versuchsstrecke sinnvoll, um die zukünftige Entwicklung der Fugen zu dokumentieren.

4.4 Schlussfolgerungen

Die Einsenkungsmessungen mit Hilfe des modifizierten Benkelman-Balkens sind geeignet, um das Tragverhalten des Whitetopping-Probefeldes zu beschreiben. Der Verlauf der Einflusslinien zeigt die Wirksamkeit des Tragsystems bei Whitetopping und die Querkraftübertragung auf die benachbarten Platten sowohl mit als auch ohne Verwendung von Dübeln.

Die vergleichsweise geringe Zunahme der Einsenkung im Fugenbereich gegenüber der Einsenkung in Plattenmitte bestätigt ebenfalls die Kompositragwirkung. Die Fugen im Beton bei Whitetopping führen nicht zum gleichen Anstieg der Beanspruchung wie die in voller Höhe wirksamen Fugen bei klassischen Betondeckensystemen. Aufgrund der durchlaufenden Asphalttragschicht ergeben sich für Whitetopping-Fugen Spannungen und Dehnungen, die zwischen den Lastfällen Plattenmitte und Plattenfuge herkömmlicher Betondeckensysteme liegen.

Die Fugensteifigkeit lag sowohl mit als auch ohne Verwendung von Dübeln in der gleichen Größenordnung von 10 MN/mm . Dieses Ergebnis bestätigt die bei Whitetopping übliche Bauweise, die auf den Einsatz von Dübeln verzichtet. In welchem Umfang die Asphalttragschicht die Dübel dauerhaft ersetzen kann, konnte im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht untersucht werden. Die Einsenkungsmessungen fanden an relativ jungen Whitetopping-Flächen statt. Die Entwicklung der Querkraftübertragung mit zunehmendem Alter der Versuchsflächen konnte daher nicht dokumentiert werden. Die theoretisch erforderlichen Schichtdicken der Asphalttragschicht werden in Kapitel 8.3.3 hergeleitet.

Im Übergangsbereich der Whitetopping-Flächen zu Asphalt sowie an den Arbeitsfugen ergeben sich geringere Fugensteifigkeiten. Für die Realisierung von Whitetopping ist bei Arbeitsfugen die Verwendung von Dübeln zu empfehlen, um die geringere Steifigkeit auszugleichen. Für die Übergänge zwischen Beton und Asphalt ist die Ausbildung von verstärkten Randplatten sinnvoll.

Anhand der Messungen der Fugenöffnung ist ersichtlich, dass die Querscheinfugen zehn Monate nach der Fertigstellung noch nicht gerissen sind. Wie schnell sich das anfängliche „Paketreißen“ an den Arbeitsfugen auf die Querscheinfugen verteilt, konnte im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht ermittelt werden. Hierzu sind weitere Messungen in Zukunft erforderlich.

5 Fahrbahntemperatur und Temperaturgradienten

5.1 Mechanismen des Wärmetransports

Wärmeenergie wird durch Wärmeleitung, Konvektion und Wärmestrahlung übertragen. Neben der Wärmeübertragung kann Wärme auch gespeichert werden. Bei Kenntnis dieser Vorgänge kann die Temperaturverteilung in Bauteilen ermittelt werden. Dies ist im Verkehrswegebau von Bedeutung, da Asphalt ein stark von der Temperatur abhängiges Materialverhalten (v.a. Steifigkeit) zeigt, während bei Beton eine Temperaturänderung im Wesentlichen zu einer Änderung der räumlichen Ausdehnung führt, was Verformungen und Spannungen hervorruft.

5.1.1 Wärmeleitung

Wärmeleitung bezeichnet dabei den Transport von Wärmeenergie in Materie ohne eine Übertragung von Materie. Der Energietransport erfolgt dabei in Richtung des Temperaturgefälles (Eichler 2007, S. 103). Das Fourier'sche Grundgesetz des molekularen Wärmetransportes beschreibt den Zusammenhang zwischen einem räumlichen Temperaturgradienten, der die Ursache eines Wärmetransportes darstellt, und der in der Zeitspanne Δt durch eine Grenzfläche A transportierte Wärme ΔQ . Für die Wärmestromdichte j_q ergibt sich (Hering et al. 2007, S. 248)

$$j_q = -\lambda \nabla \vartheta = -\lambda \text{ grad } \vartheta = \frac{\Delta Q}{A \Delta t} = \frac{\dot{Q}}{A} \quad 5.1$$

Darin bezeichnet ϑ die Temperatur [K] und λ die Wärmeleitfähigkeit [W/(m·K)].

Daraus lassen sich die Lösungen für die stationäre Wärmeleitung (Temperaturfluss in Richtung der z-Achse) durch eine planparallele Platte mit der Höhe h (Bild 5.1) ableiten.

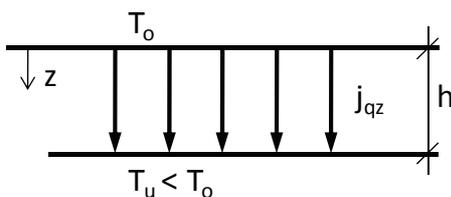


Bild 5.1: Wärmeleitung in einer planparallelen Platte, nach (Hering et al. 2007, S. 252)

Die Fourier Grundgleichung liefert für diesen eindimensionalen Fall (Vernachlässigung des horizontalen Energietransportes) den Wärmestrom in einer einschichtigen Platte:

$$j_{qz} = -\lambda \frac{dT}{dz} = \frac{\dot{Q}}{A} = \frac{\lambda}{h} (T_o - T_u) \quad 5.2$$

Dabei stellt sich folgendes Temperaturprofil in der Platte ein:

$$T(z) = T_o - \frac{T_o - T_u}{h} z \quad 5.3$$

Im instationären Fall ohne innere Wärmequellen beschreibt die folgende partielle Differentialgleichung das zeitliche Verhalten des skalaren Temperaturfeldes $\vartheta(x,y,z,t)$ (Hering et al. 2007, S. 250):

$$c\rho \frac{\partial \vartheta}{\partial t} = \lambda \left\{ \frac{\partial^2 \vartheta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \vartheta}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \vartheta}{\partial z^2} \right\} \quad 5.4$$

Diese zeitabhängige Wärmeleitungsgleichung (5.4), in der c die spezifische Wärmekapazität [J/(kg·K)] und ρ die Dichte [kg/m³] bezeichnet, lässt sich für praktische Fälle nicht geschlossen lösen, sondern muss durch Iterationsverfahren numerisch gelöst werden (Hering et al. 2007, S. 254).

5.1.2 Konvektion

Konvektion stellt eine Wärmeübertragung zwischen zwei Systemen dar, die sich relativ zueinander bewegen, z.B. die Wärmeübertragung zwischen einem Fluid (Gas, Flüssigkeit) und einer Wand. Man unterscheidet freie Konvektion (Strömung infolge Auftriebskräfte) und erzwungene Konvektion (Strömung infolge äußerer Kräfte). Bei Bauteilen, die dem Wind ausgesetzt sind, überwiegt in der Regel der Anteil der erzwungenen Konvektion (Hering et al. 2007, S. 254).

Nach (Eichler 2007, S. 104f) hängt die Wärmestromdichte j [W/m²] an einer ebenen Fläche A näherungsweise linear von der Temperaturdifferenz ΔT von Platte und Fluid (z.B. Luft) ab.

$$j = \frac{Q}{At} = \alpha \Delta T = \alpha (T_{Wand} - T_{Luft}) \quad 5.5$$

Als Richtwert gilt für Luft mit Geschwindigkeit v ein Wärmeübergangskoeffizient α [W/(m²·K)] nach (Kuchling 1996, S. 637):

$$\alpha = 6,2 + 4,2 \cdot v \quad \text{für } v \leq 5 \frac{m}{s} \quad 5.6$$

$$\alpha = 7,52 \cdot v^{0,78} \quad \text{für } v > 5 \frac{m}{s}$$

5.1.3 Wärmestrahlung

Wärmestrahlung ist nach (Eichler 2007, S. 105) die Emission [Abstrahlung] elektromagnetischer Wellen aufgrund der thermischen Energie der Materie. Beim umgekehrten Vorgang, der Absorption, trifft Strahlung auf Materie und wird in Wärmeenergie umgewandelt. Ein Strahler wird durch die Strahlungsleistung Φ beschrieben, welche die in der Zeit dt emittierte Energie dW angibt:

$$\Phi = \frac{dW}{dt} \quad 5.7$$

Fällt Strahlung senkrecht auf ein Flächenelement eines Empfängers dA_e , wird dort die Bestrahlungsstärke E erzeugt. Bezieht man die abgestrahlte Leistung auf ein Flächenelement des Strahlers dA_s , erhält man die spezifische Ausstrahlung M .

$$E = \frac{d\Phi}{dA_e} \quad 5.8$$

$$M = \frac{d\Phi}{dA_s} \quad 5.9$$

Die Bestrahlungsstärke der Sonne auf der Erde (Solarkonstante) beträgt rund $E = 1,37 \text{ kW/m}^2$ (Kuchling 1996, S. 255).

Bei Bestrahlung eines Materials wird von der einfallenden Bestrahlungsstärke E ein Teil E_a absorbiert, diesen Anteil beschreibt der Absorptionsgrad α (Eichler 2007, S. 105f).

$$\alpha = \frac{E_a}{E} \quad 5.10$$

Ein Körper, der die gesamte einfallende Strahlungsenergie ($\alpha = 1$) absorbiert, wird schwarzer Körper genannt.

Der Emissionsgrad ε bezeichnet das Verhältnis der spezifischen Ausstrahlung eines Körpers M zur Ausstrahlung eines schwarzen Körpers M_s (Eichler 2007, S. 106).

$$\varepsilon = \frac{M}{M_s} \quad 5.11$$

Für alle Körper gilt, dass der Emissionsgrad ε gleich dem Absorptionsgrad α ist, unabhängig von Temperatur und Wellenlänge der Strahlung (Kuchling 1996, S. 319).

$$\varepsilon = \alpha \quad 5.12$$

Für Beton ergibt sich bei $T = 20 \text{ °C}$ ein Emissiongrad $\varepsilon = 0,94$ (Eichler 2007, S. 106), für Asphalt $\varepsilon = 0,90$ bis $0,95$ (Kleiber Infrared GmbH 2007, S. 1).

5.1.4 Wärmekapazität und Wärmespeicherung

Die Wärmekapazität C [J/K] eines Körpers beschreibt das Verhältnis der zugeführten Wärmemenge Q zur erzielten Temperaturerhöhung ΔT . Die spezifische Wärmekapazität c [J/(kg·K)] eines Stoffes beschreibt das Verhältnis der zugeführten Wärmemenge Q zum Produkt aus Masse m und Temperaturdifferenz ΔT (Kuchling 1996, S. 251f) und damit die Fähigkeit zur Wärmespeicherung.

$$C = \frac{Q}{\Delta T} = \frac{dQ}{dT} \quad 5.13$$

$$c = \frac{Q}{m\Delta T} = \frac{dQ}{mdT} \quad 5.14$$

Die spezifische Wärmekapazität von Beton beträgt nach (Kuchling 1996, S. 619) $c = 840 \text{ J}/(\text{kg}\cdot\text{K})$, nach (Eichler 2007, S. 89) $c = 880 \text{ J}/(\text{kg}\cdot\text{K})$. Die spezifische Wärmekapazität von Asphalt beträgt nach (Kuchling 1996, S. 619) $c = 840 \text{ J}/(\text{kg}\cdot\text{K})$. Aufgrund der hohen spezifischen Wärmekapazität von Wasser mit $c = 4182 \text{ J}/(\text{kg}\cdot\text{K})$ ist der erhebliche Einfluss des Feuchtegehalts offensichtlich.

5.2 Allgemeine Untersuchungen zur Fahrbahntemperatur

5.2.1 Berechnungsmodelle

Die Berechnung der Fahrbahntemperatur kann über die in Kapitel 5.1 vorgestellten Differentialgleichungen zur Beschreibung der Wärmetransportvorgänge mit Hilfe numerischer Näherungen wie der Finite-Elemente-Methode oder der Methode der finiten Differenzen erfolgen. Letzteres kommt in (Müller et al. 2007, S. 12ff) für Untersuchungen an Fahrbahnen zum Einsatz und liefert bei Variation der Eingabedaten verlässliche Resultate. Die Ausgangsbasis bildet dabei das in (Müller 1992, S. 15ff) beschriebene Berechnungsverfahren, das um die Einflüsse direkter und diffuser Strahlung erweitert wurde (Müller et al. 2007, S. 11f).

Neben empirischen Verfahren, z.B. (Vehrencamp 1953, S. 29; Mieczkowski 2001, S. 108f), stehen auch analytische thermophysikalische Modelle zur Temperaturprognose zur Verfügung (Schulte 1984, S. 23ff; Wistuba et al. 2004, S. 49). (Krebs, Böllinger 1981, S. 57) zeigen für das Differenzenverfahren, dass es sich für die Anwendung auf Wärmeleitprobleme in der straßenbautechnischen Praxis um ein geeignetes numerisches Verfahren zur Näherung an die exakten Differentialgleichungen handelt. Dabei werden für die Fourier'sche Differentialgleichung (Formel 5.1) Zeit und Ort in kleine, aber endliche Intervalle Δt und Δx unterteilt. Das bedeutet, die Differentialquotienten werden durch Differenzenquotienten näherungsweise ersetzt. Die Differentialgleichung wird somit durch ein Gleichungssystem ersetzt, das iterativ berechnet werden kann: Dieses Modell verwenden auch (Wistuba et al. 2004, S. 50ff), um Temperaturprofile in Asphaltfahrbahnen zu ermitteln.

Zur Aufstellung einer Wärmestrombilanz an der Fahrbahnoberfläche sind folgende Wärmetransportvorgänge zu berücksichtigen (Müller et al. 2007, S. 11):

- diffuse und direkte Sonneneinstrahlung,
- atmosphärische Gegenstrahlung,
- Eigenstrahlung,
- Wärmeleitung und Wärmespeicherung,
- konvektiver Wärmetransport infolge Winds.

Die Wärmestrombilanz an einer Fahrbahnoberfläche lässt sich wie folgt beschreiben

$$\Phi = \Phi_S + \Phi_{Atm} - \Phi_{OF} \pm \Phi_c \pm \Phi_{WL} \quad 5.15$$

Darin bezeichnet Φ_S den der Fahrbahnoberfläche zugeführten Wärmestrom durch Sonneneinstrahlung [W], Φ_{Atm} den der Fahrbahnoberfläche zugeführten Wärmestrom durch atmosphärische Gegenstrahlung (langwellige Strahlung) [W], Φ_{OF} den durch Eigenstrahlung von der Fahrbahnoberfläche abgeführten Wärmestrom [W], Φ_c den durch Konvektion zu- oder abgeführten Wärmestrom bezogen auf die Fahrbahnoberfläche [W] und Φ_{WL} den durch Wärmeleitung zu- oder abgeführten Wärmestrom bezogen auf die Fahrbahnoberfläche [W].

Das Reflexionsvermögen einer Oberfläche für kurzwellige Strahlung wird als die Albedo a einer Oberfläche bezeichnet. Die Albedo ergibt sich durch den Quotienten aus reflektierter zu einfallender Lichtmenge und liegt zwischen 0 (keine Reflexion) und 1 (vollständige Reflexion).

Der Wärmestrom Φ_S , der der Fahrbahnoberfläche durch kurzwellige Sonneneinstrahlung zugeführt wird, ergibt sich für die Fläche A aus den Anteilen der diffusen Himmelsstrahlung D [W/m^2] und der direkten Sonneneinstrahlung I [W/m^2] zu

$$\Phi_S = A \cdot (D + I) \cdot (1 - a) \quad 5.16$$

Für die Fahrbahnen aus Beton und Asphalt werden in der Literatur Albedowerte angegeben, die in Tabelle 5.1 zusammengestellt sind (Nefzger, Karipot 1997, S. 27; Matzarakis 2001, S. 14; Fezer 1995, S. 49; Bretz et al. 1998, S. 99; Golden, Kaloush 2006, S. 50; Helbig et al. 1999, S. 22). Dabei ist ersichtlich, dass sich mit zunehmendem Alter die Reflexionseigenschaften von Asphalt- und Betonfahrbahnen einander annähern – der anfangs dunkle Asphalt wird im Laufe der Zeit heller, der anfangs helle Beton eher dunkler.

Tabelle 5.1: Albedo verschiedener Fahrbahnoberflächen für kurzwellige Strahlung

Material	Albedo				
Asphalt neu trocken	0,09-0,12 (0,10)	0,05-0,20 (0,18)	0,10-0,20	0,05-0,10	0,17-0,20
Asphalt neu nass	0,07			0,15-0,20	
Asphalt gealtert trocken	0,14-0,25 (0,19)				
Asphalt gealtert nass	0,13				
Beton neu		0,10-0,35	0,10-0,35	0,35-0,40	0,43-0,46
Beton gealtert				0,25-0,30	
Beton trocken	0,24-0,30 (0,27)				
Beton nass	0,17				
Beton weiß		0,71		0,40-0,80	
Quelle:	Nefzger et al. 1997	Helbig et al. 1999, Matzarakis 2001	Fezer 1995	Bretz et. al. 1998	Golden, Kaloush 2006

Werte in (): angegebene Mittelwerte

Bei einer vergleichenden Untersuchung der Einflussfaktoren durch (Müller et al. 2007, S. 22ff) konnten im Rahmen einer Parameterstudie die Einflüsse des Reflexionsvermögens der Fahrbahnoberfläche (Albedo), der Wärmeleitfähigkeit und der Wärmespeicherkapazität bestimmt werden. In Tabelle 5.2 sind die untersuchten Einflussfaktoren sowie wie die aus einer Variation sich ergebende Tendenz für die Fahrbahntemperatur und der sich einstellende Temperaturunterschied für maximal und minimal angesetzte Parameter dargestellt.

Tabelle 5.2: Einflussfaktoren auf die Fahrbahntemperatur nach (Müller et al. 2007, S. 38)

	Sommer		Winter	
	Tags	Nachts	Tags	Nachts
Albedo a ↑: 0,05 → 0,45	T ↓: ΔT = -15 K	T ↓: ΔT = -3 K	T ↓: ΔT = -3 K	T ↓: ΔT = -0,6 K
Wärmeleitfähigkeit λ ↑: 1 W/(m·K) → 4 W/(m·K)	T ↓: ΔT = -2,7 K	T ↑: ΔT = +1 K	T ↓: ΔT = -1 K	T ↑: ΔT = +0,3 K
Wärmespeichervermögen c (konstant); ρ ↑: 2000 kg/m³ → 3000 kg/m³	T ↔ ohne signifikanten Einfluss	T ↔ ohne signifikanten Einfluss	T ↔ nur geringer Einfluss	T ↔ nur geringer Einfluss

Im Ergebnis wurde festgestellt, dass die wesentliche Einflussgröße für die Fahrbahntemperatur die Albedo darstellt. Die Werte, die der Untersuchung zugrunde liegen, sind relativ weit gespannt und liegen außerhalb der zu erwartenden Materialeigenschaften. Die tatsächlich messbaren Effekte dürften daher deutlich darunter bleiben.

Damit zeigt sich, dass eine sommerliche Absenkung der Fahrbahnoberflächentemperatur am wirkungsvollsten durch eine Veränderung des Reflexionsvermögens erreicht werden kann. Damit sinken auch die maximalen Temperaturen in den darunter liegenden Schichten.

5.2.2 Einfluss der Albedo auf die Oberflächentemperaturen

Eine Untersuchung der Auswirkungen verschiedener Fahrbahnbeläge auf städtische Wärmeinseln von (Golden, Kaloush 2006, S. 50) am 24. Juli 2004 zeigt den Einfluss der Albedo auf die Oberflächentemperatur in Phoenix, Arizona. Auch wenn eine Übertragung auf die europäischen Verhältnisse wegen der wüstenklimatischen Verhältnisse und der höheren Sonneneinstrahlung in Phoenix nicht ohne weiteres möglich ist, so zeigt sich doch die Möglichkeit, die Oberflächentemperatur durch eine Veränderung des Reflexionsvermögens zu beeinflussen (vgl. Bild 5.2). Die Tatsache, dass die Messergebnisse nicht auf einer Linie liegen, ist ein Hinweis darauf, dass auch andere Einflussfaktoren wie Wärmeleitfähigkeit und spezifische Wärmekapazität einen Einfluss haben.

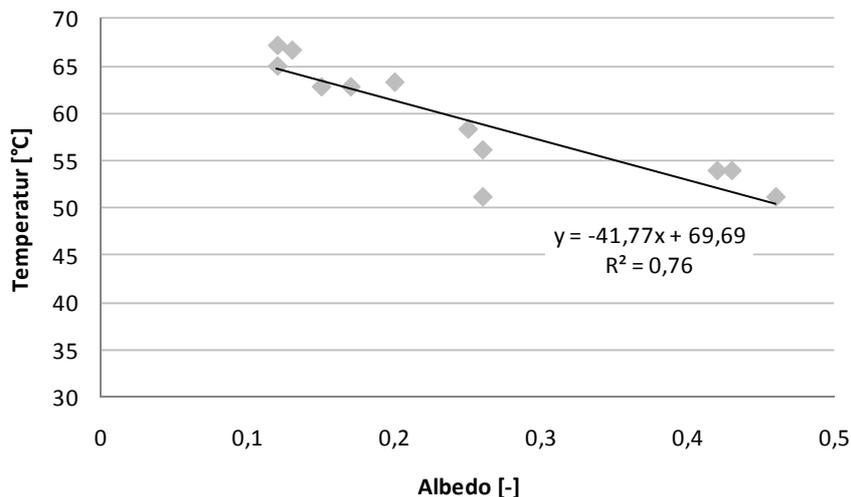


Bild 5.2: Einfluss der Albedo auf die Oberflächentemperatur, 24. Juli 2004 – Phoenix, Arizona. Darstellung nach den Messergebnissen von (Golden, Kaloush 2006, S. 50)

Für diese Messungen ergeben sich die höchste Fahrbahntemperatur von rund 67 °C bei einer Albedo von 0,12 und die geringste Fahrbahntemperatur von rund 51 °C bei einer Albedo von

0,46. Die Differenz zwischen den Temperaturmaxima beträgt 16 K. Daraus leiten (Golden, Kaloush 2006, S. 50) folgende Temperatur-Albedo-Beziehung ab:

$$\frac{\Delta T}{\Delta a} = \frac{-4,7K}{0,1} \quad 5.17$$

Die Betrachtung der Maximalwerte nutzt jedoch nicht die Informationen, die in den weiteren Temperatur-Albedo-Messungen enthalten sind. Es wird daher vorgeschlagen, die Temperatur-Albedo-Beziehung auch mit Hilfe einer Regressionsberechnung für alle Messwerte in Bild 5.2 abzuleiten. Dann ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$\frac{\Delta T}{\Delta a} = \frac{-4,2K}{0,1} \quad 5.18$$

(Peyerl, Krispel 2008, S. 27) errechnen mit einer Energiebilanzgleichung nach (Wistuba et al. 2001, S. 70, Wistuba et al. 2001, S. 101), dass sich bei einer Lufttemperatur von 30 °C in den heißen Sommermonaten in Wien bei einer Asphaltoberfläche mit 10% Albedo und einer Betonoberfläche mit 30 % Albedo für den Asphalt eine Oberflächentemperatur von 48,1 °C und für den Beton eine Oberflächentemperatur von 41,1 °C einstellen. Damit wird ein Temperaturunterschied von 7 K erreicht, die Temperatur-Albedo-Beziehung ist mit

$$\frac{\Delta T}{\Delta a} = \frac{-3,5K}{0,1} \quad 5.19$$

demzufolge etwas geringer als nach Golden 2006.

(Peyerl, Krispel 2008, S. 28) haben auch an Versuchskörpern das Erwärmungsverhalten von Beton und Asphalt untersucht. Dabei stellte sich bei einer Lufttemperatur von rund 35 °C im Beton eine Oberflächentemperatur von 41 °C und im Asphalt eine Oberflächentemperatur von knapp 48 °C ein. Gegenüber ihrer theoretischen Ermittlung ist damit das gesamte Temperaturniveau geringer als berechnet, da trotz 35 °C Lufttemperatur die Oberflächentemperaturen nicht höher ausfallen als bei 30 °C. Allerdings liegt der Temperaturunterschied zwischen Asphalt und Beton wie berechnet bei rund 7 K. Da für die Oberflächen der Versuchskörper keine Albedo-Werte ermittelt wurden, kann die Ursache für die Abweichung nicht bestimmt werden.

Bei einer Messung am 14. Juli 2010 auf einer Whitetoppingfläche in der Autobahnmeisterei Hohenbrunn konnten nachmittags um 14.00 Uhr bei wolkenlosem Himmel und 31,5 °C Lufttemperatur für die Betondecke eine Oberflächentemperatur von 44,6 °C und für die

Asphaltdecke eine Oberflächentemperatur von 51,8 °C gemessen werden. Der Temperaturunterschied betrug damit 7,2 K. Sowohl der Asphalt als auch der Beton waren rund zwei Jahre alt und in neuwertigem Zustand. Für die Albedo-Werte der Oberflächen können daher die Literaturwerte für neue Oberflächen verwendet werden. Der Berechnung wurde für Asphalt eine Albedo von 0,10 und für Beton von 0,30 zugrunde gelegt. Daraus kann die folgende Temperatur-Albedo-Beziehung

$$\frac{\Delta T}{\Delta a} = \frac{-3,6K}{0,1} \quad 5.20$$

abgeleitet werden.

Zusätzlich wurde eine vergleichende Serienmessung auf dem Gelände des Prüfamts für Verkehrswegebau in Pasing bezüglich der Oberflächentemperatur ausgewertet (vgl. 5.4). Dabei zeigt sich für einen gealterten Beton und einen gealterten Asphalt immer noch ein Temperaturunterschied im sommerlichen Tagesmaximum von rund 4 K. Realistisch betrachtet kann von einem Unterschied der Albedo zwischen gealtertem Asphalt und Beton von 0,10 ausgegangen werden, was in Übereinstimmung mit den in den Gleichungen 5.17 bis 5.20 beschriebenen Temperatur-Albedo-Beziehungen steht.

(Müller et al. 2007, S. 39f) ermitteln anhand einer Parametervariation (vgl. Tabelle 5.2) für die Situation im Hochsommer einen funktionalen Zusammenhang zwischen der Oberflächentemperatur der Fahrbahn, der Wärmeleitfähigkeit der Deckschicht und der Albedo:

$$T_{OF,max} = 71,40 - 37,00 \cdot a - 2,287 \cdot \lambda + 0,3128 \cdot \lambda^2 \quad 5.21$$

Legt man für die Fahrbahn eine Wärmeleitfähigkeit von konstant 2,0 W/(m·K) fest, was dem Bemessungswert für Beton nach (Norm DIN EN ISO 10456:2010-05, S. 15) entspricht, so ergibt sich für den Hochsommer die maximale Fahrbahnoberflächentemperatur zu

$$T_{OF,max} = 68,08 - 37,00 \cdot a \quad 5.22$$

und in der Form der Gleichungen 5.17 bis 5.20

$$\frac{\Delta T}{\Delta a} = \frac{-3,7K}{0,1} \quad 5.23$$

Setzt man eine geringere Wärmeleitfähigkeit von $\lambda = 1,0 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$ an, so erhöht sich die maximale Fahrbahnoberflächentemperatur um 1,4 K, der Zusammenhang mit der Albedo bleibt unverändert. Der Effekt der Wärmeleitfähigkeit ist insofern gegenüber der Wirkung des Reflexionsvermögens gering und kann vernachlässigt werden.

5.3 Messungen zur Bestimmung der Fahrbahntemperaturen

5.3.1 Ziele der Messung

Auf dem Gelände des Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München wurde im Juli 2010 ein Messfeld aufgebaut, bei dem die Temperatur in verschiedenen Tiefen parallel in einem Oberbau aus Beton und einem Oberbau aus Asphalt gemessen wurde. Die Flächen grenzen unmittelbar aneinander und weisen somit die gleiche Sonneneinstrahlung, das gleiche Wetter und das gleiche Kleinklima auf. Zwei Ziele wurden mit der Messung der Temperatur verfolgt:

1. Messung des Tagestemperaturverlaufs parallel in Beton und in Asphalt und Darstellung charakteristischer Unterschiede über einen Vergleich
2. Erfassung der auftretenden Temperaturgradienten im Beton und Ableitung eines empirischen Zusammenhangs zwischen Dicke der Betondecke und anzusetzenden Temperaturgradienten

Durch die Messung der Unterschiede zwischen einer Beton- und einer Asphaltfahrbahn werden Aussagen möglich, was sich durch die Überbauung einer Asphaltfläche mit Beton ändert.

Durch die gleichzeitige Messung in verschiedenen Tiefen ist zudem eine Erfassung der auftretenden Temperaturgradienten möglich. Die Temperatur in der Fahrbahn ändert sich näherungsweise nur in vertikaler Richtung (eindimensionaler Fall der Wärmeleitung, vgl. 5.1.1). Der Temperaturgradient beschreibt dann die Änderung der Temperatur über die Tiefe. Solche über den Querschnitt vorhandenen Temperaturunterschiede rufen infolge von Zwängungen Wölbspannungen in der Betondecke hervor. Die Kenntnis über die Größe der Temperaturgradienten ist für die Bestimmung dieser Wölbspannungen erforderlich.

5.3.2 Beschreibung des Messaufbaus

Im Zeitraum vom 06. Juli bis 22. Juli 2010 wurden die Temperaturen von Beton und Asphalt sowie zusätzlich die Lufttemperatur gemessen. Hierzu wurden Thermoelemente auf Basis von Kupfer-Konstantan-Drähten (Cu-Ko) eingesetzt. Die Sensoren wurden in Bohrlöchern mit der vorgegebenen Tiefe mit Silikon eingeklebt.

Sowohl im Beton als auch im Asphalt wurden an der Fahrbahnoberfläche (~ 0 cm) und in Tiefen von 5 bis 20 cm in 5 cm Schritten insgesamt 10 (2 x 5) Sensoren eingebaut. Zusätzlich wurde im Schatten in einer Höhe von 0,60 m über dem Boden ein Temperatursensor zur Messung der Lufttemperatur angebracht.

In einer Tiefe von 5 cm wurde parallel zu den Cu-Ko-Sensoren sowohl im Beton als auch im Asphalt je ein Pt100-Sensor in eigenen Bohrlöchern eingeklebt. Hiermit ist eine Gegenüberstellung der beiden Sensortypen möglich, die Messergebnisse während der Messkampagne waren vergleichbar. Für den Dauereinsatz empfiehlt sich die Verwendung von gekapselten Pt100-Sensoren, da diese robust genug für einen Einbau unter Baustellenbedingungen sind; bei der Versuchsstrecke Hengersberg wurde entsprechend die Whitetopping-Decke mit Pt100-Sensoren zur Temperaturmessung ausgestattet.

Bild 5.3 zeigt den realisierten Messaufbau auf dem Gelände des Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München in Pasing anhand einer Prinzipskizze.

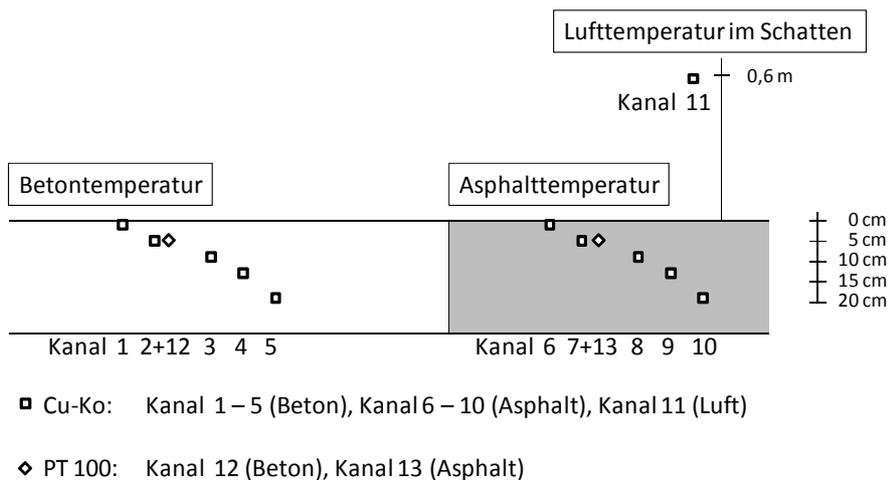


Bild 5.3: Sensorenanordnung zur Temperaturmessung in Beton und Asphalt

Insgesamt wurde vom 06.07.2010 bis zum 22.07.2010 alle 15 Minuten die Temperatur gemessen und fortlaufend aufgezeichnet. Durch Unterbrechungen in der Stromversorgung wurden die Zeiträume 9.07.2010 bis 12.07.2010 und 16.07.2010 bis 19.07.2010 (jeweils Wochenende) nicht erfasst. Die Datenaufzeichnung zeigt zudem zwei weitere Unterbrechungen. Insgesamt konnten fünf Zeitblöcke (Tabelle 5.3) für die Auswertung herangezogen werden.

Tabelle 5.3: Zeiträume der Temperaturerfassung und Auswertung

Messung	von		bis	
	Datum	Uhrzeit	Datum	Uhrzeit
Block 1	06.07.2010	07:35:11	09.07.2010	10:50:11
Block 2	12.07.2010	15:13:15	14.07.2010	13:02:25
Block 3	15.07.2010	09:49:43	16.07.2010	12:19:43
Block 4	19.07.2010	08:08:14	21.07.2010	07:53:15
Block 5	21.07.2010	15:37:49	22.07.2010	15:07:49

5.4 Vergleichende Temperaturmessungen Beton – Asphalt

5.4.1 Temperaturmessung in Beton und Asphalt

Die Messung fand unter hochsommerlichen Bedingungen statt; die Wetterlage während der Aufzeichnungen war sonnig und trocken mit vereinzelt Gewittern. In Tabelle 5.4 sind die Messwerte für Tagesmaximum und Tagesminimum an der Oberfläche der Beton- und der Asphaltfläche und der Lufttemperatur angegeben. Zusätzlich sind die Differenzen zwischen Maximum und Minimum angegeben.

Tabelle 5.4: Minimale und maximale gemessene Temperaturen

	Betontemperatur			Asphalttemperatur			Lufttemperatur		
	T _{Min} [°C]	T _{Max} [°C]	ΔT [K]	T _{Min} [°C]	T _{Max} [°C]	ΔT [K]	T _{Min} [°C]	T _{Max} [°C]	ΔT [K]
06.07.2010	20,2	37,0	16,8	19,9	38,6	18,7	18,2	23,8	5,6
07.07.2010	18,6	41,9	23,3	18,2	45,9	27,7	15,4	25,4	10,0
08.07.2010	17,7	45,3	27,6	17,0	49,4	32,4	14,7	31,4	16,7
09.07.2010	20,3	37,7	17,4	19,6	40,5	20,9	17,5	27,2	9,7
12.07.2010	21,2	44,3	23,1	22,1	46,6	24,5	19,4	33,5	14,1
13.07.2010	19,0	47,5	28,5	20,3	50,8	30,5	18,2	32,3	14,1
14.07.2010	23,2	46,3	23,1	22,5	49,7	27,2	20,3	31,8	11,5
15.07.2010	24,0	36,4	12,4	23,4	37,1	13,7	21,1	25,8	4,7
16.07.2010	20,9	43,2	22,3	20,5	45,4	24,9	18,8	28,7	9,9
19.07.2010	18,2	43,5	25,3	17,6	47,5	29,9	15,6	27,7	12,1
20.07.2010	18,7	46,3	27,6	18,0	45,9	27,9	16,1	31,2	15,1
21.07.2010	20,5	45,0	24,5	18,4	47,0	28,6	17,8	33,5	15,7
22.07.2010	21,5	48,0	26,5	19,5	49,1	29,6	18,7	30,3	11,6

Bild 5.4 zeigt die Temperaturen der Beton- und der Asphaltfläche an der Oberfläche sowie die Lufttemperatur während des Messzeitraums im Abstand von 15 Minuten. Die höchsten Temperaturen werden jeweils am Nachmittag gegen 16 Uhr, die niedrigsten Temperaturen jeweils am frühen Morgen gegen 5 Uhr gemessen.

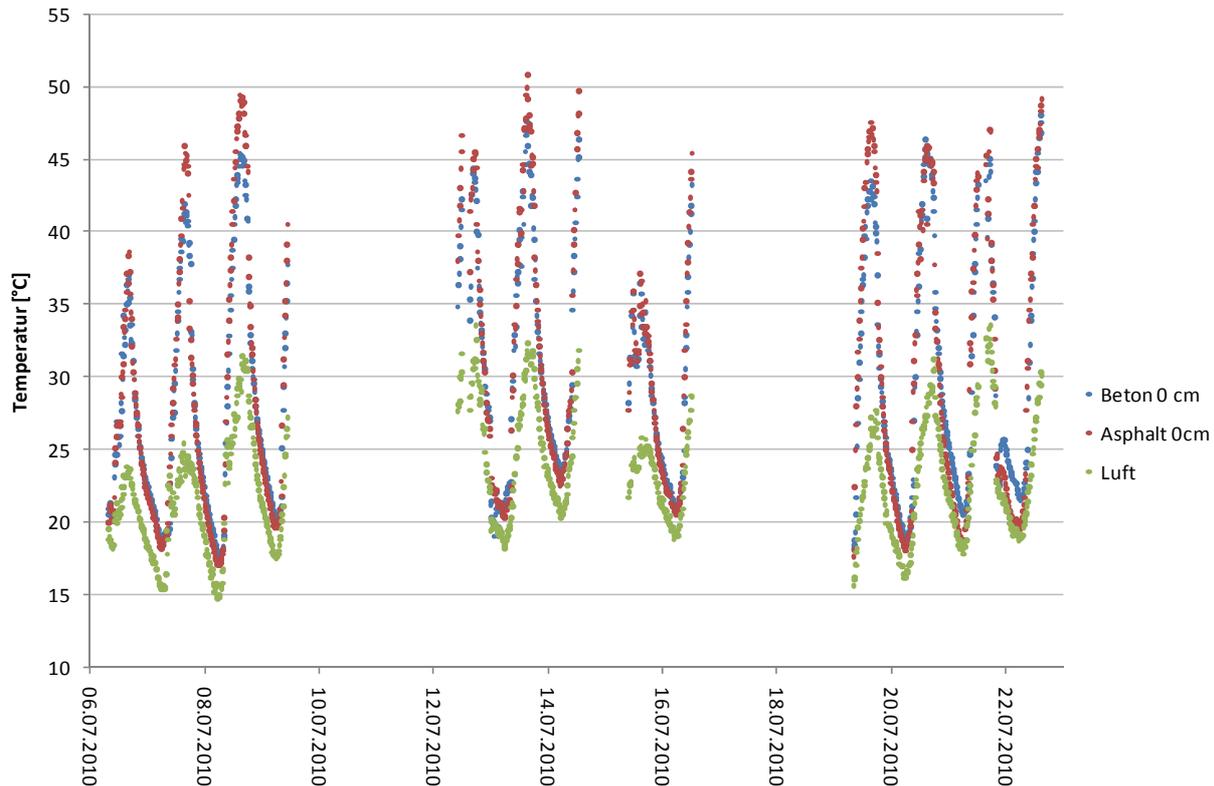


Bild 5.4: Temperatur von Beton, Asphalt und Luft während des Messzeitraums

Bild 5.5 zeigt einen exemplarischen Ausschnitt der Ganglinien der Temperaturmesswerte an der Oberfläche und in einer Tiefe von 20 cm von Beton und Asphalt sowie die Lufttemperatur zum Vergleich (13.07.2010 Morgen bis 14.07.2010 Mittag). Gut erkennbar ist der typische Tagesverlauf mit einem raschen Anstieg der Oberflächentemperatur am Morgen infolge der Wärmezufuhr durch die Sonneneinstrahlung. Die tiefer liegenden Schichten folgen mit einer weniger ausgeprägten Amplitude und mit einem zeitlichen Versatz aufgrund der Wärmeleitungs- und Wärmespeicherungsprozesse. Ab dem späteren Nachmittag kehren sich die Vorgänge um und die Fahrbahn gibt Wärme an die Umgebung ab.

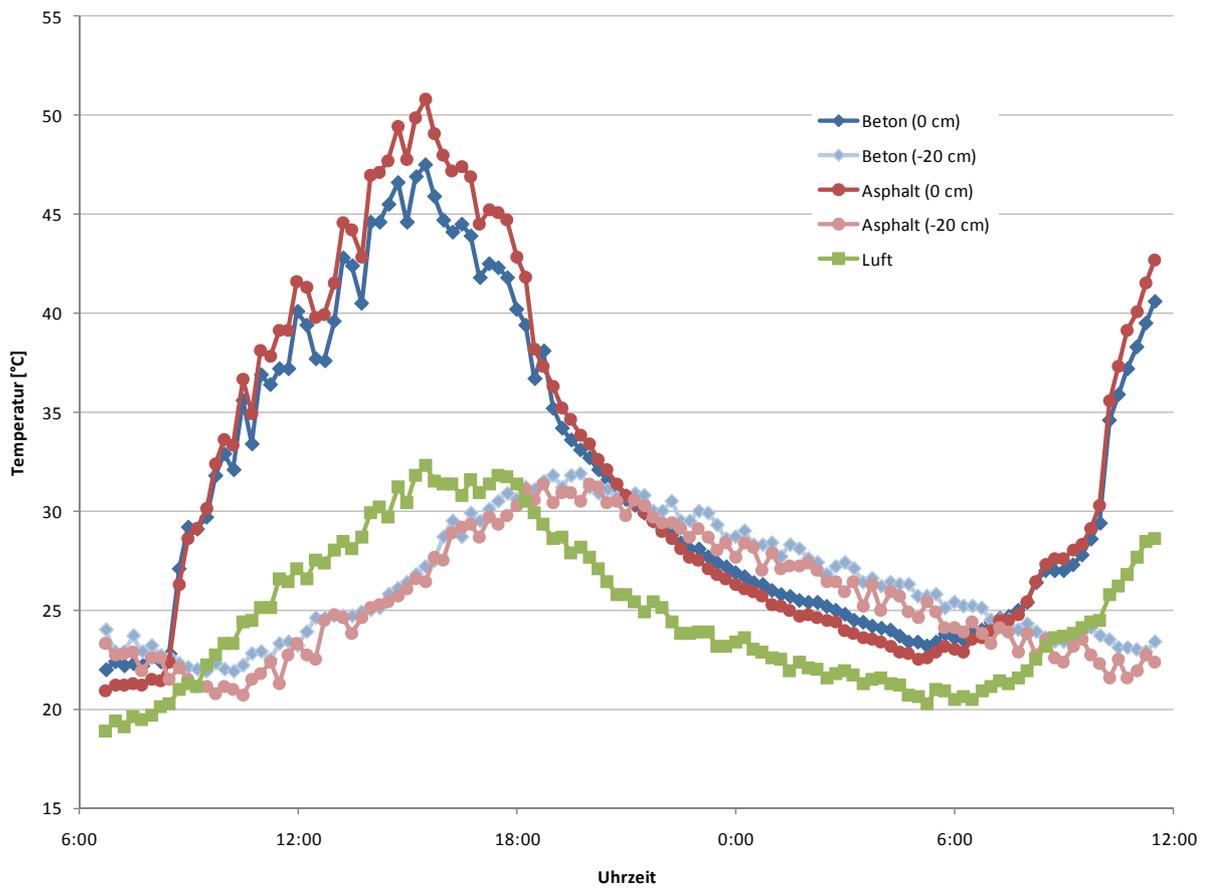


Bild 5.5: Tag-Nacht-Ganglinie der Temperatur von Beton, Asphalt und Luft (13./14.07.2010)

Für den Vergleich der Temperaturen und deren Entwicklung in verschiedenen Tiefen der Beton- und der Asphaltfahrbahn über einen längeren Zeitraum ist jedoch diese Form der Darstellung wegen der hohen Informationsdichte ungünstig. Bild 5.6 zeigt die Temperaturverteilung im Beton und im Asphalt zum gleichen Zeitraum wie in Bild 5.5 in einem farbcodierten Kontur-Plot. Der Temperaturwert wird dabei über die Farbe dargestellt. Die wärmsten Bereiche sind dabei dunkelrot dargestellt (50 °C), die kältesten Bereiche dunkelblau (15 °C). Damit können im Diagramm die Verteilung und die Entwicklung der Temperatur über die Zeit (Abszisse) und über die Tiefe (Ordinate) gemeinsam abgebildet werden.

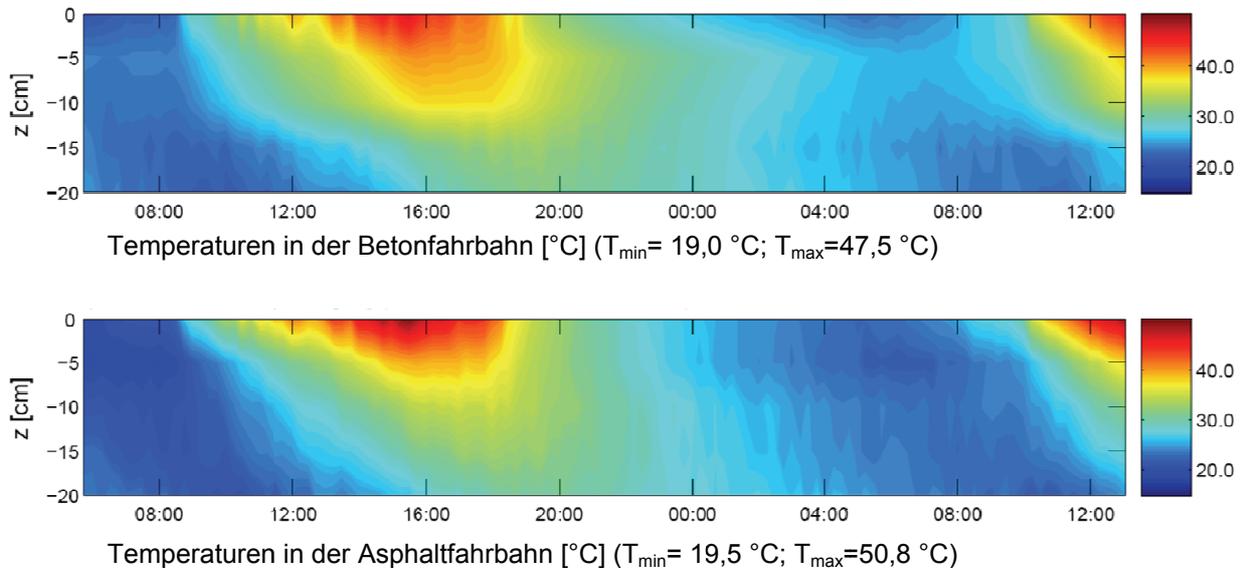


Bild 5.6: Temperaturen im Fahrbahnaufbau einer Betonfahrbahn und einer Asphaltfahrbahn (13./14.07.2010, $T_{\text{Luft,max}}=23,8\text{ °C}$)

Die Temperaturverteilung in Beton und Asphalt ist für alle fünf Beobachtungszeiträume (vgl. Tabelle 5.3) in den Anhängen A.1 bis A.7 dargestellt. In diesen Anhängen sind die farbcodierten Kontur-Plots jeweils ergänzt um die Temperaturdifferenz zwischen Beton und Asphalt, die Temperaturen an den Oberflächen und die Lufttemperatur sowie die Aufheiz- bzw. die Abkühlgeschwindigkeit.

5.4.2 Vergleich der Fahrbahntemperaturen von Beton und Asphalt

Untersucht man die gemessenen Fahrbahntemperaturen im Detail, so ergeben sich die folgenden Ergebnisse:

Während der Messkampagne ereigneten sich zweimal Gewitter, der auftretende Niederschlag kühlte die Fahrbahn jeweils deutlich ab. In der Nacht vom 12. auf 13.07.2010 (vgl. A.4) wird gegen Mitternacht ein deutliches Absinken der Fahrbahntemperaturen gemessen. Am Abend des 21.07.2010 (vgl. A.7) sinkt die Fahrbahntemperatur infolge eines Gewitters gegen 19:45 Uhr. In beiden Fällen ist zu erkennen, dass die Abkühlung der Fahrbahn vor allem den oberflächennahen Bereich betrifft. Bei nur kurzen Niederschlagsereignissen verhindert das Wärmespeichervermögen bei Beton und bei Asphalt das vollständige Auskühlen der Fahrbahn. Hier zeigt sich ein vergleichbares Verhalten der beiden Baustoffe.

Betrachtet man die Messergebnisse der Temperaturen in Beton und in Asphalt, zeigen sich jedoch deutliche Unterschiede. Tagsüber erreicht der Asphalt Fahrbahntemperaturen, die bis zu rund 4 K höher liegen als im Beton (vgl. Anhang A.1, A.4, A.6, A.7). Nachts kehren sich die

Verhältnisse um: Der Beton kühlt im Laufe der Nacht weniger stark aus und bleibt wärmer als der Asphalt, jedoch ist der Unterschied mit weniger als 1 K deutlich kleiner als bei Tag.

Der Unterschied im Reflexionsverhalten der Oberflächen aus Beton und aus Asphalt ist im Messfeld verhältnismäßig klein, da beide Baustoffe bereits gealtert sind (≥ 20 Jahre). Nach Tabelle 5.1 kann für gealterten Asphalt eine Albedo von 0,15 - 0,20, für gealterten Beton von 0,25 - 0,30 angesetzt werden. Die mittlere Differenz beträgt $\Delta a = 0,10$. Mit dem in den Gleichungen 5.17 bis 5.20 beschriebenen Zusammenhang ergibt sich daraus ein zu erwartender Temperaturunterschied von im Mittel 4,0 K. Der gemessene Temperaturunterschied entspricht also dem berechneten Unterschied zwischen Beton und Asphalt. Legt man die für Münchner Verhältnisse gewonnene Gleichung 5.20 zu Grunde, beträgt die Differenz der Albedo zwischen Beton und Asphalt im Messfeld $\Delta a = 0,11$. Es zeigt sich also klar, dass auch bei alten Fahrbahnbelägen ein Unterschied in der maximalen Fahrbahntemperatur zwischen Beton und Asphalt erhalten bleibt. Der Unterschied ist bei neuen Fahrbahnbelägen aufgrund eines anderen Reflexionsvermögens deutlicher ausgeprägt.

5.4.3 Auswirkungen von Whitetopping auf die Asphalttemperaturen

Durch die Überbauung von Asphalt mit Beton besteht die Möglichkeit, die sommerlichen Maximaltemperaturen sowohl an der Oberfläche als auch in der Tiefe der Fahrbahn zu reduzieren. Von Interesse ist dieser Effekt vor allem in innerstädtischen Bereichen, wo die vorhandene Bebauung zusammen mit versiegelten Flächen zu sogenannten urbanen Wärmeinseln führt (Bretz et al. 1998, S. 95ff; Golden, Kaloush 2006, S. 37ff).

Eine helle Überbauung einer Asphaltsschicht mit einer Betondecke führt zu einem Anstieg der Albedo der Fahrbahnoberfläche. Dies führt vor allem im Sommer zu einem Absinken der Temperaturmaxima der Fahrbahn. Die Überbauung wirkt zusätzlich für den Asphalt auch als eine temperaturdämpfende Schicht, die den Asphalt gegen die sommerlichen Maximaltemperaturen und gegen die winterlichen Minimaltemperaturen schützt. Diese Dämpfung der maximalen Temperaturentschläge sorgt für ein günstigeres Tragverhalten des Asphalts, da dessen Steifigkeit von der Temperatur abhängt. Im Sommer erreicht der Asphalt durch die Überbauung mit Beton nur noch geringere Temperaturen und die Gefahr der bleibenden Verformungen (Spurrinnenbildung, Verdrückungen), wie sie vor allem im Hochsommer durch Oberflächentemperaturen von mehr als 50 °C besteht, ist erheblich reduziert. Bild 5.7 zeigt exemplarisch eine Temperaturenganglinie aus einer Messkampagne am Prüfamf für Verkehrswegebau in Pasing mit den Fahrbahntemperaturen an der Oberfläche und in 10 cm Tiefe, also die Temperatur, die überschlägig bei Whitetopping in der Asphalttrag-

schicht erreicht wird. Erkennbar ist eine Temperaturreduzierung von 46 °C im Beton bzw. 50 °C im Asphalt auf rund 35 °C in 10 cm Tiefe.

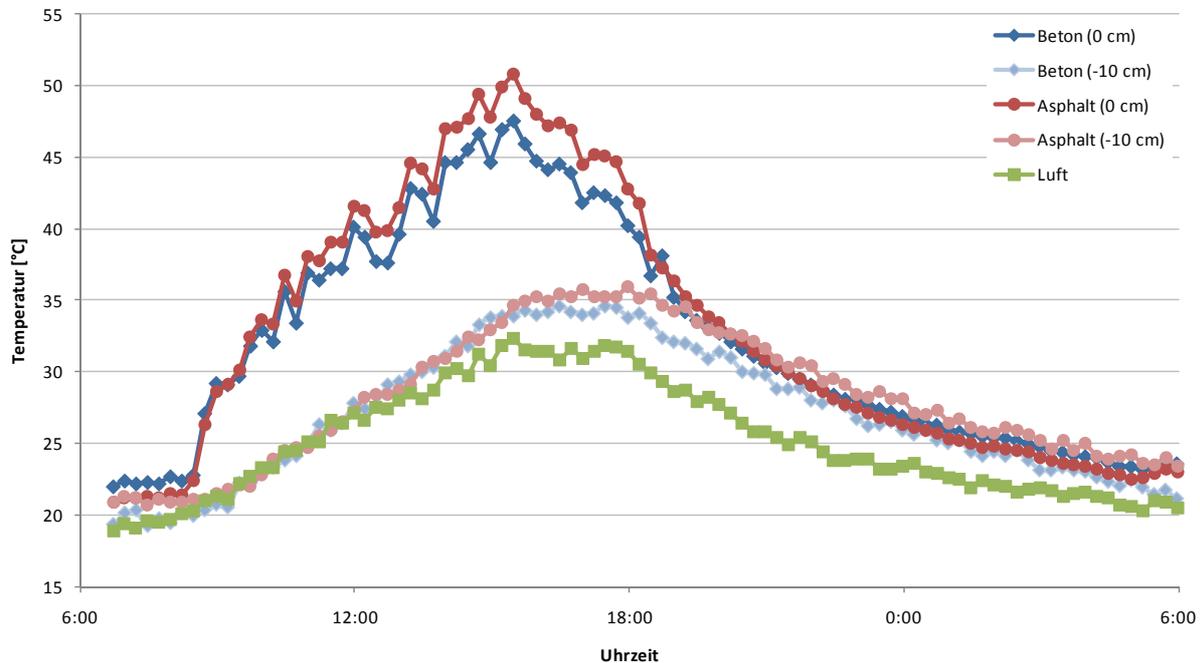


Bild 5.7: Temperaturganglinien von Beton bzw Asphalt (0 cm / -10 cm) und Luft (13./14.07.2010)

Anhang 2 der RDO Asphalt (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2009b, S. 21f) gibt für Temperaturklassen an der Fahrbahnoberfläche eine Näherungsgleichung für Temperaturen in verschiedenen Tiefen an. Bei der Temperaturklasse mit der höchsten Temperatur (47,5 °C) sinkt die Temperatur in 10 cm Tiefe auf 39,2 °C.

Mit zunehmender Tiefe unter der Fahrbahnoberfläche nimmt der Unterschied der Temperatur infolge verschiedener Albedo bei Beton und Asphalt ab. Auf der sicheren Seite kann für die Dimensionierung in den Schichten unter der Whitetoppingschicht die gleiche Temperatur angesetzt werden wie in einem reinen Asphaltobertbau. Um die Tragfähigkeit des Asphalts zu bestimmen, können daher die Werte der RDO Asphalt für tiefenabhängige Temperatur und Steifigkeit verwendet werden.

Im Winter gilt sinngemäß das gleiche, die Temperaturdämpfung fällt jedoch wesentlich geringer aus. Laut Anhang 2 der RDO Asphalt (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2009b, S. 21f) steigt in der Temperaturklasse mit der geringsten Temperatur die Temperatur von -12,5 °C an der Oberfläche auf -8,0 °C in 10 cm Tiefe. Die Änderung im Tragverhalten spielt dabei nur eine untergeordnete Rolle. Wichtiger ist hier, dass durch etwas höhere

Temperaturen die Gefahr der Rissbildung infolge der niedrigen Temperaturen sinkt, da die kryogenen Zugspannungen im Asphalt geringer ausfallen.

5.5 Temperaturgradienten im Beton

5.5.1 Ermittlung der Temperaturgradienten

Für den erfassten Messzeitraum wurden – neben dem Vergleich der Temperaturen in Beton und Asphalt – die Temperaturgradienten Δt im Beton ausgewertet. Hierzu wurden als Bezugstemperatur der Messwert an der Oberfläche der Betondecke und die Messwerte der Temperatursensoren in den Tiefen -5 cm, -10 cm, -15 cm und -20 cm zugrunde gelegt und als Wert zur Abschätzung der Temperaturgradienten von Betondecken mit entsprechender Dicke herangezogen. Die instationären Vorgänge für Wärmezufuhr und Wärmeabgabe finden vor allem von der Oberfläche der Betondecke aus statt. Als Näherung für dünnere Betondecken, wie sie bei Whitetopping zum Einsatz kommen, kann daher die gewählte schichtweise Betrachtung der dicken Betondecke herangezogen werden.

(Lechner 1996, S. 57ff) zeigt, dass die größten Temperaturänderungen in der Fahrbahn in den Sommermonaten auftreten; damit verbunden sind die größten Schwankungen der Temperaturgradienten. Die Sommermonate liefern auch die maßgebenden Anteile der Temperaturgradienten für die Lebensdauerbetrachtung (Lechner 1996, S. 112).

Große positive Temperaturgradienten – d.h. die Oberfläche ist wärmer als die darunter liegenden Schichten – können nur bei langer und intensiver Sonneneinstrahlung entstehen. Große negative Temperaturgradienten – d.h. die Oberfläche ist kälter als die darunter liegenden Schichten – entstehen bei Abkühlung; diese sind im Hochsommer während der nächtlichen Abkühlung gegeben. Die größten Temperatursprünge verbunden mit den größten negativen Temperaturgradienten treten jedoch bei starker Abkühlung auf, wie sie beispielsweise während eines Sommergewitters erfolgt.

(Lechner 1996, S. 54ff) untersuchte auch die Temperatur- und Gradientenentwicklung im Winter, wobei sich herausstellte, dass selbst markante winterliche Ereignisse (Warmluftzufuhr, Glätteis) nicht die Größenordnung der sommerlichen Gradienten (positiv wie negativ) hervorrufen.

Mit den gemessenen Temperaturen können die bei Whitetopping-Systemen auftretenden Gradienten daher sinnvoll abgeschätzt werden. Auch wenn der Auswertzeitraum relativ kurz ist, wurde der heißeste Zeitraum des Sommers 2010 gemessen. Im Messzeitraum traten zudem

zwei Sommergewitter mit Niederschlägen auf, die die Oberfläche rasch und deutlich abkühlten und damit für die auftretenden Extrema bei den negativen Gradienten verantwortlich sind.

Die kumulierten Häufigkeiten der in der Betonfahrbahn gemessenen und ausgewerteten Temperaturgradienten sind in Bild 5.8 dargestellt.

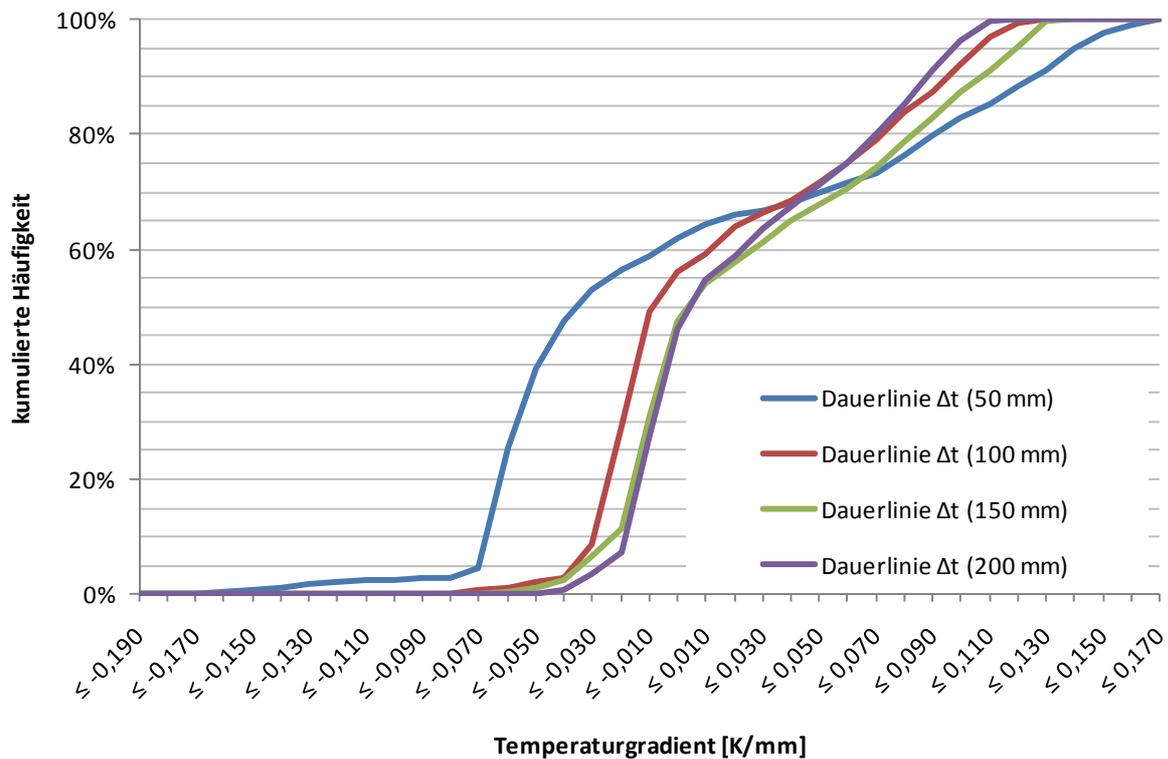


Bild 5.8: kumulierte Häufigkeiten der Temperaturgradienten für verschiedene Schichtdicken

5.5.2 Statistische Verteilung der Temperaturgradienten

Die aus den gemessenen Temperaturdaten abgeleiteten statistischen Größen der Temperaturgradienten sind in Tabelle 5.5 zusammengefasst.

Tabelle 5.5: statistische Größen der Temperaturgradientenverteilung

	Dicke der Betondecke			
	50 mm	100 mm	150 mm	200 mm
	<i>Temperaturgradient [K/mm]</i>			
<i>Maximum</i>	0,168	0,123	0,139	0,114
<i>Minimum</i>	-0,190	-0,079	-0,063	-0,046
<i>Median</i>	-0,034	-0,008	0,004	0,004
<i>oberes Quartil (0,75-Quantil)</i>	0,076	0,061	0,071	0,060
<i>unteres Quartil (0,25-Quantil)</i>	-0,060	-0,022	-0,012	-0,011
<i>0,95-Quantil</i>	0,142	0,106	0,118	0,098
<i>0,05-Quantil</i>	-0,068	-0,035	-0,035	-0,028

Für die Darstellung der statistischen Ergebnisse wurde die Form der sogenannten Box-Whisker-Plots gewählt (Bild 5.9). Die Darstellung links entspricht der üblichen Definition mit oberen und unteren Quartil-Werten, abweichend davon enthält die Box in der Rechten Darstellung nicht 50 % sondern 90 % aller Messwerte; damit werden jeweils die oberen und unteren 5 % der Temperaturgradienten dargestellt. Die mittlere Linie in der Box stellt den Median dar, die Whisker reichen bis zum größten bzw. kleinsten Messwert.

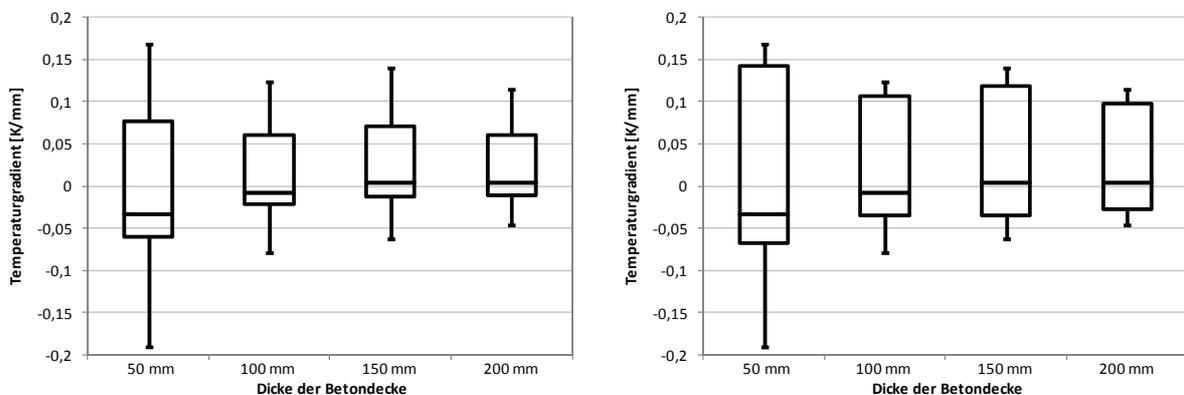


Bild 5.9: Box-Whisker-Plots der Temperaturgradienten bei verschiedenen Dicken der Betondecke (links: 0,25 – 0,75 Quantil-Werte; rechts: 0,05 – 0,95 Quantil-Werte)

In Abhängigkeit von der Dicke des Betons treten positive und negative Temperaturgradienten mit unterschiedlicher Häufigkeit auf (vgl. Bild 5.10).

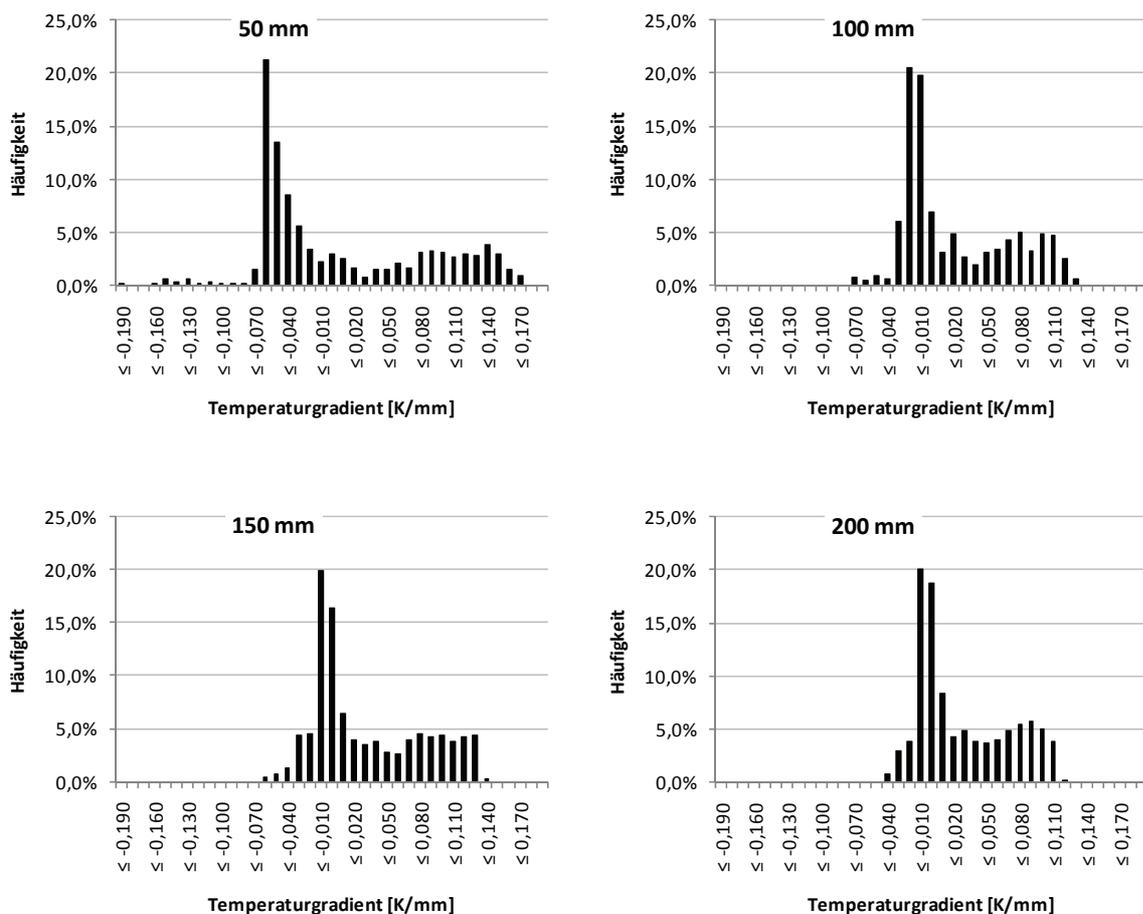


Bild 5.10: Häufigkeitsverteilung der auftretenden Temperaturgradienten

Auffällig bei den Messwerten im Untersuchungszeitraum ist die Verteilung der Temperaturgradienten mit zwei Maxima, jeweils eines im Bereich der negativen und der positiven Temperaturgradienten. Ursache ist die Lage des Messzeitraums im Hochsommer mit stark ausgeprägten positiven Gradienten (Mittag) und negativen Gradienten (Nachts) und einem raschen Übergang zwischen diesen Verhältnissen.

Umfassen die Messungen einen längeren Zeitraum, ergibt sich nur ein Maximum, dieses liegt im Bereich kleiner negativer Temperaturgradienten bei einer rechtsschiefen Verteilung. So finden sich bei (Lechner 1996, S. 71ff, Lechner 1996, S. 89ff) für verschiedene Betondicken und Messungen in München-Pasing und Ladbergen die Maxima der Häufigkeitsverteilung bei $-0,005$ K/mm bis $-0,010$ K/mm.

Grundsätzlich treten negative Gradienten häufiger auf als positive. Ursache ist das schnellere Aufheizen infolge solarer Einstrahlung gefolgt vom langsameren Abkühlen unter Abgabe der Wärme an die Umgebung. Bedingt durch die insgesamt ausgeglichene Wärmebilanz weisen die

positiven Gradienten höhere Werte auf. Tabelle 5.6 zeigt die Anteile der Temperaturgradienten mit Werten größer und kleiner Null.

Tabelle 5.6: Verteilung der Häufigkeiten der positiven und negativen Gradienten

	Dicke der Betondecke			
	50 mm	100 mm	150 mm	200 mm
<i>Verteilung der Temperaturgradienten</i>				
<i>positiver Gradient</i>	38%	44%	52%	54%
<i>negativer Gradient</i>	62%	56%	48%	46%

Für die Auswertung mit 150 mm und 200 mm treten die positiven Gradienten häufiger als die negativen auf. Ursache für diesen vermeintlichen Widerspruch sind die Aufzeichnungsunterbrechungen, so dass im Rahmen der vorliegenden Messkampagne überproportional viele Vormittagswerte mit positiven Gradienten während der Aufheizphase erfasst sind; die robusten Streuungsmaße in Tabelle 5.5 sind von diesem Effekt jedoch kaum betroffen.

Im Vergleich zu anderen Untersuchungen ist der Anteil der positiven Gradienten insgesamt sehr hoch. So haben Messungen an der BAB A81 mit einer 220 mm dicken Betondecke auf 150 mm hydraulisch gebundener Tragschicht einen Anteil der positiven Temperaturgradienten von rund 38 % ergeben (Eisenmann, Birmann 1980, S. 61). (Lechner 1996, S. 92) ermittelt einen Anteil von rund 36 % an einem Betonfeld mit 220 mm. (Vandenbossche 2001, S. 809) ermittelt auf dem Mn/Road-Testgelände für 76 mm, 102 mm bzw. 152 mm dicke Whitetopping-Felder Anteile für die positiven Gradienten von 32 %, 36 % bzw. 39 %.

5.5.3 Maximale und minimale Temperaturgradienten

Die maximalen Temperaturgradienten treten nicht zum Zeitpunkt der höchsten Fahrbahntemperatur auf, sondern zum Zeitpunkt der stärksten Wärmezufuhr. Dies ist in der Regel gegen Mittag, da dann die Sonne den höchsten Stand über dem Horizont einnimmt und die Bestrahlungsstärke das Maximum erreicht hat. Die instationären Wärmeleit- und Wärmespeichervorgänge in der Fahrbahn sind der Grund, dass trotz weiterer Wärmegewinne verbunden mit einem weiteren Anstieg der Oberflächentemperatur die vorhandenen Gradienten wieder abnehmen, da die Temperaturen der tiefer liegenden Schichten ebenfalls ansteigen und damit die Differenzen kleiner werden. Zudem nimmt auch die Geschwindigkeit des Aufheizens ab. Diese Zusammenhänge sind Ursache dafür, dass die maximal erreichbaren positiven Temperaturgradienten eine Obergrenze nicht überschreiten können, die von der

Bestrahlungsstärke abhängig ist. Daher sind die gemessenen positiven Temperaturgradienten relativ scharf begrenzt (vgl. Bild 5.10).

Im Laufe der Messkampagne traten zwei Ereignisse auf, die zu sehr ausgeprägten negativen Temperaturgradienten führten. Nach sehr heißen Tagen mit einem entsprechenden Aufheizen der Fahrbahn ereigneten sich in beiden Fällen Sommergewitter mit rasch einsetzendem Starkregen und damit verbunden einer deutlichen Abkühlung der Oberfläche.

In der Nacht vom 12. auf 13.07.2010 wurde das Minimum der Temperaturgradienten um 23:58:15 Uhr mit Δt (50 mm) = -0,166 K/mm gemessen. Bis 23:43:15 Uhr war die Temperatur der Oberfläche gegenüber dem Tagesmaximum von 44,3 °C bereits wieder auf 27,0 °C gefallen. Innerhalb von 15 Minuten kühlte dann der Niederschlag die Oberfläche um 5,8 K auf 21,2 °C ab und rief den gemessenen Temperaturgradienten hervor.

Am Abend des 21.07.2010 wurde das absolute Minimum der Temperaturgradienten im Aufzeichnungszeitraum um 19:52:49 Uhr mit Δt (50 mm) = -0,190 K/mm gemessen. Bis 19:37:49 Uhr war die Temperatur der Oberfläche gegenüber dem Tagesmaximum von 44,6 °C bereits durch leichten Niederschlag auf 28,7 °C um gefallen. Innerhalb von 15 Minuten kühlte der einsetzende Starkregen die Oberfläche um weitere 4,8 K auf 23,9 °C ab und rief den gemessenen Temperaturgradienten hervor.

Die Auswertung der Temperaturgradienten ergibt, dass für eine Schichtdicke von 50 mm Beton Temperaturgradienten $\leq -0,08$ K/mm ausschließlich infolge der beschriebenen Niederschlagsereignisse auftreten. Negative Gradienten zwischen 0,00 und $-0,08$ K/mm werden auch infolge nächtlicher Abkühlung erreicht und treten damit erheblich zahlreicher auf. Deutlich erkennbar wird dies am ausgeprägten Anstieg der Häufigkeit für $\Delta t \geq -0,08$ K/mm in Bild 5.11.

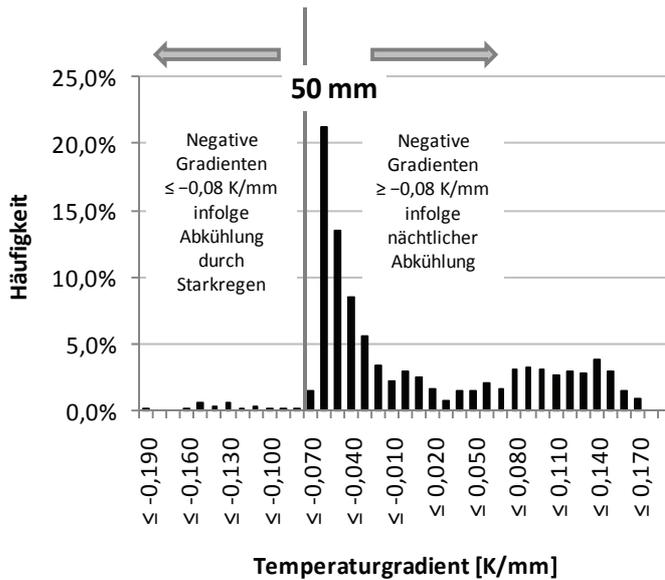


Bild 5.11: Verteilung der negativen Gradienten infolge Niederschlag und nächtlicher Abkühlung

Insgesamt können trotz des relativ kurzen Messzeitraums aus den ermittelten Werten die zu erwartenden Extremwerte der positiven und negativen Temperaturgradienten für Whitetopping abgeleitet werden. Dies ist möglich, da die Messkampagne im heißesten Zeitraum des Jahres stattfand und die hohen sommerlichen Lufttemperaturen in Verbindung mit der starken sommerlichen Sonneneinstrahlung maßgebend werden für die größten auftretenden Temperaturänderungen und Temperaturgradienten in der Fahrbahn.

5.5.4 Zusammenhang zwischen Betondeckendicke und Temperaturgradienten

Die Dicke der betrachteten Betondecke und die darin auftretenden Temperaturgradienten stehen infolge von Wärmeleit- und Wärmespeichervorgängen in einem Zusammenhang. Aus Untersuchungen von (Lechner 1996) und (Vandenbossche 2001) ist bekannt, dass die wirksamen Temperaturgradienten mit abnehmender Dicke der Betonfahrbahn dem Betrag nach größer werden. Dies gilt sowohl für die auftretenden positiven als auch für die auftretenden negativen Gradienten.

Gleichzeitig treten vor allem sehr große und sehr kleine Temperaturgradienten relativ selten auf. Dieser Zusammenhang kann mit Hilfe der Statistik über die Quantilen betrachtet werden. In Bild 5.12 ist der Zusammenhang zwischen Dicke der Betondecke und den anzusetzenden Temperaturgradienten bei Betrachtung unterschiedlicher Häufigkeiten dargestellt. Bemerkenswert sind hier vor allem die negativen Temperaturgradienten für Whitetopping mit

weniger als 100 mm Dicke, da sich hier die Niederschlagsereignisse sehr stark auswirken und damit die Temperaturgradienten sehr ungünstig werden.

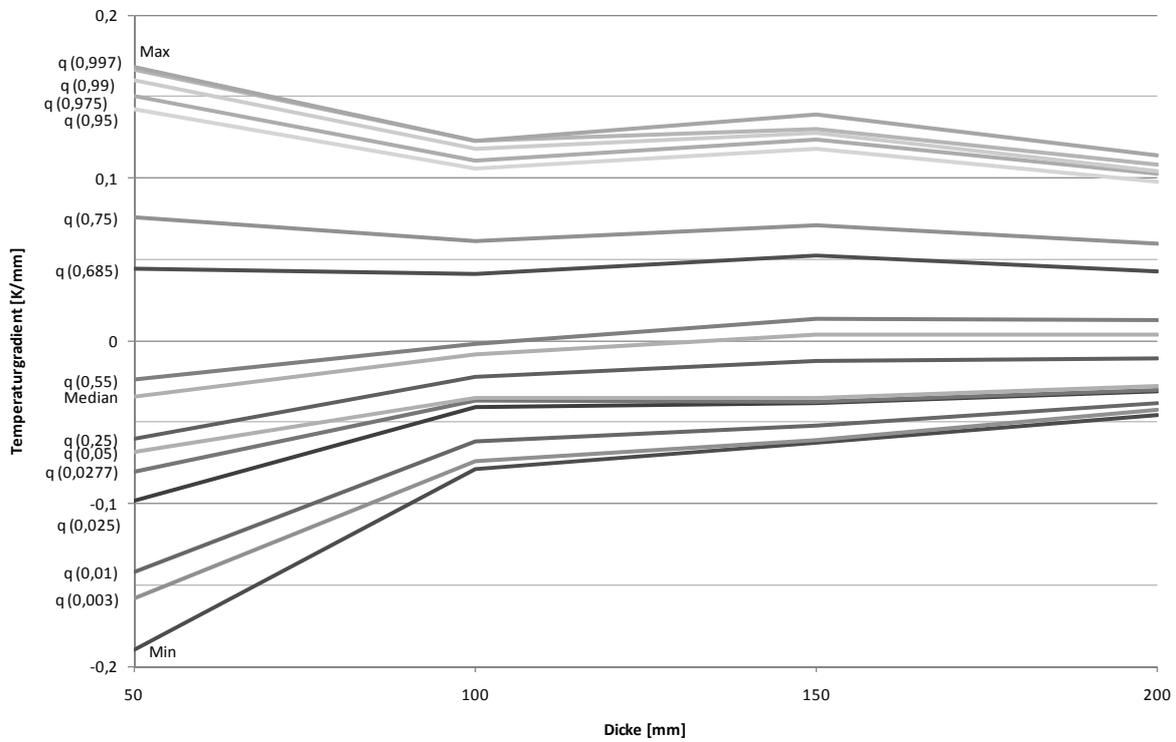


Bild 5.12: Zusammenhang zwischen Dicke der Betondecke und Quantilen der Temperaturgradienten

Das Diagramm enthält unter anderem auch Quantil-Werte, die die Besonderheiten der Messergebnisse charakterisieren:

- 0,0277-Quantil – Abgrenzung zwischen den negativen Temperaturgradienten infolge von Niederschlägen und nächtlicher Abkühlung (vgl. Bild 5.11 mit Erläuterungen)
- 0,55-Quantil – Temperaturgradient von $\Delta t = 0$ K/mm über die verschiedenen Dicken
- 0,685-Quantil – Wechsel der Krümmung (nach unten bzw. nach oben) im Verlauf der Temperaturgradienten über die Dicke.

Um die Wirkung der Temperaturgradienten auf die Lebensdauer des Fahrbahnsystems abschätzen zu können, kann nach (Lechner 1996, S. 110) ein äquivalenter Temperaturgradient während 5 % der Nutzungsdauer angesetzt werden. Nach der Untersuchung von (Lechner 1996, S. 111f) mit Hilfe einer Vergleichsrechnung der Schädigungsanteile orientiert sich dieser äquivalente Temperaturgradient an den nur an wenigen Tagen im Jahr auftretenden Maximalwerten. Zur Bestimmung der anzusetzenden Temperaturgradienten für Whitetopping wird auf diese Ergebnisse zurückgegriffen. Da für die rechnerische Bestimmung der

Ermüdungsanteile kein vollständiger Jahreszyklus ausgewertet werden kann, werden die beobachteten Temperaturgradienten zulässigerweise als realistische Obergrenze angesehen und auf der sicheren Seite liegend als äquivalente Temperaturgradienten angesetzt.

Daher werden für die Ermittlung einer empirischen Näherungsformel für den Zusammenhang zwischen Dicke der Whitetoppingdecke und dem anzusetzenden Temperaturgradienten die 0,003- und die 0,997-Quantilswerte der Messung zugrunde gelegt. Dies bedeutet, dass die tatsächlich vorhandenen Temperaturgradienten im Messzeitraum zu 99,4% der Zeit innerhalb dieser Werte lagen.

Anhand der Messwerte können Näherungsformeln für die für 5 % der Nutzungsdauer anzusetzenden Gradienten in Abhängigkeit von der Dicke h der Whitetopping-Betonschicht bestimmt werden.

Für positive Temperaturgradienten gilt:

$$\Delta t_{positiv}(h) = 0,191 \cdot \frac{1}{e^{0,0028 \cdot h}} \quad 5.24$$

Für negative Temperaturgradienten gilt:

$$\Delta t_{negativ}(h) = -0,370 \cdot \frac{1}{e^{0,022 \cdot h}} - 0,035 \quad 5.25$$

Bild 5.13 zeigt die ergänzte Darstellung von Bild 5.12. Hierzu wurden die Bestimmungsgleichungen 5.24 und 5.25 in die Darstellung integriert.

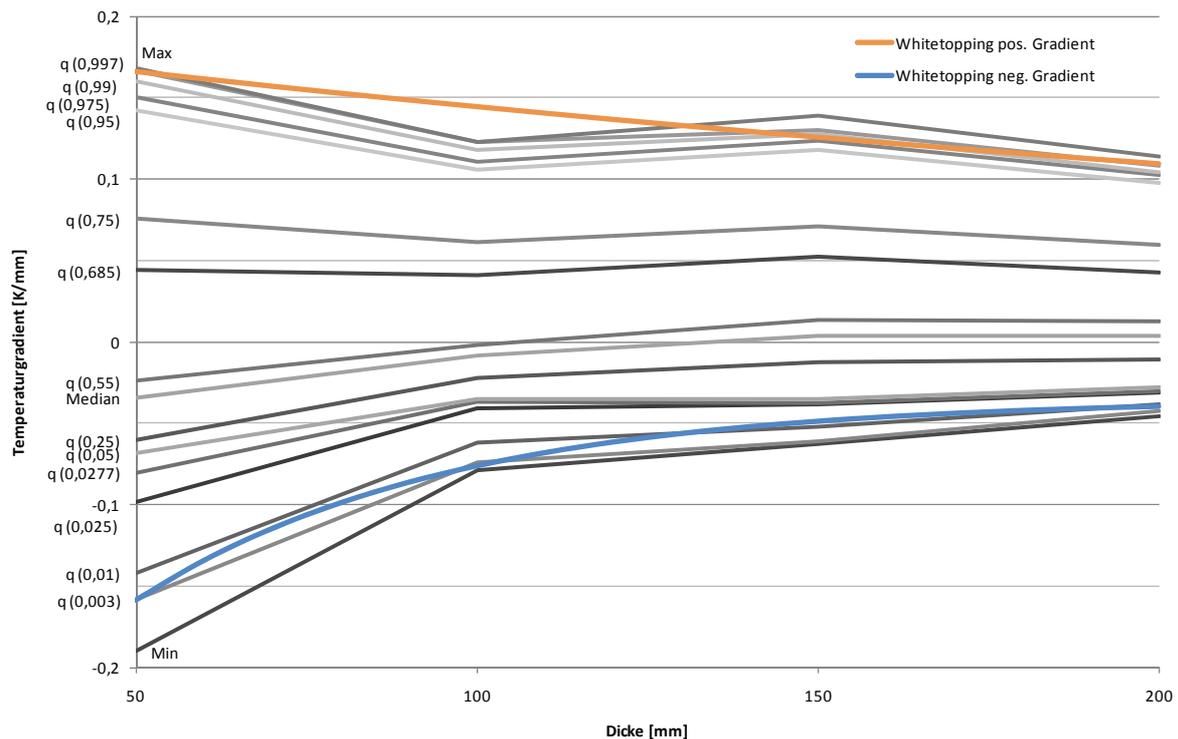


Bild 5.13: anzusetzende Temperaturgradienten für Whitetopping

Ein Vergleich der beiden Verläufe zeigt einen mit dünner werdenden Platten größer werdenden Temperaturgradienten. Dabei liegen die positiven Gradienten in Übereinstimmung mit früheren Untersuchungen von (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 35ff) für die Platten > 140 mm um rund den Faktor zwei über den Absolutwerten der negativen Gradienten. Die absolute Zunahme ist für Platten < 140 mm bei den negativen Gradienten stärker als bei den positiven Gradienten, wobei sich diese Zunahme für Platten < 100 mm noch deutlich beschleunigt. Ursache hierfür ist, dass der positive Gradient durch starke, dabei aber kontinuierliche Sonneneinstrahlung hervorgerufen wird. Der negative Temperaturgradient ist die Folge einer kontinuierlichen Abkühlung bei Nacht, die stärksten negativen Gradienten sind jedoch das Resultat einer raschen und intensiven Abkühlung z.B. durch ein Sommergewitter. Diese ruft wegen der schnellen Abkühlung im oberflächennahen Bereich bei dünneren Platten einen steileren Gradienten hervor. Gleichzeitig finden diese Vorgänge relativ schnell statt und sind von vergleichsweise kurzer Dauer (weniger als 30 Minuten).

5.5.5 Vergleich mit anderen Untersuchungen der Temperaturgradienten

(Lechner 1996, S. 119) untersucht für Betondecken mit der äquivalenten Dicke $h_{\text{äqu}} \geq 200$ mm den äquivalenten Temperaturgradienten für 5 % der Nutzungsdauer und gibt als Näherungsformel folgenden Zusammenhang an:

$$\Delta t(5\%) = \frac{1}{e^{\frac{h_{\text{äqu}}}{68}}} + 0,04 = e^{-0,0147 \cdot h_{\text{äqu}}} + 0,04 \quad 5.26$$

In sinnvoller Näherung, dabei auf der sicheren Seite liegend, werden in der vorliegenden Arbeit die gemessenen Temperaturgradienten als Abschätzung für die äquivalenten Temperaturgradienten zu Grunde gelegt. Es zeigt sich, dass bei dünnen Betonplatten mit Dicken $h < 200$ mm der wirksame Gradient deutlich zunimmt. Der wirksame Gradient kann in diesen Fällen jedoch nicht mit der Näherung nach Lechner (Gleichung 5.26) beschrieben werden, da diese nur für Betondecken mit der äquivalenten Dicke $h_{\text{äqu}} \geq 200$ mm gilt und für dünnere Platten die wirksamen Gradienten überschätzen würde.

(Vandenbossche 2001) untersuchte die Effekte von Umwelteinwirkungen (Temperatur, Feuchtigkeit) bei einer Whitetopping-Teststrecke in Minnesota und hat dabei u.a. die auftretenden maximalen, minimalen und mittleren Gradienten sowie die Gradienten, die zu 95 % der Zeit auftreten, ermittelt. Anhand dieser Werte wurde jedoch kein funktionaler Zusammenhang abgeleitet.

Die Gleichung 5.24 hat die Eigenschaft, dass sie an die Näherungsgleichung 5.26 nach Lechner nicht stetig anschließt. Dies kann durch folgende Überlegung behoben werden. Die Untersuchung von (Vandenbossche 2001, S. 809) zeigt, dass die Gradienten-Werte des 0,975-Quantils um 0,02 – 0,04 K/mm niedriger liegen als die gemessenen Maximalwerte. Durch konstante Reduzierung der Näherungsgleichung 5.24 um 0,015 K/mm erreicht man einen stetigen Übergang zwischen der Näherung nach Lechner und der hier vorgeschlagenen Gleichung für die anzusetzenden positiven Temperaturgradienten. Die sich so ergebende Funktion

$$\Delta t_{\text{positiv}}(h) = 0,191 \cdot \frac{1}{e^{0,0028 \cdot h}} - 0,015 \quad 5.27$$

beschreibt wie die Ermittlung von (Vandenbossche 2001, S. 809) in etwa die Temperaturgradienten des 0,975-Quantils.

Bild 5.14 zeigt einen Vergleich der im Rahmen dieser Arbeit ermittelten positiven Temperaturgradienten mit den Ergebnissen der Untersuchungen nach (Vandenbossche 2001, S. 809) und den Ergebnissen nach (Lechner 1996, S. 119). Dargestellt ist auch die Kurve nach Gleichung 5.27 für die Anpassung an die Näherung nach Lechner.

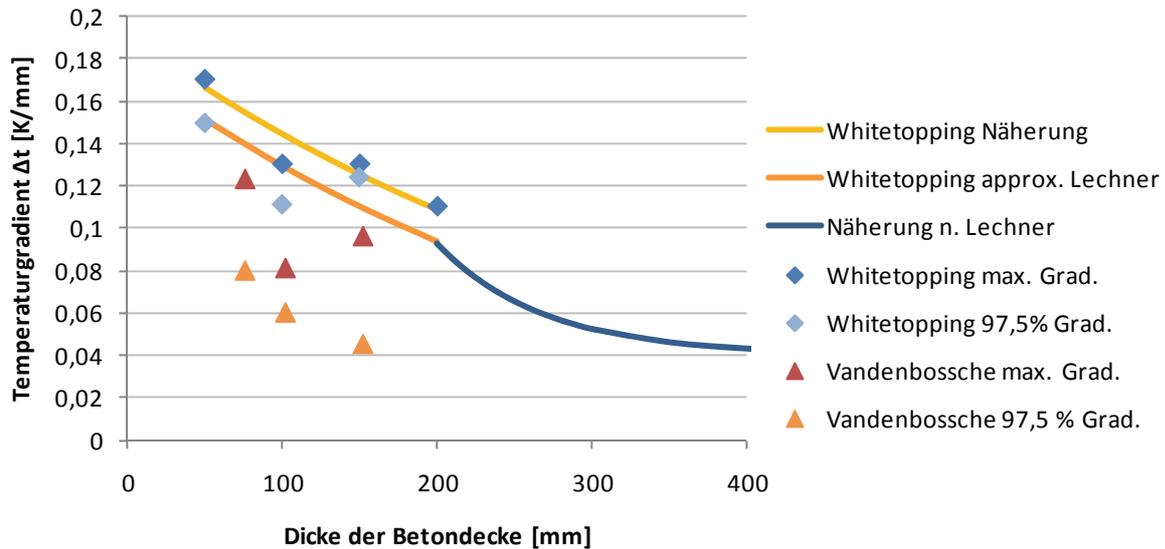


Bild 5.14: positive Temperaturgradienten in Abhängigkeit von der Dicke der Betondecke

Bei Anwendung der Gleichung 5.27 würden die anzusetzenden Temperaturgradienten abgesenkt werden, verbunden mit einem Verlust an Sicherheit gegen ein Überschreiten der tatsächlich auftretenden Werte. Für das später vorgeschlagene Dimensionierungskonzept wird diese Absenkung der Temperaturgradienten daher nicht übernommen.

Bild 5.15 zeigt einen Vergleich der ermittelten negativen Temperaturgradienten in Abhängigkeit von der Dicke der Betondecke mit den Ergebnissen nach (Vandenbossche 2001, S. 809).

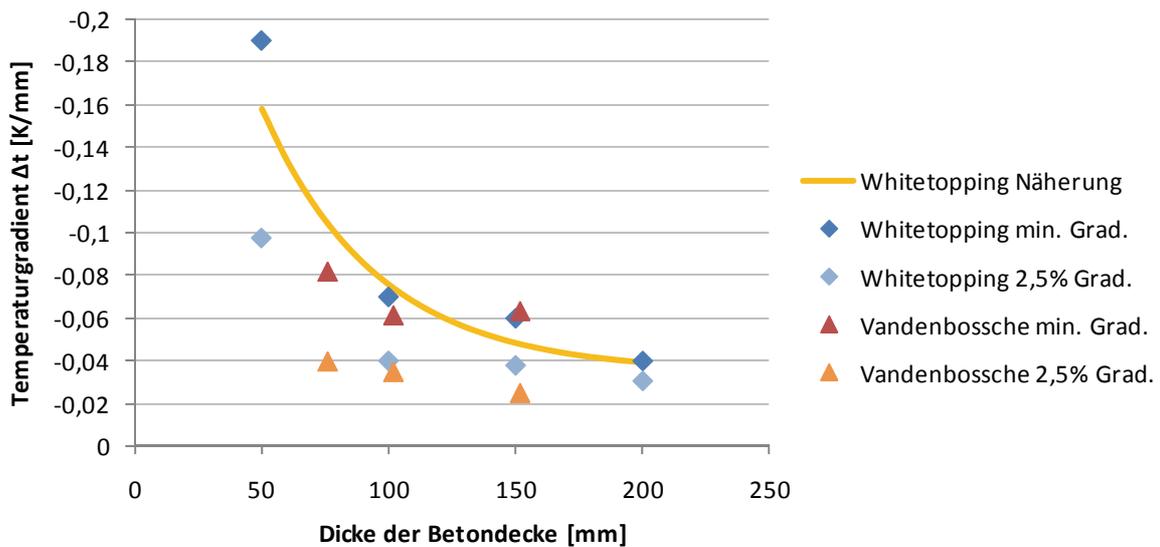


Bild 5.15: negative Temperaturgradienten in Abhängigkeit von der Dicke der Betondecke

5.6 Zusammenfassung

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit konnten bei einer Messung die Temperaturen in Beton und in Asphalt bestimmt werden. Damit war es möglich, einerseits einen direkten Vergleich der Auswirkungen der unterschiedlichen Baustoffe auf die Fahrbahntemperaturen zu untersuchen und andererseits die für die Dimensionierung von Betondecken relevanten Temperaturgradienten zu bestimmen.

Durch die Überbauung von Asphalt mit Beton besteht die Möglichkeit, die sommerlichen Temperaturen sowohl an der Oberfläche als auch in der Tiefe der Fahrbahn zu reduzieren. Wesentliche Ursache ist das unterschiedliche Reflexionsverhalten von Beton und Asphalt, das höhere Maximaltemperaturen bei Asphalt als bei Beton zur Folge hat. Durch den Einsatz von Whitetopping kann der Asphalt wirksam vor sommerlichen und winterlichen Extremtemperaturen geschützt werden. Die Reduzierung der auftretenden Temperaturen im Asphalt bewirkt, dass im Sommer die für Verformungen im Asphalt ursächlichen hohen Temperaturen erheblich geringer ausfallen. Zusätzlich werden die im Winter für die Rissbildung kritischen tiefen Temperaturen ebenfalls etwas reduziert.

Für die Dimensionierung von Verkehrswegen in Betonbauweise ist unter anderem die Kenntnis der Größe der Wölbspannungen erforderlich, die sich infolge ungleichmäßiger Temperaturänderungen ergeben. Anhand der vorliegenden Ergebnisse konnten die Bestimmungsgleichungen 5.24 und 5.25 aufgestellt werden, die es erlauben, in Abhängigkeit

von der Dicke der betrachteten Whitetopping-Decke die für 5 % der Nutzungsdauer anzusetzenden maßgebenden positiven und negativen Temperaturgradienten zu bestimmen.

Der Zusammenhang ist in Bild 5.16 grafisch dargestellt.

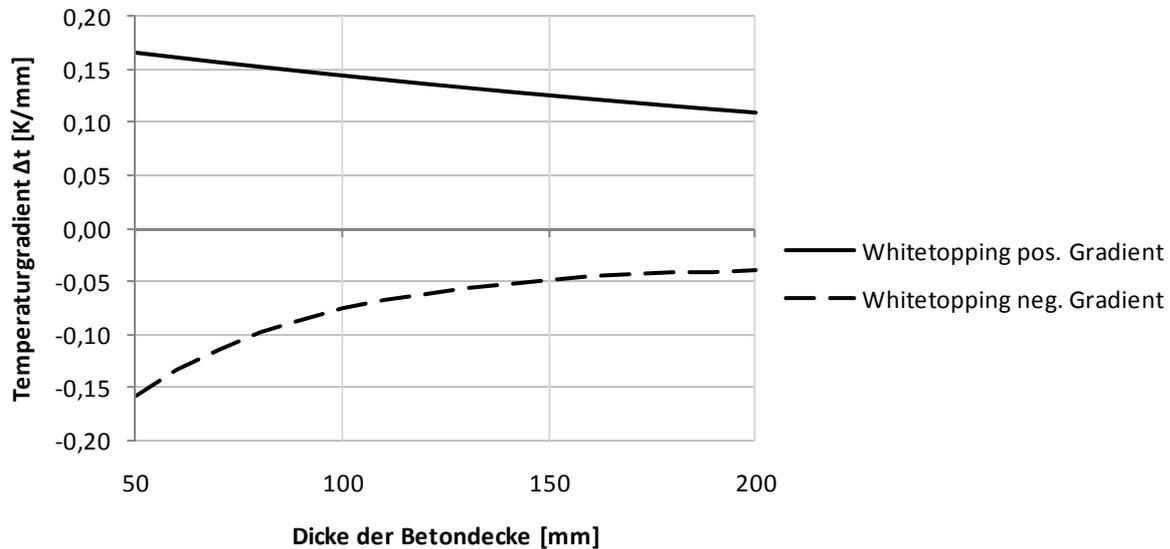


Bild 5.16: maßgebende Temperaturgradienten bei Whitetopping

Die positiven Gradienten werden maßgebend für die Lastfälle Plattenmitte und Plattenrand, da sich die hierbei auftretenden Zugspannungen an der Unterseite mit den Zugspannungen aus Verkehrslasten überlagern.

Die negativen Gradienten rufen an der Plattenoberseite Zugspannungen hervor, die sich mit den Zugspannungen aus Verkehrslasten für den Lastfall Plattenecke überlagern.

Damit steht die wesentliche Eingangsgröße für die Ermittlung der Temperaturbeanspruchung von Whitetopping-Flächen in Deutschland zur Verfügung. Diese findet zur Berechnung der wirkenden Wölbspannungen Eingang in das in Kapitel 8 beschriebene Dimensionierungsverfahren.

6 Laborversuche – Ermüdung

6.1 Grundlagen der Betonermüdung

6.1.1 Normative Festlegungen und Begriffe

„Der Bruch des Materials lässt sich durch vielfach wiederholte Schwingungen, von denen keine die absolute Bruchgrenze erreicht, herbeiführen“ (Wöhler 1870, S. 83). Dieses Phänomen eines Festigkeitsverlustes infolge Materialermüdung hat als erster Wöhler formuliert (Leins, Stipp 1977, S. 30).

Der Dauerschwingversuch (oder kurz Dauerversuch) zur Bestimmung von Kennwerten für das mechanische Verhalten von Werkstoffen bei dauernder oder häufig wiederholter Beanspruchung ist in (Norm DIN 50100) geregelt: Die Dauerschwingfestigkeit (kurz Dauerfestigkeit genannt) ist der um eine gegebene Mittelspannung schwingende größte Spannungsausschlag, den eine Probe unendlich oft ohne Bruch und ohne unzulässige Verformung aushält. Unendlich oft wird in der Praxis durch eine endliche Grenzschwingspielzahl ersetzt. Diese ergibt sich durch die im Allgemeinen beobachtete asymptotische Näherung der Wöhlerkurve an die Dauerfestigkeit (Norm DIN 50100, S. 3f).

Bild 6.1 zeigt ein Schwingenspiel im Rahmen eines Dauerversuchs sowie die verwendeten Formelzeichen. Formal ist in der (Norm DIN 50100, S. 2, Fußnote 3) festgelegt, dass Beanspruchungswerte einen kleinen Zeiger (z.B. σ_a), Festigkeitswerte einen großen Zeiger (z.B. σ_A) erhalten.

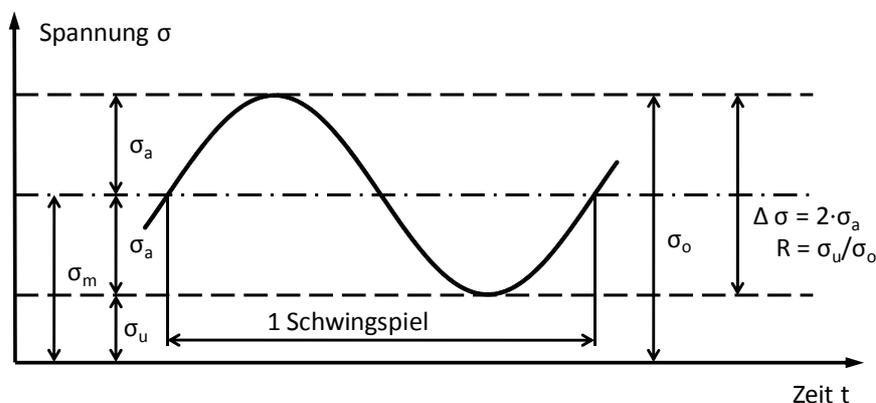


Bild 6.1: Spannungs-Zeit-Schaubild beim Dauerschwingversuch (nach DIN 50 100)

Die Ergebnisse von Wöhlerversuchen (vgl. 6.2.1) im Bereich von Zeit- und Dauerfestigkeit mit unterschiedlichen Mittelspannungen können in sogenannten Zeit- bzw. Dauerfestigkeitsschaubildern dargestellt werden. Damit werden die Zusammenhänge zwischen ertragbarer zyklischer Spannungsamplitude und Mittelspannung bzw. Spannungsverhältnis beschrieben (Buxbaum 1992, S. 134).

Zu den verbreiteten Formen der Darstellung gehört das Haigh-Schaubild, bei dem die ertragbare Spannungsamplitude in Abhängigkeit von der Mittelspannung aufgetragen wird und die verschiedenen Spannungsverhältnisse als Strahlen abgebildet werden (Norm DIN 50100, S. 7; Buxbaum 1992, S. 134f). Im Goodman-Diagramm wird die Oberspannung der Dauerfestigkeit in Abhängigkeit von der Unterspannung dargestellt (Norm DIN 50100, S. 8; Radaj, Vormwald 2007, S. 25). Weite Verbreitung in Deutschland hat das Dauerfestigkeitsschaubild nach Smith, bei dem in einem Achsenkreuz mit gleichen Maßstäben die Mittelspannungen auf der Abszisse und die Oberspannungen und die Unterspannungen der Dauerfestigkeit auf der Ordinate aufgetragen sind (Norm DIN 50100, S. 6f; Radaj, Vormwald 2007, S. 25f).

6.1.2 Vergleich vorhandener Modelle für Betonermüdung

Für das Verhalten von Beton unter wechselnder Belastung gibt es verschiedene Modelle, jedoch sind die Modelle für Ermüdung unter Druckschwellbelastung zahlreicher als unter Zugschwellbelastung. Generell ist das Wissen um die Ermüdung von Beton im Vergleich zu anderen Fragestellungen im Betonbau oder auch im Vergleich zu Ermüdung im Stahlbau recht bescheiden (Brühwiler 2003, S. 92) und wenig erforscht (Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein 1997, S. 16). Die Mehrzahl der Ermüdungsversuche für Beton wurde an Betonzylindern oder Betonprismen in Form von Druckversuchen vorgenommen, wobei nur vereinzelt Versuchsergebnisse mit mehr als 5 Millionen Schwingspielen vorliegen.

Die Schädigung des Betons bei Ermüdungsbelastungen ist durch ein progressives Anwachsen von Mikrorissen im Werkstoff gekennzeichnet (Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein 1997, S. 16f). (Klausen 1978) verknüpft verschiedene Untersuchungen zum Ermüdungsmechanismus, die auf eine fortschreitende Rissbildung im Zementstein schließen lassen. (Ibuk 28.11.2008, S. 38ff) untersucht den im Ermüdungsprozess abnehmenden E-Modul von Beton und kann über Auswertungen der Risscharakteristika unter dem Lichtmikroskop (vgl. Bild 6.2) die Entstehung von Mikrorissen eindeutig den zyklischen Belastungen über die Schwingspielzahl N zuordnen. Diese Mikrorisse treten sowohl in der Verbundzone zwischen Zementstein und der Gesteinskörnung als auch im Betongefüge auf.

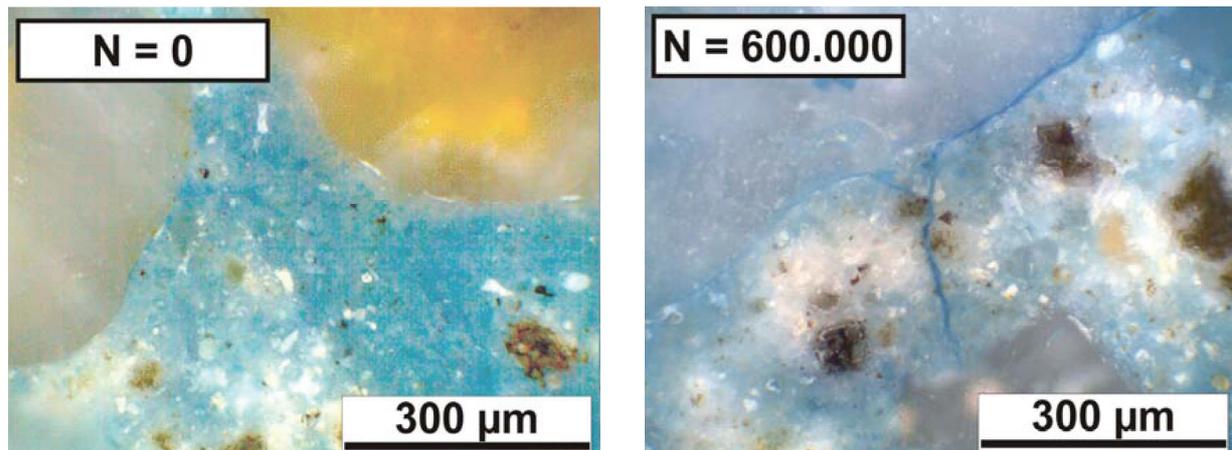


Bild 6.2: Mikrorisse im Betongefüge bei $N = 0$ (links) und $N = 600.000$ (rechts) (Ibuk 28.11.2008, S. 42)

Experimentell wurde für Beton noch keine Dauerfestigkeit nachgewiesen, wobei die Zahl der Versuche mit mehr als $5 \cdot 10^6$ Schwingspielen sehr gering ausfällt (Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein 1997, S. 17).

Für Beton ist eine exakte Angabe der Grenz-Schwingspielzahl nicht möglich, da keine einheitlichen Angaben vorhanden sind. So müssen beispielsweise die maximalen Spannungen größer als 50 % der (Druck-)Festigkeit sein, damit Ermüdungsbrüche bis 100 Millionen Lastwechsel auftreten (Brühwiler 2003, S. 95). Die Dauerfestigkeit wird bei 25 % der statischen Festigkeit vermutet, da erst ab dieser Beanspruchung Mikrorisse auftreten, welche die mechanischen Eigenschaften des Betons beeinflussen (Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein 1997, S. 17). Dem gegenüber ist jedoch sogar die grundsätzliche Existenz einer Dauerfestigkeit nicht erwiesen (Leins, Stipp 1977, S. 31) bzw. bis zu einer Schwingspielzahl von 10^7 nicht beobachtet (Klausen 1978, S. 3). (Klausen 1978, S. 19) extrapoliert im Druckversuch aus Schwingspielzahlen bis 10^9 eine Quasi-Dauerfestigkeit von 40 % der statischen Druckfestigkeit bei 10^{10} bis 10^{11} Schwingspielen.

Trotz der unterschiedlichen und zum Teil widersprüchlichen Ergebnisse zum Ermüdungsverhalten von Beton gibt es verschiedene Ansätze, das Ermüdungsverhalten von Beton unter Wechselbeanspruchung zu beschreiben. Von Interesse sind dabei vor allem die Untersuchungen, die Beton unter Zugschwellbeanspruchung betrachten, da im Wesentlichen diese Beanspruchungsart für ein Versagen des Betons bei Verwendung im Verkehrswegebau relevant ist.

Im Folgenden werden einige Modelle vorgestellt, die den Zusammenhang zwischen einwirkender Zug- bzw. Biegezugbelastung, Festigkeit des Betons und Schwingspielzahl N beschreiben. Neben den Gleichungen und einer vergleichenden Übersicht (Bild 6.3) ist auch

kurz charakterisiert, auf welcher Grundlage das Modell erstellt wurde. Die Verwendung von Formelzeichen und Indizes wurde bei einer abweichenden Verwendung im Original wegen einer besseren Verständlichkeit dem deutschen Regelwerk angepasst und vereinheitlicht. Soweit erforderlich wurden für die Darstellung im Diagramm vergleichbare Belastungen zugrunde gelegt (z.B. durch Festlegen erforderlicher Parameter); dies ist gegebenenfalls vermerkt.

Zero-Maintenance Design Beam Fatigue Model,

(nach (Rao, Roesler 2004, S. 3))

$$\log N = 17,61 - 17,61 \cdot \frac{\sigma}{f_{ct}} \quad 6.1$$

Dieses Modell wurde aus Versuchen mit Biegebalken entwickelt. Versagen wurde als vollständiger Bruch des Biegebalkens definiert. Spannungen infolge der Belastung wurden an der Balkenunterseite mit Hilfe der Gleichungen für den Biegebalken berechnet.

Calibrated Mechanistic Design Field Fatigue Model

(nach (Rao, Roesler 2004, S. 3))

$$\log N = \left(\frac{-\left(\frac{\sigma}{f_{ct}}\right)^{-5,367} \cdot \log(1 - P)}{0,0032} \right)^{0,2276} \quad 6.2$$

Der Entwicklung dieses Modells wurden Daten des „Corp of Engineers“ (COE) von Betonplatten aus Flugbetriebsflächen sowie dem AASHO Road Test zugrunde gelegt. Versagen wurde definiert, wenn 50 % der Platten gebrochen waren. Die Wahrscheinlichkeit der Rissbildung in den Platten wurde P bezeichnet. Verkehrslast- und temperaturbedingte Wölbspannungen an den Plattenrändern wurden mit dem FE-Programm ILLI-SLAB berechnet.

Für die Darstellung im Diagramm wurde die Wahrscheinlichkeit der Rissbildung in den Platten mit P = 0,5 festgelegt.

ERES/COE Field Fatigue Model

(nach (Rao, Roesler 2004, S. 3f))

$$\log N = 2,13 \left(\frac{\sigma}{f_{ct}} \right)^{-1,2} \quad 6.3$$

Der Entwicklung dieses Modells wurden Daten des „Corp of Engineers“ (COE) von Betonplatten aus Flugbetriebsflächen zugrunde gelegt. Als Versagen wurde definiert, wenn 50 % der Platten gebrochen waren. Verkehrslastspannungen an den Plattenrändern wurden mit der Einflusstafel-

Software H-51 berechnet und um den Faktor 0,75 reduziert, um Lastübertragung und Auflagerbedingungen zu berücksichtigen.

Foxworthy Field Fatigue Model

(nach (Rao, Roesler 2004, S. 4))

$$\log N = 1,323 \left(\frac{1}{\frac{\sigma}{f_{ct}}} \right) + 0,588 \quad 6.4$$

Analog zum ERES/COE Field Fatigue Model wurden der Entwicklung dieses Modells Daten des „Corp of Engineers“ (COE) von Betonplatten aus Flugbetriebsflächen zugrunde gelegt. Versagen wurde in gleicher Weise definiert, wenn 50 % der Platten gebrochen waren. Verkehrslastspannungen an den Plattenrändern wurden mit dem FE-Programm ILLI-SLAB berechnet.

PCA¹ Beam Fatigue Model

(nach (Rao, Roesler 2004, S. 4))

$$\log N = 11,737 - 12,077 \frac{\sigma}{f_{ct(BZ)}} \quad \text{für } SR \geq 0,55 \quad 6.5$$

$$\log N = 3,268 \cdot \log N \left[\frac{4,2577}{\frac{\sigma}{f_{ct(BZ)}} - 0,4325} \right] \quad \text{für } 0,45 < SR < 0,55 \quad 6.6$$

$$N = \infty \quad \text{für } SR \leq 0,45 \quad 6.7$$

Auch dieses Modell wurde anhand von Versuchen mit Biegebalken entwickelt. Versagen wurde als vollständiger Bruch des Biegebalkens definiert. Spannungen infolge der Belastung wurden an der Balkenunterseite mit Hilfe der Gleichungen für den Biegebalken berechnet.

Ermüdungsversagen bei zentrischem Zug (Cornelissen trocken + nass)

(Cornelissen 1984, S. 23f)

$$\log N = 14,81 - 14,52 \frac{\sigma_{max}}{f_{ct}} + 2,79 \frac{\sigma_{min}}{f_{ct}} \quad \text{trockene Probekörper} \quad 6.8$$

¹ Portland Cement Association

$$\log N = 13,92 - 14,52 \frac{\sigma_{max}}{f_{ct}} + 2,79 \frac{\sigma_{min}}{f_{ct}} \quad \text{nasse Probekörper} \quad 6.9$$

Das Ermüdungsverhalten unter zentrischem Zug wurde mit insgesamt 177 Probekörpern für verschiedene Kombinationen aus Ober- und Unterspannung untersucht. Zusätzlich wurde der Einfluss des Feuchtegehalts untersucht, wofür die Probekörper entweder zwei Wochen an der Luft getrocknet oder nach Wasserlagerung mit Kunststoffolie abgedichtet wurden.

Für die Darstellung im Diagramm wird $\frac{\sigma_{min}}{f_{ct}} = 0$ zugrunde gelegt.

Ermüdungsversagen bei Biegezugbalken (Cornelissen BZ) (Cornelissen 1984, S. 36)

$$\log N = 12,53 - 10,95 \frac{\sigma_{max}}{f_{ct}} \quad 6.10$$

Das Ermüdungsverhalten unter Biegezugbelastung wurde für verschiedene Oberspannungen untersucht, die Unterspannung wurde zu $\sigma_u = 0$ gewählt. Der Probekörper (L = 2100 mm) war in Längsrichtung vorgespannt, um am selben Probekörper im ersten Drittelpunkt einen statische Biegezugversuch und im zweiten Drittelpunkt einen dynamischen Biegezugversuch realisieren zu können.

Ermüdungsversagen bei Zylindern unter Druckbelastung (Tepfers et al. 1984, S. 61)

$$\log N = \frac{1 - \frac{\sigma_{max}}{f_{ck}}}{0,0685 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}\right)} \quad 6.11$$

Mit je drei Betonzylindern (h=300mm und Ø=150mm) auf insgesamt fünf Belastungshorizonten wurde eine Wöhlerlinie zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens erstellt (Belastungsfrequenz 1 bis 5 Hz). Untersucht wurde, inwieweit die absorbierte Energie ein maßgeblicher Parameter im Ermüdungsprozess ist. Die angegebene Formel gilt für Druck- und Zugbelastungen.

Eisenmann

(Eisenmann, Leykauf 2003, S. 106f)

$$\log N = \frac{\left(\frac{\sigma_{max}}{f_{ct}} - 0,8\right)}{\left(0,0875 \cdot \frac{\sigma_{min}}{f_{ct}} - 0,07\right)} + 2 \quad 6.12$$

Mit Auswertungen von Versuchen zum Ermüdungsverhalten (Hilsdorf, Kesler 1966), zitiert nach (Klausen 1978, S. 82), und erweitert auf $2 \cdot 10^6$ Schwingspiele gibt (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 106f) den Zusammenhang zwischen Verkehrslastspannung und Wölbspannung als Dauerfestigkeitsschaubild nach Smith (vgl. 6.1.1) und als Gleichung an $2 \cdot 10^6$ Schwingspiele werden näherungsweise einer Dauerschwingfestigkeit zugeordnet. Dies liefert unter Annahme einer Nacherhärtung des Betons mit zunehmender Liegedauer einen realistischen Bemessungsansatz (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 106). Für die Darstellung im Diagramm wird $\sigma_{min}/f_{ct} = 0$ angesetzt.

$$\log N = \frac{\left(\frac{\sigma_{max}}{f_{ct}} - 0,8\right)}{-0,07} + 2 \quad 6.13$$

RDO Beton 09

(Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2009c, S. 20f)

$$\log N = \frac{\left(\frac{f_{ct}}{\sigma_{max} - 0,748} \cdot e^{-0,1365}\right)}{0,15} \quad 6.14$$

Die RDO Beton 09 definieren keinen Ermüdungsverlauf unmittelbar, es wird jedoch ein Ermüdungsfaktor $\gamma_{c,fat}$ in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl eingeführt. Dessen Kehrwert ist der sogenannte Anpassungsfaktor für die Beanspruchungsart m_b , der das Verhältnis der Berechnungsfestigkeit f_d zum Grundwert der Berechnungsfestigkeit f_d^0 beschreibt. Durch Umrechnen lässt sich der Zusammenhang in die Form nach Gleichung 6.14 bringen. Zugrundegelegt wird die Spaltzugfestigkeit des Betons.

Zusammenfassung der Ermüdungsmodelle

Bild 6.3 zeigt für die beschriebenen Ermüdungsmodelle den Zusammenhang zwischen Schwingspielzahl und Spannungsverhältnis σ_{max}/f_{ct} . Dabei lässt sich deutlich erkennen, dass die

verschiedenen Modelle bei gleichem Spannungsverhältnis unterschiedliche zu erwartende Schwingspielzahlen ermitteln.

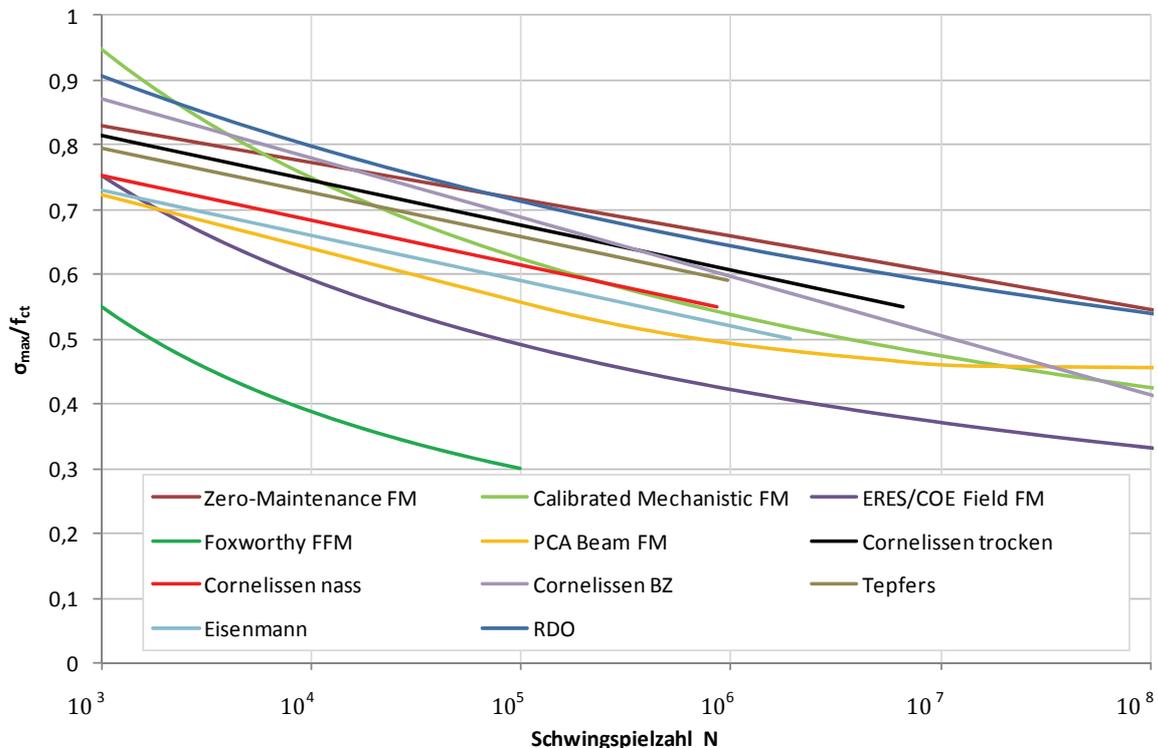


Bild 6.3: Vergleichende Darstellung der Ermüdungsfunktionen

6.1.3 Schadensakkumulation und Lebensdauervorhersage

Bei den vorgestellten Ermüdungsmodellen werden im Allgemeinen einstufige Beanspruchungen mit konstanter Amplitude zugrunde gelegt. Die tatsächlichen Beanspruchungen schwanken jedoch. Daher ist ein Zusammenhang erforderlich, der die Beziehung zwischen den Festigkeiten im Versuch, die unter definierten, häufig gleichförmigen Belastungen festgestellt werden, und den Festigkeiten aus stochastischen Beanspruchungsschwankungen im realen Betrieb beschreibt. Dieser Zusammenhang zwischen jeder einzelnen Beanspruchungsschwankung und der durch sie hervorgerufenen Teilschädigung wird in den sogenannten Schadensakkumulationshypothesen beschrieben (Buxbaum 1992, S. 256). Je nach Zusammenhang zwischen Schädigung und Schwingspielzahlverhältnis wird zwischen Hypothesen der linearen und nicht-linearen Schadensakkumulation unterschieden. Wegen der einfachen Handhabung haben vor allem lineare Schadensakkumulationshypothesen große praktische Bedeutung erlangt (Radaj, Vormwald 2007, S. 294) und sind heute – trotz aller Kritik wegen der vereinfachenden Annahmen – die am häufigsten eingesetzten Verfahren (Buxbaum 1992, S. 256).

Die Hypothese der linearen Schadensakkumulation wird heute häufig Miner-Regel oder Palmgren-Miner-Regel genannt, nach den Arbeiten von (Miner 1945) und (Palmgren 1924). Die Hypothese besagt, dass die Gesamtlebensdauer durch lineares Aufaddieren der durch die Beanspruchungszyklen relativ zur Wöhler-Linie „verbrauchten“ Lebendaueranteile bestimmt werden kann, wobei Versagen bei einer Schädigungssumme eintritt, die der Wöhler-Linie entspricht (Radaj, Vormwald 2007, S. 294). Damit enthält die Palmgren-Miner-Regel zwei Voraussetzungen (Buxbaum 1992, S. 256):

- Die Schädigung D im Einstufenversuch nimmt linear mit der Zahl der Lastspiele zu.
- Teilschädigungen ΔD_i aus veränderlichen Beanspruchungsamplituden $\sigma_{a,i}$ können mit anderen Teilschädigungen aufsummiert werden.

Die mit Spannungsamplitude σ_a aufgebrachten Schwingspiele ΔN werden auf die Bruchschwingspielzahl N_B bei dieser Amplitude bezogen und ergeben so die Teilschädigung

$$\Delta D_i = \frac{\Delta N_i}{N_i} \quad 6.15$$

Dies bedeutet auch, dass nur Beanspruchungen einen Beitrag zur Schädigung leisten, deren Amplitude oberhalb der Dauerfestigkeit liegt, da für geringere Beanspruchungen N_i gegen Unendlich und damit ΔD_i gegen Null strebt.

Der Bruch tritt auf, wenn die Summe der Teilschädigungen den Wert Eins erreicht.

$$D = \sum_i D_i = \sum_i \frac{\Delta N_i}{N_i} = 1 \quad 6.16$$

Unberücksichtigt bleiben bei der linearen Schadensakkumulation Reihenfolge- und Interaktionseffekte (Radaj, Vormwald 2007, S. 294; Buxbaum 1992, S. 258).

Um die Defizite der Palmgren-Miner-Regel zu kompensieren, wurden unterschiedliche Ansätze zur Modifizierung vorgeschlagen, ebenso gibt es zahlreiche Hypothesen zur Nichtlinearen-Schadensakkumulation. Eine Übersicht hierzu gibt die Arbeit von (Siemon 2006, S. 31ff). Da die Ansätze zur Verbesserung der Palmgren-Miner-Regel kaum zu einer Änderung der Streuung führen und damit die Vorhersage nur in einigen Fällen verbessern, ist es verständlich, dass

keinem der bisher veröffentlichten Ansätze ein dauerhafter Erfolg beschieden war (Buxbaum 1992, S. 265).

Bezogen auf den Einsatz von Whitetopping interessieren vor allem die Untersuchungen zur Schadensakkumulation von Asphalt und Beton.

So zeigt (Weise 2010) für Asphalt mit Hilfe von Spaltzug-Schwellversuchen unter Belastung mit fünf Belastungskollektiven und fünf Prüftemperaturen eine deutliche Abhängigkeit der Schadenssumme von der Belastungsreihenfolge und der Prüftemperatur. Dennoch wird unter Berücksichtigung der tatsächlich auftretenden Temperaturverteilung und der gefundenen Versuchsergebnisse die Gültigkeit einer linearen Schadensakkumulationshypothese für Asphalte bestätigt.

Die Hypothese von Palmgren-Miner kann für Beton nicht allgemein angewandt werden (Tepfers et al. 1984, S. 59). Die lineare Akkumulationshypothese erfasst nicht das tatsächliche Materialverhalten von Beton und kann daher sowohl zu unsicheren als auch zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führen (Grünberg, Göhlmann 2006, S. 562; Grünberg et al. 2006, S. 197ff). Zur Lösung wird in der Arbeit von (Grünberg, Göhlmann 2006, S. 563f) eine energetische Betrachtungsweise des Ermüdungsprozesses gewählt, mit dem die Schädigungsentwicklung unter Beachtung des Einflusses der Belastungsreihenfolge beschrieben werden kann, was bereits von (Tepfers et al. 1984, S. 59) als möglicher Ansatz vorgeschlagen wurde.

Für das im Rahmen dieser Arbeit zugrunde gelegte Versuchskonzept (vgl. 6.3) kann die lineare Schadensakkumulationshypothese bei der Beurteilung des Ermüdungsverhaltens dennoch zum Einsatz kommen. Bei den Versuchsergebnissen spielen mögliche Reihenfolgeeffekte keine Rolle, da alle Probekörper mit dem immer gleichen Belastungsschema beansprucht wurden. Dies hat zur Folge, dass mögliche Ergebniseinflüsse in gleicher Weise auftreten und damit die Ergebnisse untereinander vergleichbar bleiben. Bei einer Variation des Belastungsprogramms (z.B. Veränderung des Beanspruchungskollektivs, der Beanspruchungsreihenfolge, des Spannungsbereichs, der Probekörperform) müsste ein Einfluss auf die Schadensakkumulation ggf. geprüft werden.

6.2 Verfahren zur Bestimmung der Ermüdung

Für die Bestimmung des Ermüdungsverhaltens eines Materials bzw. einer Materialprobe wurden verschiedene Verfahren entwickelt. Für eine statistische Absicherung der Streuungen

bei der Anzahl der Schwingspiele bzw. der Spannungen werden dabei teilweise sehr viele Proben mit einem entsprechenden erheblichen zeitlichen Aufwand benötigt. Es wurden auch Verfahren entwickelt, die mit einem geringeren Umfang an Proben Aussagen über das Ermüdungsverhalten erlauben. Jedoch ist offensichtlich, dass Schätzverfahren mit einem geringeren Stichprobenumfang mit tendenziell höheren Unsicherheiten behaftet sind.

Im Folgenden werden einige Verfahren vorgestellt, die für die Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von Bedeutung sind (Buxbaum 1992, S. 112). Dies sind der Wöhler-Versuch und das Treppenstufenverfahren, die bei einem hohen Probekörpereinsatz relativ detaillierte Ergebnisse zulassen. Zudem werden die beiden gebräuchlichsten Schätzverfahren erläutert, nämlich das Verfahren nach Prot und das Verfahren nach Locati, bei denen es sich um sogenannte Laststeigerungsverfahren handelt.

Weitere übliche Verfahren zur Auswertung der Schwingfestigkeit sind nach (Radaj, Vormwald 2007, S. 50ff):

- PROBIT-Verfahren (Vorläufer des Treppenstufenverfahrens) nach Finney
- Abgrenzungsverfahren nach Maennig
- arcsin-Verfahren nach Fisher und Dengel

Diese werden, da sie für das vorliegende Untersuchungsprogramm nicht einschlägig sind, ebenso wenig behandelt wie das von Rotem (Rotem 1981) vorgeschlagene Laststeigerungsverfahren mit kontinuierlicher Laststeigerung, da dieses sich als nicht geblocktes Verfahren nicht mit den Verfahren nach Prot und Locati kombinieren lässt.

6.2.1 Wöhler-Versuch (Einstufenversuch)

Der grundlegende technische Ermüdungsfestigkeitsversuch ist der auf August Wöhler zurückgehende und nach ihm benannte Schwingfestigkeitsversuch. Dabei werden Proben periodisch wiederholten Lastamplituden (häufig sinusförmig) konstanter Größe unterworfen. Die bis zum Versagen der Probe bei unterschiedlich hohen Lastamplituden ermittelten Schwingspielzahlen N werden horizontal neben den Amplitudenwerten aufgetragen („Horizonte“) und bilden die Wöhler-Linie, die zumeist aus drei charakteristischen Bereichen besteht: der Dauerfestigkeit, der Zeitfestigkeit und der Kurzzeitfestigkeit (Radaj, Vormwald 2007, S. 18f). Bild 6.4 zeigt die charakteristischen Bereiche und Kennwerte der Wöhler-Linie.

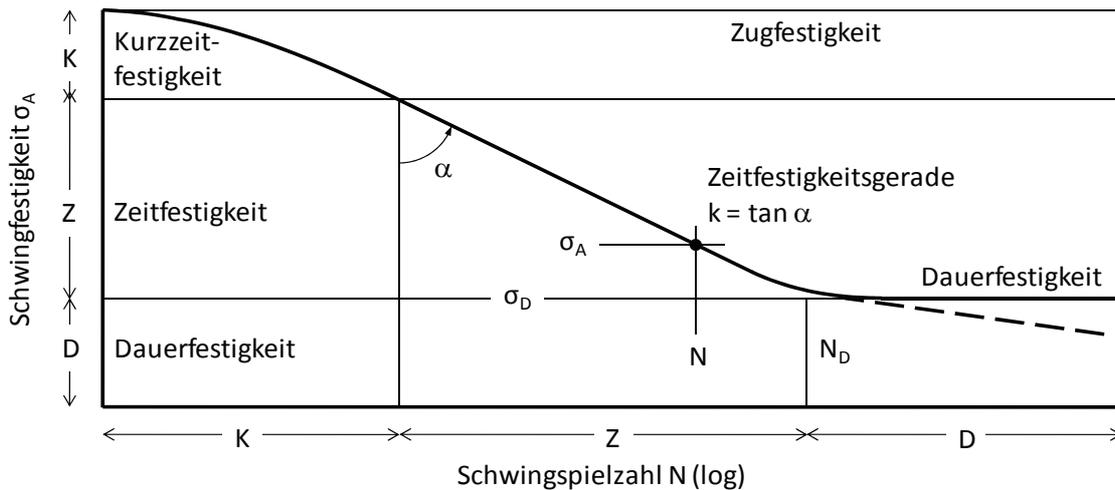


Bild 6.4: Kennwerte der Wöhler-Linie (nach (Radaj, Vormwald 2007, S. 19))

Formelmäßig wird die Wöhler-Linie am einfachsten als Gerade in doppeltlogarithmischer Auftragung dargestellt, wobei damit nur der Zeitfestigkeitsbereich erfasst wird, der nach unten durch die Dauerfestigkeit bei σ_D und N_D begrenzt ist (Radaj, Vormwald 2007, S. 22).

$$\sigma_A = \sigma_D \left(\frac{N_D}{N} \right)^{\frac{1}{k}} \quad 6.17$$

Die Größe k im Exponenten bezeichnet dabei die Neigung der Wöhler-Linie, wobei k vom Werkstoff abhängt (Buxbaum 1992, S. 111; Radaj, Vormwald 2007, S. 22).

$$k = \frac{\Delta(\log N)}{\Delta(\log \sigma_A)} = \frac{\log \left(\frac{N_2}{N_1} \right)}{\log \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right)} = \tan \alpha \quad 6.18$$

Für die Aufstellung einer kompletten Wöhler-Linie sind rund 40 bis 60 Probekörper erforderlich (Buxbaum 1992, S. 107, Buxbaum 1992, S. 132). Grund hierfür ist die erforderliche Anzahl an Probekörpern zur statistischen Absicherung wegen der vor allem im Dauerfestigkeitsbereich hohen Streuung, vgl. Bild 6.5 (Leins, Stipp 1977, S. 34).

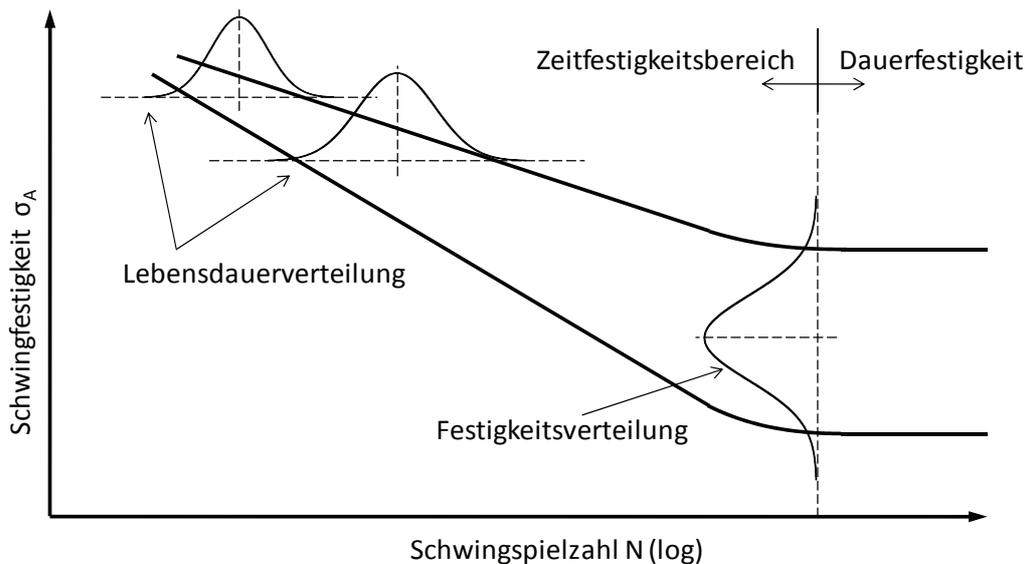


Bild 6.5: Streuung der Ergebnisse von Versuchen zur Dauerfestigkeit (nach (Leins, Stipp 1977, S. 35))

Der zeitliche und finanzielle Aufwand, der mit Probekörperherstellung und Prüfung verbunden ist, macht verständlich, dass trotz der Anschaulichkeit des Wöhlerverfahrens Wege gesucht werden, diesen Aufwand zu reduzieren.

6.2.2 Treppenstufenverfahren

Bei dem sogenannten Treppenstufenverfahren nach Dixon und Mood handelt es sich um das heute wohl am häufigsten angewandten Verfahren zur Bestimmung der Dauerfestigkeit (Buxbaum 1992, S. 111; Radaj, Vormwald 2007, S. 49f). Hierfür werden die Dauerfestigkeit und die Streuung zunächst näherungsweise geschätzt. Der geschätzte Streubereich der Dauerfestigkeit wird dann in mehrere äquidistante Beanspruchungshorizonte unterteilt. In der Regel beginnend beim mittleren Horizont wird entweder bis zum Versagen oder bis zur Grenzlastspielzahl belastet. Die nächste Probe wird dann entweder auf dem nächst kleineren oder auf dem nächst höheren Belastungsniveau beansprucht. Wird dieses Schema auf alle Proben angewandt, ordnen sich die Ergebnisse um den Mittelwert der Dauerfestigkeit. Dies bedeutet, man erhält die mittlere Schwingfestigkeit mit einer Überlebenswahrscheinlichkeit von 50 % ($P_{\bar{u}} = 50\%$) zusammen mit der Standardabweichung bei vorgegebener Grenzwahlzahl. Dieses selbsttätige Einpendeln auf den Mittelwert ist der wesentliche Vorteil des Treppenstufenverfahrens. Nachteilig ist jedoch, dass die Information, die in den Durchläuferproben enthalten ist, nicht genutzt wird (Radaj, Vormwald 2007, S. 49f). Nach (Gurney 1984, S. 17) und (Radaj, Vormwald 2007, S. 49) bestimmen sich der Erwartungswert des Mittelwerts $\bar{\sigma}$ und die Standardabweichung s aus der Spannung σ_0 des untersten Horizonts

$i = 0$, der Spannungsstufenhöhe $\Delta\sigma$ und der Häufigkeit H_i der nicht gebrochenen Proben auf den Spannungshorizonten $i = 1, 2, \dots, n$ nach den Gleichungen 6.19 und 6.20.

$$\bar{\sigma} = \sigma_0 + \Delta\sigma \left(\frac{\sum iH_i}{\sum H_i} + \frac{1}{2} \right) \quad 6.19$$

$$s = 1,62\Delta\sigma \left[\frac{\sum H_i \sum i^2 H_i - (\sum iH_i)^2}{(\sum H_i)^2} + 0,029 \right] \quad 6.20$$

Tabelle 6.1 zeigt ein Auswertbeispiel zum Treppenstufenverfahren.

Tabelle 6.1: Auswertbeispiel zum Treppenstufenverfahren, nach (Gurney 1984, S. 17)

Spannungshorizont i	Spannung σ	Ergebnisse der Versuche								
		x = gebrochen bei $N < 2 \cdot 10^6$ Schwingspielen o = nicht gebrochen bei $N = 2 \cdot 10^6$ Schwingspielen								
3	165	x								
2	150	o	x		x	x	x			
1	135			x	o	o	x	o	x	
0	120				o			o		o
Spannungshorizont i	Aufsummierung:	Häufigkeit der nicht gebrochenen Proben:								
	gebrochen	nicht gebrochen	H_i	iH_i	i^2H_i					
3	1	0	0	0	0					
2	4	1	1	2	4					
1	3	3	3	3	3					
0	0	3	3	0	0					
Summen	8	7	7	5	7					

Durch Einsetzen der Werte des Beispiels in die Gleichungen 6.19 und 6.20 erhält man für den Mittelwert $\bar{\sigma} = 138 \text{ N/mm}^2$ und für die Standardabweichung $s = 12,6 \text{ N/mm}^2$.

Die Zahl der erforderlichen Proben im Treppenstufenverfahren zur zuverlässigen Bestimmung des Ermüdungsverhaltens bleibt jedoch mit einem Umfang von etwa 20, besser 40 Proben (Buxbaum 1992, S. 111) bzw. 40 bis 50 Proben (Radaj, Vormwald 2007, S. 50) noch immer relativ hoch.

6.2.3 Locati-Verfahren

Nach dem Locati-Verfahren (Locati 1955, S. 301ff) wird die Dauerfestigkeit mit einer einzigen Probe abgeschätzt (siehe Bild 6.6). Es wird eine Wöhler-Linie mit zwei dem Streuband entsprechenden Parallellinien realistisch angenommen. Der Einzelprobe wird ein ansteigend geblocktes Belastungsprogramm aufgeprägt, bis der Bruch eintritt. Die Belastung beginnt etwas unterhalb der gesuchten Dauerfestigkeit und erhöht sich stufenweise, wobei die Schwingspielzahl pro Block konstant gewählt wird. Aus Blockprogramm und jeweiliger Wöhler-Linie wird die Schädigungssumme unter Verwendung der linearen Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren und Miner berechnet. Als zutreffend wird die Wöhler-Linie angesehen, für welche sich die Schädigungssumme 1,0 ergibt. Sie lässt sich durch Interpolation der drei Schädigungssummen bestimmen. Untersucht man nur eine einzige Probe mit Hilfe des Locati-Verfahrens, kann keine Streuung berücksichtigt, sondern nur der Mittelwert abgeschätzt werden (Buxbaum 1992, S. 112ff; Radaj, Vormwald 2007, S. 52).

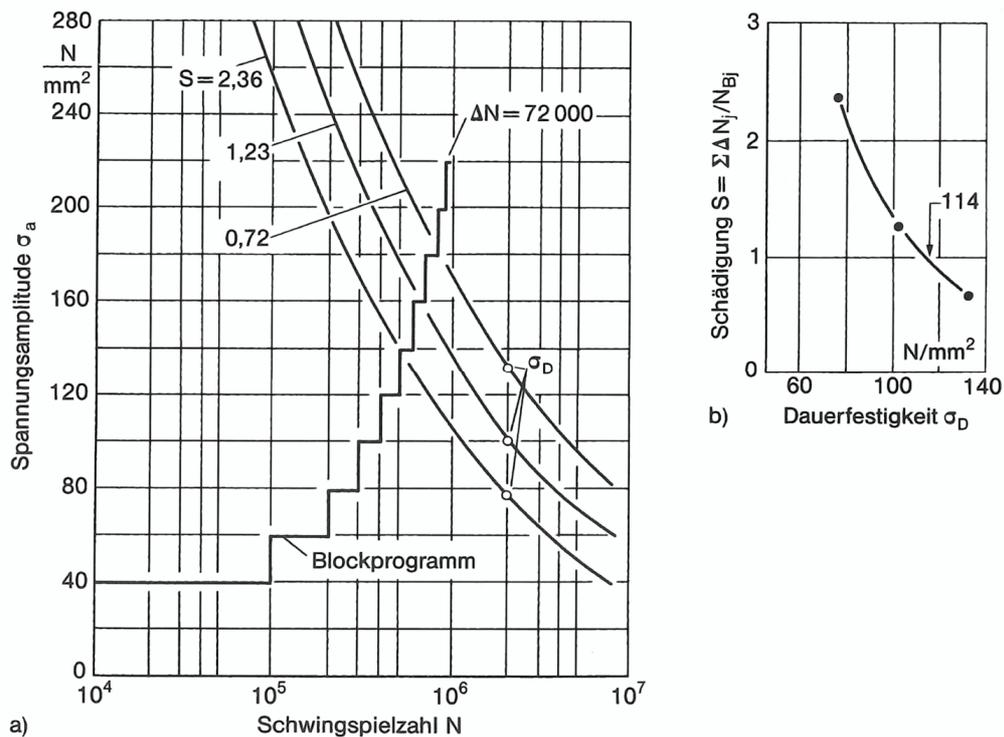


Bild 6.6: Locati-Verfahren: Blockprogramm der Belastung und hypothetische Wöhler-Linien (a), Interpolation der Schädigungssummen zur Bestimmung der Dauerfestigkeit (b) (Radaj, Vormwald 2007, S. 52)

6.2.4 Prot-Verfahren

Nach dem Prot-Verfahren (Prot 1948, S. 481ff, Prot 1952, S. 1ff) wird die Dauerfestigkeit mit (mindestens) drei Proben bestimmt, die mit unterschiedlich schnell gesteigerter

Beanspruchungsamplitude bis zum Bruch belastet werden. Die verschiedenen Steigerungsraten lassen sich entweder über unterschiedlich große Laststufen oder unterschiedlich große Lastspiele erreichen (Buxbaum 1992, S. 120).

Je flacher der Lastanstieg α , umso geringer wird die Bruchspannung σ_a . Nach Prot besteht ein parabolischer Zusammenhang

$$\sigma_a = a + b\sqrt{\alpha} \quad 6.21$$

zwischen den beiden Größen, wobei die kleinste Bruchspannung für $\alpha = 0$ zu erwarten ist (Spitzner 1972, S. 210).

Die ertragenen Beanspruchungsamplituden werden über der Quadratwurzel der Steigerungsrate (Amplitudenzunahme pro Schwingspiel) aufgetragen und linear auf die Steigerungsrate Null extrapoliert (Buxbaum 1992, S. 114; Radaj, Vormwald 2007, S. 52; Leins, Stipp 1977, S. 36ff; Spitzner 1972, S. 210). Das Prinzip ist in Bild 6.7 dargestellt.

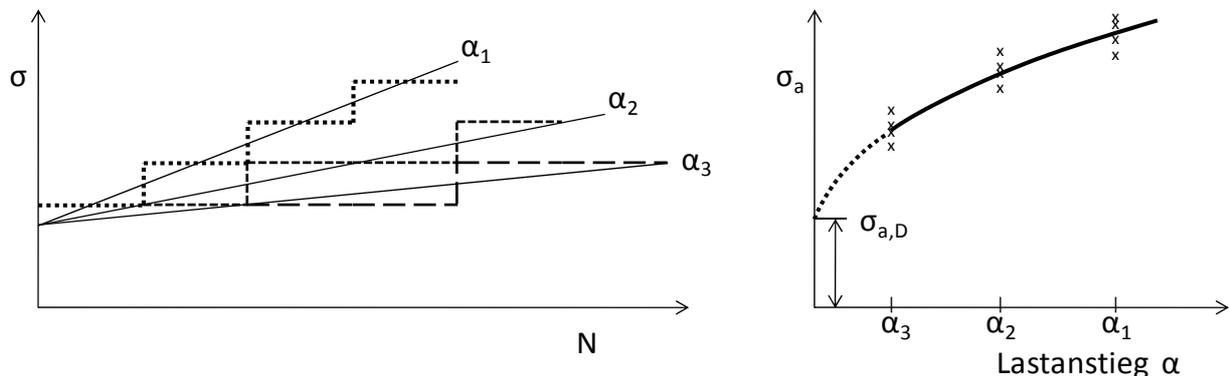


Bild 6.7: Laststeigerungsversuch und Auswertung nach Prot

Nach (Spitzner 1972, S. 211) besitzt das Prot-Verfahren vor allem die Vorteile, dass die Streuung nur etwa halb so groß wie bei den üblichen Versuchen im Bereich der Dauerfestigkeit ist und der Zeitbedarf gegenüber dem Wöhler- oder dem Treppenstufenverfahren nur rund die Hälfte bis ein Drittel der üblichen Prüfzeiten beträgt.

6.3 Versuchskonzept

6.3.1 Fragestellung

Neben der maximal ertragbaren Biegezugspannung (Kurzzeitfestigkeit) haben auch das Ermüdungsverhalten und damit die Dauerfestigkeit des Betons erheblichen Einfluss auf die Bemessung von Betondeckensystemen. Da bei Whitetopping häufig ein hochwertiger Straßenbeton zum Einsatz kommt, ist die zentrale Frage: Hat eine Modifizierung des Referenzbetons mit Fasern bzw. mit Fasern und Polymer (positive) Auswirkungen auf das Ermüdungsverhalten?

Im Rahmen der Materialprüfung wurde daher neben der 2d- und 28d-Festigkeit (siehe Kapitel 3.5) an einem dritten Satz von Probekörpern bestehend aus jeweils drei Prüfkörpern (Balken 600 mm x 150 mm x 150 mm, Vier-Punkt-Biegezugversuch mit Lasteinleitung in den Drittelpunkten) entsprechend der Prüfung der Biegezugfestigkeit nach (Norm DIN EN 12390-5:2009) für jede der drei Betonrezepturen (Referenzbeton, glasfasermodifizierter Beton, glasfaser- und polymermodifizierter Beton) das Ermüdungsverhalten untersucht. Der Versuchsaufbau ist in Bild 6.8 dargestellt.

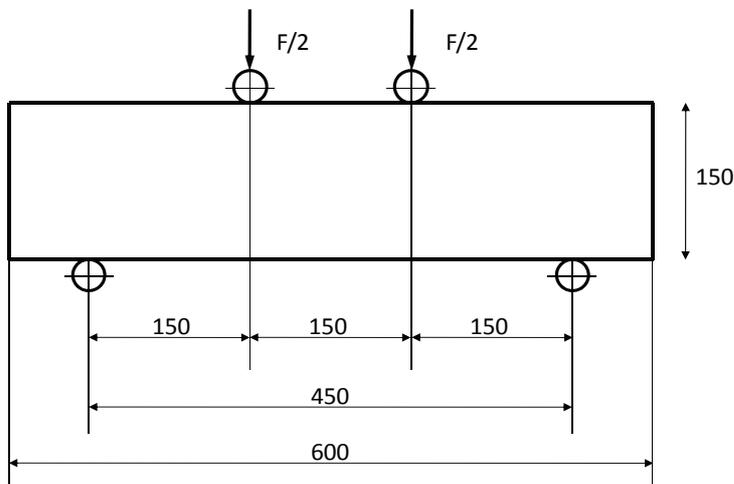


Bild 6.8: Vier-Punkt-Biegezugversuch nach (Norm DIN EN 12390-5:2009)

Diese Untersuchungen waren nicht Bestandteil der erweiterten Erstprüfung. Grund sind die fehlenden Normen für Ermüdungsversuche an Beton. Ermüdungsversuche verursachen dabei einen erheblichen Zeitaufwand. So können wegen der erforderlichen Versuchsaufbauten in den Prüfmaschinen und Maschinenbelegung und der Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse die Probekörper nicht parallel sondern nur nacheinander geprüft werden. Hinzu kommt, dass die Probekörper alt genug sein müssen, dass die Festigkeitsentwicklung der Biegezugfestigkeit

weitestgehend abgeschlossen ist. Die verbleibende Festigkeitsentwicklung in der Zeit zwischen der Prüfung des ersten und des letzten Probekörpers darf keinen Einfluss mehr auf die Prüfergebnisse erwarten lassen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein Versuchsprogramm entwickelt, um unter den gegebenen Randbedingungen der Whitetopping-Versuchsstrecke die Frage nach dem Ermüdungsverhalten des verwendeten Betons zu beantworten.

6.3.2 Kombination der Verfahren nach Locati und Prot

Es war von vorne herein klar, dass wegen der geringen Anzahl an Probekörpern die üblichen Konzepte für Ermüdungsversuche (Wöhlerverfahren, Treppenstufenverfahren, s.o.) ausscheiden. Die für diese Verfahren erforderliche statistische Absicherung ist nicht möglich, wenn zu wenig Probekörper vorhanden sind. Da insgesamt nur drei Probekörper pro Rezeptur für Ermüdungsversuche zur Verfügung standen, musste ein Versuchskonzept entwickelt werden, das es erlaubt, möglichst viele Informationen aus den Versuchen zu erhalten.

Hierzu wurde die folgende Prüfmethode gewählt, die auf dem Verfahren nach Prot und auf dem Verfahren nach Locati beruht und diese beiden Verfahren kombiniert. Möglich wird dies, da es sich bei beiden Verfahren um Laststeigerungsverfahren handelt, die einen ähnlichen Versuchsablauf aufweisen, jedoch unterschiedlich ausgewertet werden. Jede der drei im Prot-Verfahren erforderlichen Proben wird als Einzelprobe nach dem Locati-Verfahren betrachtet und interpretiert. Die Prüfparameter wurden so gewählt, dass die Anforderungen aus beiden Verfahren eingehalten werden. Eine Kombination mit dem von Rotem vorgeschlagenen Verfahren zur beschleunigten Ermüdungsprüfung (Rotem 1981, S. 211ff) ist nicht möglich, da dieses anstelle einer stufenweise gesteigerten Lastaufbringung eine kontinuierliche Steigerung der Spannungsamplitude vorsieht.

Es wurden für das Blockprogramm i Laststufen mit verschiedenen Spannungsamplituden $\sigma_{a,1}$ bis $\sigma_{a,i}$ definiert, die jeweils für ΔN Schwingspiele aufgebracht werden. Ausgehend von der geringsten definierten Laststufe wird die Spannungsamplitude durch Anheben der Oberspannung mit jeder Laststufe immer weiter gesteigert bis es zum Bruch kommt. Der Versuchsablauf, der sich für das gewählte Laststeigerungsverfahren ergibt, ist in Bild 6.9 exemplarisch dargestellt.

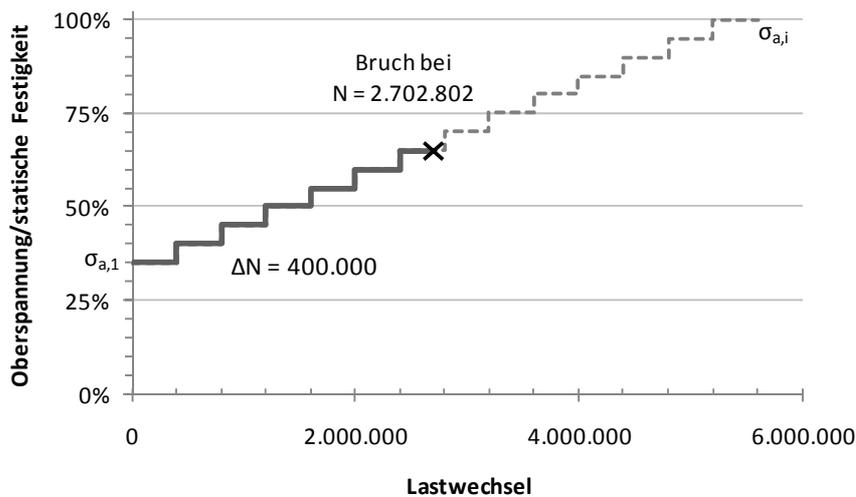


Bild 6.9: exemplarischer Versuchsablauf eines Laststeigerungsverfahrens

Damit können aus drei Probekörpern drei Mal die Dauerfestigkeit nach dem Locati-Verfahren und ein Mal die Dauerfestigkeit nach dem Prot-Verfahren bestimmt werden. Hierdurch kann durch Nutzung verschiedener Auswerteverfahren die Ermittlung der Dauerfestigkeit besser abgesichert werden.

6.3.3 Versuchsdurchführung

Die initiale Oberspannung wurde individuell für jede Betonvariante auf 35 % der statischen Biegezugfestigkeit der 28-d-Probekörper festgelegt. Damit liegt die Oberspannung unterhalb der zu erwartenden Dauerfestigkeit² des Betons, wie es das Locati-Verfahren erfordert.

Die Unterspannung bleibt in allen Laststufen konstant bei 1,0 N/mm². Die dauerhaft aufgebrachte Unterspannung kann dabei als z.B. thermisch induzierte Wölbspannung interpretiert werden, die von den Lastimpulsen der Verkehrslasten überlagert wird.

Die Oberspannung ist abhängig von der aktuellen Laststufe des Blockprogramms. Die Laststeigerung erfolgt gemäß dem Locati-Verfahren in gleichmäßigen Schritten. Gewählt wurde ein Anstieg der Oberspannung von 5 % der statischen 28d-Biegezugfestigkeit je Laststufe. So wären als theoretische Obergrenze maximal 14 Schritte bis zum Bruch bei dann 100 % der statischen Festigkeit möglich, tatsächlich sollte der Bruch bedingt durch die Ermüdung zwischen 50 % und 70 % der statischen Festigkeit eintreten.

² Die Dauerfestigkeit wird in der Regel auf 40 - 50 % der statischen Festigkeit angegeben; auch wenn, wie teilweise vermutet, bei Beton keine Dauerfestigkeit für Schwingspielzahlen $> 10^8$ vorliegt, kann der Schädigungsanteil im Locati-Verfahren vernachlässigt werden, vgl. 6.1.2.

Die Oberlasten und die Unterlasten für die Steuerung der Prüfmaschine wurden für jeden Probekörper separat ermittelt, da diese abhängig sind von den Abmessungen (Breite, Höhe) der Probekörper und den geforderten Spannungen.

Die Lasten werden als Sinuslast mit einer Frequenz von 5 Hz erzeugt. Im Rahmen der E-Modul-Bestimmung an den Probekörpern für die statischen Biegezugfestigkeiten wurden Vorversuche zur Wahl der Prüffrequenz durchgeführt. Im untersuchten Bereich mit Belastungsfrequenzen zwischen 1 Hz und 20 Hz zeigte sich, dass bei einer Prüffrequenz von 5 Hz die Messwerte des Dehnmessstreifens und die aufgebrachte Belastung einen linearen Zusammenhang zeigen, ohne dass eine Dämpfung erkennbar ist. Höhere Frequenzen haben den Vorteil, dass die Prüfdauer reduziert werden kann, allerdings führen höhere Frequenzen auch zu höheren Festigkeitswerten (Leins, Stipp 1977, S. 88). Eine Prüffrequenz von 5 Hz entspricht bei einer Fahrzeuggeschwindigkeit von 60 km/h einem Achsabstand von 3,33 m, was in einer sinnvollen Größenordnung für realistische Belastungen liegt.

Insgesamt stehen drei Probekörper pro Rezeptur für Ermüdungsversuche zur Verfügung. Am ersten Probekörper werden 100.000 Lastwechsel pro Laststufe, am zweiten Probekörper 200.000 Lastwechsel pro Laststufe und am dritten Probekörper 400.000 Lastwechsel pro Laststufe aufgebracht.

Bei Erreichen des Endes einer Laststufe wird die Belastung auf das Niveau der Mittellast der nächsten Laststufe angehoben. Damit kann ein kurzzeitiges Überschwingen beim Anheben des Lastniveaus verhindert werden, was vor allem bei den höheren Belastungsstufen zu einem Versagen durch Überlastung führen könnte. Alle Probekörper sind innerhalb einer Laststufe infolge Ermüdung und nicht am Übergang zwischen zwei Laststufen gebrochen.

Durch die Wahl einer Schrittweite von 5 % und der Kombination mit 100.000 bis 400.000 Schwingspielen pro Laststufe wird auch erreicht, dass ein deutlich sichtbarer Unterschied gegenüber einem statischen Bruchversuch erkennbar wird. Bei zu großer Schrittweite oder zu wenig Schwingspielen würde eher die Belastungszunahme und nicht eine Ermüdungsschädigung zum Versagen des Probekörpers führen. So ist jedoch sichergestellt, dass die Ermüdung der Probekörper mit einer Degradation der Materialeigenschaften – vor allem einem Absinken des E-Moduls – abgebildet wird. Nach (Schweizer Norm SN 505 262, S. 59) ist für mehr als 50.000 Schwingspiele ein Ermüdungsnachweis erforderlich. Mit dem gewählten Versuchsablauf werden rund $5 \cdot 10^5$ bis $2 \cdot 10^6$ Schwingspiele aufgebracht. Damit erreicht man eine Größenordnung, in der für das Versagen die Materialermüdung ursächlich ist.

6.3.4 Erfassen des Degradationsprozesses

Die zeitliche Veränderung der mechanischen Kenndaten infolge von Einwirkungen wird als Degradation bezeichnet. Nach (Strauss et al. 2009, S. 108) können im Zusammenhang mit Degradationsprozessen vier Arten von Einwirkungen unterschieden werden:

- mechanisch (statische oder dynamische Belastung)
- chemisch (Karbonatisierung, Chlorideintrag, Säureangriff)
- elektro-chemisch (Korrosion der Bewehrung)
- physikalisch (Frost-Tau-Wechsel, Abrasion, Feuer, ...).

Die Festigkeit von Beton nimmt bei Ermüdungsbelastung nicht schlagartig in der Bruchphase ab, sondern die Ursprungsfestigkeit und Ursprungssteifigkeit wird allmählich abgebaut. Dies gilt sowohl für Ermüdungsbelastungen im Zugschwellbereich als auch im Druckschwellbereich. So wurde beispielsweise von (Leins, Stipp 1977, S. 74ff) die Festigkeitsabnahme (E-Modul) mit Hilfe von Resonanzfrequenzmessungen zu Beginn einer Laststufe bestimmt. (Breitenbücher et al. 2008, S. 318ff) ermitteln die Reduzierung der Steifigkeit und Festigkeit infolge zyklischer Druckbeanspruchung an Bohrkernen. Hierzu wurde für drei Schwingspielzahlen ($N = 0, 180.000, 600.000$) der statische E-Modul über Spannung und korrespondierender elastischer Dehnung (gemessen mit Dehnmessstreifen) bestimmt.

Um zusätzliche Informationen zum Verlauf der Ermüdungsschädigung gewinnen zu können, sollte sich die Erfassung der Versuchsdaten nicht auf die Spannungsermittlung und die Zahl der Schwingspiele bis zum Bruch beschränken. Ziel war es, im laufenden Versuch möglichst kontinuierlich Kenntnis über die Entwicklung des E-Moduls zu gewinnen und damit den Degradationsprozess detailliert zu dokumentieren. Insofern war eine zerstörungsfreie E-Modul-Bestimmung zwingend erforderlich. Eine weitere Anforderung war, den Versuch nicht für die E-Modul-Bestimmung unterbrechen zu müssen, da dies den Versuchsablauf stören würde und zudem das Risiko von veränderten Prüfbedingungen mit sich bringt. Zur Lösung wurde über Dehnmessstreifen an der Unterseite der Probekörper zyklisch die Dehnung zusammen mit der Last erfasst und in den E-Modul umgerechnet.

Auf allen Ermüdungsprobekörpern wurden an der Unterseite mittig – dies ist der Bereich mit der größten Zugspannung – je ein Dehnmessstreifen geklebt (Typ HBM, $120 \Omega \pm 0,3 \%$, $l = 50 \text{ mm}$, k-Faktor 2,11). Der Probekörper wurde hierzu mit Aceton gereinigt und im Bereich der Klebestelle mit Schleifpapier angeraut, damit der Verbund zwischen Dehnmessstreifen und Probekörper auch während des Versuchs mit hohen Lastwechselzahlen bestehen bleibt. In der

Versuchsserie zeigte sich dennoch bei einem Probekörper eine partielle Ablösung des Dehnmessstreifen, erkennbar durch Abnahme der Dehnung bei zunehmender Belastung.

Da die Messungen über mehrere Probekörper hinweg und für jeden Probekörper kontinuierlich über bis zu sechs Tage hinweg stattfanden, war es erforderlich, ein über ein Skript gesteuertes Belastungsprogramm zu erstellen, das die Lastzyklen und die Laststeigerungen automatisch ausführt. Ebenso wurde eine automatische Serienmessung erstellt.

Aufgezeichnet wurde als unmittelbare Größe für das Ermüdungsverhalten die Anzahl der Schwingspiele bis zum Bruch.

Im Rahmen der Serienmessung wurden alle 5.000 Schwingspiele (dies entspricht 1.000 Sekunden) für eine Dauer von 10 Sekunden die aufgebrachte Kraft und die damit hervorgerufene Dehnung gemessen. Hierzu wurden während der Aufzeichnungszeit von 10 Sekunden die Messwerte mit einer Messfrequenz von 200 Hz erfasst und separat gespeichert. Die Spannungen wurden wie beim statischen Biegezugversuch über die Geometrie des Versuchskörpers und die Lasteinleitung errechnet. Unter Ansatz eines linear-elastischen Zusammenhangs (Hook'sches Gesetz) erlaubt dies, den E-Modul des Betons zu berechnen. Aus den 2.000 Messwerten pro Messzeitabschnitt wurde mit Hilfe der Methode der kleinsten Quadrate eine Regressionsgerade bestimmt, deren Steigung den E-Modul beschreibt. Zugrunde liegt die Bestimmung des E-Moduls über die maximalen und minimalen Spannungen und Dehnungen:

$$E = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}} \quad 6.22$$

Pro Laststufe mit 100.000, 200.000 bzw. 400.000 Schwingspielen werden so fortlaufend 20, 40 bzw. 80 Werte für den E-Modul bestimmt, die den Verlauf der Entwicklung des E-Moduls im Ermüdungsprozess zeigen. Diese relativ hohe Zahl erlaubt es, die Entwicklung des E-Moduls der Probekörper ausreichend genau zu erfassen, insbesondere das Versagen am Ende der Lebensdauer. Insgesamt wurden rund 5 Millionen Messwerte ausgewertet.

Während des Versuchs kommt es zu einer starken Lokalisierung der Schädigung und damit verbunden der Verformungen in der Bruchprozesszone. Die führt dazu, dass der restliche Probekörper entlastet wird (Pfister 2007, S. 51).

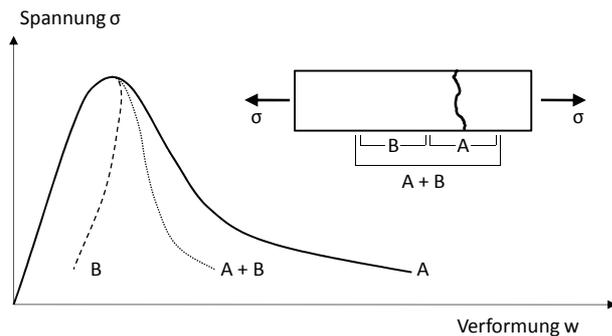


Bild 6.10: Betonprobe unter Zugbelastung mit Lokalisierung innerhalb und Entlastung außerhalb der Bruchprozesszone nach (van Mier 1997, S. 90).

Für die Messung mit einem Dehnmessstreifen, der kleiner ist als das Gebiet der möglichen Bruchprozesszone, bedeutet dies, dass der Versuch zwei Verläufe aufweisen kann. Wenn der Probekörper im Bereich des Dehnmessstreifens bricht, so wird die durch die Ermüdung zunehmende Dehnung tatsächlich bis zum Versagen gemessen (Bild 6.10 Bereich A). Bricht der Probekörper jedoch in einem Bereich, der nicht vom aufgeklebten Dehnmessstreifen erfasst wird, so misst man einen zunehmenden E-Modul: mit zunehmender Schädigung verlagert sich die Bewegung in den Rissbereich. Hier ist die Steifigkeit geringer als im Bereich des Dehnmessstreifens, der wiederum nur kleinere Dehnungen misst. Dieser Vorgang bildet sich als eine scheinbare Steifigkeitszunahme in der Messung ab (Bild 6.10 Bereich B).

Wo der Riss entsteht, kann nicht vorhergesagt werden, da im 4-Punkt-Biegezugversuch zwischen den beiden Lasteinleitungsstellen ein konstantes Moment und damit bei einem homogenen Probekörper eine konstante Spannung vorliegen. In einem realen Probekörper entsteht der Riss an der schwächsten Stelle. Dies kann beispielsweise eine Gefügestörung sein. Die verwendeten Dehnmessstreifen haben eine Länge von 50 mm und sind damit kleiner als der Bereich der konstanten Spannung (150 mm). Bei Vorversuchen zeigten die 50 mm Dehnmessstreifen jedoch Messergebnisse mit geringerer Streuung als Dehnmessstreifen mit 100 mm, die als Alternative zum Einsatz hätten kommen können. 50 mm Dehnmessstreifen können zudem einfacher geklebt werden, was vor allem bei den Ermüdungsversuchen günstig ist, damit sich die Verklebung des Dehnmessstreifens nicht während des Versuchs löst. Die Dehnmessstreifen sind rund dreimal so groß wie das Größtkorn des Zuschlags (16 mm) und damit noch ausreichend groß, dass die Dehnung des Betons und nicht nur eines einzelnen Zuschlagkorns erfasst wird.

6.4 Ergebnisse und Auswertungen

6.4.1 Zusammenstellung der Ergebnisse

Insgesamt wurden neun Balken im Ermüdungsversuch untersucht. Für jede Betonvariante (M1: Beton mit Schwindreduktionsmittel, M2: Beton mit Schwindreduktionsmittel und Glasfasern, M3: Beton mit Schwindreduktionsmittel, Glasfasern und Polymer; vgl. Kapitel 3.4.1) standen drei Balken zur Verfügung, von denen je ein Balken mit 100.000, 200.000 bzw. 400.000 Schwingspielen pro Laststufe geprüft wurde. Bild 6.11 zeigt eine Übersicht der unmittelbaren Ergebnisse der Ermüdungsversuche.

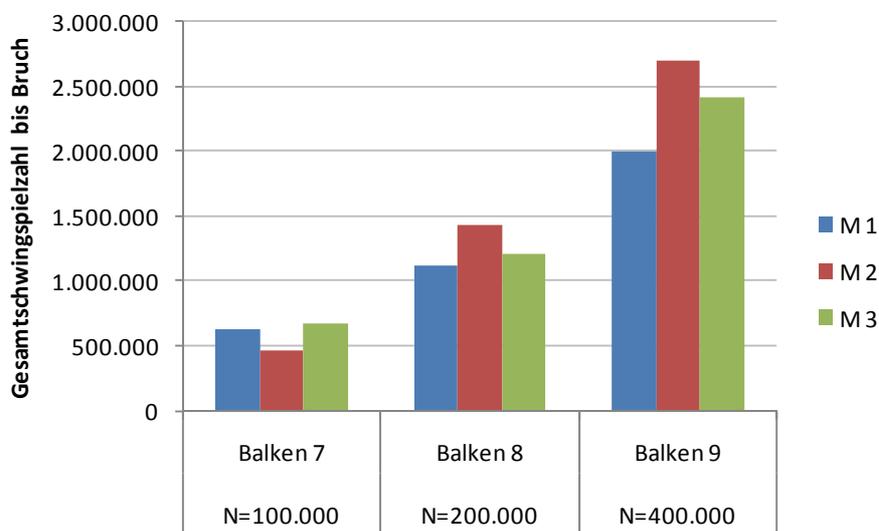


Bild 6.11: Übersicht über die Schwingspielzahlen bis zum Bruch

Ergänzend sind in Tabelle 6.2 die Zahl der Schwingspiele bis zum Bruch, die Bruchlaststufe sowie das Spannungsverhältnis σ_{\max}/f_{ct} zum Zeitpunkt des Bruchs für alle Probekörper dargestellt.

Tabelle 6.2: Ergebnisse der Ermüdungsversuche

		Balken 7	Balken 8	Balken 9
		$\Delta N=100.000$	$\Delta N=200.000$	$\Delta N=400.000$
M 1	N_{Ges}	627.368	1.114.832	1.994.582
	Laststufe	7	6	5
	σ_{max}/f_{ct}	65 %	60 %	55 %
M 2	N_{Ges}	458.793	1.426.480	2.702.802
	Laststufe	5	8	7
	σ_{max}/f_{ct}	55 %	70 %	65 %
M 3	N_{Ges}	672.963	1.205.199	2.409.893
	Laststufe	7	7	7
	σ_{max}/f_{ct}	65 %	65 %	65 %

6.4.2 Versuchsauswertung nach Prot

In jeder Laststufe werden ΔN Schwingspiele aufgebracht, dann wird die Oberspannung um $\Delta\sigma$ gesteigert. Im vorliegenden Versuch betrug die Steigerung 5 % der statischen Zugfestigkeit.

$$\Delta\sigma = 0,05 \cdot f_{ct} \quad 6.23$$

Die Steigerungsrate α (entspricht einem mittleren Lastanstieg) ergibt sich zu

$$\alpha = \frac{\Delta\sigma}{\Delta N} = \frac{0,05 \cdot f_{ct}}{\Delta N} \quad 6.24$$

Hier wurde die Steigerungsrate durch Variation der Schwingspiele (ΔN 100.000, 200.000, 400.000) erreicht. Alternativ besteht die Möglichkeit, die Steigerung der Oberspannung $\Delta\sigma$ zu variieren, was jedoch wegen der Kombination mit dem Locati-Verfahren hier nicht geschehen ist.

Die Oberspannung steigt mit jeder Laststufe sprunghaft an. Für die Ermittlung der Beanspruchung wird entsprechend der tatsächlich erreichten Schwingspielzahl der letzten Laststufe eine Korrektur vorgenommen (vgl. Leins, Stipp 1977, S. 38). Dies entspricht der Umrechnung in einen kontinuierlichen Lastanstieg und überführt die Spannungen der letzten Laststufe $\sigma_{o,N}$ bzw. σ_{Br} nach $\sigma_{o,N'}$ bzw. $\sigma_{Br'}$. Der Zusammenhang ist in Bild 6.12 dargestellt.

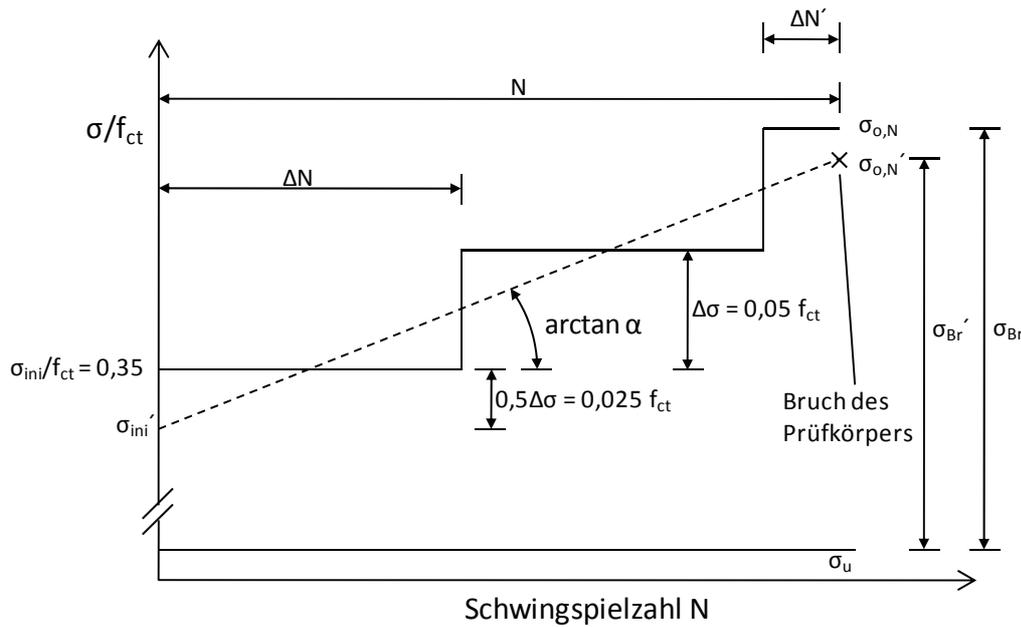


Bild 6.12: Laststeigerung beim Prot-Verfahren

Die Anfangsspannung σ_{ini} beträgt 35 % der statischen Zugfestigkeit. Für die Umrechnung in einen kontinuierlichen Lastanstieg ergibt sich

$$\sigma'_{ini} = \sigma_{ini} - \frac{1}{2} \Delta\sigma \quad 6.25$$

Bei einem Bruch des Probekörpers in der n-ten Laststufe mit insgesamt N Schwingspielen bestimmt sich die ertragene Beanspruchung (Bruchspannung σ_{Br}') als Differenz zwischen korrigierter Oberspannung $\sigma_{o,N}'$ und Unterspannung σ_u mit:

$$\sigma_{Br}' = \sigma_{o,N}' - \sigma_u \quad 6.26$$

Die Unterspannung wurde konstant gewählt.

Die Gleichung zur Beschreibung der Ermittlung der korrigierten Oberspannung $\sigma_{o,N}'$ lautet:

$$\sigma_{o,N}' = 0,35 \cdot f_{ct} - \frac{1}{2} \Delta\sigma + \frac{N}{\Delta N} \cdot 0,05 \cdot f_{ct} = (0,325 + \frac{N}{\Delta N} \cdot 0,05) \cdot f_{ct} \quad 6.27$$

Die ertragene Beanspruchungsamplitude σ_a beträgt dann:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{Br}'}{2} = \frac{1}{2}(\sigma_{o,N'} - \sigma_u) \quad 6.28$$

Im Prot-Verfahren besteht ein parabolischer Zusammenhang zwischen der Laststeigerungsrate α und der Beanspruchungsamplitude σ_a (Spitzner 1972, S. 210):

$$\sigma_a = a + b\sqrt{\alpha} \quad 6.29$$

Die ermittelten ertragenen Beanspruchungsamplituden aus den drei unterschiedlich schnell gesteigerten Beanspruchungsamplituden werden über der Quadratwurzel der Steigerungsrate aufgetragen und mit einer ausgleichenden Gerade auf die Steigerungsrate $\alpha = 0$ extrapoliert (vgl. Bild 6.13). Dies entspricht der Dauerfestigkeit der Beanspruchungsamplitude $\sigma_{a,D}$.

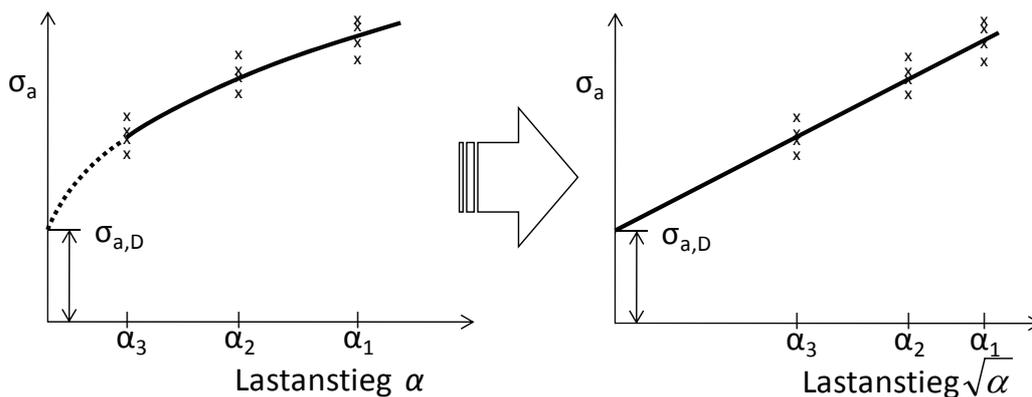


Bild 6.13: Darstellung der Beanspruchungsamplituden über der Quadratwurzel der Laststeigerungsrate

Anhand der ertragenen Beanspruchungsamplitude kann die Oberspannung der zulässigen Dauerfestigkeit ermittelt werden:

$$\sigma_{o,D} = 2 \cdot \sigma_{a,D} + \sigma_u \quad 6.30$$

Wie in Bild 6.11 zu erkennen ist, ist Balken 7 der Variante M2 (M2/7) augenscheinlich ein Ausreißer nach unten. Betrachtet man den Abstand der ermittelten Beanspruchungsamplitude gegenüber den Regressionsgeraden als Maß für die Abweichung des Wertes, so erfüllt die Messung M2/7 das Kriterium von Chauvenet (Drosig 2006, S. 114ff) und den Ausreißertest nach Grubbs (Grubbs 1950) zum Signifikanzniveau von $\alpha=0,01$. Das Ergebnis M2/7 wird daher in die Auswertung nicht mit einbezogen. Im Prot-Verfahren wäre damit keine sinnvolle Extrapolation

mehr möglich, da der geringe Wert wegen der hohen Beanspruchungs-geschwindigkeit ($\Delta N = 100.000$) zu einem unzulässigen Anstieg der Dauerfestigkeit führen würde. Bild 6.14 zeigt die Darstellung des als Ausreißer identifizierten Balken M2/7 im Vergleich zu den Ergebnissen der anderen Balken.

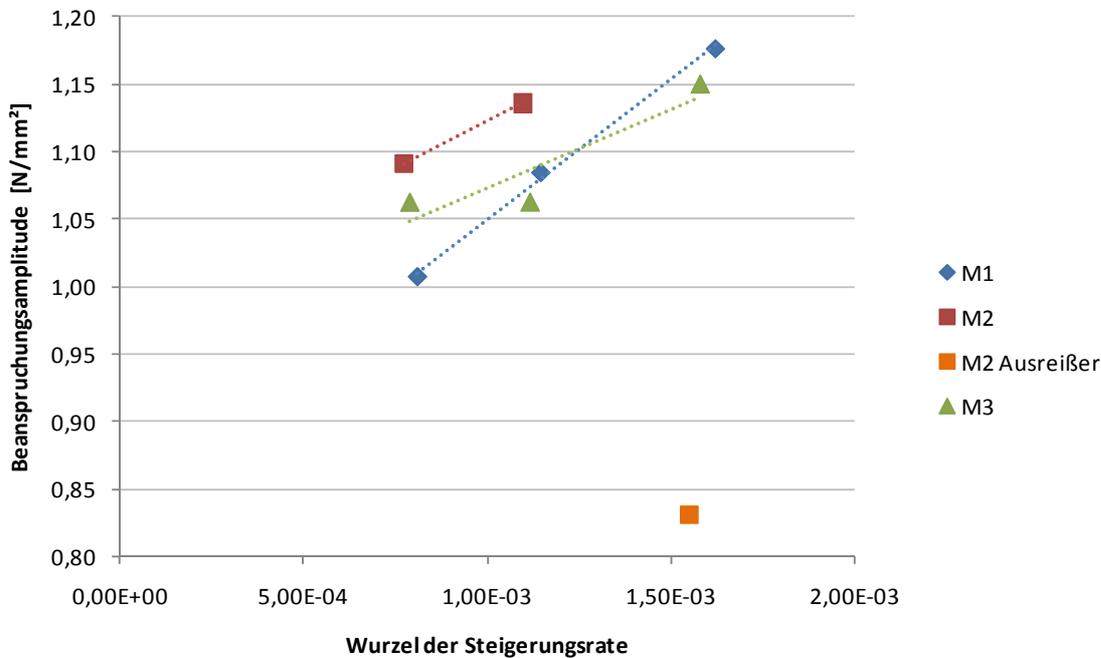


Bild 6.14: Darstellung des Ausreißers M2/7 bei der Auswertung nach Prot

Für eine Auswertung der Variante M2 können entweder die beiden Balken 8 und 9 alleine zugrunde gelegt werden oder es wird eine theoretische Lastschwingzahl für Balken 7 mit Hilfe der Ergebnisse aus dem Locati-Verfahren (siehe 6.4.3) geschätzt.

Bei der Auswertung der beiden Varianten für den Probekörper M2/7 werden folgende Festigkeiten als extrapolierte Dauerfestigkeit für die Beanspruchungsamplitude bzw. die Oberspannung $\sigma_{0,D}$ ermittelt:

- auf Basis der Extrapolation von zwei Probekörpern M2/8+M2/9
 - $\sigma_{a,D} = 0,98 \text{ N/mm}^2$
 - $\sigma_{o,D} = 2,96 \text{ N/mm}^2$
- auf Basis einer Rückrechnung aus dem Locati-Verfahren mit einer abgeleiteten theoretischen Schwingenzahl von $N_{M2/7} = 745.454$
 - $\sigma_{a,D} = 1,01 \text{ N/mm}^2$
 - $\sigma_{o,D} = 3,02 \text{ N/mm}^2$.

Die beiden Ergebnisse liegen mit 2 % Unterschied sehr nahe zusammen, so dass für die Auswertung der Versuche nach dem Prot-Verfahren auf diese Werte zurück gegriffen wird. Die Variante mit der Rückrechnung aus dem Locati-Verfahren nutzt die dort enthaltenen Informationen und die Extrapolationsgerade weist eine vergleichbare Neigung wie die Betonmischung M3 auf. Dieser Wert erscheint daher durchaus plausibel. Auf der sicheren Seite liegend wird für die weiteren Betrachtungen jedoch das Ergebnis mit der geringeren Festigkeit ohne Rückrechnung für M2/7 genutzt. Der Vergleich der Extrapolation auf die Steigerungsrate Null, also auf die Dauerfestigkeitsamplitude, ist in Bild 6.15 und Bild 6.16 dargestellt.

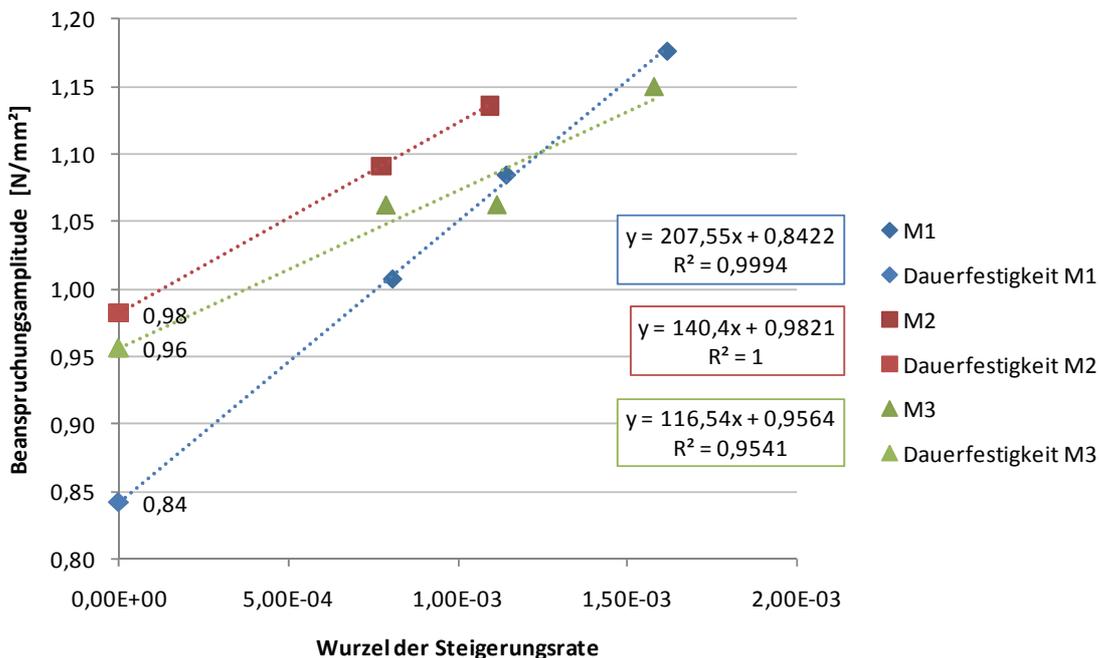


Bild 6.15: Laststeigerungsverfahren nach Prot – Extrapolation der Dauerfestigkeiten aus zwei Probekörpern

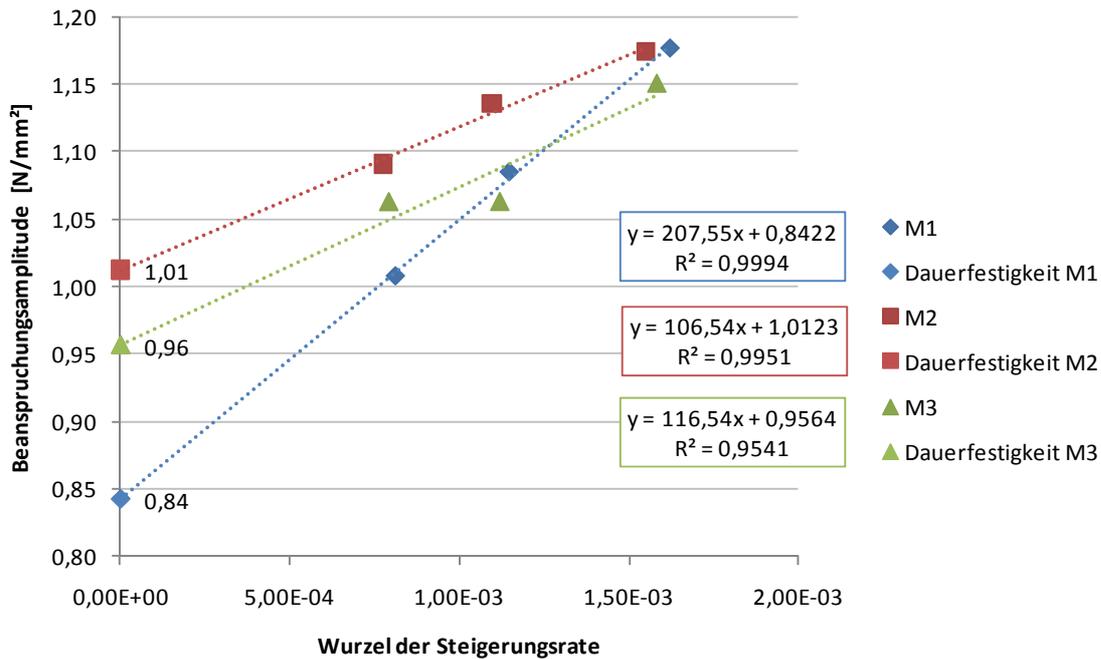


Bild 6.16: Laststeigerungsverfahren nach Prot – Extrapolation der Dauerfestigkeiten aus der abgeleiteten Schwingenspielzahl

Tabelle 6.3 zeigt die Ergebnisse der Ermittlung der Dauerfestigkeiten der untersuchten Betonvarianten nach dem Prot-Verfahren sowie zum Vergleich die ermittelten statischen Festigkeiten. Dargestellt sind auch das daraus abgeleitete Verhältnis von Dauerfestigkeit zu statischer Festigkeit sowie die Neigung der Wöhler-Linie nach Gleichung 6.18 (berechnet mit $N_D = 2 \cdot 10^6$).

Tabelle 6.3: Auswertung der Dauerfestigkeiten nach Prot

	statische Festigkeit f_{ct} [N/mm²]	Dauerfestigkeit σ_D [N/mm²]	$\frac{\sigma_D}{f_{ct}}$	Neigung der Wöhler-Linie k
M1	5,25	2,68	51,1 %	15,7
M2	4,80	2,96	61,7 %	21,9
M3	4,99	2,91	58,4 %	19,7

6.4.3 Versuchsauswertung nach Locati

Für die Versuchsauswertung nach Locati werden die Probekörper, deren Blockbelastungsprogramm sowie die ermittelten Schwingenspielzahlen zugrunde gelegt, die auch bereits für die Auswertung nach Prot verwandt wurden. Der Versuchsablauf, die Bezeichnungen der charakteristischen Größen und deren Zusammenhänge sind in Kapitel 6.2.3 beschrieben.

Für die Auswertung nach Locati wird zu Beginn das Streuband einer Wöhlerlinie mit den Überlebenswahrscheinlichkeiten für 90 %, 50 % und 10 % geschätzt, wobei die Wahl der Neigung der Wöhlerlinie im Zeitfestigkeitsbereich erfahrungsgemäß das Ergebnis nicht nennenswert beeinflusst (Buxbaum 1992, S. 113). Für die Versuchsergebnisse (Bruchschwingspielzahlen) können die Schadenssummen D nach Palmgren-Miner bestimmt werden (vgl. 6.1.3).

Die in Kapitel 6.1.2 vorgestellten Ermüdungsmodelle von Beton wurden hinsichtlich der Neigungen im Zeitfestigkeitsbereich für Werte von σ_{\max}/f_{ct} zwischen 0,8 und 0,5 ausgewertet. Der Vergleich der Neigungen ist in Bild 6.17 dargestellt.

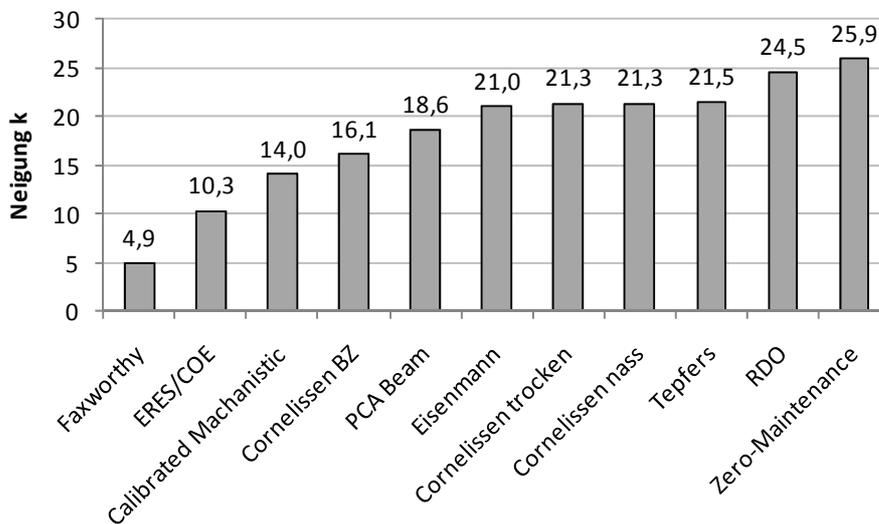


Bild 6.17: Vergleich der Neigungen k verschiedener Ermüdungsmodelle

Die Neigungen der untersuchten Ermüdungsfunktionen liegen rund zwischen 4,9 und 25,9, der Mittelwert beträgt 18,1. Der wesentliche Teil der Werte liegt in einem Korridor zwischen 14 und 21. Größere Werte für k bedeuten dabei einen flacheren Verlauf. Damit verbunden ist auch eine größere Streuung im Zeitfestigkeitsbereich. Eine geringere Neigung führt daneben auch zu einem schnelleren Anstieg der zulässigen Schwingspielzahl bei einem Absinken der Beanspruchungsamplitude, so dass sich eine Abweichung infolge der Streuung bei der Ermittlung stärker auswirkt. Die Neigung sollte daher auf der sicheren Seite nicht zu flach geschätzt werden.

Für die Auswertung nach Locati wurde als Schätzwert der Neigung daher parallel $k = 15$ und $k = 20$ untersucht. Dies wurde zusätzlich variiert mit der Schwingspielzahl, für die angenommen wird, dass die Dauerfestigkeit bei Beton erreicht wird. Dies waren zum einen $N_D = 2 \cdot 10^6$ und

zum anderen $N_D = 1 \cdot 10^8$. Über die aufgebrachten Spannungen kann dann mit Gleichung 6.17 die erwartete Schwingspielzahl N aus der geschätzten Wöhlerlinie berechnet werden. Das Verhältnis der aufgebrachten Schwingspielzahl einer Laststufe ΔN zur erwarteten Schwingspielzahl N liefert den Anteil der Schädigung einer Laststufe nach der Hypothese von Palmgren-Miner. Für die drei geschätzten Streubandlinien kann die Schädigungssumme aus allen aufgebrachten Laststufen berechnet werden. Die Diagramme zur Ermittlung der Dauerfestigkeiten nach Locati sind in Anhang A.8 bis A.16 dargestellt.

Nach Locati entspricht die Dauerfestigkeit jener Spannungsamplitude, bei der die Schadenssumme den Wert $D = 1$ besitzt. Dies wird durch Inter- oder Extrapolation gefunden (Buxbaum 1992, S. 114).

Die Dauerfestigkeit σ_D kann als Funktion der Schädigungssumme D durch ein Polynom dargestellt werden (Mauk et al. 2008, S. 8).

Die Funktion, die durch die drei Punkte $(\sigma_{D,90\%}; D_{90\%})$, $(\sigma_{D,50\%}; D_{50\%})$ und $(\sigma_{D,10\%}; D_{10\%})$ bestimmt wird, kann durch ein Polynom 2. Ordnung beschrieben werden. In Abhängigkeit von der Lage der drei Bestimmungspunkte werden diese durch eine stehende oder liegende Parabel plausibler verbunden.

Die Funktionen 6.31 und 6.32 beschreiben diese Zusammenhänge.

$$\sigma_D = a_0 + a_1 \cdot D + a_2 \cdot D^2 \quad 6.31$$

$$D = b_0 + b_1 \cdot \sigma_D + b_2 \cdot \sigma_D^2 \quad 6.32$$

Setzt man die drei ermittelten Wertepaare $(\sigma_{D,90\%}; D_{90\%})$, $(\sigma_{D,50\%}; D_{50\%})$ und $(\sigma_{D,10\%}; D_{10\%})$ ein, so erhält man ein lineares Gleichungssystem für die Bestimmung der Koeffizienten a_0 , a_1 und a_2 (Gleichung 6.33) bzw. b_0 , b_1 und b_2 (Gleichung 6.34).

$$\begin{pmatrix} \sigma_{D,90\%} \\ \sigma_{D,50\%} \\ \sigma_{D,10\%} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & D_{90\%} & D_{90\%}^2 \\ 1 & D_{50\%} & D_{50\%}^2 \\ 1 & D_{10\%} & D_{10\%}^2 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{pmatrix} \quad 6.33$$

$$\begin{pmatrix} D_{90\%} \\ D_{50\%} \\ D_{10\%} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & \sigma_{D,90\%} & \sigma_{D,90\%}^2 \\ 1 & \sigma_{D,50\%} & \sigma_{D,50\%}^2 \\ 1 & \sigma_{D,10\%} & \sigma_{D,10\%}^2 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \end{pmatrix} \quad 6.34$$

Die Darstellung des linearen Gleichungssystems allgemein in Matrixschreibweise:

$$A \cdot x = b \quad 6.35$$

Der Lösungsvektor ermittelt sich zu

$$x = \begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \end{pmatrix} \text{ bzw. } \begin{pmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \end{pmatrix} = A^{-1} \cdot b \quad 6.36$$

Durch Einsetzen von $D = 1$ mit dem ermittelten Lösungsvektor in Gleichung 6.31 wird dann der Mittelwert der Dauerfestigkeit σ_D berechnet. Die Wahl der richtigen Koeffizienten, d.h. sinnvollen Lösung erfolgt durch Vergleich und grafische Auswahl.

Damit lieferte jede Betonmischung M1, M2 und M3 mit je drei Probekörpern und vier Auswertungsergebnissen pro Probekörpern für die Abschätzung der Dauerfestigkeit nach Locati insgesamt 12 Werte, die auf Plausibilität geprüft wurden. Hier zeigt sich ein Nachteil des Locati-Verfahrens: durch die Wahl der Neigung sowie die Festlegung der Inter- bzw. Extrapolationsfunktion kann das Ergebnis beeinflusst werden. Die Wahl des plausibelsten Wertes muss letztendlich vom Versuchsleiter getroffen werden.

Tabelle 6.4 zeigt die Ergebnisse der Auswertung nach Locati in der Übersicht. Die Tabelle enthält keine Werte, für die keine reelle Lösung der Parabelgleichung existiert. Wenn die ermittelten Schädigungssummen weit unter oder über Eins ($D \gg 1$ oder $D \ll 1$) liegen, wird damit die Extrapolation der Dauerfestigkeit sehr unsicher. Werte, die so ermittelt werden könnten, wurden zur besseren Übersichtlichkeit ebenfalls nicht dargestellt.

Die plausibelsten Lösungen, die anhand einer grafischen Auswertung der Ermüdungsdiagramme ermittelt wurden, sind hervorgehoben. Es handelt sich um die Resultate

- für M1 mit den Parametern $k = 15$ und $N_D = 2 \cdot 10^6$,
- für M2 mit den Parametern $k = 20$ und $N_D = 2 \cdot 10^6$ und
- für M3 mit den Parametern $k = 20$ und $N_D = 2 \cdot 10^6$.

Tabelle 6.4: Auswertung der Ermüdungsversuche nach Locati

Neigung der Wöhlerlinie $k=15$								
Interpolation nach	$N_D = 2.000.000$				$N_D = 100.000.000$			
	Gl. 6.31		Gl. 6.32		Gl. 6.31		Gl. 6.32	
	$\sigma_{a,D}$	$\sigma_{o,D}$	$\sigma_{a,D}$	$\sigma_{o,D}$	$\sigma_{a,D}$	$\sigma_{o,D}$	$\sigma_{a,D}$	$\sigma_{o,D}$
Mischung 1								
Probekörper 7, $\Delta N = 100.000$	0,89	2,78			0,69	2,38		
Probekörper 8, $\Delta N = 200.000$	0,88	2,76			0,68	2,37		
Probekörper 9, $\Delta N = 400.000$	0,85	2,71	0,85	2,70	0,66	2,32	0,65	2,29
<i>Mittelwert</i>	0,87	2,75	0,85	2,70	0,68	2,36	0,65	2,29
Mischung 2								
Probekörper 7, $\Delta N = 100.000$			0,65	2,30				
Probekörper 8, $\Delta N = 200.000$	0,81	2,61			0,63	2,26		
Probekörper 9, $\Delta N = 400.000$	0,81	2,61			0,63	2,26		
<i>Mittelwert</i>	0,81	2,61			0,63	2,26		
Mischung 3								
Probekörper 7, $\Delta N = 100.000$	0,84	2,68			0,65	2,31		
Probekörper 8, $\Delta N = 200.000$	0,83	2,67			0,65	2,30		
Probekörper 9, $\Delta N = 400.000$	0,84	2,68			0,65	2,31		
<i>Mittelwert</i>	0,84	2,68			0,65	2,30		
Neigung der Wöhlerlinie $k=20$								
Interpolation nach	$N_D = 2.000.000$				$N_D = 100.000.000$			
	Gl. 6.31		Gl. 6.32		Gl. 6.31		Gl. 6.32	
	$\sigma_{a,D}$	$\sigma_{o,D}$	$\sigma_{a,D}$	$\sigma_{o,D}$	$\sigma_{a,D}$	$\sigma_{o,D}$	$\sigma_{a,D}$	$\sigma_{o,D}$
Mischung 1								
Probekörper 7, $\Delta N = 100.000$	0,98	2,96	0,99	2,98	0,80	2,59	0,82	2,63
Probekörper 8, $\Delta N = 200.000$			0,92	2,83			0,76	2,52
Probekörper 9, $\Delta N = 400.000$			0,73	2,47			0,61	2,22
<i>Mittelwert</i>	0,98	2,96	0,88	2,76	0,80	2,59	0,73	2,46
Mischung 2								
Probekörper 7, $\Delta N = 100.000$								
Probekörper 8, $\Delta N = 200.000$	0,98	2,95			0,81	2,62	0,79	2,58
Probekörper 9, $\Delta N = 400.000$	0,97	2,94			0,80	2,60	0,78	2,57
<i>Mittelwert</i>	0,97	2,95			0,81	2,61	0,79	2,57
Mischung 3								
Probekörper 7, $\Delta N = 100.000$	0,95	2,91	0,96	2,92	0,78	2,57	0,79	2,58
Probekörper 8, $\Delta N = 200.000$	0,95	2,90	0,90	2,79	0,75	2,50	0,74	2,48
Probekörper 9, $\Delta N = 400.000$	0,92	2,84	0,94	2,87	0,75	2,50	0,77	2,54
<i>Mittelwert</i>	0,94	2,88	0,93	2,86	0,76	2,52	0,77	2,53

6.4.4 Zusammenführung der Ergebnisse nach Prot und Locati

Die gefundenen Dauerfestigkeiten nach den Verfahren nach Prot und nach Locati können im Verhältnis zur statischen Zugfestigkeit miteinander verglichen werden. Dies ist in Bild 6.18 dargestellt.

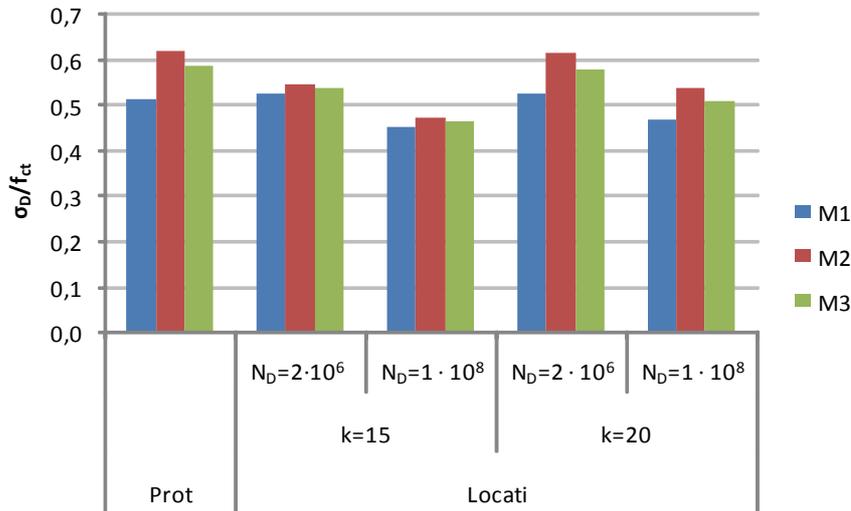


Bild 6.18: Vergleich der Dauerfestigkeitsauswertungen nach Prot und Locati

Bild 6.19 stellt die Neigung k der Wöhler-Linien dar. Diese wurden aus den Festigkeiten nach dem Prot-Verfahren errechnet und denjenigen Werten nach dem Locati-Verfahren gegenüber gestellt, die den Werten nach Prot hinsichtlich Neigung und Knick der Wöhlerlinie am besten entsprechen ($N_D = 2 \cdot 10^6$, $k = 15$ für M1; $N_D = 2 \cdot 10^6$, $k = 20$ für M2 und M3; vgl. auch Tabelle 6.3).

Diese Werte entsprechen auch den Werten, die im Locati-Verfahren bei der grafischen Plausibilitätsprüfung gewählt wurden (vgl. Erläuterungen zu Tabelle 6.4).

Beim Locati-Verfahren wird die Neigung der Wöhlerlinie als Eingangsgröße in die Berechnung geschätzt. Auch wenn für diese Schätzung Ermüdungsuntersuchungen an Beton berücksichtigt werden können, stellt dies einen Unsicherheitsfaktor dar. Es wird daher vorgeschlagen, das Locati-Verfahren zu erweitern, um die gefundenen Ergebnisse möglichst gut abzusichern und gleichzeitig den Kritikpunkt der beliebigen Festlegung der Neigung der Wöhlerlinie zu entkräften.

Folgende Idee liegt dabei zugrunde: Bei der Bestimmung der Dauerfestigkeit nach dem Locati-Verfahren sind die Berechnungsgleichungen für den Zusammenhang zwischen statischer Festigkeit, Dauerfestigkeit, Neigung der Wöhlerlinie und Beginn der Dauerfestigkeit (Knickpunkt der Wöhlerlinie) überbestimmt.

Anhand der geschätzten Werte für die Neigung k werden die Dauerfestigkeiten der Probekörper für eine Grenzwahrschwingzahl $N_D = 2 \cdot 10^6$ über die Schädigungssumme $D = 1$ ermittelt. In einem weiteren Schritt kann nun anhand der ermittelten Dauerfestigkeiten σ_D eine neue Neigung k_{neu} berechnet werden. Durch Iteration der Werte für k und σ_D tritt anstelle einer geschätzten Neigung eine berechnete Neigung sowie eine berechnete neue Dauerfestigkeit. Die Iteration wird abgebrochen, wenn sich keine Änderung der Dauerfestigkeit mehr aus der neu bestimmten Neigung k ergibt. Die Iteration konvergierte sowohl bei einer Überschätzung als auch bei einer Unterschätzung der Neigung für alle betrachteten Neigungen bzw. Festigkeiten, auch wenn diese empirische Feststellung keinen Nachweis des Konvergenzverhaltens darstellt.

Generell werden die hier ermittelten Werte für die Dauerfestigkeit für eine Schwingzahl von $2 \cdot 10^6$ interpretiert, da eine Extrapolation auf 10^8 aufgrund der im Versuch deutlich darunter gebliebenen aufgebrauchten Schwingzahlen von maximal $2,7 \cdot 10^6$ zu unsicher erscheint.

Bild 6.19 zeigt die ermittelten Neigungen der Wöhler-Linien in der Übersicht, für die Ergebnisse des Locati-Verfahrens sind die Neigungen sowohl für das originale Locati-Verfahren mit geschätzter Neigung als auch für das oben beschriebene, erweiterte Locati-Verfahren mit dem Ergebnis der Iteration dargestellt.

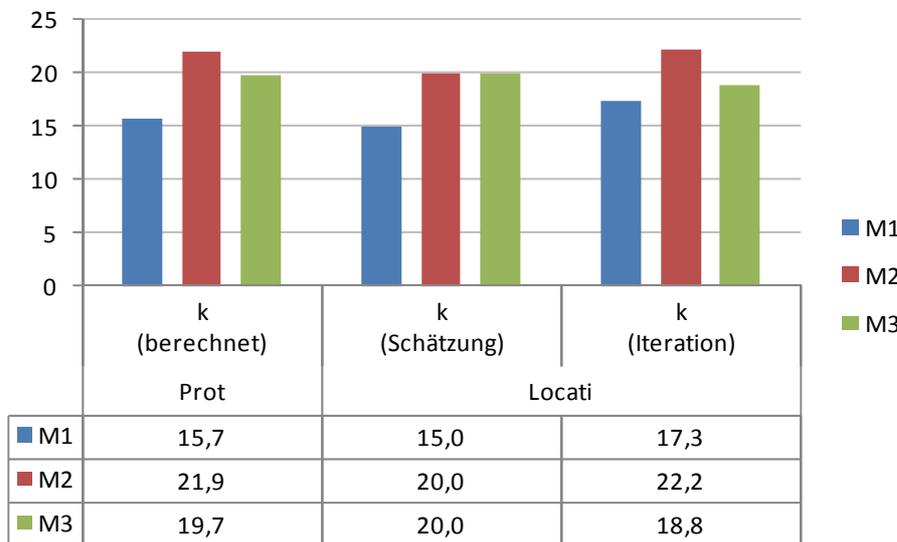


Bild 6.19: Vergleich der Neigung k der Wöhler-Linien nach Prot und Locati

Bild 6.20 zeigt den Vergleich der so ermittelten Dauerfestigkeiten im Verhältnis zur statischen Biegezugfestigkeit nach Prot sowie nach dem originalen und nach dem erweiterten Locati-Verfahren. Ergänzend ist das Minimum der so ermittelten Dauerfestigkeiten angegeben, was

auf der sicheren Seite liegend anstelle des Mittelwertes für die weitere Bewertung der Untersuchungsergebnisse herangezogen wird.

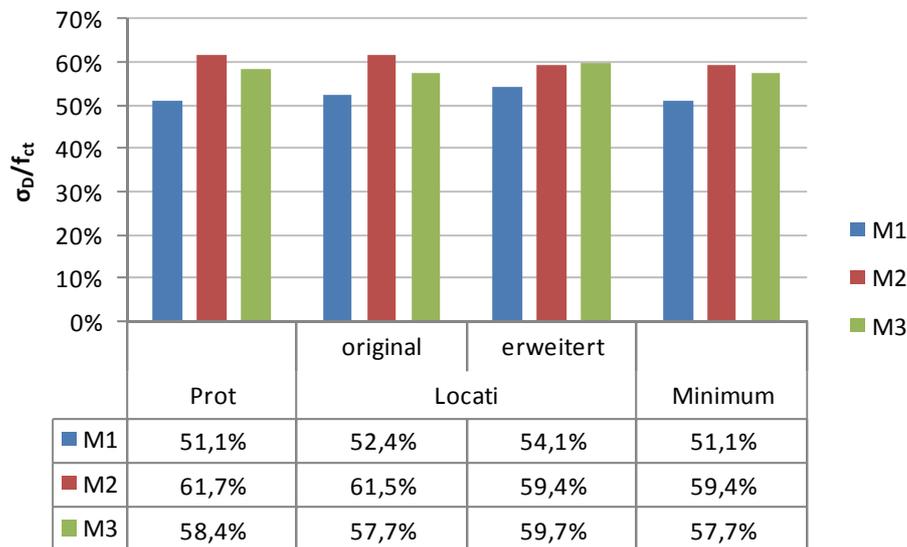


Bild 6.20: Vergleich Dauerfestigkeit nach Prot und Locati zu statischer Biegezugfestigkeit

Im Vergleich der Betonvarianten kann man insbesondere erkennen, dass ein Unterschied zwischen der Betonvariante M1 (Beton ohne Fasern) mit einer Dauerfestigkeit von rund 51 % und den Varianten M2 bzw. M3 (fasermodifizierter Beton) mit Dauerfestigkeiten von rund 59 % bzw. 58 % besteht.

6.4.5 Auswertung des Degradationsprozesses (E-Modul Entwicklung)

Während der zyklischen Belastung der Probekörper wurden regelmäßig (alle 5.000 Sekunden) die Kraft- und Dehnungswerte aufgezeichnet. Mit diesen Werten wurde über Gleichung 6.22 in Verbindung mit Gleichung 3.1 der E-Modul zum jeweiligen Zeitpunkt der Aufzeichnung bestimmt (siehe 6.3.3 und 6.3.4).

Die Entwicklung des E-Moduls wird über die Schwingspielzahl aufgetragen. Zur besseren Vergleichbarkeit bei unterschiedlichen Schwingspielen pro Laststufe wurden die Grafiken normiert und anstelle der absoluten Werte für Schwingspielzahlen und E-Modul treten die Verhältniszahlen Ermüdungsfortschritt ($\frac{N_{\text{aktuell}}}{N_{\text{Bruch}}}$ [%]) und Entwicklung des E-Moduls ($\frac{E_{\text{aktuell}}}{E_{\text{initial}}}$).

Diese Verläufe des E-Moduls wurden für jede Betonvariante mit je drei Probekörpern in einem Diagramm kombiniert und Bild 6.21, Bild 6.22 und Bild 6.23 dargestellt.

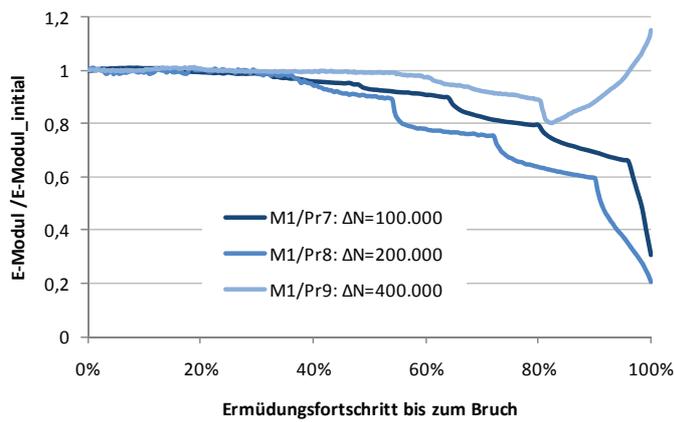


Bild 6.21: E-Modul-Entwicklung für Beton Variante M1

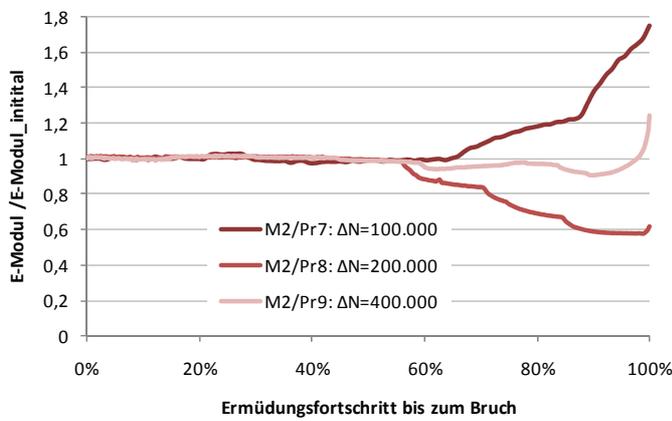


Bild 6.22: E-Modul-Entwicklung für Beton Variante M2

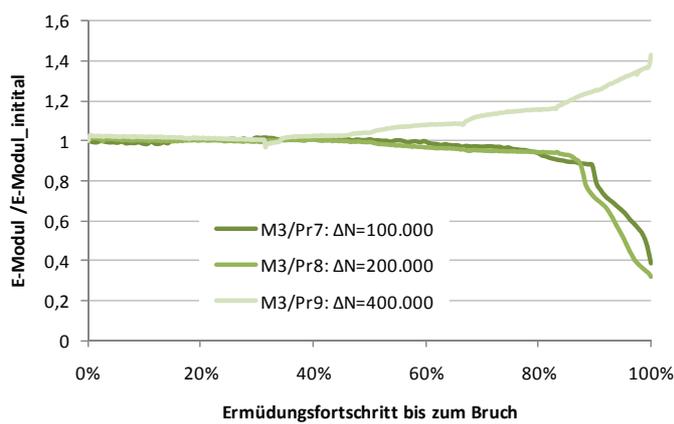


Bild 6.23: E-Modul-Entwicklung für Beton Variante M3

Folgende Anmerkungen sind zu diesen Diagrammen erforderlich:

Bei den Messungen M1/Pr7, M1/Pr8, M3/Pr7 und M3/Pr8 ging der Bruch des Probekörpers durch den verwendeten Dehnmessstreifen. Daher weisen diese Probekörper einen abnehmenden E-Modul bis zum Bruch auf (vgl. 6.3.4).

Bei der Messung M3/Pr9 ließ sich der Dehnmessstreifen nach dem Versuch vom Probekörper lösen. Es ist daher davon auszugehen, dass der Dehnmessstreifen sich während des Versuchs partiell löste; dies korrespondiert mit der kontinuierlichen E-Modul-Zunahme im zugehörigen Diagramm.

Für alle Versuche zeigt sich, dass die E-Modul-Entwicklung nicht gleichförmig verläuft. Die stufenweise Laststeigerung schlägt sich hier deutlich sichtbar nieder und findet sich in einem gestuften E-Modul-Verlauf wieder. Dabei ergibt eine mit dem Stufenanstieg verbundene Laststeigerung oberhalb einer materialabhängigen Grenze einen raschen Anstieg des E-Moduls, der dann wieder flacher wird. Erst in den letzten ein bis zwei Laststufen klingt die E-Modul-Abnahme nicht mehr ab, sondern beschleunigt sich bis zum Versagen des Probekörpers.

Deutlich erkennbar ist beim Vergleich der drei Diagramme in Bild 6.21, Bild 6.22 und Bild 6.23, dass der Verlauf der E-Modul-Entwicklung systematische Unterschiede aufweist. So beginnt bei Betonvariante M1 der Degradationsprozess bei knapp 40 % der Bruchschwingspielzahl. Bei Variante M2 ist eine deutliche Änderung des E-Moduls erst bei etwa 55 % der Bruchschwingspielzahl zu erkennen, was sich bei Variante M3 sogar erst bei etwa 80 % der Bruchschwingspielzahl abzeichnet (bei M3/Pr9 ist die Veränderung auf eine Ablösung des Dehnmessstreifens und nicht auf eine Änderung des E-Moduls zurückzuführen).

6.5 Diskussion

6.5.1 Einfluss von Fasern auf die Betonzugfestigkeit

Durch Faserzugabe können vor allem die Zugfestigkeit und das spröde Materialverhalten von Beton verbessert werden. Der Schwerpunkt der Untersuchungen zur Wirkung und zur Bemessung von Fasern im Beton liegt dabei auf Überlegungen zum Ersatz klassischer Bewehrung (Stab-, Matten- oder textiler Bewehrung), da die Herstellung von Faserbeton vergleichsweise einfach und wenig fehleranfällig ist (Holschemacher et al. 2006, S. 587).

Dem gegenüber gibt es nur relativ wenig vergleichende Untersuchungen von Beton mit und ohne Fasern, die Ermüdungsverhalten und Wirkung der Faserzugabe analysieren. Nachfolgend

sind einige dieser Untersuchungen vorgestellt, da sie einen Bezugsrahmen für die Ergebnisse der hier vorliegenden Arbeit bilden.

(Heeralal et al. 2009) untersuchten den Einfluss von 79 kg/m^3 Stahlfasern (1 Vol.-% Stahlfasern) auf Beton und Recyclingbeton im Vergleich zu einem Beton ohne Stahlfasern auf drei Lasthorizonten im Biegezugversuch. Dabei zeigte sich, dass die Faserzugabe sowohl bei Normalbeton als auch bei Recyclingbeton die Dauerbiegezugfestigkeit erhöht. Wegen der Vergleichbarkeit sind nur die Werte für Normalbeton angegeben, da die Festigkeiten von Recyclingbeton sowohl mit als auch ohne Fasern jeweils deutlich darunter liegen.

Bei einer Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von Beton mit 40 kg/m^3 Stahlfasern (Leykauf, Birmann 1997, S. 11) mit einem modifizierten Treppenstufenverfahren bis $2 \cdot 10^6$ Schwingspiele im 4-Punkt-Biegezugversuch ergab sich für den fasermodifizierten Beton eine Dauerfestigkeit von 59 % der statischen Biegezugfestigkeit. Dem wird im Untersuchungsbericht eine Dauerfestigkeit von etwa 50 % der statischen Biegezugfestigkeit bei Normalbeton ohne Fasern (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 106) gegenübergestellt, basierend auf den Untersuchungen von (Hilsdorf, Kesler 1966).

Bei einer Untersuchung der Wirkung eines Stahlfasercocktails (25 mm und 50 mm Fasern) mit 79 bis 157 kg/m^3 Stahlfasern (1 bis 2 Vol.-% Stahlfasern) im 3-Punkt-Biegezugversuch wurde der Einfluss der Faserzusammensetzung auf drei Lasthorizonten untersucht. Zusätzlich wurde gezeigt, dass die Streuung der Versuchsergebnisse für verschiedene Dosierungen und Mischungsverhältnisse durch die Weibullverteilung sinnvoll angenähert werden kann (Singh et al. 2005). Es zeigte sich, dass die relative Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit bei der geringsten Faserdosierung am höchsten ausfiel. Die absolute Ermüdungsfestigkeit nahm zwar bei höherem Fasergehalt zu, jedoch langsamer als die statische Zugfestigkeit.

(Wang et al. 2008) untersuchten den Einfluss von modifizierten Polyacrylnitrilfasern auf einen mit Stahlfasern an der Ober- und Unterseite bewehrten Biegezugbalken (layered steel fiber reinforced concrete, LSFRC; Beton mit geschichteter Stahlfaserbewehrung). Durch die Zugabe der Kunststofffasern kann das Ermüdungsverhalten des LSFRC, das gegenüber Probekörpern ohne Fasern bereits erheblich besser ist, nochmals verbessert werden.

(Tawfiq, Ruiz 1998) untersuchten die Wirkung von Polypropylen- und Polyolefinfasern in Beton auf das Ermüdungsverhalten. Im Ergebnis wurde festgestellt, dass durch Faserzugabe das schnelle initiale Risswachstum in Phase I um rund 18 % und das langsame Risswachstum in Phase II um rund 60 % verlängert werden kann (zur Phaseneinteilung vgl. auch 6.5.2).

Tabelle 6.5 gibt eine Übersicht über die quantitativen Ergebnisse verschiedener Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von Beton mit und ohne Fasern.

Tabelle 6.5: Vergleich der Dauerbiegezugfestigkeiten verschiedener Untersuchungen

Nr.	Autor	Faser		Prüfungsart	für $N=2 \cdot 10^6$		
		Art	Menge [kg/m ³]		f_{ct}	σ_D	σ_D/f_{ct}
1	Singh et.al.	-	0,00	3-Punkt Biegezugversuch	5,35		
2	Heeralal et.al.	-	0,00	Wöhler Versuch, 3 Horizonte	4,19	2,63	0,52
3	Eid	-	0,00	Laststeigerungsverfahren (Prot+Locati) 4-Punkt Biegezugversuch	5,25	2,68	0,51
4	Singh et.al.	Stahl	78,70	Wöhler Versuch, 3 Horizonte 3-Punkt Biegezugversuch	7,45	6,02	0,74
5	Singh et.al.	Stahl	118,05	Wöhler Versuch, 3 Horizonte 3-Punkt Biegezugversuch	8,44	6,23	0,66
6	Singh et.al.	Stahl	157,40	Wöhler Versuch, 3 Horizonte 3-Punkt Biegezugversuch	9,15	6,48	0,63
7	Heeralal et.al.	Stahl	78,70	Wöhler Versuch, 3 Horizonte	4,92	3,29	0,57
8	Leykauf et.al.	Stahl	40,00	mod. Treppenstufenverfahren, 4-Punkt Biegezugversuch	6,10	4,10	0,59
9	Eid	Glas	10,00	Laststeigerungsverfahren (Prot+Locati) 4-Punkt Biegezugversuch	4,80	2,95	0,61 ³
10	Eid	Glas+ Polymer	10,00	Laststeigerungsverfahren (Prot+Locati) 4-Punkt Biegezugversuch	4,99	2,91	0,58

Im Vergleich liegen die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Werte damit sowohl für einen Beton ohne Fasern als auch für einen fasermodifizierten Beton sehr nahe an den Ergebnissen dieser früheren Untersuchungen. Dies bestätigt die Plausibilität der Ergebnisse trotz der geringen Anzahl der zur Verfügung stehenden Probekörper.

So war es bei der vorliegenden Untersuchung möglich, durch Zugabe von Glasfasern zum Beton (M2 und M3) die Lastzyklenzahl bis zum Bruch gegenüber dem nicht modifizierten Beton M1 zu steigern. In den Versuchsauswertungen nach Prot und Locati zeigte sich, dass M1 die größte Steigung der Wöhlerlinie aufweist, während die Steigung von M2 und M3 schwächer ausfällt. Dies bedeutet, dass der Beton ohne Modifikation am schnellsten ermüdet. Durch Faserzugabe kann das Ermüdungsverhalten verbessert werden. Als Dauerfestigkeiten wurde

³ Der Wert 0,61 ergibt sich rechnerisch aus $2,95/4,80$. Aus dem erweiterten Locati-Verfahren erhält man jedoch den auf der sicheren Seite liegenden Wert 0,584 (vgl. 6.4.4), was zu einer rechnerischen Dauerfestigkeit von nur $2,85 \text{ N/mm}^2$ führt.

für Betonvariante M1 (Beton ohne Fasern) rund 51 % und für die Varianten M2 bzw. M3 (fasermodifizierter Beton) rund 59 % bzw. 58 % der statischen Biegezugfestigkeit ermittelt.

6.5.2 Degradationsprozess

Insgesamt trat bei neun Probekörpern der Riss vier Mal im Bereich des Dehnmessstreifens auf. Für diese Probekörper können neben der Zahl der Lastwechsel bis zum Ermüdungsbruch auch die Daten für die Dehnung und damit für die fortschreitende Ermüdung bis zum Bruch ausgewertet werden. Für die übrigen Probekörper ist die Auswertung der Dehnung in gleicher Weise nutzbar, solange der E-Modul abnimmt. Mit einem Wiederanstieg des E-Moduls ist die Lokalisierung der Schädigung in der Bruchprozesszone außerhalb des Dehnmessstreifens verbunden, und die gemessene Dehnung lässt keinen unmittelbaren Rückschluss mehr auf die Schädigungsentwicklung zu (vgl. auch Bild 6.10).

Zu erkennen ist innerhalb eines Ermüdungsversuchs, dass der E-Modul und damit die Steifigkeit des Probekörpers mit fortschreitender Versuchsdauer abnehmen. Die Ermüdung des Probekörpers führt zu einer inneren Schädigung, die von außen – selbst unmittelbar vor dem Bruch – nicht sichtbar ist. Dieser Degradationsprozess ist die Folge der fortschreitenden Mikrorissbildung, die zu einem Abbau der Steifigkeit führt (Ibuk 28.11.2008, S. 38ff).

Am Biegezugbalken herrscht zwischen den beiden Lasteinleitungsstellen ein konstantes Moment, das zu einem idealisiert linearen Spannungsverlauf über die Höhe des Probekörpers führt. Mit abnehmender Steifigkeit vergrößert sich die Verformung auch bei gleicher Oberspannung bis es zum Versagen des Probekörpers kommt. Eine solche Entwicklung ist für das Ermüdungsverhalten von Beton typisch und z.B. für zyklische Druckbeanspruchung beschrieben (Holmen 1979, S. 61, Holmen 1979, S. 189f), die hier durch den Sekantenmodul ermittelt wurde. Der Schädigungsprozess im Beton unter Ermüdungsbeanspruchung findet in drei Phasen statt (Grünberg et al. 2006, S. 198; Yi et al. 2006, S. 828; Wang et al. 2008, S. 675; Rafeeq et al. 2000, S. 177; Tawfiq, Ruiz 1998). Ausgehend von infolge des Schwindens vorhandenen Mikrorissen verbinden sich diese mit zunehmender Beanspruchung zu Makrorissen bis zum Versagen. Nach einer ersten Phase mit schnell anwachsendem Mikrorisswachstum und schneller Abnahme der Steifigkeit folgt eine Phase mit langsamem, kontinuierlichem Risswachstum. In der dritten Phase tritt instabiles Risswachstum mit einer Schädigungslokalisierung auf, was zum Bruchversagen führt (Grünberg et al. 2006, S. 198).

Eine direkte Bestimmung der E-Modul-Degradation ermitteln (Breitenbücher et al. 2008, S. 322) an Probekörpern, ergänzt um mikroskopische Untersuchungen. Auch hier wird die Abnahme des E-Moduls über die zunehmende Zyklenzahl bestätigt (ohne Bezug auf eine

Versagenszyklenzahl). Aus den Mikroskopuntersuchungen wird gefolgert, dass die zyklischen Beanspruchungen vor allem für neue Mikrorisse verantwortlich sind und nur vereinzelt auch vorhandene Mikrorisse erweitert werden.

Diese Beobachtungen werden mit den im Rahmen dieser Arbeit vorgenommenen Untersuchungen an Biegezugbalken bestätigt. Das Verhalten der Biegezugbalken ist grundsätzlich ähnlich bei Glasfaserzugabe und ohne Fasern. Es zeigt sich jedoch, dass durch die Zugabe von Glasfasern das Ermüdungsverhalten signifikant beeinflusst werden kann. Die Fasern im Beton verlangsamen auf gleichem Spannungsniveau den Schädigungsfortschritt, umgekehrt kann bei gleicher Schwingspielzahl bis zum Bruch ein höheres Spannungsniveau ertragen werden. Untersuchungen an Stahlfasern zeigten in der Vergangenheit die gleiche Tendenz (Heeralal et al. 2009, S. 30f).

6.5.3 Einfluss von Polymeren auf die Betoneigenschaften

Die Eigenschaften von Beton können durch die Zugabe von Polymeren verändert werden, eine Zusammenfassung findet sich bei (Su 1995, S. 263f): Durch Polymere im Beton kann das Dehnungsvermögen, die Schlagzähigkeit und der Verschleißwiderstand vergrößert werden. Die Haftzugfestigkeit kann verbessert werden. Durch Polymere kann auch die Durchlässigkeit des Betons verringert werden, was auch die Wasserabsorption sowie die Chlorideindringtiefe reduziert. Dementsprechend zeigt ein polymermodifizierter Beton einen verbesserten Frost-Tausalz-Widerstand. Dafür werden verschiedene Ursachen vermutet, auch wenn die exakten Wirkungsmechanismen noch nicht zuverlässig identifiziert werden konnten:

- Der Polymerfilm zwischen Zementstein und Zuschlag verbessert die Verbundwirkung.
- Das Polymer wird im Zementstein eingebettet und behindert die Mikrorissausdehnung.
- Das Polymer reduziert die Spannungen an den Rissspitzen.

Es zeigte sich in der Untersuchung von (Su 1995, S. 282), dass bei einem Verhältnis von mehr als 11,2 % Feststoffgehalt des Polymers zu Zement der Beton Frost-Tausalz-beständig gemäß den RILEM-Empfehlungen ist.

Eine Untersuchung zum Ermüdungsverhalten von Polymerbeton (Hsu, Fowler 1985) konnte an Drei-Punkt-Biegezugversuchen zeigen, dass durch Zugabe von Polymeren im Vergleich zu Beton ohne Polymere zum Ende der Lebensdauer eine höhere Einsenkung erreicht wird. Der Bruch erfolgt dennoch ohne Ankündigung als Sprödbbruch. Die Untersuchungsergebnisse

zeigen auch, dass Biegezugbalken aus Polymerbeton gegenüber Normalbeton eine höhere Ermüdungsfestigkeit aufweisen.

Bei der hier vorliegenden Untersuchung wiesen die Ergebnisse der Ermüdungsversuche zwischen dem glasfasermodifizierten Beton M2 und dem glasfasermodifizierten Polymerbeton M3 geringere Unterschiede auf als zum nicht modifizierten Beton M1. So war die absolute Lastzyklenzahl bis zum Bruch bei M2 (ohne Betrachtung des Ausreißer M2/Pr7) höher als bei M3. Bei M3 war allerdings die Laststufe, die zum Bruch führte, immer gleich. Die nachlassende Festigkeit über die höhere Zahl aufgebrachter Schwingspiele pro Laststufe war entsprechend geringer (vgl. Tabelle 6.2). In der Versuchsauswertung nach Prot äußert sich dies darin, dass M3 die geringste Neigung der Beanspruchungsamplitude gegenüber der Wurzel der Steigerungsrate aufweist, M2 weist eine ähnliche, leicht größere Neigung auf, während M1 (ohne Fasern und Polymer) die größte Steigung zeigt. Dies kann dahingehend interpretiert werden, dass die Empfindlichkeit gegenüber zyklischer Belastung beim Beton ohne Modifikation am größten ist; durch Faserzugabe kann die Empfindlichkeit deutlich und durch zusätzliche Modifikation mit einem Polymer nochmals leicht reduziert werden (vgl. Bild 6.15).

Die Neigungen der Wöhlerlinien zeigen, dass beim Beton ohne Modifikation M1 die Ermüdung am schnellsten voranschreitet, während M2 und M3 bei gleicher Beanspruchung höhere Schwingspielzahlen ertragen können, wobei der reine glasfasermodifizierte Beton M2 sich etwas günstiger verhält als M3 mit Polymer.

Bei der Versuchsauswertung nach Locati zeigt sich grundsätzlich die gleiche Reihenfolge mit einem deutlichen Leistungszuwachs von M1 auf M2 und M3. Bei der unveränderten Auswertung nach Locati weist M2 höhere Dauerfestigkeiten auf als M3 (61,5 % zu 57,7 %), während bei der erweiterten Auswertung sich das Verhältnis umkehrt und annähert (59,4 % zu 59,7 %).

Bei der Auswertung der Degradationsprozesse (vgl. Bild 6.21, Bild 6.22 und Bild 6.23) zeigen beide fasermodifizierten Betone, dass der Beginn des Degradationsprozesses später einsetzt als bei M1. (M1 : M2 : M3 bei 40 % : 55 % : 80 %). Hier zeigt sich der größte Unterschied – offenbar bewirkt das Polymer im Beton, dass Beanspruchungsamplituden, die in den Vergleichsprobekörpern bereits Schädigungen verursachen, so gut wie keine Degradation im Beton hervorrufen. Die bruchverursachende Schädigung tritt vor allem in den letzten Laststufen auf, zuvor kann offenbar das Polymer die Mikrorissbildung oder das Mikrorisswachstum bremsen, wobei als Wirkungsmechanismen vor allem die oben beschriebene Behinderung der Mikrorissausdehnung und die Reduzierung der Spannungsmaxima an den Risspitzen plausibel erscheinen. Die Schädigung würde damit nicht mehr linear entsprechend der Hypothese nach

Palmgren-Miner aufgebracht werden, die Kurve hätte einen anderen Verlauf. Die Annahme einer schädigenden Wirkung bereits geringerer Beanspruchungen liegt jedoch auf der sicheren Seite.

6.5.4 Generelle Anmerkungen

Der Bruch der untersuchten Probekörper tritt ohne Ankündigung als Sprödbruch auf. Auch unmittelbar vor dem Bruch war zwar eine größere Einsenkung des Probekörpers unter Last infolge der geringeren Steifigkeit erkennbar. Eine Rissbildung, wie sie beispielsweise bei vorgespannten Eisenbahnschwellen auftritt, war visuell jedoch nicht wahrnehmbar. Weder die zugegebene Fasermenge noch das Polymer im Beton M3 verändert das Bruchverhalten und auch nicht das Bruchbild. Insbesondere war in den Messwerten keine Nachrissbiegezugfestigkeit erkennbar oder messbar, wie sie für (Stahl)-Faserbeton zur Charakterisierung der Leistungsfähigkeit genutzt wird (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 2010), (Teutsch et al. 2010, S. 541). Der Grund liegt darin, dass mit der vergleichsweise geringen Dosierung der Glasfasern (10 kg/m^3) zwar eine Modifizierung des Betons, nicht jedoch eine Faserbewehrung vorliegt, die (Makro-)Risse überbrücken und nach dem Auftreten des Erstrisses Zugspannungen übernehmen kann. Die Fasermodifizierung dient vorrangig der Gefügestabilisierung, wobei die fein verteilten Fasern Spannungsspitzen aufnehmen und damit die Mikrorissbildung verzögern können (Holschemacher et al. 2006, S. 634f). Die Bewertung des Einflusses der Fasern kann durch die statische Biegezugfestigkeit oder die Messung der Nachrissbiegezugfestigkeit insofern nur unzureichend erfasst werden.

Im Vergleich zum hier vorliegenden Versagensmechanismus eines Betonbalkens (Lastabtragung in nur einer Achse) führt eine lokale Schwächung einer Betonplatte (Lastabtragung in zwei Achsen) mit einem lokalen Steifigkeitsverlust während des Ermüdungsvorganges zu Spannungsumlagerungen hin zu Bereichen mit höherer Steifigkeit. Dies führt zu einer gegenüber einem Balken höheren Ermüdungsfestigkeit einer Platte, die sehr günstig ist. (Roesler, Barenberg 1999, S. 79) geben eine Größenordnung von 30 % an, um die die Ermüdungsbruchfestigkeit einer Platte höher liegt als die Ermüdungsbruchfestigkeit, die an einem Balken ermittelt wird. Die Prüfung des Ermüdungsverhaltens am Biegezugbalken ist jedoch wegen der einfachen Spannungsverhältnisse versuchstechnisch gut zu bewerten und gleichzeitig vergleichsweise wirtschaftlich realisierbar. Dennoch wären auch Ermüdungsversuche an großmaßstäblichen Probekörperplatten sinnvoll, um den Unterschied im Ermüdungsverhalten zwischen Platten und Balken quantifizieren zu können. Auch wenn dies

im Zuge der vorliegenden Arbeit nicht vertieft werden konnte, war es möglich, für zukünftige Beiträge einen orientierenden Rahmen aufzustellen.

6.6 Schlussfolgerungen für Whitetopping

6.6.1 Aufstellung der Ermüdungsfunktionen für Whitetopping

Anhand der gefundenen Ergebnisse für das Ermüdungsverhalten von Beton ohne Fasern sowie für fasermodifizierten Beton werden Ermüdungsfunktionen aufgestellt, die den Zusammenhang zwischen Beanspruchung und zu erwartender Lebensdauer herstellen. Hierzu werden die gefundenen Dauerfestigkeiten bei $N = 2 \cdot 10^6$ zugrunde gelegt.

Für einen Beton ohne Fasern wird $\sigma_D = 0,50 \cdot f_{ct}$ anstelle des ermittelten Dauerfestigkeitswerts von $\sigma_{D,M1} = 0,51 \cdot f_{ct}$ beibehalten, da der bei der hier vorliegenden Untersuchung ermittelte Wert nur unwesentlich von der bisherigen Praxis der Bemessung der zulässigen Belastung nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 106f) abweicht und damit dieses Verfahren insofern auch bestätigt.

Eine Erweiterung der Ermüdungsfunktionen ist für den untersuchten fasermodifizierten Beton hingegen sinnvoll. Der gefundene Unterschied gegenüber einem Beton ohne Fasern rechtfertigt hier grundsätzlich einen anderen funktionalen Ansatz für die Beschreibung der Ermüdung. Zwischen den beiden Betonvarianten M2 und M3 ist mit $\sigma_{D,M2} = 0,59 \cdot f_{ct}$ und $\sigma_{D,M3} = 0,58 \cdot f_{ct}$ der Unterschied so klein, so dass hier keine weitere Unterscheidung getroffen wird. Insbesondere wird keine eigenständige Ermüdungsfunktion für die Modifizierung des Betons mit Kunststoffdispersion (M3) aufgestellt. Zwar deutet dessen Steifigkeitsdegradation (vgl. 6.5.3) auf ein positiv verändertes Materialverhalten hin. Zur Quantifizierung sind jedoch weitere Untersuchungen erforderlich. Für die Ermüdungsfunktion wird daher $\sigma_{D,M2+3} = 0,58 \cdot f_{ct}$ als Grundlage für das Verhalten des glasfasermodifizierten Betons verwandt.

Zugrundegelegt wird für alle aufgestellten Ermüdungsfunktionen auf der sicheren Seite liegend eine quasi-statische Dauerfestigkeit von $0,8 \cdot f_{ct}$ bei einer Schwingspielzahl von $N = 10^2$ nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 106). Aus den ermittelten Dauerfestigkeiten können folgende Ermüdungsfunktionen abgeleitet werden:

Für $\sigma_D = 0,50 \cdot f_{ct}$ (Beton ohne Fasern):

$$\log N = 13,464 - 14,33 \cdot \frac{\sigma_{max}}{f_{ct}} \quad 6.37$$

Für $\sigma_D = 0,58 \cdot f_{ct}$ (Beton mit Glasfasern):

$$\log N = 17,636 - 19,545 \cdot \frac{\sigma_{max}}{f_{ct}} \quad 6.38$$

Bild 6.24 zeigt die ermittelten Ermüdungsfunktionen. Zum Vergleich sind die in 6.1.2 vorgestellten Ermüdungsfunktionen grau hinterlegt.

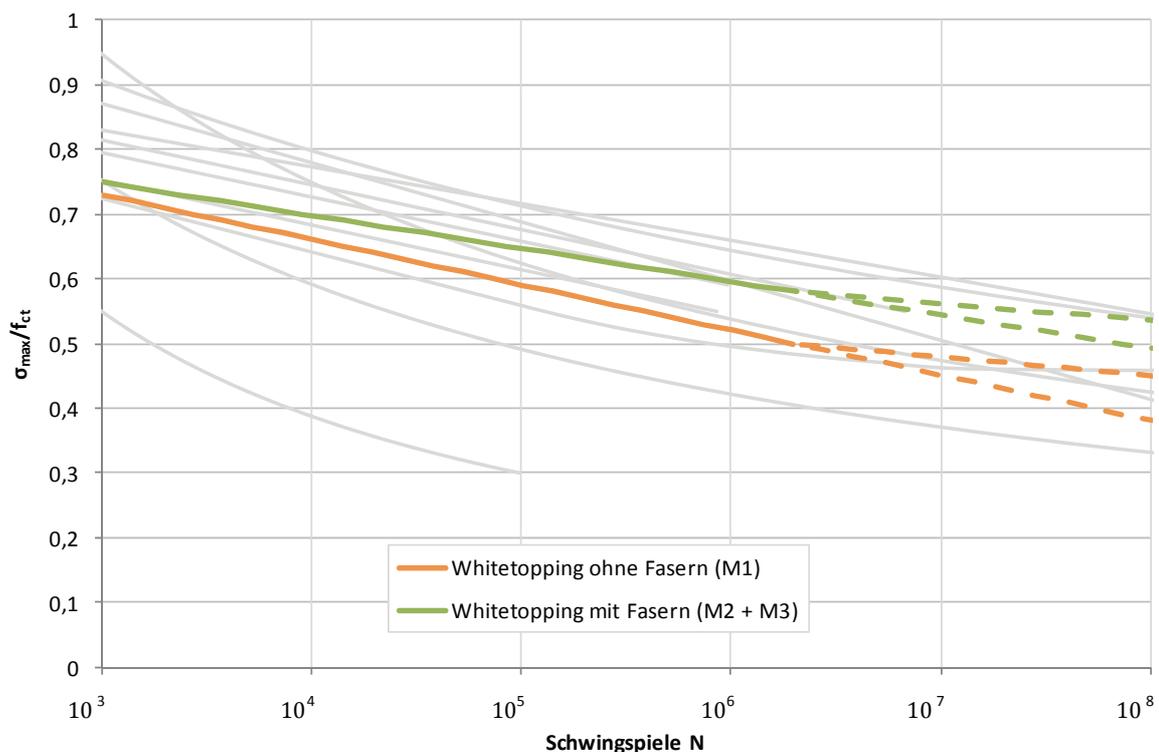


Bild 6.24: Darstellung der Ermüdungsfunktionen für Whitetopping

Die Ermüdungsfunktion nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 106) endet bei $2 \cdot 10^6$ unter Annahme der dann erreichten Dauerfestigkeit, d.h. die Ermüdungsfunktion für mehr als $2 \cdot 10^6$ Schwingspiele verläuft dann horizontal. Auf der sicheren Seite liegend kann die maximal zulässige Spannung σ_{max} auch über $2 \cdot 10^6$ hinaus weiter reduziert werden. Anstoß hierfür wären die heute im Straßenbau häufig verwendeten Zemente mit rascher Festigkeitsentwicklung (fein aufgemahlen, geringer w/z-Wert), die gegenüber Zementen mit langsamer Festigkeitsentwicklung deutlich geringere Nacherhärtung zeigen (Verein Deutscher

Zementwerke e.V. 2002, S. 336f). Die Nacherhärtung kann insofern nur noch bedingt als Festigkeitsreserve angesetzt werden. Diese weitere Absenkung der Festigkeit über $2 \cdot 10^6$ hinaus bis $1 \cdot 10^8$ ist qualitativ in Bild 6.24 in die Darstellung mit aufgenommen. Die untere Extrapolationslinie ergibt sich jeweils aus einer linearen Extrapolation der Ermüdung über $2 \cdot 10^6$ hinaus, die obere Extrapolationslinie ergibt sich jeweils aus der Auswertung der Ermüdungsversuche nach Locati (vgl. Tabelle 6.4). Die Werte sind in Tabelle 6.6 zusammengestellt.

Tabelle 6.6: Übersicht über die extrapolierten Dauerbiegezugfestigkeiten

Nr.	Mischung		Auswertung nach Locati für $N = 10^8$			linear extrapoliert
	Art	Menge [kg/m ³]	f_{ct}	σ_D	σ_D/f_{ct}	σ_D/f_{ct}
M1	-	0,00	5,25	2,36	0,49	0,38
M2	Glas	10,00	4,80	2,61	0,54	0,49
M3	Glas+ Polymer	10,00	4,99	2,53	0,51	0,49

Die Extrapolation der Dauerbiegezugfestigkeiten auf Werte bei $1 \cdot 10^8$ Schwingspielen sind über die hier vorgestellten Versuche nicht verifiziert, da die Zahl der aufgebrachten Schwingspiele mit maximal $2,7 \cdot 10^6$ deutlich darunter geblieben ist. Die Werte können jedoch als Tendenz für die Entwicklung der Dauerfestigkeit (ohne Berücksichtigung der Nacherhärtung) verwendet werden. Da die Festigkeiten bei höheren Schwingspielzahlen asymptotisch gegen die Dauerfestigkeit streben, liegt die lineare Extrapolation auf der sicheren Seite.

6.6.2 Zulässige Spannung für einen glasfasermodifizierten Beton

Der Zusammenhang für die zulässige Schwingspielzahl nach Eisenmann bzw. für die zulässige Verkehrslastspannung bei vorhandener Wölbspannung (vgl. Gleichung 6.12) kann für den im Rahmen dieser Arbeit untersuchten fasermodifizierten Beton um einen Faktor α_F erweitert werden.

Der Faktor ergibt sich durch Anpassung des Smith'schen Schaubilds aus dem geänderten Verhältnis der Dauerfestigkeit zur Biegezugfestigkeit für $\sigma_{D,neu}$ zu:

$$\alpha_F = \frac{0,8 - \frac{\sigma_{D,neu}}{f_{ct}}}{0,3} \quad 6.39$$

Mit $\sigma_D = 0,58 \cdot f_{ct}$ ergibt sich $\alpha_F = 0,73$.

Die erwartete Schwingspielzahl kann über eine Erweiterung der Formel nach Eisenmann (vgl. Gleichung 6.13) ermittelt werden:

$$\log N = \frac{\left(\frac{\sigma_{max}}{f_{ct}} - 0,8\right)}{\left(0,0875 \cdot \frac{\sigma_{min}}{f_{ct}} - 0,07\right) \cdot \alpha_F} + 2 \quad 6.40$$

Die Formel zur Bestimmung der zulässigen Verkehrslastspannung nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 107) kann entsprechend erweitert werden zu:

$$zul \sigma_Q = f_{ct} \cdot \left[(\log(N) - 2) \cdot \left(0,0875 \cdot \frac{\sigma_w}{f_{ct}} - 0,07 \right) \cdot \alpha_F + 0,80 \right] - \sigma_w \quad 6.41$$

Für den hier untersuchten fasermodifizierten Beton kann die zulässige Verkehrslastspannung daher wie folgt berechnet werden:

$$zul \sigma_Q = f_{ct} \cdot \left[(\log(N) - 2) \cdot \left(0,0639 \cdot \frac{\sigma_w}{f_{ct}} - 0,052 \right) + 0,80 \right] - \sigma_w \quad 6.42$$

Anstelle der Gleichung 6.42 kann zur Bemessung auch das Smith'sche Schaubild verwandt werden. Dargestellt ist das zulässige Spannungsverhältnis in Abhängigkeit von der Schwingspielzahl N in Bild 6.25, wobei auch hier die Ermüdung bis auf $1 \cdot 10^8$ Schwingspiele erweitert wurde.

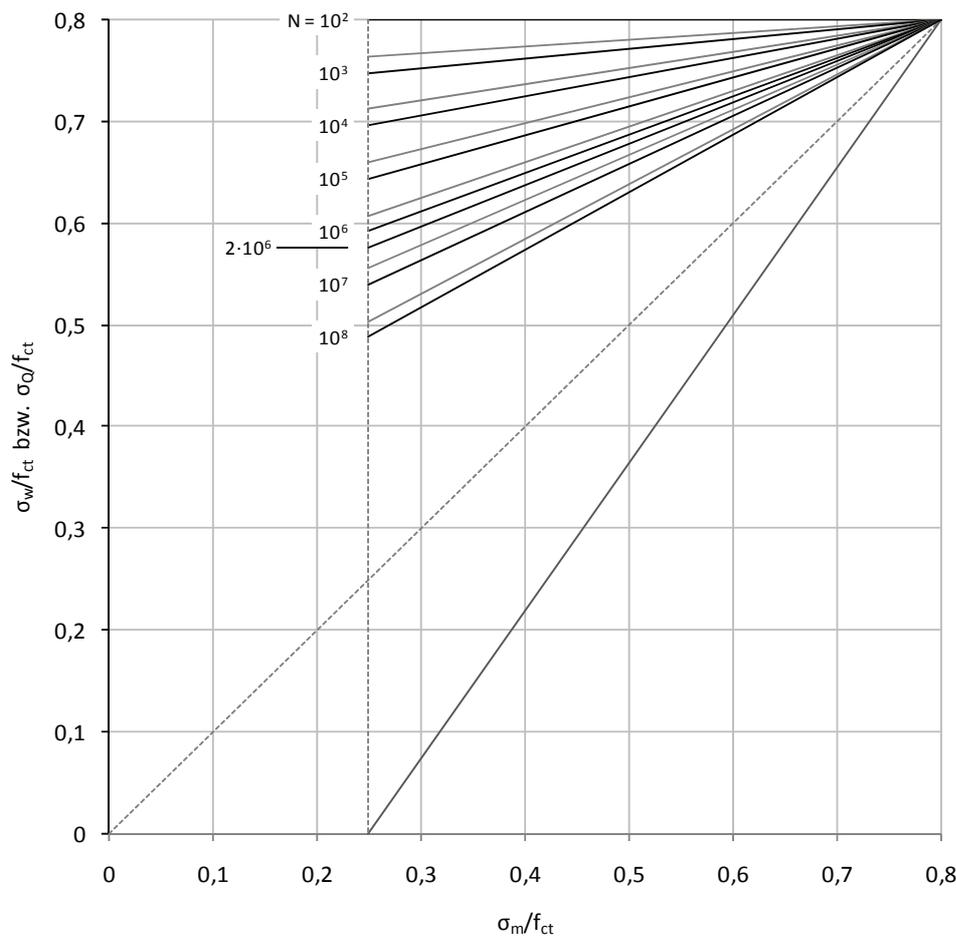


Bild 6.25: Smith'sches Schaubild für faserverstärkten Beton im Schwellbereich

6.6.3 Bewertung des modifizierten Betons – Fasern und Polymer

Sowohl die Bestimmung der Dauerfestigkeiten als auch die beobachteten Degradationsprozesse bestätigen, dass eine Faserverstärkung des Betons im Vergleich zu einem Beton ohne Fasern das Ermüdungsverhalten positiv beeinflussen und die mit einer zyklischen Belastung einhergehende Schädigung reduzieren kann. Ob diese Veränderung durch zusätzliche Modifikation mit einem Kunststoffpolymer noch weiter verbessert werden kann, konnte nicht abschließend geklärt werden. Der Verlauf der Steifigkeitsdegradation spricht jedoch dafür.

Diese Verbesserungen der Ermüdungsfestigkeit beeinflusst jedoch nicht unbedingt die statische Festigkeit. Für die Beurteilung der Wirkung der Fasern und des Polymers bei der Anwendung im Straßenbau bedeutet dies wiederum, dass die üblichen Verfahren zur Beurteilung der Wirkung von Fasern im Beton (z.B. Ermittlung der Biegezugfestigkeit nach Norm DIN EN 12390-5:2009 oder Ermittlung der Nachrisszugfestigkeit nach Deutscher Ausschuss für

Stahlbeton 2010 und Einteilung in Leistungsklassen) nicht die erforderlichen Ergebnisse liefern, um das Ermüdungsverhalten vorherzusagen. Der Grund liegt darin, dass die statische Festigkeit oder ggf. das Nachrissverhalten von Faserbeton keine Materialkennwerte darstellen, mit denen der Einfluss der Modifizierung (Fasern, Polymer) auf die Ermüdungsfestigkeit beurteilt werden kann. Noch weniger kann mit diesen Verfahren die Veränderung des Ermüdungsverhaltens quantifiziert werden, zumal die Wirkung des Polymers im Beton baustofflicher Art ist und nicht als Verbundbaustoff ein Element mit höherer Zugfestigkeit einbringt.

Das im Rahmen der Untersuchung des Ermüdungsverhaltens der Whitetopping-Betonvarianten entwickelte Versuchskonzept erscheint geeignet, das Ermüdungsverhalten von Straßenbaubetonen und fasermodifizierten Betonen zu bestimmen. Die gefundene ermüdungshemmende Wirkung einer Fasermodifizierung von Straßenbaubeton verspricht eine erhebliche wirtschaftliche Bedeutung. Aus Gründen des Wettbewerbs und der Wirtschaftlichkeit wäre es günstig, wenn sich die gefundene Wirkung auch auf andere Fasern übertragen ließe. Hierfür sprechen die zum Vergleich herangezogenen Untersuchungen mit anderen Fasern (vgl. Tabelle 6.5).

Zur weiteren Erfahrungssammlung ebenso wie zur statistischen Absicherung der Ergebnisse sollten weitere Untersuchungen folgen. Dabei sollten neben Glasfasern auch andere Fasern, z.B. Kunststofffasern wie PP-, PE-, PVA-, PAN-Fasern in ein vergleichendes Untersuchungsprogramm aufgenommen werden. Bisher liegen insgesamt relativ wenig vergleichende Untersuchungen für die Wirkung von Fasern auf die Ermüdungsfestigkeit von Beton vor, wobei die meisten Untersuchungen sich auf die Wirkung von Stahlfasern beziehen. Diese sind jedoch für den Einsatz im Straßenbau nur bei passenden Randbedingungen geeignet. Insofern sind alternative Fasern wünschenswert, für den Einsatz sind jedoch qualifizierte Aussagen über die Wirkung erforderlich, um sicher zu stellen, dass wirksame und wirtschaftliche Betonrezepturen zur Verfügung stehen. Bei gleicher Bauweise verspricht ein fasermodifizierter Beton gegenüber einem konventionellen Beton eine längere Lebensdauer, die die Mehrkosten für die Fasern in der Regel mehr als ausgleichen wird.

Ähnliches gilt für den Einsatz eines Polymers im Beton, für welches sich andeutet, dass es die ermüdungsbedingte Steifigkeitsdegradation verlangsamen kann. Da hier die vorhandenen wissenschaftlichen und baupraktischen Erfahrungen jedoch geringer sind als beim Einsatz von Fasern, sollten weitere Untersuchungen zum Einsatz von Polymeren im Straßenbeton die Erkenntnisse über die Wirkungszusammenhänge vertiefen.

Fasern können bei gleicher Beanspruchung die Lebensdauer von Beton unter Ermüdungsbelastung erhöhen. Die im Straßenbau verwendete Dosierung der Fasern zur Fasermodifizierung des Betons trägt nicht oder nicht wesentlich zu einer Steigerung der statischen Festigkeit des Betons bei. Das bedeutet, dass die Tragfähigkeit der Betonfahrbahn auch bei Verwendung eines fasermodifizierten Betons vom Beton gewährleistet werden muss. Nur wenn der Beton die einwirkende Belastung zuverlässig aufnehmen kann, können die Fasern die Ermüdung verlangsamen und damit die Lebensdauer verlängern. Dies gilt auch unter Berücksichtigung statistisch streuender Einwirkungen und Einflüsse wie Achslasten, Einbaudicken oder Qualitätsschwankungen. Eine Überlastung des Tragsystems führt auch bei Fasermodifizierung sehr rasch zum Versagen. Insofern ist eine Reduzierung der Betondicken aufgrund des Einsatzes von Fasern kritisch zu betrachten.

Durch den Einsatz von Fasern kann das Ermüdungsverhalten des Betons positiv beeinflusst werden. Anhand der Ergebnisse aus der vorliegenden Untersuchung zusammen mit den Befunden vergleichbarer Untersuchungen in der Literatur kann daher der Einsatz von Fasern bei Whitetopping empfohlen werden. Das in Kapitel 8 aufgestellte Dimensionierungsverfahren ermöglicht dabei, die Verwendung eines fasermodifizierten Betons zu berücksichtigen.

7 Laborversuche – Verbundprüfungen

7.1 Bedeutung des Schichtenverbunds

Bei Whitetopping bildet ein möglichst guter Verbund die Grundlage für eine dauerhafte und tragfähige Bauweise. Der Verbund zwischen Asphalt und Beton wird dabei in der Regel über ein Anfräsen der bestehenden Asphaltdecke, möglichst sorgfältige Reinigung der Asphaltdecke und direktes Betonieren auf die Kontaktfläche hergestellt, wie dies die Ergebnisse von (Steigenberger 1998) und (Tschegg et al. 2007) zeigen. Dieses Vorgehen wird bei Whitetopping regelmäßig eingesetzt und empfohlen (Rasmussen, Rozycki 2004, S. 15f; Werner 2006, S. 16; Roesler et al. 2008, S. 37; Harrington 2008, S. 15; Burnham 2009, S. 3; Riffel 2011, S. 21). Nach (Schmerbeck et al. 2010, S. 469) ist für den Schichtenverbund eine gründliche Reinigung zwingend erforderlich, auch wenn die Art der Unterlage (gefräst – nicht gefräst) keinen erkennbaren Einfluss hat (Einzelwerte in Tabelle 7.1).

Die Bedeutung des Schichtenverbunds ist vor allem für die Bauweisen mit Asphalt seit langer Zeit bekannt und in zahlreichen wissenschaftlichen Arbeiten aufgegriffen.

(Eisenmann 1984, S. 16) zeigt im Detail die Bedeutung des Schichtenverbunds für die Dauerhaftigkeit eines Oberbaus, da beispielsweise die Biegezugspannungen in der Asphalttragschicht in Bauklasse I bei fehlendem Verbund zwischen Deckschicht und Binderschicht um 30 % zunehmen. Bei fehlendem Verbund zwischen Binderschicht und Tragschicht beträgt die Zunahme sogar 91 % an der Unterseite der Tragschicht.

(Eisenmann, Neumann 1993, S. 20) zeigen bei einer Untersuchung zu den Auswirkungen von Verbundstörungen auf die Spurrinnenbildung, dass mit schlechtem Verbund bei gleicher Lastwechselzahl 35 bis 40 % größere Spurrinentiefen zu erwarten sind.

(Fenz et al. 1987, S. 29ff) zeigen typische Schadensfälle, wie sie bei mangelndem oder fehlendem Verbund entstehen können: dazu gehören Längsrisse und Netzrisse, Verschieben der Deckschicht in Längsrichtung infolge Brems- und Anfahrkräften, Mischgutverlagerung aus der Radspur und schollenartige Ausbrüche.

Durch Verbund wird bei Whitetopping eine Komposittragwirkung erzielt. Die Schichten aus Beton und Asphalt tragen gemeinsam (Fwa 2006, S. 11ff). Bei Verbundstörungen kommt es bei

Whitetopping zu einer Erhöhung der Beanspruchung, die zu einer verkürzten Lebensdauer des Oberbaus führt.

Bei einer Untersuchung zum Tragverhalten bei Whitetopping zeigen (Pereira et al. 2006, S. 254ff), dass der Verbund zwischen Beton und Asphalt insbesondere für die Lastübertragung und damit für die gemeinsame Tragwirkung mehrerer Platten wichtig ist.

7.2 Methoden zur Untersuchung des Schichtenverbundes

Bild 7.1 gibt einen Überblick über die grundsätzlich möglichen Prüftechniken, die nach (Raab, Partl 1999, S. 23) zur Beurteilung des Schichtenverbundes herangezogen werden können.

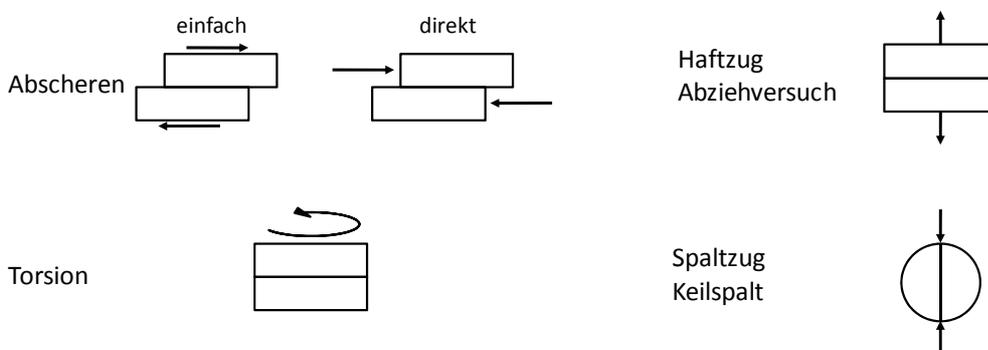


Bild 7.1: Prüftechniken zur Beurteilung des Schichtenverbundes nach (Raab, Partl 1999, S. 23)

International verwendete Prüfverfahren zur statischen und dynamischen Bewertung des Schichtenverbundes sind in (Raab et al. 2009, S. 186ff) zusammengestellt.

Nach (Grätz, Stöckert 2001, S. 19) werden für die Prüfung des Schichtenverbundes nach heutigem Stand der Technik die vier Versuchstypen

- Keilspaltversuch,
- Haftzug-/Abziehversuch,
- Torsionsversuch und
- direkter Scherversuch

eingesetzt.

Der direkte Scherversuch nach Leutner (Leutner 1979, S. 85) ist in der TP Asphalt-Stb Teil 80: Abscherversuch beschrieben (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2008c, S. 3ff) und bildet nach (Grätz, Stöckert 2001, S. 20) von den genannten Versuchstypen die tatsächlichen Beanspruchungen durch die Verkehrsbelastung am besten ab.

Nach (Tschegg et al. 2008, S. 114) sind Haftzug- und Schubversuche zur qualitativen Bewertung des Verbunds geeignet. Bei diesen Versuchen wird ein Festigkeitswert bestimmt. Jedoch kann keine Aussage über die bruchmechanischen Eigenschaften getroffen werden. Dem gegenüber ist der Keilspaltversuch geeignet, das Bruchverhalten zu beschreiben.

Im Zusammenhang mit Whitetopping kommt international häufig der Iowa Shear Test (Test Method No. Iowa 406-C) zum Einsatz, der den Schichtenverbund durch direktes Abscheren bewertet (Iowa Department of Transportation 2000). Bei diesem Versuch, der sich auf die Untersuchung des Verbunds bei Beton bezieht, wird keine Prüftemperatur, sondern lediglich die Belastungsgeschwindigkeit (400 bis 500 psi pro Minute, entspricht 2,76 bis 3,45 N/mm² pro Minute) angegeben.

7.3 Stand der Erkenntnisse zum Schichtenverbund

7.3.1 Allgemeine Untersuchungen zum Schichtenverbund

Nach (Grätz, Stöckert 2001, S. 12) ergibt sich der Verbund von Asphaltsschichten durch Verzahnung und Verklebung. Die Verzahnung wird bei Whitetopping durch ein Anfräsen der Asphaltsschicht optimiert. Die Verklebung kann beim Einbau des Betons durch den Zement und dessen Haftung vor allem an den Zuschlagskörnern erreicht werden.

(Fenz et al. 1987, S. 64) entnehmen an 17 Straßenabschnitten unterschiedlichen Aufbaus und Alters ohne Schäden infolge fehlendem Schichtenverbund Bohrkerne (Durchmesser 100 mm), ermitteln daran die Zug- und Scherfestigkeit bei + 10 °C (± 1 °C) und leiten daraus empirisch Anforderungswerte ab. Bei saubereren und ausreichend vorgespitzten Grenzflächen erreichten die Ergebnisse Abreißfestigkeiten über 1,0 N/mm² und Scherfestigkeiten über 3,5 N/mm². Niedrigere Festigkeiten ergeben sich bei schlecht gereinigten Unterlagen, wobei der Schichtenverbund durch ausgemagerte Schichten, Rundkörnungen, Haftfähigkeitsprobleme und Alterserscheinungen ebenfalls negativ beeinflusst wird. Daraus resultiert die Forderung nach einer Mindestabreißfestigkeit von 1,0 N/mm² bzw. Mindestscherfestigkeit von 3,0 N/mm² bei Schichtgrenzen bis 12 cm unter Fahrbahnoberkante und einer Mindestabreißfestigkeit von 0,8 N/mm² bzw. Mindestscherfestigkeit von 2,0 N/mm² bei tiefer liegenden Grenzflächen.

Für den Verbund zwischen zwei Asphaltsschichten gibt es basierend auf Prüfungen zahlreicher Probekörper bereits Vorschläge für die Anforderung von (Codjia 1994) und (Grätz, Stöckert 2001). Im Folgenden werden die Anforderungen an den Verbund zur Asphalttragschicht vorgestellt, da damit eine vergleichbare Tiefe wie bei Überbauung mit Whitetopping vorliegt.

(Codjia 1994, S. 58f) schlägt als Anforderung zwischen Asphaltbinder und Asphalttragschicht bzw. zwischen Asphaltdeckschicht und Asphalttragschicht an einem Bohrkern mit 150 mm Durchmesser einen Mindestwert von 10,0 kN bzw. 13,0 kN vor. Dies entspricht einer Scherspannung von 0,57 bzw. 0,74 N/mm².

(Stöckert 2002, S. 108) schlägt einen Anforderungswert von 20 kN (entsprechend 1,13 N/mm²) als Mindestverbund für die Schichtgrenze zwischen Asphaltbinderschicht und Asphalttragschicht vor, was dem 0,35-Quantil entspricht. Der Bewertungshintergrund nach (Codjia 1994, S. 58f) wird als zu niedrig erachtet, da dieser dem 0,10-Quantil entspricht, also lediglich 10 % der ermittelten Scherkräfte unterhalb des geforderten Mindestwertes von 10 kN liegen (Stöckert 2002, S. 108). Als Anforderungswert für die Schichtgrenze zwischen zwei Asphalttragschichten schlägt (Stöckert 2002, S. 113) 16 kN (entsprechend 0,91 N/mm²) als Mindestverbund vor, was dem 0,31-Quantil entspricht.

(Tschegg et al. 2008, S. 89f) vergleichen die Ergebnisse zum Schichtenverbund, die sich in Abhängigkeit vom Linienabstand bei gefrästen Oberflächen mit der Schubverbundprüfung und mit der Haftzugprüfung ergeben. Danach liegen üblicherweise die Ergebnisse der Schubfestigkeiten niedriger als in der Haftzugprüfung, der Anforderungswert der österreichischen Richtlinien (RVS 08.16.01 2004) ist demnach entsprechend um 20 % geringer. Mit den gefundenen Ergebnissen der vergleichenden Untersuchungen konnten (Tschegg et al. 2008, S. 66ff) dies jedoch nicht bestätigen, da von vier Versuchsstrecken bei zwei die Schubfestigkeit und bei zwei die Haftzugfestigkeit höher lag.

7.3.2 Untersuchungen zum Schichtenverbund bei Whitetopping

(Steigenberger 1998, S. 16ff) untersuchte die Auswirkungen verschiedener Vorbehandlungen der Asphaltunterlage auf den Verbund zwischen Beton und Asphalt. Dazu wurden im Labor an Verbundprobekörpern sowie bei einem Baustellenprobefeld die Verbundfestigkeiten für verschiedene Vorbehandlungsvarianten geprüft. Der Einfluss folgender Varianten wurde an den Laborprobekörpern untersucht: keine Vorbehandlung, Oberfläche mit Bohrlochraster (Durchmesser 12 mm), gefräste Oberfläche mit Linienabstand 15 mm, Hochdruckwasserstrahl (2000 bar), Haftbrücke auf Zementbasis, Vorbehandlung mit Bitumenemulsion als Haftbrücke (nass auf nass) und Vorbehandlung mit Bitumenemulsion (nass auf trocken). Für das Baustellenprobefeld wurden die Varianten keine Oberflächenbehandlung, Hochdruckwasserstrahl handgesteuert (2000 bar), Hochdruckwasserstrahl maschinell gesteuert (1900 bar), Reinigung unter geringem Druck mit Wasser und Haftbrücke auf Zementbasis untersucht. Anhand von Abreißversuchen und Keilspaltversuchen an den Laborprobekörpern bzw.

Abreißversuchen am Baustellenprobefeld empfiehlt (Steigenberger 1998, S. 44) für Altasphalt das Grobfräsen und Reinigen der Asphaltunterlage bzw. bei neuem Asphalt eine Reinigung vor dem Betoneinbau (Steigenberger 1998, S. 49).

Der Verbund zwischen Beton auf Asphalt (Whitetopping) und Asphalt auf Beton (Blacktopping) verhält sich bezüglich Haftbrücken unterschiedlich. Die Untersuchung von (Steigenberger 1998, S. 35) zeigt, dass bei Beton auf Asphalt (Whitetopping) die Abreißfestigkeiten unter Verwendung einer Bitumenemulsion als Haftbrücke deutlich unter den Abreißfestigkeiten ohne Haftbrücke liegen. Als sehr ungünstig hat sich dabei ein Einbau des Betons auf die noch frische Bitumenemulsion erwiesen. Der Einbau des Betons auf die abgetrocknete Bitumenemulsion erreicht in etwa die Festigkeiten wie ein Einbau ohne Haftbrücke. Lediglich für eine Haftbrücke liegt die spezifische Bruchenergie im Keilspaltversuch über den Werten ohne Haftbrücke (Steigenberger 1998, S. 42f). Insgesamt ist der durch den Einsatz von bituminösen Haftbrücken bei Whitetopping erzielbare Nutzen gering.

Im Gegensatz dazu zeigt die Untersuchung von (Augustin et al. 1997, S. 33ff), dass erst die Verwendung einer Haftbrücke überhaupt einen Verbund zwischen Asphalt auf Beton (Blacktopping) schafft. Zur Optimierung des Lageverbundes werden 150 bis 250 g/m² Bitumenemulsion empfohlen, womit eine Haftzugfestigkeit von rund 1 bis 1,5 N/mm² erreicht wird.

(Tschegg et al. 2007) untersuchen die bruchmechanischen Eigenschaften des Verbunds zwischen Beton und Asphalt mit Hilfe des Keilspaltversuchs, da mit dem Keilspaltversuch zwischen einem spröden und einem duktilen Bruchverhalten unterschieden werden kann. Ziel war es, die günstigste Vorbereitung der Unterlage für Whitetopping zu beschreiben. Im Rahmen der Untersuchungen wurde der Verbund zwischen Beton und einer gefrästen Asphaltunterlage (Linienabstand 12 mm) bei unterschiedlicher Vorbehandlung bewertet (Tschegg et al. 2007, S. 476):

- Reinigung mit Hochdruckwasserstrahl und Annässen vor dem Betoneinbau
- Reinigung mit Hochdruckwasserstrahl, Vorbehandlung mit Zementschlämme (< 0,2 mm Schichtdicke)
- Reinigung mit Hochdruckwasserstrahl, Vorbehandlung mit Mischung aus Zementschlämme und Kunststoffdispersion (< 0,3 mm Schichtdicke)
- Reinigung mit Hochdruckwasserstrahl, Vorbehandlung mit Kunststoffdispersion (< 0,3 mm Schichtdicke)

Aus Bohrkernen wurden Probekörper geschnitten, um die Eigenschaften der vier Vorbehandlungen mit dem Haftzugversuch (dreifach belegt) und dem Keilspaltversuch

(zweifach belegt) zu vergleichen. Dabei zeigte sich im Haftzugversuch eine relativ große Streuung, wobei die Vorbehandlung mit Kunststoffdispersion gegenüber den drei anderen Varianten, die sich kaum unterscheiden (jeweils rund $1,2 \text{ N/mm}^2$), etwas abfällt (rund $0,8 \text{ N/mm}^2$). Im Keilspaltversuch wurden die vier Varianten bei jeweils vier verschiedenen Temperaturen untersucht und hierfür die Kerbbiegezugfestigkeit und die spezifische Bruchenergie ermittelt. Es zeigt sich eine Temperaturabhängigkeit. Die Kerbbiegezugfestigkeit nimmt mit steigender Temperatur ab. Bei -10 °C wird die höchste Kerbbiegezugfestigkeit für die Variante ohne Vorbehandlung ($3,2 \text{ N/mm}^2$) und die niedrigste Kerbbiegezugfestigkeit für die Variante mit Kunststoffdispersion ($2,6 \text{ N/mm}^2$) erzielt. Im Vergleich zu monolithischen Probekörpern aus Asphalt ($4,7 \text{ N/mm}^2$) bzw. Beton ($7,0 \text{ N/mm}^2$) betragen die Verbundwerte rund 60 % bzw. 40 %. Generell liegen die Kerbbiegezugfestigkeiten zwischen -10 °C und 0 °C am höchsten (Tschegg et al. 2007, S. 477). Im Bruchbild zeigt sich, dass der Riss bei allen Temperaturen in Teilen im Asphalt, in gebrochenen Zuschlagskörnern oder in den Dispersionsschichten lag. Beim Keilspaltversuch charakterisiert die spezifische Bruchenergie das Risswachstum. Da die Bruchenergie in den untersuchten Verbundvarianten allerdings nur rund 25 % der Bruchenergie im monolithischen Asphalt ausmachte, ist es sinnvoll zu versuchen, durch geeignete Vorbereitung der Unterlage die Bruchenergie anzuheben (Tschegg et al. 2007, S. 479).

Die Ergebnisse zeigen, dass für den Verbund zwischen Beton und Asphalt die Bauweise auf der gefrästen und gereinigten Oberfläche die besten Verbundwerte liefert (Tschegg et al. 2007, S. 480).

In (Rasmussen, Rozycki 2004, S. 15) wird berichtet, dass zur Prüfung des Verbundes zwischen Beton und Asphalt am häufigsten der Iowa-Shear Test verwendet wird. Die Ergebnisse liegen für Whitetopping mit gutem Verbund typischerweise in etwa bei 100 psi ($0,69 \text{ N/mm}^2$). In (Harrington 2008, S. 55) wird ein Verbund von 200 psi ($1,38 \text{ N/mm}^2$) im Iowa Shear Test - Iowa Test Method 406-C (Iowa Department of Transportation 2000) als ausreichend angesehen, um sicherzustellen, dass sich Kompositfahrbahnen, wozu auch Whitetopping gehört, wie monolithische Platten verhalten.

Bei der Untersuchung von (Vandenbossche 2004, S. 32) wurde an zwei Bohrkernen der Iowa Shear Test untersucht. Dabei ergab sich eine Scherfestigkeit von $1,86 \text{ N/mm}^2$ (270 psi) für den einen Bohrkern, während am zweiten Bohrkern keine Scherfestigkeit bestimmt werden konnte, da sich der Asphalt vorher gelöst hatte.

(Burnham 2005, S. 23ff) zeigt an Bohrkernen und ganzen geschädigten Whitetopping-Platten den Zusammenhang zwischen Rissen und fehlendem Verbund. Die geschädigte Whitetopping-

Strecke war sieben Jahre alt mit einer Dicke von 10 cm und einer Kantenlänge der Platten von 1,20 m. Hierzu wurden geschädigte Platten mit Trennungsschnitten geviertelt. Bild 7.2 zeigt ein Foto von geschnittenen und umgedrehten Plattenteilstücken (Kantenlänge rund 0,60 m) aus drei verschiedenen Whitetopping-Platten, die neben ihrer ursprünglichen Lage im Bankett liegen (Plattenunterseite zeigt nach oben). In Plattenmitte war der Verbund in der Regel intakt, dies zeigt sich im Bild bei den dunklen Bereichen an der Plattenunterseite. Der Verbund begann sich immer an Rissen oder am Plattenrand zu lösen – zu erkennen an den hellen Bereichen an der Plattenunterseite. Der Übergang zwischen den Bereichen mit gelöstem Verbund und den Bereichen mit intaktem Verbund befindet sich rund 15 cm vom Plattenrand entfernt.

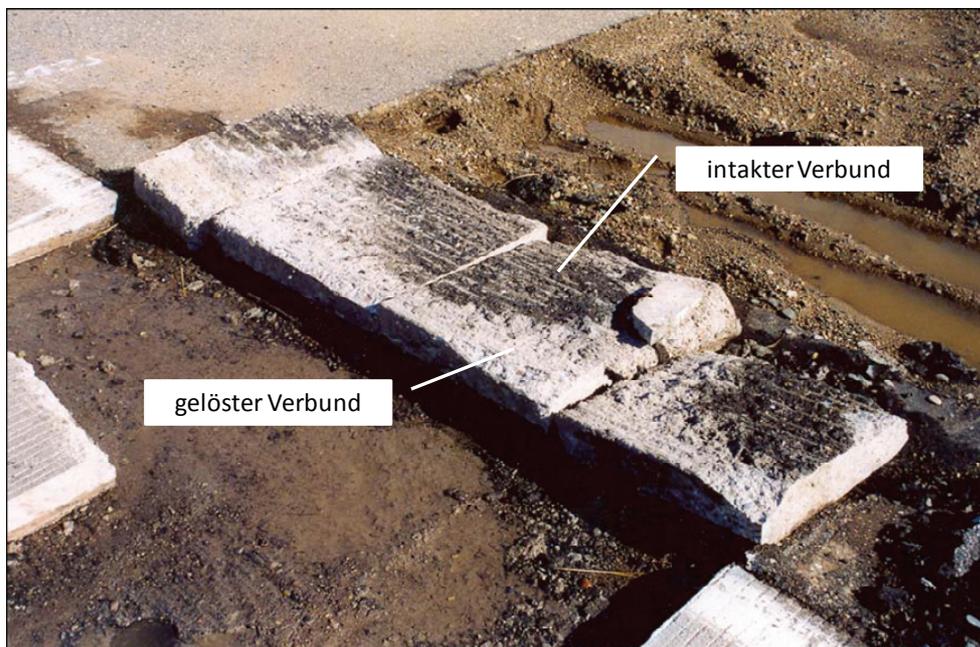


Bild 7.2: Whitetopping-Plattenteilstücke mit intaktem und gelöstem Verbund (Burnham 2005, S. 25)

Bei der AS Ottobrunn (Riffel 2008, S. 6) wurde in vier Probefeldern die Haftzugfestigkeit auf einer neuen Asphalttragschicht bestimmt. Die Asphalttragschicht wurde in je zwei Versuchsfeldern vor dem Einbau der Whitetoppingschicht feingefräst und gereinigt bzw. nur gereinigt. Die Ergebnisse (vgl. Tabelle 7.1) lassen jedoch wegen der starken Streuung keinen Rückschluss zu, welche Oberflächenvorbereitung (gefräst oder nicht gefräst) den besseren Verbund erwarten lässt.

Tabelle 7.1: Übersicht über die Haftzugfestigkeiten (Riffel 2008, S. 14)

	<i>Bohrkern</i>	<i>Haftzugfestigkeit [N/mm²]</i>	<i>Mittelwert [N/mm²]</i>	<i>Charakterisierung der Bruchfläche</i>
Feld 1.1 gefräst	1 A	0,92	0,84	100 % Kontaktfläche Beton/Asphalt
	2 A	0,81		100 % Kontaktfläche Beton/Asphalt
	3 A	0,79		100 % Kontaktfläche Beton/Asphalt
Feld 1.2 nicht gefräst	4 A	0,76	0,66	100 % Kontaktfläche Beton/Asphalt
	5 A	0,59		80 % Asphalt / 20 % Kontaktfläche
	6 A	0,64		100 % Kontaktfläche Beton/Asphalt
Feld 2.1 gefräst	7 A	0,46	0,48	100 % Kontaktfläche Beton/Asphalt
	8 A	0,46		100 % Kontaktfläche Beton/Asphalt
	9 A	0,51		100 % Kontaktfläche Beton/Asphalt
Feld 2.2 nicht gefräst	10 A	0,76	0,85	100 % Kontaktfläche Beton/Asphalt
	11 A	0,97		100 % Kontaktfläche Beton/Asphalt
	12 A	0,81		100 % Asphalt

Betrachtet man die verschiedenen Untersuchungen zum Schichtenverbund allgemein bzw. zum Schichtenverbund zwischen Beton und Asphalt, wie er für Whitetopping im Speziellen von Bedeutung ist, so zeigt sich kein einheitliches Bild. Die Untersuchungen von (Steigenberger 1998) und (Tschegg et al. 2007) zeigen, dass ein Anfräsen des Asphalts und Überbauen der gereinigten Oberfläche mit Beton in der Regel zu vergleichsweise guten Verbundwerten führt. Allerdings treten hier genauso wie bei den anderen genannten Untersuchungen erhebliche Streuungen auf.

7.4 Berechnungen zum Schichtenverbund

7.4.1 Definition des Referenzsystems

Bei den folgenden Berechnungen wird auf allgemeine Berechnungsmöglichkeiten an parametrisierten Systemen unter Verwendung von analytischen Lösungen verwiesen. Das System Whitetopping besteht in der Modellierung aus einer Betonschicht auf einer Asphalttragschicht auf einem homogenen Untergrund (Bild 7.3).

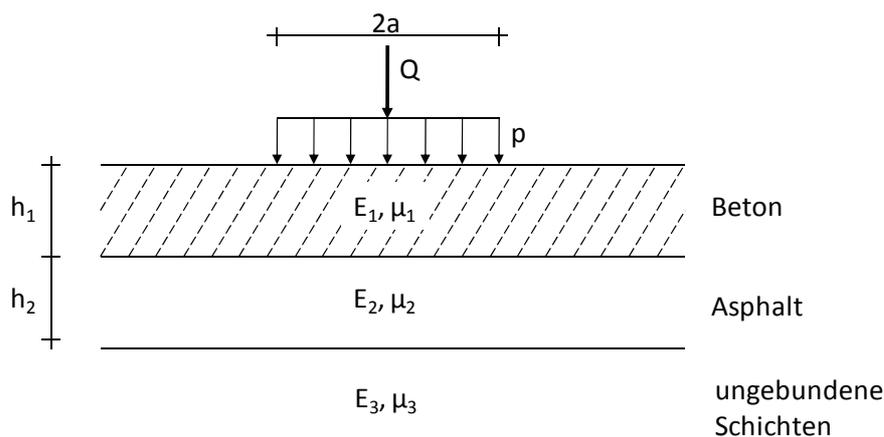


Bild 7.3: Schichtenaufbau Whitetopping

Zum Vergleich können den analytischen Lösungen numerische Berechnungen an konkreten Systemen mit Hilfe der Mehrschichtentheorie und mit der Methode der Finiten Elemente (FEM) gegenübergestellt werden. Die Lösungen nach der Mehrschichtentheorie werden im Rahmen dieser Arbeit mit der Software (BISAR, 1998) berechnet. Als FEM-Programme kommen die Softwarepakete ANSYS und SOFISTIK zum Einsatz. Die Wahl des FEM-Programms ist abhängig vom Ziel der Berechnung, da beide Programme unterschiedliche Vorteile bei der Systemmodellierung und Auswertung aufweisen.

Soweit nicht anders vermerkt, wird das folgende System (Referenzsystem) zugrunde gelegt. Dieses System beschreibt die charakteristischen Eigenschaften der Whitetopping-Versuchsstrecke Hengersberg. Damit können die Berechnungen an einem realisierten System und den dort vorgenommenen Messungen auf Plausibilität geprüft werden.

Die Betonschicht (Schicht 1) wird mit folgenden Eigenschaften modelliert:

- E-Modul $E_1 = 35.000 \text{ N/mm}^2$,
- Schichtdicke $h_1 = 120 \text{ mm}$,
- Querdehnzahl $\mu_1 = 0,17$,
- Plattenabmessungen $l = b = 1,65 \text{ m}$.

Die Asphaltenschicht (Schicht 2) wird mit folgenden Eigenschaften modelliert:

- E-Modul $E_2 = 3.500 \text{ N/mm}^2$,
- Schichtdicke $h_2 = 120 \text{ mm}$,
- Querdehnzahl $\mu_2 = 0,35$.

Der Untergrund (Schicht 3) wird in BISAR als Halbraum mit einem E-Modul $E_3 = 120 \text{ N/mm}^2$ und einer Querdehnzahl $\mu_3 = 0,35$, in den FE-Modellen als elastische Bettung mit einem Bettungsmodul $k = 0,128 \text{ N/mm}^3$ modelliert.

Als Belastung dient eine vertikale Flächenlast $Q = 50,0 \text{ kN}$ mit einem Kontaktdruck $p = 0,70 \text{ N/mm}^2$, die in BISAR als Toplast mit einem Halbmesser $a = 0,150 \text{ m}$ und in den FE-Modellen auf eine quadratische Lastfläche mit Seitenlänge $a = 0,266$ aufgebracht wird.

7.4.2 τ_{zx} -Spannungen an der Schichtgrenze infolge Vertikallasten

(Birmann 1981, S. 74ff) stellt mit Hilfe einer Näherungslösung die Schubspannungen in einer dünnen Platte dar und ermittelt die Schubspannungen für den Lastfall Plattenmitte. Die Werte für die Lastfälle Plattenrand und Fugenrand werden abgeschätzt (Birmann 1981, S. 77ff).

Die Schubspannungen $\tau_{xz} = \tau_{zx}$ einer dünnen Platte sind über die Plattendicke parabolisch verteilt und hängen von der Querkraft $q(x)$, vom statischen Moment $S_y(z)$ und vom Flächenträgheitsmoment I_y ab (Dübelformel).

$$\tau_{zx}(x, z) = \frac{q(x) \cdot S_y(z)}{I_y} \quad 7.1$$

Die Querkraft ist am Rand einer Toplast p mit Radius a am größten, sie beträgt

$$q(x = a) = \frac{p \cdot a}{2} \quad 7.2$$

und nimmt dann mit zunehmender Entfernung vom Lasteinleitungsbereich hyperbolisch ab.

Zur Ermittlung der Schubspannung in einer dünnen zweischichtigen Platte mit Verbund kombiniert (Birmann 1981, S. 76) das Plattenbalken-Ersatzmodell nach Eisenmann (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 89) mit der Dübelformel.

Der Plattenbalken wird folgendermaßen parametrisiert: Dicke der Betonschicht h_1 , $\kappa = E_2/E_1$, $\beta = h_2/h_1$.

Der Plattenbalken kann mit folgenden Größen beschrieben werden:

$$i = [1 + \kappa\beta(4 + 6\beta + 4\beta^2 + \kappa\beta^3)] \frac{h_1^2}{12} \quad 7.3$$

$$e_o = \frac{h_1 \left(0,5 + \kappa\beta \left(1 + \frac{\beta}{2} \right) \right)}{1 + \kappa\beta} \quad 7.4$$

Das Trägheitsmoment des Plattenbalkens beträgt

$$I_y = \frac{i \cdot h_1}{1 + \kappa\beta} \quad 7.5$$

Der Schubfluss an der Schichtgrenze $z = h_1$ berechnet sich zu

$$T(\kappa, \beta) = \frac{6 \cdot (1 + \beta)}{\frac{1}{\kappa\beta} + 4 + 6\beta + 4\beta^2 + \kappa\beta^3} \quad 7.6$$

und die Schubspannung über den Querschnitt lässt sich damit ermitteln zu

$$\tau_{zx}(z = h_1) = \frac{q(x) \cdot (e_o h_1 - 0,5 h_1^2)}{I_y} = \frac{q(x) \cdot T(\kappa, \beta)}{h_1} \quad 7.7$$

Für den Einfluss einer dicken Platte – anstelle der hier für die Herleitung zugrunde gelegten dünnen Platte – ist das Maximum der Schubspannungen in der Schichtgrenze kleiner und liegt außerhalb der Belastungsfläche. (Birmann 1981, S. 76) berücksichtigt dies durch einen Faktor V , der eine Lastausstrahlung unter 45° bis zur Schwerachse $z = e_o$ annimmt.

Die maximale Schubspannung an der Schichtgrenze infolge einer Topflast beträgt dann nach (Birmann 1981, S. 76):

$$\max \tau_{zx} = p \cdot a \cdot \frac{T(\kappa, \beta)}{2 \cdot h_1 \cdot V} \quad 7.8$$

mit

$$V = 1 + h_1 \cdot \frac{(1 + \kappa\beta(2 + \beta))}{2a(1 + \kappa\beta)} = \frac{a + e_o}{a} \quad 7.9$$

Die Ergebnisse der von Birmann angegebenen Näherungslösung für einen unendlich ausgedehnten Plattenbalken können mit anderen Ergebnissen verglichen werden. Nach der Mehrschichtentheorie (BISAR) wird die Lösung für eine unendlich ausgedehnte Platte auf einem Halbraum bestimmt. Unter Anwendung der Methode der Finiten Elemente (ANSYS) werden die auftretenden Spannungen in einem endlich ausgedehnten Plattensystem auf elastischer Bettung analysiert. Für die Berechnung am Referenzsystem (vgl. Kapitel 7.4.1) mit Hilfe der Programme BISAR und ANSYS kann keine geschlossene Lösung angegeben werden, da diese Berechnungen numerisch gelöst werden. Die Ergebnisse der Vergleichsberechnung mit den drei Verfahren sind in Bild 7.4 dargestellt.

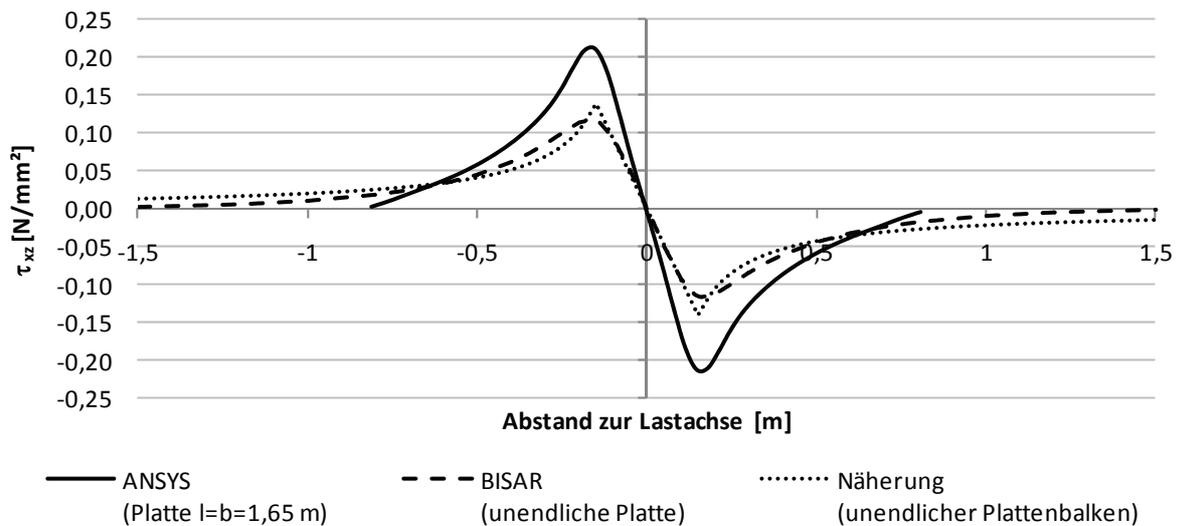


Bild 7.4: Schubspannungen in der Verbundfuge, $Q = 50 \text{ kN}$

Es zeigt sich im Vergleich, dass die Lage des Spannungsmaximums für alle drei Berechnungsverfahren sehr gut zusammen passt. Die beiden Verfahren am unendlich ausgedehnten System liefern jedoch etwas kleinere Schubspannungsmaxima als die Berechnung am endlichen System. Ursache ist die Beschränkung der Spannungsverteilung auf eine begrenzte Fläche. Dies kann sinnvoll in der Berechnung berücksichtigt werden, wenn keine Reduzierung infolge der Lastausstrahlung angesetzt wird und folglich der Faktor V zu 1,0

gesetzt wird. Die maximalen Schubspannungen ergeben sich dann unter Anpassung von Gleichung 7.8 zu

$$\max \tau_{zx} = p \cdot a \cdot \frac{T(\alpha, \beta)}{2 \cdot h_1} \quad 7.10$$

Dieser Zusammenhang zur Abschätzung der maximalen Schubspannung an der Schichtgrenze kann bei Whitetopping angewendet werden. Die somit ermittelten Schubspannungen ohne Lastausstrahlung sind in Bild 7.5 dargestellt.

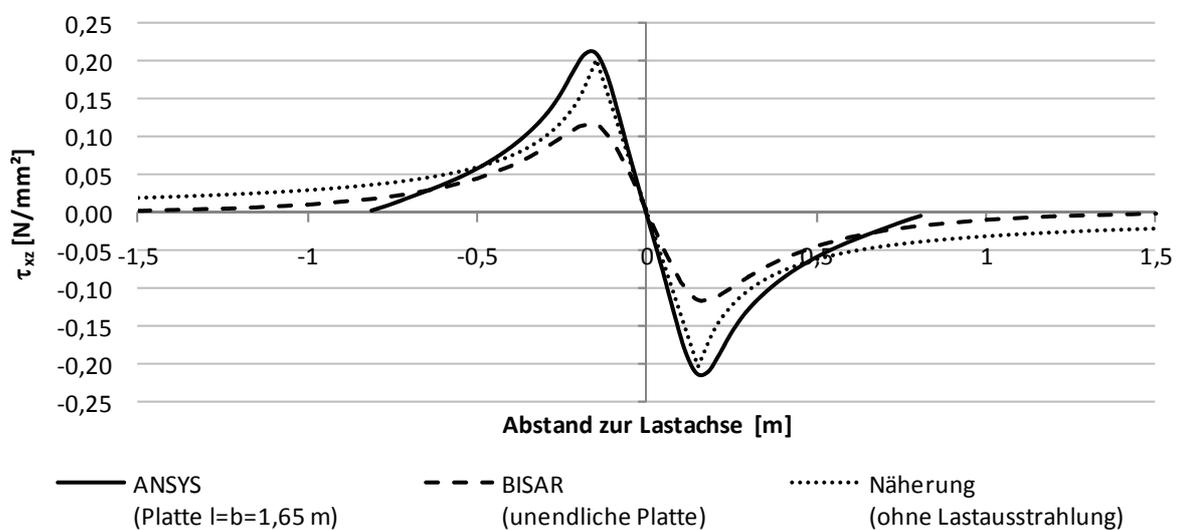


Bild 7.5: Schubspannungen in der Verbundfuge ohne Lastausstrahlung, $Q = 50 \text{ kN}$

Es zeigt sich die verbesserte Übereinstimmung mit der anhand der FE-Berechnung gefundenen maximalen Schubspannung an einer endlichen Platte. Für die Abschätzung der maximal wirksamen Schubspannungen unter einer vertikalen Belastung bei Whitetopping kann daher Gleichung 7.10 verwendet werden. Eine Auswertung der auftretenden maximalen Schubspannungen unter einer vertikalen 50 kN Last in Abhängigkeit vom E-Modul des Asphalts ist in Bild 7.6 für typische Whitetopping-Dicken dargestellt.

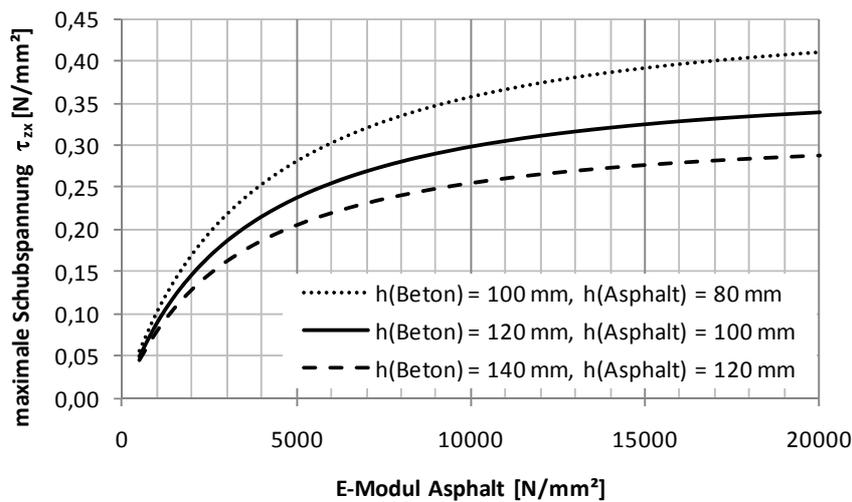


Bild 7.6: maximale Schubspannungen in der Verbundfuge, $Q = 50 \text{ kN}$

Dabei zeigt sich, dass mit höherem E-Modul des Asphalts auch die auftretenden Schubspannungen in der Verbundfuge zunehmen. Dies erklärt sich mit dem geänderten Tragverhalten, da mit zunehmender Steifigkeit der Asphalt größere Anteile an der Gesamttragwirkung übernimmt. Eine größere Steifigkeit ist das Resultat einer geringeren Temperatur des Asphalts. Bei geringerer Temperatur werden allerdings nicht nur größere Schubspannungen hervorgerufen, sondern auch größere Verbundfestigkeiten erzielt, was sich gegenseitig zumindest teilweise kompensiert.

Aus dem Vergleich ist auch erkennbar, dass die maximalen Schubspannungen bei dünneren Whitetopping-Systemen größer ausfallen als bei dickeren Systemen. Dies bedeutet, dass die Beanspruchung des Verbunds umso höher ist, je dünner die tragenden Schichten ausfallen. Als Konsequenz sollten an den Verbund für Whitetopping-Systeme Anforderungen gestellt werden, die abhängig von den Schichtdicken sind. Für den in Deutschland vor allem verwendeten Abscherversuch (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2008c, S. 3ff) ist eine Prüftemperatur von 20 °C vorgegeben. Dies entspricht nach den RDO Asphalt (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2009b, S. 27) einem E-Modul des Asphalts von rund 6.500 N/mm^2 . Die auftretenden maximalen Schubspannungen infolge einer vertikalen Belastung ($Q = 50 \text{ kN}$) in der Verbundfuge bei 20 °C sind in Bild 7.7 für verschiedene Dicken des Betons und des Asphalts dargestellt.

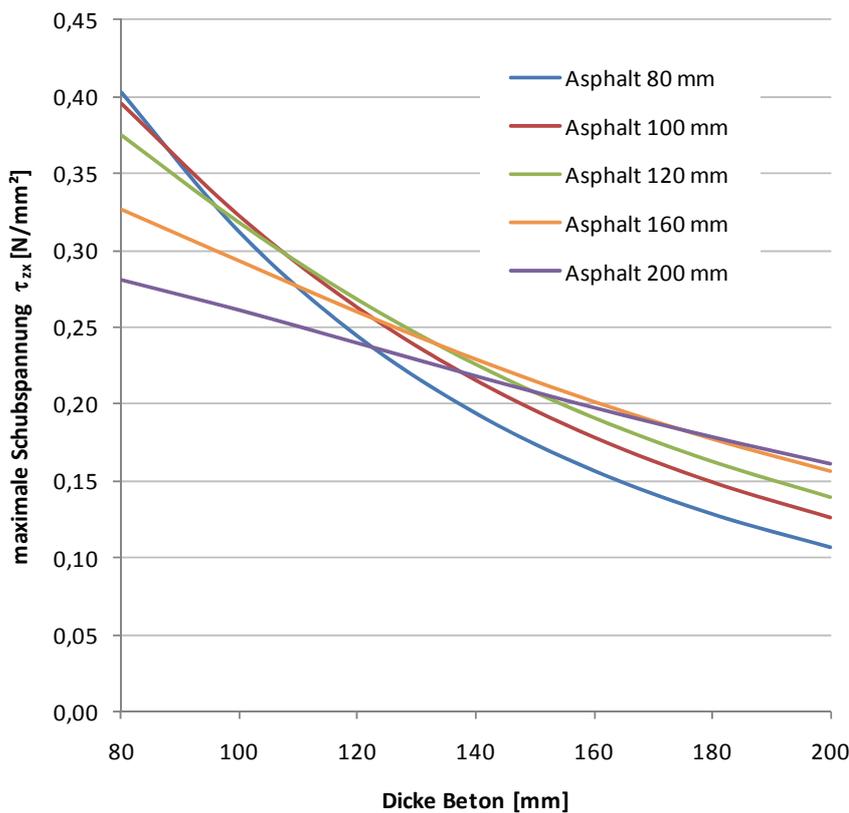


Bild 7.7: maximale Schubspannungen unter vertikaler Belastung (Q = 50 kN) bei 20 °C

7.4.3 σ_z -Spannungen an der Schichtgrenze infolge Vertikallasten

Nach (Weber 1991, S. 37) ist zwischen Schichten ohne Verbund eine Änderung des Tragverhaltens mit Spannungsumlagerungen und Spannungserhöhungen in den gebundenen Schichten zu erwarten. Damit verbunden sind größere Einsenkungen und stärkere Beanspruchungen der ungebundenen Schichten. Betrachtet man den verbundgestörten Oberbau, kann nach (Weber 1991, S. 97) das mechanische Modell zweier verbundlos aufeinander liegender Platten zugrunde gelegt werden. Beide Platten sind elastisch gebettet und weisen in der Regel unterschiedliche Steifigkeiten und damit – bei gleicher vertikaler Belastung – unterschiedliche Biegelinien auf. Wenn die Schicht geringerer Steifigkeit in der oberen Schicht angeordnet wird, ergeben sich unterschiedliche elastische Längen und in der Folge unterschiedliche Biegelinien der Platten mit einem Spalt. In einem realen Deckensystem ergeben sich Zugspannungen, die jedoch bei einer lokalen Verbundstörung nicht aufgenommen werden können.

Die Schichten heben dann voneinander ab (Spaltbildung), dies kann jedoch nur außerhalb der Lasteinleitungsfläche auftreten. Hierdurch ergibt sich die Gefahr des Eindringens von Wasser, des

Pumpens und der Anreicherung von Feinteilen (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 1990, S. 5).

Die von (Weber 1991, S. 97) ermittelte Spaltbildung bei Anordnung der Schichten mit der geringeren Steifigkeit über den Schichten mit der größeren Steifigkeit tritt bei Whitetopping nicht auf. Sowohl im Sommer als auch im Winter ist die Steifigkeit der Betonschicht höher als die Steifigkeit der darunter liegenden Asphalttragschicht. Eine lokale Verbundstörung schreitet folglich bei Whitetopping nicht in gleicher Weise voran und das Tragsystem verhält sich insofern günstiger. Ein rechnerischer Vergleich am Referenzsystem (Kapitel 7.4.1) ist mit Hilfe der Mehrschichtentheorie (BISAR) jeweils für den Fall mit und ohne Verbund zwischen Beton und Asphalt in Bild 7.8 dargestellt. Die Verbundschicht liegt für alle Varianten jeweils in einer Tiefe von 0,12 m.

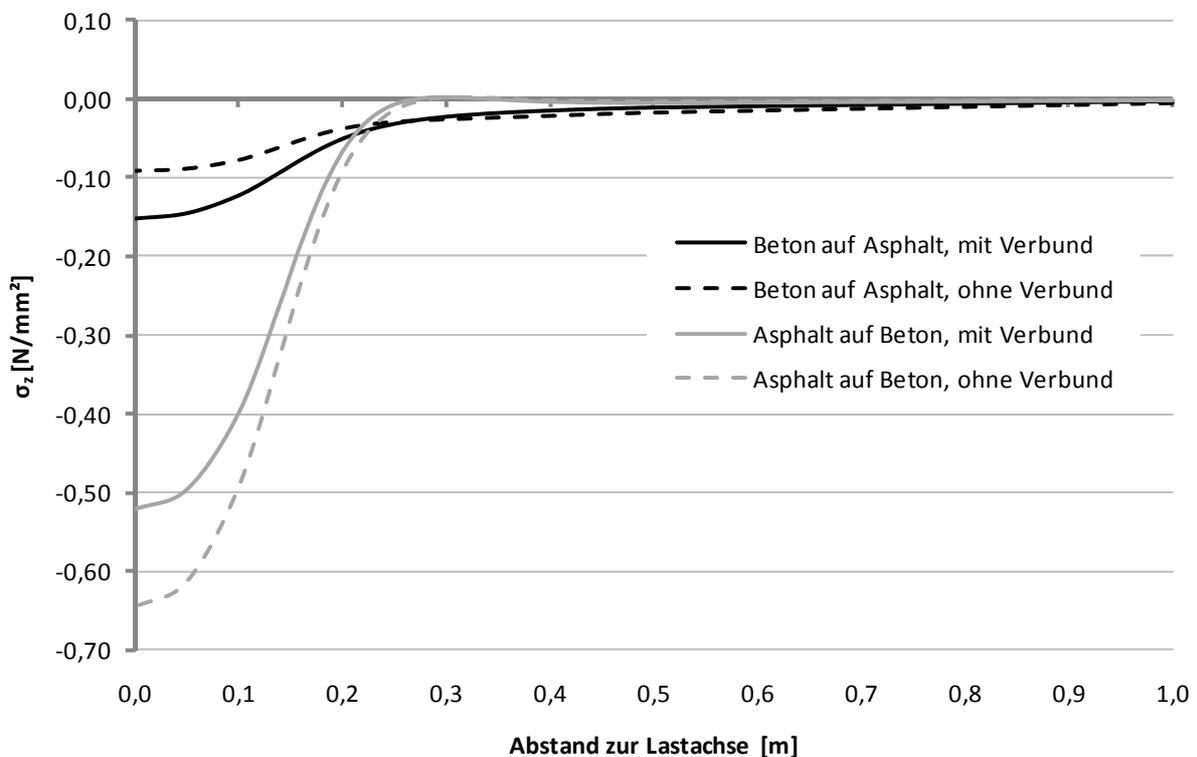


Bild 7.8: σ_z -Spannungen in der Kontaktfläche zwischen Beton und Asphalt ($z = 0,12$ m)

Die Spaltbildung bei Anordnung der Schichten mit der geringeren Steifigkeit über den Schichten mit der größeren Steifigkeit zeigt sich hier am Verlauf der σ_z -Spannungen. Deutlich wird der Unterschied der beiden Varianten Beton auf Asphalt und Asphalt auf Beton in Bild 7.9, das ein Detail aus Bild 7.8 vergrößert darstellt: die σ_z -Spannungen im Fall Asphalt auf Beton erreichen positive Werte, der Verbund wird also mit Zugkräften beaufschlagt.

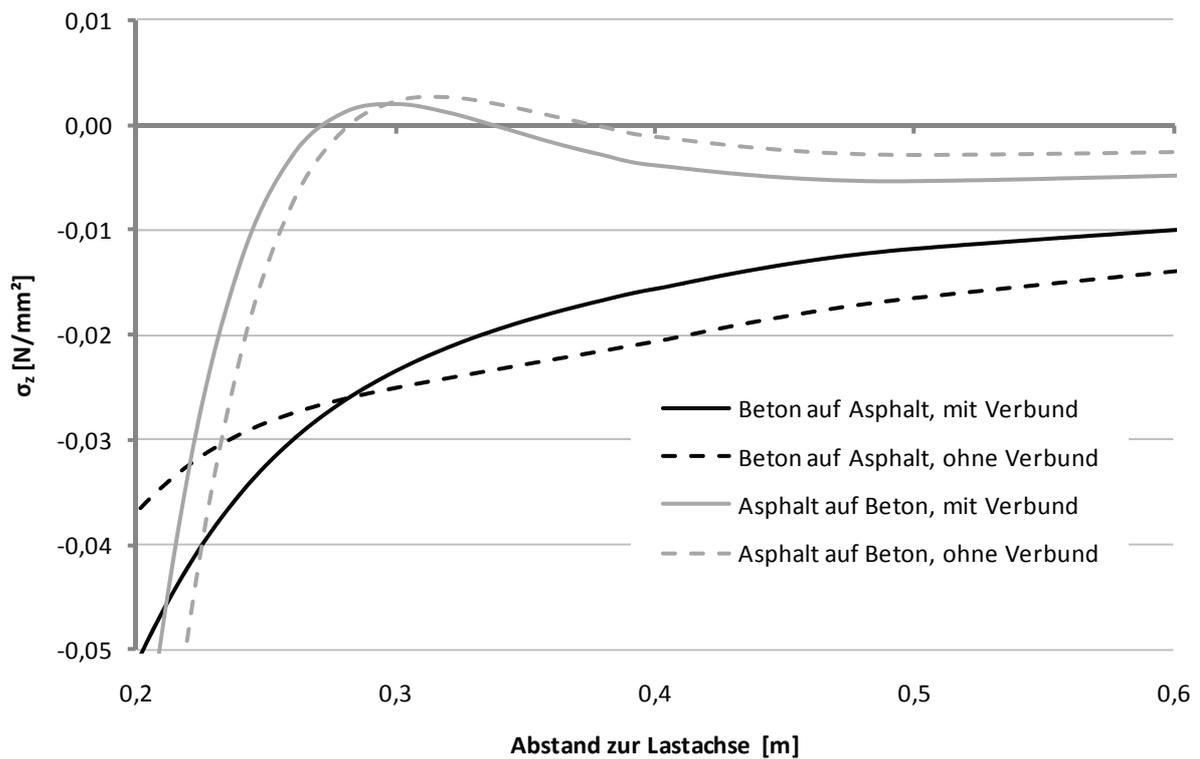


Bild 7.9: σ_z -Spannungen in der Kontaktfläche zwischen Beton und Asphalt ($z = 0,12$ m)

Der Vergleich zwischen einem unendlich ausgedehnten System (BISAR) und einer endlichen Platte (ANSYS, $l = b = 1,65$ m) ist in Bild 7.10 dargestellt.

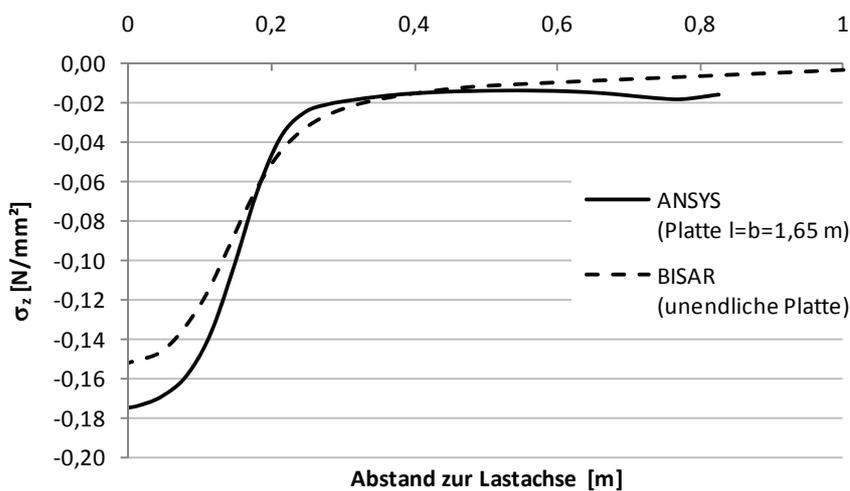


Bild 7.10: σ_z -Spannungen in der Kontaktfläche zwischen Beton und Asphalt ($z = 0,12$ m)

Im Vergleich wird deutlich, dass die maximal auftretende Druckspannung bei einer endlichen Platte etwas größer ist als bei einer unendlich ausgedehnten Platte, dabei klingen die

Druckspannungen aber bei einer endlichen Platte wegen der fehlenden Einspannung am Rand schneller ab.

Ergänzend sind für das Referenzsystem in Bild 7.11 die Spannungen in der Lastachse jeweils mit und ohne Verbund mit Hilfe der Mehrschichtentheorie (BISAR) und zum Vergleich nach der Äquivalenztheorie von Odemark in Verbindung mit der Boussinesq-Lösung für den elastischen Halbraum, vgl. (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 61ff), dargestellt. Es zeigt sich, dass im System Beton auf Asphalt die Druckspannungen schneller abnehmen als im System Asphalt auf Beton. Bei der Lösung nach der Mehrschichtentheorie nehmen die vertikalen Druckspannungen langsamer ab als nach der Näherungslösung von Odemark.

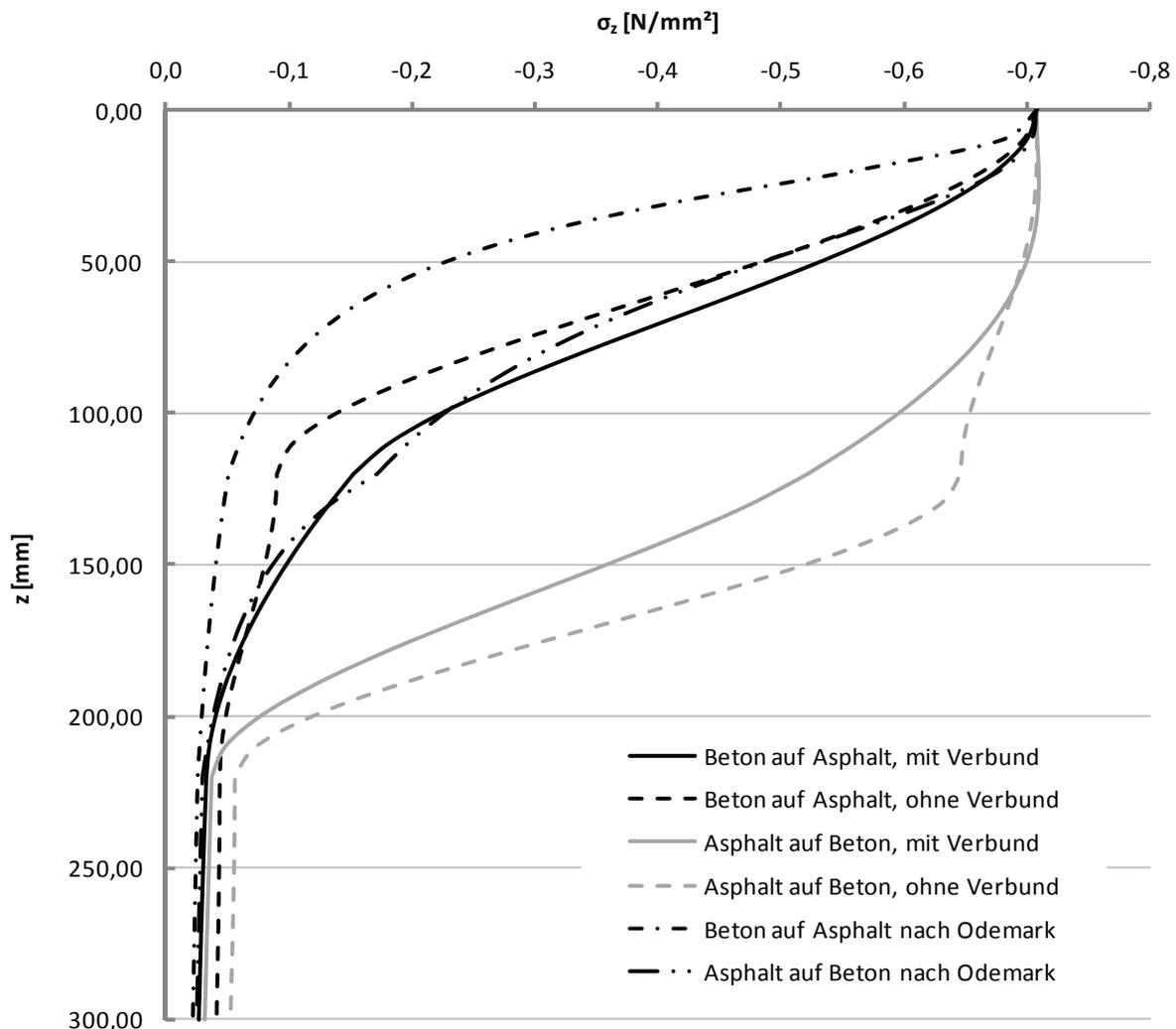


Bild 7.11: σ_z -Spannungen in der Lastachse (BISAR / Odemark)

Die Überdrückung der Schubspannungen in der Verbundfuge durch die Vertikalkomponente der Verkehrsbeanspruchungen wirkt sich dabei für die Belastung des Verbunds bei Whitetopping

günstig aus. Folglich kann in der Fuge eine größere Kraft übertragen werden, da die Vertikalkomponente wie eine Vorspannung in der Fuge wirkt.

Legt man einen Reibbeiwert von 0,8 zwischen Beton und Asphalt zugrunde (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 32), kann man die auftretenden Schubspannungen in der Verbundfuge (vgl. Bild 7.5) und die durch die vertikale Verkehrslast aktivierbaren Reibungskräfte in der Verbundfuge (vgl. Bild 7.10) vergleichen. Die Differenz ergibt die von der Reibung nicht aufnehmbaren Schubspannungen, die über den Verbund übertragen werden müssen. Basierend auf den ANSYS-Berechnungsergebnissen zeigt Bild 7.12:

- die Schubspannungen in der Verbundfuge
- die Spannungen, die infolge der Reibung aufgenommen werden können
- die Differenz der beiden Spannungen

Letzteres sind die Spannungen, die vom Verbund aufgenommen werden müssen.

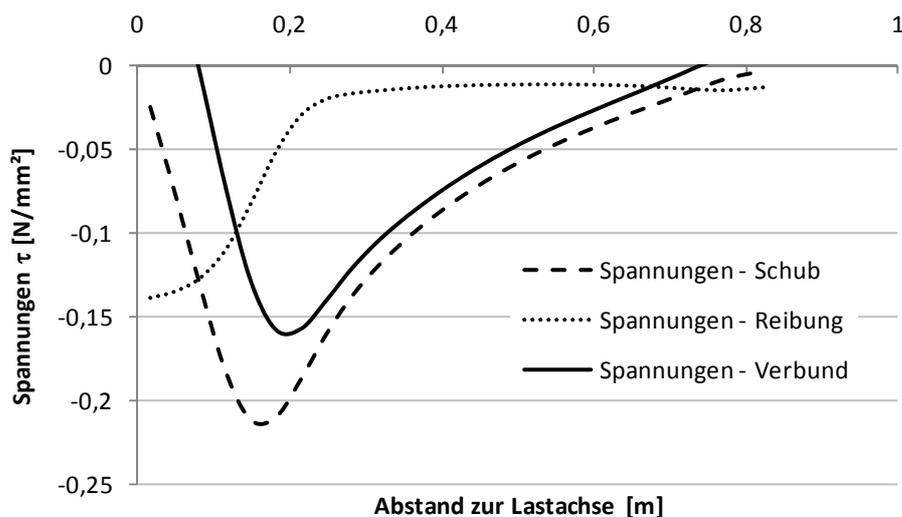


Bild 7.12: Bilanz der Verbundspannungen

Betrachtet man den Verlauf der Spannungen in Bild 7.12, so sieht man, dass die infolge Reibung aufnehmbaren Spannungen mit zunehmendem Abstand von der Lastachse stärker abklingen als die Schubspannungen in der Verbundfuge. Daher ergibt sich die maximale Belastung des Verbunds (die Differenz dieser beiden Spannungen) außerhalb der Radaufstandsfläche. Im betrachteten Referenzsystem muss der Verbund Schubspannung in Höhe von rund $0,16 \text{ N/mm}^2$ übertragen können (Schubspannungen infolge Vertikallast in Höhe von rund $0,20 \text{ N/mm}^2$ abzüglich der durch Reibung aufnehmbaren Spannungen in Höhe von rund $0,04 \text{ N/mm}^2$).

7.4.4 Spannungen an der Schichtgrenze infolge Horizontallasten

Neben den vertikalen Verkehrslasten Q beanspruchen den Schichtenverbund zusätzlich Spannungen infolge von Horizontalkräften H beispielsweise infolge Beschleunigung, Bremsen oder Kurvenfahrt. Der Einfluss dieser Spannungen wird durch einen Variantenvergleich ermittelt. Gegenübergestellt wird eine Einleitung der Horizontalkräfte einmal über die ganze Plattenfläche und einmal über einen Lasteinleitungsbereich unter der Aufstandsfläche (Bild 7.13).

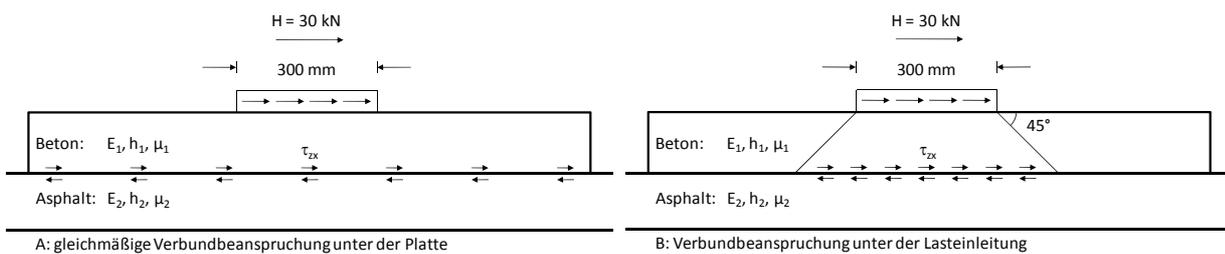


Bild 7.13: Einleitung von Horizontalkräften in die Verbundfuge

Betrachtet man die Betonplatte als vollkommen steif gegenüber dem darunterliegenden Asphalt, so überträgt sich die horizontale Belastung über die gesamte Fläche auf die Verbundfuge (Bild 7.13 A). Die resultierenden Spannungen betragen damit mindestens

$$\tau_{zx} = \frac{H}{A} = \frac{H}{b \cdot l} \quad 7.11$$

Als obere Grenze kann eine Lasteinleitung unter der Radaufstandsfläche in die Verbundfuge unter 45° angenommen werden (Bild 7.13 B). Die Spannungen in der Schichtgrenze betragen dann höchstens

$$\tau_{zx} = \frac{H}{(a + h_1)^2 \cdot \pi} \quad 7.12$$

Mit zunehmender Dicke der Betonschicht ergeben sich dann geringere Schubspannungen in der Verbundfuge, Bild 7.14 zeigt diese Abhängigkeit.

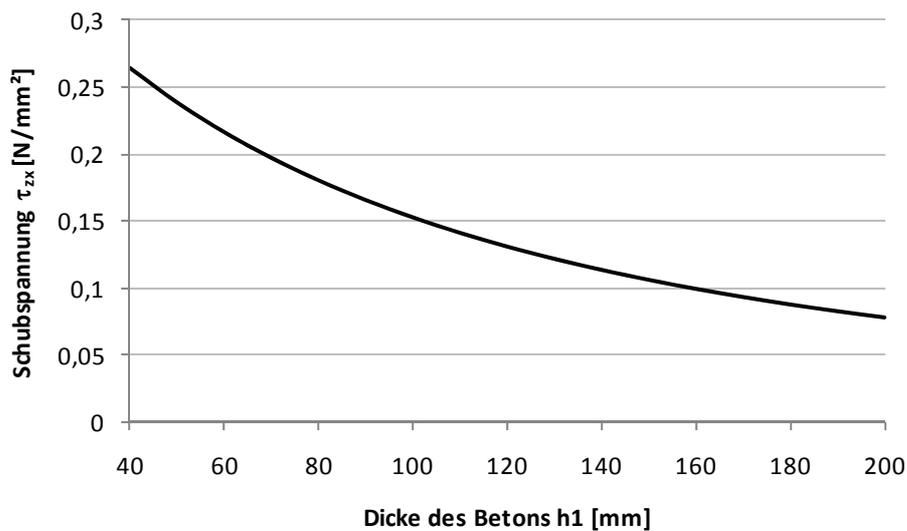


Bild 7.14: Schubspannungen infolge horizontaler Last, $H = 30 \text{ kN}$

Für eine Betonplatte mit $l = b = 1,65 \text{ m}$ und einer Höhe $h_1 = 120 \text{ mm}$ ergeben sich bei einer Horizontalbelastung von $H = 30 \text{ kN}$ als Grenzen für die Schubspannungen $\tau_{zx,A} = 0,01 \text{ N/mm}^2$ und $\tau_{zx,B} = 0,13 \text{ N/mm}^2$. Die tatsächliche Beanspruchung, die zwischen den beiden Grenzen liegt, ist dabei nur in geringem Maße abhängig von der Plattengröße. In einer Vergleichsberechnung nach der Mehrschichtentheorie (BISAR) ergibt sich eine maximale Schubspannung in der Verbundfuge einer unendlich ausgedehnten Platte von rund $0,016 \text{ N/mm}^2$. Dies zeigt, dass die Schubspannungen, die nach den Gleichungen 7.11 und 7.12 ermittelt sind, in der richtigen Größenordnung liegen.

Die Ergebnisse verdeutlichen, dass die Schubspannungen in der Verbundfuge vor allem durch die Vertikallasten hervorgerufen werden. Die Schubspannungen infolge von Horizontallasten fallen demgegenüber geringer aus. Eine Horizontalbelastung ist immer mit einer Vertikalbelastung (im Wesentlichen infolge des Eigengewichts und der fahrdynamischen Wirkungen des Fahrzeugs) verbunden. Die Übertragung der Horizontalkräfte ist daher auch über die Reibung zwischen den Schichten möglich.

7.4.5 Weitere Beanspruchungen auf den Verbund

Neben den Verkehrslasten in vertikaler und horizontaler Richtung wirken aber auch Beanspruchungen auf den Verbund infolge Bewegungen, die nicht durch Verkehrslasten hervorgerufen werden. Im Wesentlichen wirken Längenänderungen der Platte bei gleichmäßiger Temperaturänderung auf den Verbund parallel zur Verbundebene. Das Hochwölben der Platte am Plattenrand ruft zusätzliche Spannungen in der Kontaktfläche

zwischen Beton und Asphalt hervor. Ausgelöst wird diese Bewegung durch negative Temperaturgradienten und Plattenverformungen infolge von Schwinden und wechselndem Feuchtegehalt. Diese Spannungen wirken vor allem senkrecht zur Verbundfläche. Es ist davon auszugehen, dass die Summe dieser Beanspruchungen eine Ermüdung des Verbunds hervorruft. Hierzu existieren jedoch bislang kaum Untersuchungen. (Cable et al. 2006, S. 26, Cable et al. 2006, S. 33) zeigen anhand von Scherversuchen eine Abnahme des Verbunds im Laufe von vier Jahren, wobei ausreichender Verbund bestehen bleibt. (Newbolds, Olek 2008, S. 203) haben nach Aufbringung von 90 Frost-Tau-Wechseln an Bohrkernen kaum einen Unterschied im Verbund gegenüber Referenzprobekörpern gefunden. Bei regelmäßigen Einsenkungsmessungen auf einer Teststrecke haben (Newbolds, Olek 2008, S. 215f) auch keine signifikante Veränderung der Steifigkeit des Deckensystems gefunden, die auf einen nachlassenden Verbund infolge temperaturbedingter Dehnungen schließen lassen. (Sodeikat 2001, S. 115f) untersucht unter anderem auftretende Schälspannungen zwischen zwei Betonschichten mit stark unterschiedlichen Eigenschaften. Dabei wird gezeigt, dass die Schälspannungen nur in einem sehr kleinen Randbereich mit großen Spannungsgradienten auftreten. Sinngemäß übertragen auf Whitetopping ist diese Feststellung in Einklang mit dem von (Burnham 2005, S. 25) beobachteten Schadensbild. Hier zeigt sich ein Lösen des Verbunds vom Plattenrand ausgehend. Eine quantitative Aussage über die auftretenden Spannungen kann jedoch daraus nicht abgeleitet werden.

Bei Spannungen, die durch Änderungen der Dehnungen im Beton gekennzeichnet sind, spielen die Abmessungen der Betonplatten eine wesentliche Rolle, da die sich ergebenden absoluten Bewegungen des Betons direkt von der wirksamen Länge abhängen. Die gegenüber konventionellen Plattenabmessungen geringeren Abmessungen bei Whitetopping wirken sich daher günstig auf die Beanspruchung des Verbundes aus. Insofern sind Bestrebungen, bei Whitetopping den Fugenabstand zu vergrößern, relativ kritisch zu bewerten, da hierdurch der Verbund zusätzlich belastet wird.

7.4.6 Schlussfolgerungen für Whitetopping

Es wurde dargestellt, welche Beanspruchungen in der Verbundfuge bei Whitetopping zu erwarten sind. Basierend auf den gefundenen Berechnungsergebnissen werden Anforderungen an den Verbund bei Whitetopping abgeleitet, die gewährleisten sollen, dass die Spannungen in der Verbundfuge infolge Verkehrslasten dauerhaft aufgenommen werden können. Da sowohl die auftretenden als auch die aufnehmbaren Schubspannungen temperaturabhängig sind,

beziehen sich die Angaben auf eine Temperatur von 20 °C, was auch der Prüftemperatur im Abscherversuch entspricht.

Für die auftretenden Spannungen werden die Schubspannungen unter einer vertikalen Belastung (50 kN) nach Gleichung 7.10 und einer horizontalen Belastung (30 kN) nach Gleichung 7.12 angesetzt. Eine Abminderung der Verbundbeanspruchung infolge Reibung (vgl. Bild 7.12) wird nicht angesetzt, da dies die Sicherheit im System reduzieren würde.

Die Schubspannungen infolge vertikaler Belastung treten bei jeder Überrollung auf und sind von der tatsächlichen Belastung abhängig. Die Schubspannungen infolge der horizontalen Belastung treten mit einer geringeren Häufigkeit auf, da beispielsweise nicht bei jeder Überrollung gebremst werden muss und die Brems- und Beschleunigungsvorgänge unterschiedlich stark ausfallen. Die beiden Anteile werden addiert. Als Zuschlag zur Berücksichtigung von Bogenfahrt, Überladung und dynamischen Radlastschwankungen empfehlen (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 103) bei der Bemessung für stark belastete Straßen den Faktor 1,3 bis 1,5 und für weniger stark belastete Straßen 1,2. Da horizontale Kräfte unmittelbar berücksichtigt werden, wird hier ein Faktor 1,2 gewählt.

Der Verbund unterliegt zudem einer Ermüdung. Da über die Vorgänge hierzu noch keine Untersuchungen vorliegen, wird in Anlehnung an das Ermüdungsverhalten bei Beton eine Abminderung um 50 % der statischen Scherfestigkeit angesetzt, entsprechend einem weiteren Zuschlag um den Faktor 2,0. Damit soll erreicht werden, dass die auftretenden Schubspannungen infolge Verkehrslasten dauerhaft vom Verbund aufgenommen werden können. Der Faktor für den Gesamtzuschlag zur Berücksichtigung von Dynamik und Ermüdung beträgt dann $1,2 \times 2,0 = 2,4$. Die abgeleiteten Anforderungen an den Schichtenverbund sind in Tabelle 7.2 dargestellt.

Tabelle 7.2: Ableitung der Anforderungen an den Schichtenverbund bei Whitetopping

Whitetopping System	max. τ_{zx} Q = 50 kN	max. τ_{zx} H = 30 kN	Summe	Zuschlag Dynamik und Ermüdung	Anforderung an Verbund
Beton: 100 mm Asphalt: 80 mm	0,31 N/mm ²	0,15 N/mm ²	0,46 N/mm ²	x 2,4	1,10 N/mm²
Beton: 120 mm Asphalt: 100 mm	0,26 N/mm ²	0,14 N/mm ²	0,40 N/mm ²	x 2,4	0,96 N/mm²
Beton: 140 mm Asphalt: 120 mm	0,23 N/mm ²	0,13 N/mm ²	0,36 N/mm ²	x 2,4	0,86 N/mm²

Nicht berücksichtigt sind die auftretenden Verformungen und Spannungen infolge Bewegung der Platten (vgl. 7.4.5). Hierzu liegen derzeit noch zu wenig Versuchsergebnisse und praktische Erfahrung vor, um sinnvolle Anforderungen daraus ableiten zu können. Die Empfehlung zur Reduzierung der Bewegungen an den Fugen lautet daher, die Plattenabmessungen gering zu halten.

Die theoretisch abgeleiteten Anforderungswerte müssen experimentell überprüft werden. Eine Plausibilitätsprüfung ist im Rahmen dieser Arbeit anhand der Versuchsstrecke Hengersberg möglich (vgl. 7.5.4). Die Werte stehen zudem mit den in der Literatur angegebenen Anforderungswerten für Schichtenverbund bei Whitetopping in Einklang (0,69 N/mm² bis 1,38 N/mm², vgl. 7.3.2). Der Umfang dieser Vergleichswerte genügt jedoch noch nicht, um einzelne Prüfergebnisse für Whitetopping bewerten zu können. Die definierten Anforderungswerte sind als sinnvolle Mittelwerte zu sehen, derzeit können jedoch noch keine Mindestwerte für einzelne Prüfungsergebnisse angegeben werden. Hierzu sind weitere Untersuchungen erforderlich.

7.5 Versuche zum Schichtenverbund

7.5.1 Offene Fragen

Auswirkungen von Verunreinigungen auf die erreichbaren Verbundfestigkeiten

Beim Einbau von Whitetopping wird häufig die Bauweise Fräsen + Reinigen angewandt. Ein Grund ist sicherlich, dass dies in der Regel mit geringem Aufwand realisierbar ist und häufig wegen Höhenzwangspunkten ohnehin erforderlich ist. In der Baustellenpraxis zeigt sich jedoch, dass die Einbaubedingungen nicht immer optimal sind. Vor allem Verschmutzungen sind, bedingt durch den Baubetrieb und den zeitlichen Abstand zwischen Reinigung und Betoneinbau, kaum zu vermeiden. Zusätzlich fallen weitere Arbeitsgänge an, wie das Vorbereiten der Schalung, Auslegen von Dübel, Anker oder Bewehrung, Transportvorgänge innerhalb der Baustelle und der Lieferung des Betons, die regelmäßig über die gereinigten Flächen erfolgen müssen. Der so eingetragene Schmutz zusammen mit dem windverfrachteten Staub lässt sich auch bei einer Reinigung der Einbaufläche unmittelbar vor dem Betoneinbau mit Druckluft nicht mehr vollständig entfernen. Es stellt sich daher die Frage, welche Scherfestigkeiten bei Whitetopping erreicht werden, welche Auswirkungen Verunreinigungen auf den Verbund haben und wie stark die Schwächung des Verbunds ausfällt, wenn die geforderte sauber gereinigte, staubfreie Fahrbahn nicht vorliegt.

Optimierung der Verbundfestigkeit

Neben der baubedingten Schwächung des Verbunds zeigt sich zudem, dass die erreichten Festigkeiten in der Verbundfuge auch unter günstigen Bedingungen niedriger sind als die Festigkeiten in monolithischen Asphalt- oder Betonprobekörpern (Tschegg et al. 2007, S. 477). Dies bedeutet, dass die Kontaktfläche zwischen Beton und Asphalt eine Schwachstelle für die Komposittragwirkung darstellt. Folglich sollten daher Oberflächenbehandlungen oder Haftbrücken zum Einsatz kommen, die in der Lage sind, den Verbund zwischen Asphalt und Beton zu verbessern. Ziel der Optimierung des Verbunds ist eine feste und dauerhafte Verbindung zwischen Beton und Asphalt. Im besten Fall stellt die schwächste Zone der Komposittragwirkung nicht die Verbundfuge sondern die Asphalttragschicht dar.

Verbundunterschiede zwischen Beton und altem und neuem Asphalt

Auf den Verbund hat eine weitere baupraktische Überlegung Auswirkungen. Eine gefräste Oberfläche hat sich als günstig für den Verbund herausgestellt. Dabei wird häufig eine alte, bestehende Asphaltdecke angefräst. Die resultierende Oberfläche zeigt eine raue Struktur und freigelegte Gesteinsflächen ohne Bindemittelfilm. Im Gegensatz zu einer gefrästen Oberfläche, die einen geringen Bindemittelanteil an der Oberfläche aufweist, ist bei neu errichteten Flächen ein weitestgehend geschlossener Bindemittelfilm an der Oberfläche vorhanden. Diese Situation ergibt sich sowohl bei Sanierungen oder Umbaumaßnahmen im Bestand mit Überbauung eines frisch eingebauten Asphalts (z.B. Anbaubereiche, Tragschichtausbesserungen oder Neuprofilierung) als auch bei Neubaumaßnahmen. Bislang ist nicht geklärt, ob sich daraus Unterschiede für den Schichtenverbund zwischen Beton und Asphalt ergeben.

7.5.2 Versuchskonzept

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein Versuchsprogramm erstellt, das zur Klärung der aufgeworfenen Fragen beitragen soll. Für das Versuchskonzept wurden eine neu asphaltierte Fläche und eine gefräste Bestandsfläche genutzt, um Probekörper für Untersuchungen zu gewinnen. Dabei wurden verschiedene Randbedingungen für die Herstellung des Verbundes bei Whitetopping gegenübergestellt. Für die Untersuchung des Schichtenverbunds zwischen Beton und Asphalt wurden Bohrkerne gezogen. Die Scherfestigkeit wurde mit Hilfe der TP Asphalt-StB Teil 80: Abscherversuch (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2008c) bestimmt (Prüfverfahren nach Leutner).

Vorversuche haben gezeigt, dass eine Haftbrücke auf Kunststoffdispersionsbasis (Copolymer aus Vinylacetat und Ethylen als Dispersion in Wasser, irreversibel verfilmend in alkalischem

Milieu) den Schichtenverbund zwischen Beton und Asphalt positiv beeinflussen kann. Die erreichten Haftzugfestigkeiten waren so günstig, dass bei den Vorversuchen der Ausriss im Asphalt erfolgte (Sorger 2010, S. 2f). In das Versuchskonzept wurde daher auch die Anwendung dieser Dispersion aufgenommen, um zur Klärung der Auswirkungen auf den Verbund zwischen Asphalt und Beton für neue und für alte Asphaltsschichten beizutragen.

Für das Versuchsprogramm wurde eine Versuchsfläche auf dem Gelände der Wacker AG in Burghausen neu asphaltiert (Asphalttragschicht). Darauf wurden Probeflächen mit Schalungen abgegrenzt und mit Beton (Schichtdicke 5 cm) überbaut.

Als Varianten für die Vorbereitung der Unterlage wurden untersucht:

- mit Wasser gereinigt
- künstliche Verunreinigung (Baustellenstaub)

Zur Untersuchung des praxisnahen Einsatzes der Dispersion wurde auch der Zustand der Dispersion zum Zeitpunkt des Betoneinbaus variiert:

- Dispersion frisch
- Dispersion verfilmt
- Dispersion verfilmt + 2. Anstrich Dispersion frisch
- Dispersion verfilmt + 2. redispergierender Anstrich mit Wasser

Neben den Untersuchungen zur Wirkung der Dispersion wurden auf der Versuchsfläche Burghausen auch zwei Varianten zur Applikation untersucht: Anstreichen mit Pinsel und Aufsprühen mit Sprühgerät jeweils auf gereinigte und angefeuchtete Fläche.

Bei der Versuchsstrecke Hengersberg wurden Untersuchungen auf einer abgefrästen Asphalttragschicht vorgesehen. Hierzu wurde jeweils eine Hälfte der Asphaltunterlage mit Haftbrücke bzw. ohne Haftbrücke überbaut (vgl. Bild 3.4). Damit konnten Bohrkern von Whitetopping auf einer gealterten und gefrästen Asphalttragschicht mit bzw. ohne Haftbrücke gewonnen werden. Zusätzlich konnte der Einsatz der Dispersion hinsichtlich Applikation, Dosierung, Verarbeitbarkeit, und Verarbeitbarkeitszeit praxisnah überprüft werden.

7.5.3 Ergebnisse bei der Versuchsfläche Burghausen

Applikation der Dispersion

Die Applikation der Dispersion erfolgte auf eine zuvor mit Wasser und Besen gereinigte Fläche, die zum Zeitpunkt der Aufbringung noch mattfeucht, dabei aber ohne sichtbare Wasser-

ansammlungen war. Beide Aufbringungsarten (Pinsel, Sprühgerät) waren geeignet, die Dispersion gleichmäßig und flächendeckend zu applizieren. Der Einsatz eines Pinsels hat den Vorteil, dass die Dispersion mechanisch eingearbeitet werden kann, die Aufbringung mit dem Sprühgerät ist demgegenüber schneller. Die Dosierung betrug jeweils rund 200 g/m², wobei die Flächen augenscheinlich gleiche Oberflächenstruktur, gleiche Restfeuchte und gleichen Dispersionsfilm aufwiesen.

Insgesamt können beide Applikationsarten zur Anwendung empfohlen werden. Dabei zeigte sich, dass die Aufbringung durch die vorhandene Restfeuchte einfacher und sparsamer erfolgen kann als auf einer trockenen Fläche, wo eine Dosierung von rund 300 g/m² Dispersion erforderlich ist. Ursache ist die verteilende Wirkung des Wasserfilms.

Aus den Versuchen kann daher auch abgeleitet werden, dass eine Applikation der Dispersion auf eine beispielsweise durch Regen benetzte Fläche möglich ist. Es dürfen jedoch weder Wasseransammlungen auf der Oberfläche vorhanden sein noch darf die Dispersion durch Niederschlag abgespült werden, da sonst die Gefahr besteht, dass nach der Verfilmung keine geschlossene Haftbrücke mehr vorliegt.

Verarbeitungszeit der Dispersion

An der vollständig verfilmten Dispersion wurde die zulässige Zeit bis zur Überbauung grundsätzlich abgeschätzt. Hierzu wurde nach 6 Stunden (sonniger Spätsommertag, Lufttemperatur 26 °C, Asphaltoberflächentemperatur 40 °C) ein dünner Wasserfilm durch Aufgießen bzw. mit einem feuchten Tuch aufgebracht. Beide Varianten der Wasserzugabe zeigten, dass die verfilmte Dispersion bei Wasserzugabe redispergieren kann und die Wirkung als Haftbrücke auch nach dem Verfilmen bei genügender Restfeuchte gegeben ist.

Applikation auf verunreinigten Flächen

Eine weitere Untersuchungsvariante betrachtet die Applikation auf nicht gereinigten, stark verstaubten Asphalt. Die Aufbringung der Dispersion mit Sprühgerät auf diese Fläche war nicht möglich, da der Staub hydrophobierend wirkte und die Dispersion nur große Tropfen bildete, aber ohne weitere mechanische Maßnahmen (z.B. Bürsten) nicht flächig verteilt werden konnte.

Mit Pinsel konnte die Dispersion auch auf die staubige Fläche aufgebracht werden, wobei mehr Dispersion und zusätzliche mechanische Arbeit erforderlich waren. Die Dispersion bindet den Staub, wenn sie entsprechend eingearbeitet wird und bildet eine geschlossene Oberfläche mit einer rauen Struktur, die feinem Schleifpapier gleicht. Das Ergebnis entspricht einer sogenannten gefüllten Dispersion, die einen Anteil an Feststoffen mit geringem Durchmesser

enthält. Dieser Effekt wird bei technischen Produkten wegen zusätzlicher Verzahnungseffekte bewusst eingesetzt. Diese Beobachtung spricht dafür, dass durch Verwendung einer Kunststoffdispersion die negativen Auswirkungen einer Verunreinigung auf den Verbund reduziert werden können.

Verbundprüfungen

Auf der Versuchsfläche Burghausen wurden für insgesamt neun Varianten Probeflächen angelegt, aus denen jeweils drei Bohrkerne (Durchmesser 94 mm) gewonnen wurden. An diesen Bohrkerne wurde die Scherfestigkeit mit Hilfe des Abscherversuchs bestimmt (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2008c). Die Ergebnisse sind in Bild 7.15 dargestellt, die detaillierten Ergebnisse befinden sich in Anhang A.17.

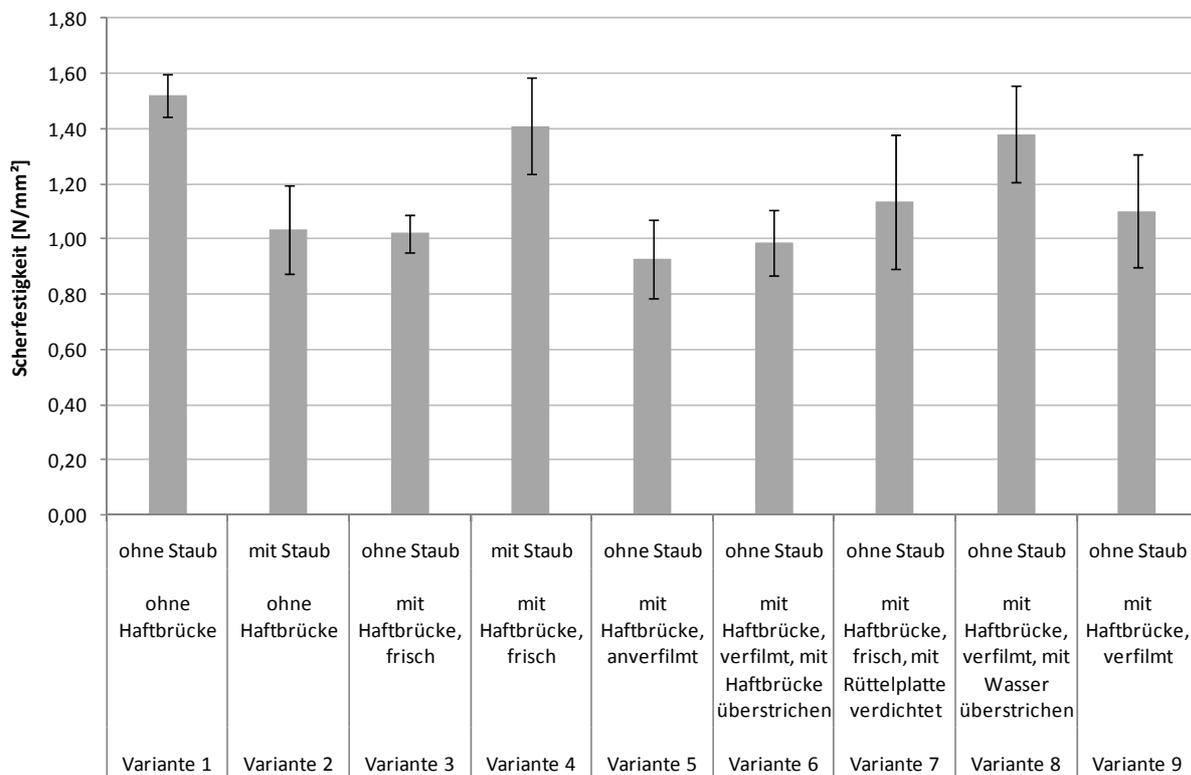


Bild 7.15: Vergleich der Scherfestigkeiten Probeflächen Burghausen

Betrachtet man die Scherfestigkeiten, zeigt sich kein einheitliches Bild. Die höchste Festigkeit mit relativ geringer Streuung erzielte Variante 1 ($1,52 \text{ N/mm}^2$). Ähnliche Festigkeiten erzielten auch Variante 4 ($1,41 \text{ N/mm}^2$) und Variante 8 ($1,38 \text{ N/mm}^2$). Die niedrigsten Werte erzielten Variante 2 ($1,03 \text{ N/mm}^2$), Variante 3 ($1,02 \text{ N/mm}^2$), Variante 5 ($0,93 \text{ N/mm}^2$) und Variante 6 ($0,99 \text{ N/mm}^2$). Die Versuche bei Variante 5 und 6 hatten jeweils einen auffällig niedrigen Einzelwert, bei Variante 5 infolge schlechter Verdichtung des Betons (niedrigster Einzelwert der

gesamten Messung, $0,77 \text{ N/mm}^2$) und bei Variante 6 infolge einer stark sandigen Bruchfläche (zweitniedrigster Einzelwert der gesamten Messung, $0,86 \text{ N/mm}^2$). Bei Nichtberücksichtigung dieser Probekörper würden sich die Werte für Variante 5 auf $1,01 \text{ N/mm}^2$ und für Variante 6 auf $1,05 \text{ N/mm}^2$ korrigieren, damit aber immer noch im Bereich der niedrigsten Festigkeiten verbleiben.

Die Ergebnisse zeigen keinen eindeutigen Zusammenhang zwischen der Vorbereitung der Unterlage und der erzielten Scherfestigkeit. Die Festigkeiten weisen sowohl innerhalb einer Versuchsvariante als auch zwischen den Varianten (mit/ohne Staub; mit/ohne Haftbrücke) deutliche Streuungen auf. Die höchste Festigkeit wurde auf einer gereinigten Oberfläche ohne Haftbrücke erreicht, vergleichbare Festigkeiten wurden jedoch auch bei Einsatz einer Haftbrücke mit Staub und ohne Staub erreicht. Der Einbau auf einer vorher gereinigten Fläche ohne ergänzende Maßnahmen, wie er mit Variante 1 abgebildet wurde, ist insgesamt eindeutig zu empfehlen, da diese Variante relativ hohe Scherfestigkeiten mit geringen Streuungen erzielte. Der Einbau auf einer verunreinigten Fläche unter Nutzung der Haftbrücke, wie er mit Variante 4 (mit Staub) bei der Versuchsfläche abgebildet wurde, erzielte gleichfalls hohe Scherfestigkeiten. Die durch den Staub verursachte Trennwirkung, wie sie bei Variante 2 (mit Staub, ohne Haftbrücke) gefunden wurde, konnte durch den Einsatz der Haftbrücke kompensiert werden. Unter Baustellenbedingungen sind Verunreinigungen nahezu immer zu erwarten. Die untersuchte Haftbrücke zeigt diesbezüglich günstige Eigenschaften, um die Effekte der Verunreinigungen zu reduzieren und um einen günstigen Verbund zu gewährleisten. Weitere Untersuchungen zum Einsatz einer Haftbrücke sind daher äußerst empfehlenswert.

7.5.4 Ergebnisse bei der Versuchsstrecke Hengersberg

Applikation

Bei der Versuchsstrecke Hengersberg wurde unter dem rechten Fahrstreifen der Whitetopping-Fläche der Beton auf die gefräste und gereinigte Unterlage eingebaut. Unter dem linken Fahrstreifen kam zusätzlich die bereits auf der Versuchsfläche Burghausen untersuchte Haftbrücke zum Einsatz. Die Einbauvarianten sind in Bild 3.4 dargestellt. Die Applikation der Haftbrücke erfolgte durch Verteilen mit Farbrollern. Auf der gefrästen Unterlage betrug die Dosierung rund 300 g/m^2 Dispersion. Damit wurde ein geschlossener Film erzielt. Die Dispersion wurde für jeden Versuchsabschnitt mit rund 20 m Länge in einem Zug aufgetragen. Der Betoneinbau nahm rund 2 Stunden pro Versuchsabschnitt in Anspruch. Dabei verfilmte die Dispersion zunehmend, anfangs war sie noch unverfilmt, am Ende des Einbaus war die Dispersion vollständig verfilmt.

Verbundprüfungen

Aus der Versuchsstrecke Hengersberg wurden für beide Varianten (mit Haftbrücke, ohne Haftbrücke) jeweils neun Bohrkerne (Durchmesser 94 mm) in voller Höhe des gebundenen Oberbaus gezogen. Die Entnahmestellen der Bohrkerne sind in Bild 3.8 (vgl. Kapitel 3.5.2) dargestellt. An diesen Bohrkernen wurde die Scherfestigkeit längs zur Fräsrichtung mit Hilfe des Abscherversuchs bestimmt (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2008c). Als Referenzwert wurde die Scherfestigkeit auch an monolithischen Asphaltprobekörpern (untere Hälfte der Whitetopping-Bohrkerne) bestimmt, was einen Vergleich zwischen der in der Verbundfuge erzielten Festigkeit und der rein in Asphalt erreichbaren Festigkeit ermöglicht. Bei einem Teil der Probekörper befand sich eine rund 10 mm dicke Asphaltdeckschicht zwischen der Betonschicht und der Asphalttragschicht. Die Reste der alten Deckschicht waren bei den vorbereitenden Untersuchungen an Bohrkernen nicht erkennbar. Auch die Oberfläche der gefrästen Fahrbahn ließ die Deckschicht nicht erkennen. Es zeigt sich, dass infolge der weichen Asphaltdeckschicht die Scherfestigkeiten absinken. Daher wurden die Ergebnisse der Probekörper, die durch die Deckschicht beeinflusst waren, als eigene Kategorie für die Auswertung definiert. Die Scherfestigkeiten sind für die charakteristischen Merkmale ohne Haftbrücke, mit Haftbrücke, auf Asphaltdeckschicht und monolithischer Asphalt in Bild 7.16 dargestellt, die detaillierten Ergebnisse befinden sich in Anhang A.18.

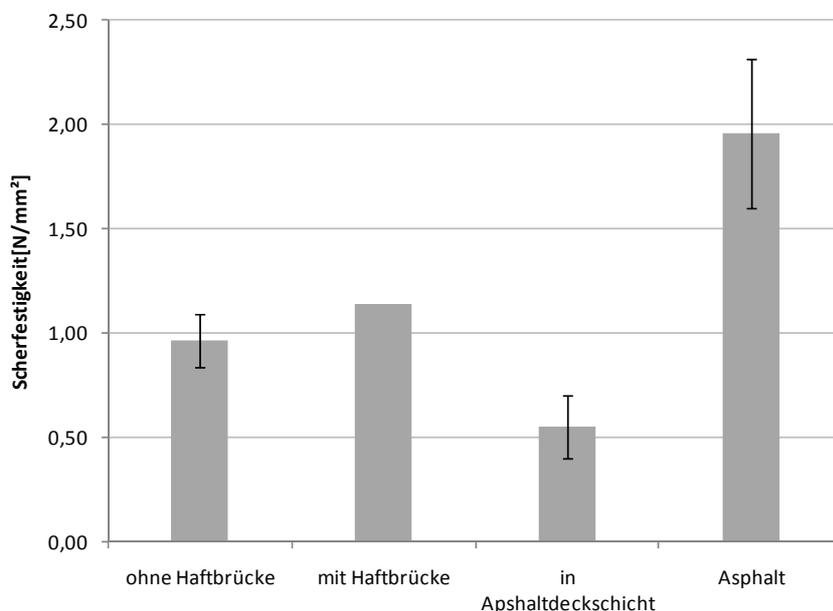


Bild 7.16: Vergleich der Scherfestigkeiten Versuchsstrecke Hengersberg

Betrachtet man die erzielten Scherfestigkeiten, so erreichen bei Vorhandensein einer Asphaltdeckschicht im Bohrkern die Werte mit $0,55 \text{ N/mm}^2$ nur rund 50 % der Festigkeit

zwischen Whitetopping und der Asphalttragschicht (ohne Haftbrücke $0,96 \text{ N/mm}^2$, mit Haftbrücke $1,14 \text{ N/mm}^2$). Diese erzielten Festigkeiten in der Verbundfuge wiederum liegen rund 50 % unter den Werten des monolithischen Asphalts, der eine Scherfestigkeit von $1,95 \text{ N/mm}^2$ erreicht. Dies ist ein deutlicher Hinweis darauf, dass noch erhebliches Potential zur Verbesserung der Verbundfestigkeit besteht.

Bild 7.17 zeigt die erzielten Scherfestigkeiten mit und ohne Haftbrücke, aufgeteilt auf die verschiedenen Betonvarianten M1, M2 und M4 (vgl. Kapitel 3.4.1). Dabei zeigt die Betonrezeptur erwartungsgemäß keinen nennenswerten Einfluss auf die Verbundfestigkeit.

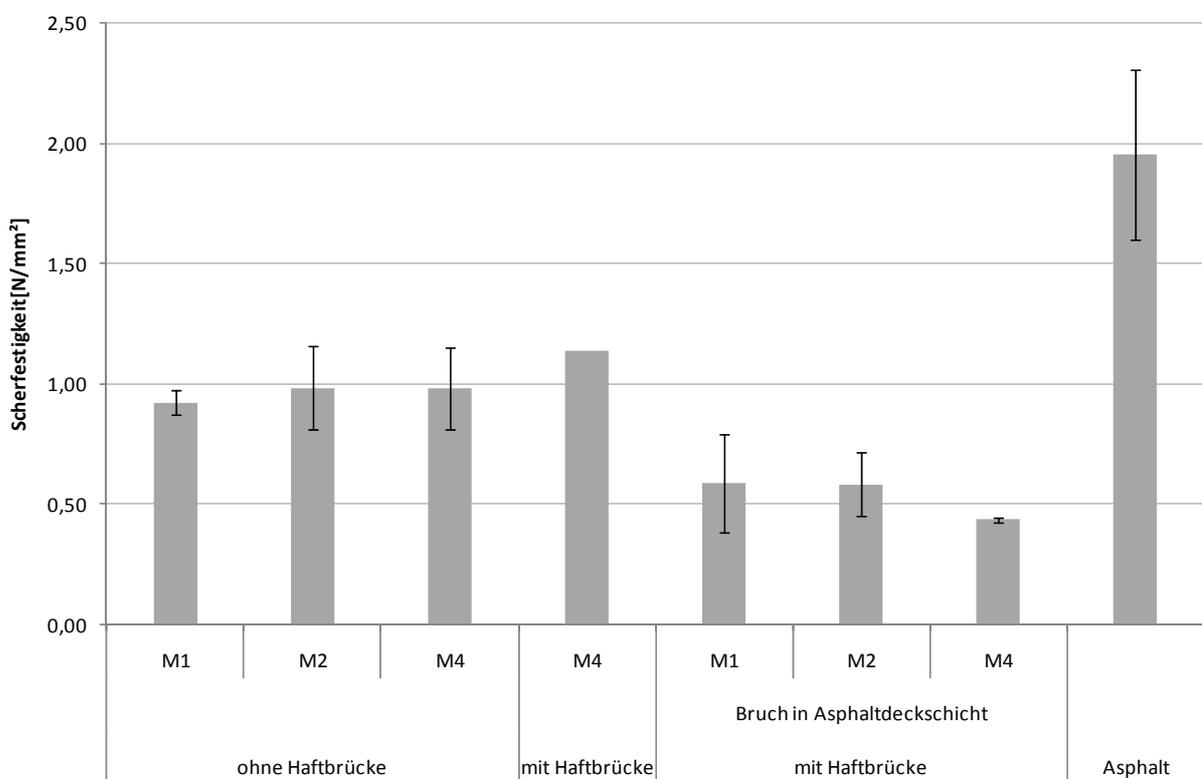


Bild 7.17: Vergleich der Scherfestigkeiten Versuchsstrecke Hengersberg im Detail

Lediglich ein Bohrkern liegt in der Anwendungsfläche der Haftbrücke, ohne dass eine Asphaltdeckschicht zwischen Whitetopping und Asphalttragschicht vorhanden ist (Rubrik M4 mit Haftbrücke). Bei diesem Wert handelt es sich daher nur um einen statistisch nicht abgesicherten Einzelwert. Allerdings liegt dieser in der Größenordnung der größten Einzelwerte aller Bohrkern. In Anbetracht dieses günstigen Ergebnisses erscheinen zukünftige Untersuchungen zum Einsatz von Haftbrücken zwischen Beton und Asphalt daher äußerst sinnvoll.

Eine Untersuchung der Bruchflächen zeigt, dass der Riss relativ häufig nicht oder nicht nur in der Kontaktfläche zwischen Beton und Asphalt verläuft. Bei vier von neun Probekörpern ohne Haftbrücke trat das Versagen rein im Asphalt auf. Dies bedeutet, dass die Verbundwirkung besser war als die Festigkeit unmittelbar im Asphalt und das System an der schwächsten Stelle, in diesen Fällen also im Asphalt, versagt. Im Detail zeigte sich, dass die Risse durch einzelne Zuschlagskörner verliefen. Ursächlich hierfür ist das Fräsen des Asphalts. Dabei werden die Zuschlagskörner teilweise vorgeschädigt. Der Bruch verläuft dann durch diese Schadensbereiche, da hier die erreichten Festigkeiten geringer ausfallen als im Bereich der Verbundfuge.

Vergleicht man die erzielten Scherfestigkeiten (Bild 7.16, Bild 7.17, Anhang A.18) mit den theoretisch ermittelten Anforderungen an die Festigkeiten im Scherversuch (Tabelle 7.2), so zeigt sich, dass bei den Versuchen zwischen Beton und Asphalttragschicht (Bohrkerne 1 bis 9 und Bohrkern 18) ein Mittelwert der Scherfestigkeit von $0,98 \text{ N/mm}^2$ erreicht wird. Die Anforderung für Whitetopping mit einer 120 mm dicken Betonschicht beträgt $0,96 \text{ N/mm}^2$. Im Mittel wird dieser Wert also erreicht. Bei der visuellen Kontrolle des Verbunds der Bohrkerne aus der Versuchsstrecke Hengersberg zeigten sich keine Mängel, sondern die qualitative Beurteilung ließ einen guten Verbund erwarten. Für die Bohrkerne, die in der Asphaltdeckschicht versagten (Bohrkerne 10 bis 17), ist eine Bewertung des Schichtenverbunds nicht möglich, da hier die geringe Festigkeit der Deckschicht das Versagen verursachte. Die definierten Anforderungen sind somit bei gutem Verbund erfüllbar und als sinnvolle Anforderungen anzusehen.

7.6 Diskussion

Für eine Dimensionierung des Verbunds sind die auftretenden Spannungen in der Verbundfuge und die aufnehmbaren Spannungen gegenüber zu stellen. Dabei erweist sich sowohl die Bestimmung der auftretenden Spannungen als auch die Bestimmung der aufnehmbaren Spannungen als nicht trivial.

Die Schubspannungen in der Verbundfuge setzen sich zusammen aus den Spannungen infolge Verkehrslasten und Spannungen infolge Längenänderungen der Platte. Diese Spannungen wirken vor allem parallel zur Verbundebene auf den Verbund (Scherbelastung in der Verbundfuge).

- Die Schubspannungen infolge vertikaler und horizontaler Komponenten der Verkehrslasten wirken im gesamten befahrenen Bereich der Verkehrsfläche.
- Längenänderungen der Betonplatte bei gleichmäßiger Temperaturänderung rufen Scherspannungen zwischen Beton und Asphalt hervor. Die größten Bewegungen treten an den Fugen auf, entsprechend sind hier auch die Belastungen am größten.

Vertikale Bewegungen der Platten in Plattenmitte, am Plattenrand und an den Plattenecken (Aufschüsseln, Aufwölben) bewirken vor allem Spannungen senkrecht zur Verbundfläche (Zugbelastung senkrecht auf die Verbundfuge). Auslöser hierfür sind vor allem

- positive und negative Temperaturgradienten,
- Plattenverformungen infolge von Schwinden und wechselndem Feuchtegehalt.

Im Abscherversuch können nicht alle Spannungen abgebildet werden, die unter schnellen, verkehrsbedingten und langsamen, witterungsbedingten zyklischen Belastungen hervorgerufen werden. Die ermittelten Festigkeitswerte können allerdings die Qualität des Schichtenverbunds beschreiben. Diese Festigkeiten können jedoch nicht verwendet werden, um als Bemessungsfestigkeit Eingang in eine Dimensionierung des Verbunds im Hinblick auf alle Belastungen zu finden. Da der Abscherversuch in Deutschland der am häufigsten verwendete Versuch zur Beschreibung der Verbundqualität ist, wurden dennoch Anforderungen an die Festigkeiten im Scherversuch analytisch abgeleitet (vgl. Tabelle 7.2). Diese Anforderungen genügen zumindest den Beanspruchungen des Verbundes unter Verkehrsbelastungen. Eine Plausibilitätsprüfung anhand der Versuchsstrecke Hengersberg zeigte zudem, dass die Anforderungswerte erfüllt werden können und sich für die Praxis eignen. Es wird daher empfohlen, die Anforderungswerte nach Tabelle 7.2 zu verwenden, solange keine Alternativen zur Verfügung stehen.

Die Untersuchung von (Burnham 2005, S. 23) an realisierten Whitetopping-Versuchsstrecken zeigt, dass auch bei kleinen Platten mit einer Seitenlänge von 1,20 m der Verbund an den Randbereichen der Platte nicht dauerhaft besteht, also dort, wo die größten Bewegungen der Platten auftreten. Der Verbund in Plattenmitte war demgegenüber zumeist intakt.

Aus den geschilderten Beanspruchungen zusammen mit den Ergebnissen von Burnham können folgende Aussagen abgeleitet werden:

- Da der Verbund im Bereich der Plattenmitte zumeist intakt war, kann geschlossen werden, dass Whitetopping mit „gutem Verbund“ in der Lage ist, die Spannungen infolge Verkehrsbeanspruchung dauerhaft aufzunehmen.
- Der Verbund löst sich beginnend vom Rand zur Mitte hin. Die Ablösung geht von den Fugen aus.
- Das Lösen des Verbunds schreitet an den Ecken infolge der Kombination aus Verkehrsbeanspruchung, Längsdehnungen und Hochwölben der Plattenecke am weitesten voran.
- Eine zusätzliche Schädigung des Verbunds ist durch Wasser zu erwarten, da nach (Burnham 2005, S. 23) auch unter Rissen der Verbund geschädigt war. (Burnham 2005, S. 23) vermutet Frost-Tau-Wechsel als Ursache. Nachdem (Newbolds, Olek 2008, S. 203) nach Aufbringung von 90 Frost-Tau-Wechseln kaum eine Veränderung im Verbund gefunden haben, leistet tendenziell ein anderer Schädigungsmechanismus mindestens einen weiteren Beitrag. Die schädigende Wirkung von Wasser in der Konstruktion geht wohl nicht alleine auf Frost-Tau-Wechsel zurück, sondern vermutlich leisten auch die auftretende Pumpwirkung und die damit verbundenen hohen Drücke einen Beitrag zur Schädigung bzw. zum Schädigungsfortschritt.

Die Abnahme des Verbunds im Fugenbereich liefert damit – neben den erhöhten Spannungen beim Lastfall Plattenecke und Lastfall Plattenrand – eine weitere Erklärung für ein Schädigungspotential bei Whitetoppingflächen, wenn die Rollspuren von Schwerfahrzeugen im Fugenbereich liegen.

Die Ergebnisse bei der Versuchsstrecke Hengersberg zeigen, dass bestehende Asphaltdeckschichten vor der Überbauung mit Whitetopping im Interesse einer wirkungsvollen Kompositrtragfähigkeit entfernt werden müssen. Verbleiben diese Decken im Bestand, besteht die Gefahr, dass durch diese eine Zone mit niedrigen Festigkeiten entsteht, die sich negativ auf die Dauerhaftigkeit des Verbunds auswirkt. Die übrigen Bohrkerne erfüllen die Anforderungen an die Festigkeiten im Scherversuch nach Tabelle 7.2.

Die erzielten Verbundfestigkeiten zwischen Beton und Asphalt lagen bei der Versuchsfläche Burghausen (Beton auf neuer Asphalttragschicht) tendenziell höher als bei der Versuchsstrecke Hengersberg (Beton auf gealterter, gefräster Asphalttragschicht). Während bei der Versuchsfläche Burghausen die Trennfläche im Wesentlichen in der Verbundfuge lag, trat bei der Versuchsstrecke Hengersberg bei geringeren Scherfestigkeiten die Gefügetrennung teilweise auch rein im Asphalt auf. Grund hierfür ist die Schädigung der Zuschlagkörner im Asphalt

infolge des Fräsens. Da ein Fräsen der Asphaltsschichten grundsätzlich eine für den Verbund günstige Oberflächenstruktur mit vergrößerter Kontaktfläche herstellt, kann ein Fräsen der Unterlage bei Whitetopping weiterhin zur Vorbereitung angewandt werden (vgl. auch 7.3.2). Um beim Fräsen den Bestand möglichst wenig zu schwächen, sollte auf einen schonenden Ausbau, beispielsweise durch Einsatz von Fräsen mit neuwertigen Fräsmeißeln, geachtet werden. Interessant wäre daher ein Vergleich der Oberflächenvorbereitung unter realen Bedingungen zwischen Fräsen und Reinigung mit Hochdruckwasserstrahl.

Die untersuchte Dispersion zeigt das Potential für eine günstige baupraktische Bedeutung, da sie den Verbund bei Whitetopping verbessern kann durch die Eigenschaft, sowohl auf Asphalt als auch auf Beton zu haften. Besonders gilt dies für die Verbesserung des Verbunds auch bei leichten, baupraktisch relevanten Verunreinigungen zum Beispiel infolge von Staub auf der vorbereiteten Unterlage. Uneinheitlich waren dagegen die Untersuchungsergebnisse, ob durch den Einsatz einer Haftbrücke auf Dispersionsbasis der Verbund bei neuem Asphalt mit Bitumenanreicherung auf den Gesteinsoberflächen verbessert werden kann.

Den aufgezeigten Mechanismen zur allmählichen Reduzierung des Schichtenverbunds kann nur teilweise begegnet werden. Günstig für eine langsame Abnahme des Schichtenverbundes sind zum einen kurze Plattenlängen, da hierdurch die horizontalen und vertikalen Bewegungen an den Fugen klein gehalten werden können. Zum anderen sollten die Fugen geschlossen werden, um Wasserzutritt zu minimieren. In der Konsequenz sind im Betrieb die Fugen regelmäßig zu warten (Fugenpflege). Risse, die den gleichen Schädigungsmechanismus wie Fugen zeigen, müssen vergossen oder anderweitig abgedichtet werden.

7.7 Ausblick

Kritisch zu hinterfragen ist die Untersuchung der Verbundfestigkeit bei Whitetopping mit dem Abscherversuch (Schubversuch nach Leutner). Dieser untersucht Schubbeanspruchungen in der Scherfuge. Allerdings versagt ein reales Deckensystem nicht infolge einer einmaligen Scherbelastung mit Bewegungen in einer Größenordnung von mehreren Millimetern. Auf den Verbund wirken Verkehrslasten, thermisch induzierte Spannungen und Bewegungen mit häufiger Wiederholung. Der Verbund wird dabei allmählich abgebaut. Dieser Prozess kann durch den Abscherversuch nicht direkt abgebildet werden. Hierzu müsste ein Versuch entwickelt werden, der die Verbundermüdung infolge wiederholter Lastwechsel abbilden kann. Zudem empfiehlt sich eine Untersuchung im realen Maßstab, die geeignet ist, die Kombinationsbeanspruchung infolge Verkehrslasten und Umwelteinwirkungen zu erfassen.

Nicht untersucht werden konnte im Rahmen dieser Arbeit, wie sich der Verbund bei verschiedenen Temperaturen und damit wechselnden Eigenschaften des Asphalts verhält. Die Auswirkungen dieser Beanspruchungen sollten im Rahmen weiterer Studien untersucht werden.

Derzeit muss davon ausgegangen werden, dass es mit der bisherigen Bauweise nicht möglich ist, im Fugenbereich dauerhaft einen vollständigen Verbund zwischen Beton und Asphalt zu gewährleisten. Im Bereich der Plattenmitte ist ein dauerhafter Verbund zu erwarten. Neben der Untersuchung zu den Beanspruchungs- und Versagensmechanismen sollten auch mögliche physikalische oder chemische Maßnahmen zur Verbesserung und zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit des Verbunds untersucht werden. Denkbar sind hier eine Optimierung der Gestaltung der zu überbauenden Oberfläche, eine weitere Untersuchung von Haftbrücken, die den Verbund zwischen Beton und Asphalt verbessern und letztendlich auch mechanische Strukturen wie beispielsweise Bolzen oder Matten, die Beton und Asphalt verbinden.

8 Dimensionierung von Whitetopping

8.1 Berechnung von Spannungen in Fahrbahndecken

8.1.1 Allgemeines

Es gibt eine Vielzahl von Verfahren, um die erforderliche Dicke von Fahrbahndecken und Tragschichten festzulegen. Sie können nach (Mais 1973, S. 6) in theoretische und halbtheoretische oder empirische Bemessungsverfahren eingeteilt werden. Bei den theoretischen Bemessungsverfahren stehen wiederum verschiedene Verfahren zur Berechnung der Spannungen und Verformungen aus der Verkehrslasteinwirkung zur Verfügung (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 59):

- Halbraumtheorie
- Mehrschichtentheorie
- Platte auf elastischer Unterlage
- Modelle mit der Finite-Elemente-Methode (FEM)

Allen genannten Verfahren liegt die Elastizitätstheorie zugrunde, wonach die Spannungen proportional zu den Dehnungen sind.

8.1.2 Halbraumtheorie

Zur Berechnung der Spannungen im elastisch-isotropen Halbraum wurden Lösungen unter einer vertikalen Einzellast auf der Oberfläche von (Boussinesq 1885) angegeben. In der Tiefe z ergeben sich demnach die senkrechten Druckspannungen σ_z in der Lastachse unter einem Belastungskreis mit Halbmesser a und einem Kontaktdruck p zu:

$$\sigma_z = p \cdot \left[1 - \frac{z^3}{(a^2 + z^2)^{1,5}} \right] \quad 8.1$$

Anhand der Äquivalenztheorie von (Odemark 1949, S. 16) kann auch in einem Mehrschichtensystem die Berechnung der senkrechten Druckspannungen nach dem Rechenverfahren von Boussinesq erfolgen. Dabei werden Schichten mit unterschiedlichen E-Moduln und Querdehnzahlen in einen äquivalenten Halbraum mit gleicher Steifigkeit

umgerechnet. Die Bezugsgröße ist dabei die Steifigkeit der Unterlage E_u . Die Schichtdicke h_i wird dann zur Dicke im äquivalenten Halbraum h_i' :

$$h_i' = c \cdot h_i \cdot \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_u}} \quad 8.2$$

(Odemark 1949, S. 16) gibt als Korrekturfaktoren $c = 0,90$ für flexible Bauweisen (Asphalttragschicht, nicht gebundene Schichten) und $c = 0,83$ für Beton an.

8.1.3 Mehrschichtentheorie

Bei der Mehrschichtentheorie liegen nach (Mais 1973, S. 7) eine oder mehrere elastische Schichten mit den Höhen h auf einem elastischen Halbraum, wobei jede Schicht durch ihren E-Modul und ihre Querdehnzahl μ gekennzeichnet ist. Die Schichten können fest miteinander verbunden sein (voller Verbund), reibungslos aufeinander liegen (kein Verbund) oder mit einer gewissen Steifigkeit gekoppelt sein (reduzierter Verbund). Mit Hilfe der Elastizitätstheorie stellte Burmister Gleichungen zur Berechnung der Spannungen und Verschiebungen für ein fest verbundenes Zweischichtensystem (Burmister 1945a), für ein reibungsloses Zweischichtensystem (Burmister 1945b) und für ein Dreischichtensystem (Burmister 1945c) auf. Die Bedeutung der Gleichungen nach Burmister wuchs mit der Möglichkeit von numerischen Berechnungen. Eine Berechnungsmöglichkeit der Mehrschichtentheorie bietet das Programm BISAR (Bitumen Structure Analysis in Roads) der Firma Shell (BISAR, 1998). Damit können Spannungen, Dehnungen und Verschiebungen in einem auf der Elastizitätstheorie beruhenden Mehrschichtensystem berechnet werden. Folgende Annahmen werden dabei getroffen:

- Das System besteht aus horizontalen Schichten mit jeweils einheitlicher Dicke auf einem Halbraum.
- Die Schichten sind unendlich ausgedehnt.
- Das Material jeder Schicht ist homogen und isotrop.
- Das Materialverhalten ist linear-elastisch.

Die Belastung erfolgt an der Oberseite der Schicht mit einem oder mehreren runden Belastungsflächen mit konstanter Lastverteilung auf der belasteten Fläche. Mit dem Programm können die Wirkungen horizontaler und vertikaler Lasten bzw. Spannungen unter Berücksichtigung von vollem oder teilweisem Verbund berechnet werden. Als Eingangsgrößen des Systems werden die Anzahl der Schichten, für jede Schicht der zugehörige E-Modul, die

Querdehnzahl, die Dicke und die Schersteifigkeit (shear spring compliance) an jeder Schichtgrenze benötigt. Daneben werden die Anzahl der Lasten mit Größe (Spannung, Last, Radius), Position und Wirkungsrichtung benötigt sowie die Koordinaten der Positionen, an denen die Ergebnisse benötigt werden (Shell International Oil Products B.V. 1998).

8.1.4 Platte auf elastischer Unterlage

Betonfahrbahnen können zur analytischen Berechnung als Platte auf elastischer Unterlage betrachtet werden. Zum Ansatz kommt dabei neben anderen Theorien die Kirchhoffsche Plattentheorie, die sich für kleine Deformationen hinreichend dünner Platten bewährt (Becker, Gross 2002, S. 100). Bild 8.1 zeigt eine Platte mit Koordinatensystem.

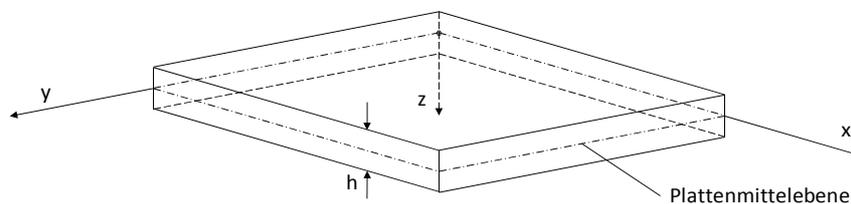


Bild 8.1: Platte mit Koordinatensystem nach (Becker, Gross 2002, S. 100)

Der Kirchhoffschen Plattentheorie liegen folgende Annahmen zugrunde (Becker, Gross 2002, S. 100f):

- Die Verschiebung w eines Punktes ist unabhängig von z , alle Punkte auf der Normalen erfahren die gleiche Verschiebung, die Plattendicke ändert sich nicht.
- Die Normalen zur Plattenmittelebene bleiben auch nach der Deformation gerade und senkrecht zur deformierten Plattenmittelebene. Daraus folgt, dass keine Schubverzerrungen γ_{xz} und γ_{yz} auftreten, die Platte ist schubstarr.
- Die Normalspannung σ_z ist überall in der Platte vernachlässigbar klein im Vergleich zu den ebenen Spannungen $\sigma_z \ll \sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$.

Die Spannungen $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ verhalten sich linear bezüglich der Dickenkoordinate z .

Das elastische Verhalten einer Platte wird mit der sogenannten Plattensteifigkeit K beschrieben:

$$K = \frac{E \cdot h^3}{12(1 - \mu^2)} \quad 8.3$$

Für eine Flächenlast p ergibt sich unter Nutzung der Gleichgewichtsbedingungen die Kirchhoffsche Plattengleichung:

$$K \left(\frac{\partial^4 w}{\partial^4 x} + \frac{\partial^4 w}{\partial^2 x \partial^2 y} + \frac{\partial^4 w}{\partial^4 y} \right) = K \Delta \Delta w = p \quad 8.4$$

Dabei ist der Laplace-Operator Δ definiert zu:

$$\Delta = \sum_{k=1}^n \frac{\partial^2}{\partial x_k^2} \quad 8.5$$

Im Verkehrswegebau spielen anstelle randgelagerter Platten vor allem Platten mit einer flächigen Bettung eine wesentliche Rolle.

Ist für die elastische Lagerung der von der Bettung auf die Platte ausgeübte Druck p^* proportional zur Verschiebung w , so gilt (Becker, Gross 2002, S. 113):

$$p^* = k \cdot w \quad 8.6$$

Darin bezeichnet die Konstante k den Bettungsmodul, der wie voneinander unabhängige, dicht verteilte, linear-elastische Federn wirkt. Diese Modellvorstellung wird aufgrund der Arbeit von (Winkler 1867, S. 182) auch als Winklersche Bettung bezeichnet (Becker, Gross 2002, S. 113). Dieser setzt die Proportionalität der Bodenpressung und der Einsenkung für die Anwendung im Eisenbahnoberbau an und leistet damit Vorarbeit für zahlreiche andere Anwendungen von elastisch gebetteten Strukturen, z.B. die Berechnung des Eisenbahnoberbaus nach Zimmermann (Zimmermann 1888, S. 1).⁴ Fasst man die Belastung p und den Bettungsdruck p^* zu einer Gesamtbelastung $p - p^*$ zusammen, so ergibt sich die Plattengleichung für die elastisch gebettete Platte:

$$K \Delta \Delta w + k \cdot w = p \quad 8.7$$

Für das Verhältnis k/K führt bereits (Hertz 1884, S. 450) eine Abkürzung ein. (Westergaard 1926, S. 25), der auf der Arbeit von Hertz aufbaut, nutzt das Verhältnis K/k , um die elastische Länge l der Platte („radius of relative stiffness“) zu definieren:

⁴ Nachteil der elastischen Bettung ist die fehlende Übertragung von Verformungen in Bereiche außerhalb der Platte. Der elastisch isotrope Halbraum wiederum überschätzt diese Wirkung. Als Alternativen existieren mehrparametrische Modelle wie das Pasternak- oder das Kerrmodell, die auch eine Schub- und Setzungsverteilung unterhalb der Platte ermöglichen. Vgl. Pronk, Bol 1998, S. 3ff.

$$l = \sqrt[4]{\frac{K}{k}} = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k}} \quad 8.8$$

(Westergaard 1926) leitet Gleichungen zur Berechnung von Biegezugspannungen und Verformungen einer Betondecke auf elastischer Bettung her. Er unterscheidet zwischen drei Lastfällen Plattenmitte, Plattenrand und Plattenecke (Westergaard 1926, S. 26), wie sie in Bild 8.2 dargestellt sind.

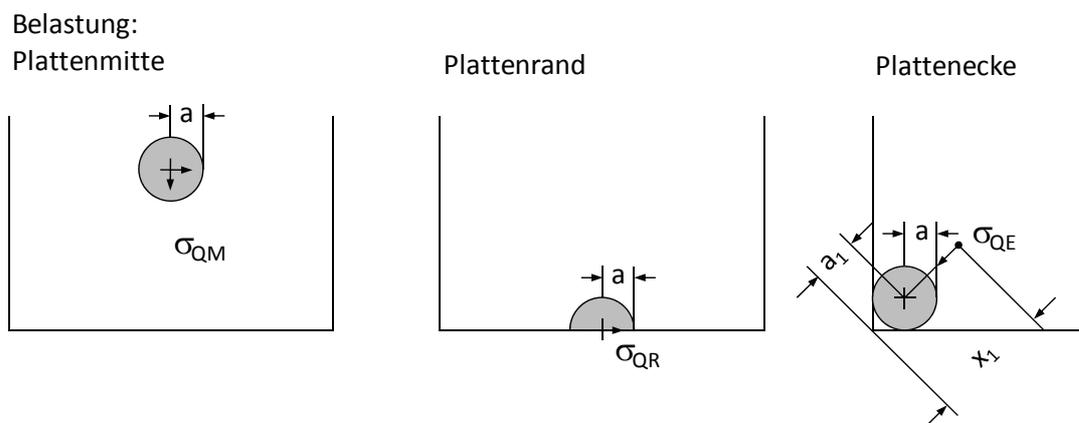


Bild 8.2: Lastfälle – Verfahren Westergaard nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 67)

Bei der elastischen Bettung, die durch die Bettungsziffer k [N/mm^3] beschrieben wird, wird der Halbraum durch voneinander unabhängige Einzelfedern ersetzt, die Einsenkung und die Bodenpressung sind dabei proportional. Die verbesserten Formeln nach Westergaard (Westergaard 1933) sind durch empirische Korrekturfaktoren modifiziert, durch welche Abweichungen aufgrund der nicht reinen Bettungszifferlagerung zwischen Berechnungsergebnissen und Versuchen ausgeglichen werden.

Im Rahmen dieser Arbeit werden die verbesserten Formeln nach Westergaard in der Form von (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 68f) angegeben und genutzt. Darin bezeichnen h die Dicke der Decke [mm], E den Elastizitätsmodul des Betons [N/mm^2], μ die Querdehnzahl, Q die Radlast [N], p den Kontaktdruck [N/mm^2], a den Belastungskreishalbmesser [mm] und k den Bettungsmodul [N/mm^3].

Der Belastungskreishalbmesser a kann mit Gleichung 8.9 berechnet werden.

$$a = \sqrt{\frac{Q}{\pi \cdot p}} \quad 8.9$$

Zur Ermittlung der durch die Belastung hervorgerufenen Spannungen führt Westergaard einen äquivalenten Radius b (nach Eisenmann, Leykauf 2003, S. 66 auch fiktiver Belastungskreishalbmesser) ein, der vom tatsächlichen Belastungskreishalbmesser a und der Plattendicke h abhängt. Damit werden die Störungen der Spannungsverläufe im Bereich der Lasteinleitung berücksichtigt. Für ausreichend dicke Platten können a und b gleich gesetzt werden (Westergaard 1933, S. 185).

$$b = \sqrt{1,6 \cdot a^2 + h^2} - 0,675 \cdot h; \text{ wenn } a < 1,724 \cdot h \quad 8.10$$

$$b = a; \text{ wenn } a < 1,724 \cdot h \quad 8.11$$

Für die Berechnung des Bettungsmoduls an einem Dreischichtensystem wie es für Whitetopping angenommen werden kann, schlägt (Eisenmann 1973, S. 42) eine Ermittlung anhand der Steifigkeit der gebundenen Schichten und des Verformungsverhaltens des Untergrunds vor. Anhand der Äquivalenztheorie von (Odemark 1949, S. 16) und der Umrechnung der Schichtdicken und der E-Moduln h_1 und E_1 des Betons, h_2 und E_2 des Asphalts und E_u des Untergrunds kann der Bettungsmodul nach den Gleichungen 8.12 und 8.13 ermittelt werden:

$$h^* = 0,83 \cdot h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_u}} + 0,90 \cdot h_2 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_u}} \quad 8.12$$

$$k = \frac{E_u}{h^*} \quad 8.13$$

Die Spannungen für die Lastfälle Plattenmitte, Plattenrand und Plattenecke können mit den Gleichungen 8.14, 8.15 bzw. 8.16 berechnet werden (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 68).

Lastfall Plattenmitte

$$\sigma_{QM} = \frac{0,275 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + \mu) \cdot \left[\log \left(\frac{E \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) - 0,436 \right] \quad 8.14$$

Lastfall Plattenrand

$$\sigma_{QR} = \frac{0,529 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + 0,54 \cdot \mu) \cdot \left[\log \left(\frac{E \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) + \log \left(\frac{b}{1 - \mu^2} \right) - 2,484 \right] \quad 8.15$$

Lastfall Plattenecke

$$\sigma_{QE} = \frac{3 \cdot Q}{h^2} \cdot \left[1 - \left(\frac{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k}{E \cdot h^3} \right)^{0,3} \cdot (a \cdot \sqrt{2})^{1,2} \right] \quad 8.16$$

Die Einsenkung der Fahrbahn kann mit den Gleichungen 8.17, 8.18, 8.19 bzw. 8.20 ermittelt werden (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 69):

Lastfall Plattenmitte unter einer Punktlast

$$y_{oM} = \frac{Q}{8 \cdot k \cdot l^2} \quad 8.17$$

Lastfall Plattenmitte unter einer Topflast

$$y_M = y_{oM} \cdot \left[1 + \left(0,3665 \cdot \log \left(\frac{a}{l} \right) - 0,2174 \right) \cdot \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right] \quad 8.18$$

Lastfall Plattenrand unter einer Punktlast

$$y_{oR} = \frac{1}{\sqrt{6}} \cdot (1 + 0,4 \cdot \mu) \cdot \frac{Q}{k \cdot l^2} = 3,46 \cdot y_{oM} \quad 8.19$$

Lastfall Plattenecke unter einer Punktlast

$$y_{oE} = \left(1,1 - 0,88 \cdot \frac{\alpha}{l} \right) \cdot \frac{Q}{k \cdot l^2} \quad 8.20$$

Die größten Zugspannungen ergeben sich für die Lastfälle Plattenmitte und Plattenrand an der Plattenunterseite unmittelbar unter der Last. Die größten Zugspannungen für den Lastfall Plattenecke ergeben sich an der Plattenoberseite außerhalb der Lastachse im Abstand x_1 zum Platteneck. Letzteres ist für das Schadensbild „Eckabbrüche“ von Bedeutung, welches bei Whitetopping häufig dokumentiert ist (Burnham 2005, S. 8ff; Vandenbossche 2004, S. 16).

Dieser Abstand x_1 beträgt nach (Westergaard 1926, S. 27) genähert:

$$x_1 = 2 \cdot \sqrt{a_1 \cdot l} = 2 \cdot \sqrt{\sqrt{2} \cdot a \cdot l} \quad 8.21$$

Mit Hilfe einer FEM-Analyse geben (Ioannides et al. 1985, S. 20) beim Lastfall Platteneck eine Näherung für die Lage der größten Zugspannungen unter einer quadratischen Belastung mit Seitenlänge c an (Berechnung in Inch):

$$x_1 = 1,80 \cdot c^{0,32} \cdot l^{0,59} \quad 8.22$$

Diese Gleichung kann auf eine kreisförmige anstelle einer quadratischen Belastung und die Verwendung der Längenangaben in Millimetern umgerechnet werden:

$$x_1 = 2,41 \cdot (a \cdot \sqrt{\pi})^{0,32} \cdot l^{0,59} \quad 8.23$$

Die elastische Länge l hat damit einen stärkeren Einfluss als der Belastungskreishalbmesser a auf x_1 , im Unterschied zur Näherung nach Westergaard, wo beide Parameter einen gleichen Einfluss zeigen.

8.1.5 Rechenverfahren für mehrschichtige Systeme

Basierend auf der Äquivalenztheorie von Odemark sowie dem Verfahren nach Westergaard stellt (Eisenmann 1973, S. 42ff) ein vereinfachtes Rechenverfahren für mehrschichtig aufgebaute Tragsysteme auf (Gleichungen 8.24 bis 8.34). Dieses Verfahren kann Systeme mit Verbund und ohne Verbund berücksichtigen und ist daher grundsätzlich für Whitetopping-Systeme geeignet. Bei Whitetopping handelt es sich um ein System mit Verbund zwischen der Betonschicht und der Asphalttragschicht. Bei der Berechnung wird das System in ein äquivalentes Zweischichtensystem mit gleichen Verformungen umgewandelt. Abmessungen und Bezeichnungen für die Berechnungen sind in Bild 8.3 dargestellt.

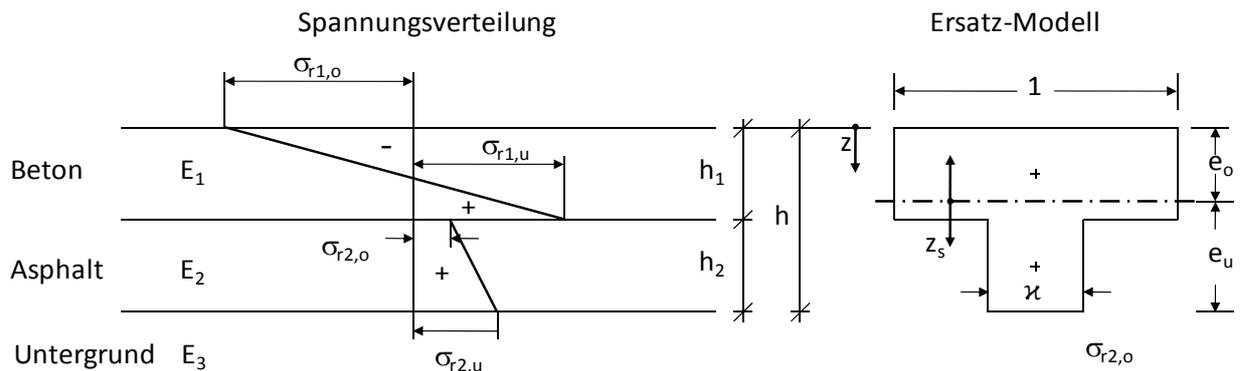


Bild 8.3: Modellvorstellung Whitetopping für die Berechnung nach (Eisenmann 1973, S. 42)

Der Bettungsmodul k wird nach den Gleichungen 8.12 und 8.13 ermittelt.

Die äquivalente Dicke h_{II} wird mit dem Verfahren von Odemark anhand der E-Modul-Verhältnisse der gebundenen Schichten ermittelt. Die Dicke des Ersatzsystems ergibt sich zu

$$h_{II} = h_1 + 0,9 \cdot h_2 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}} \quad 8.24$$

Am Ersatzsystem kann das Biegemoment M_{II} über das Widerstandsmoment W_{II} und den Biegespannungen nach dem Verfahren von Westergaard mit k , h_{II} und E_1 ermittelt werden (Gleichungen 8.14, 8.15 bzw. 8.16):

$$M_{II} = \sigma \cdot W_{II} = \sigma \cdot \frac{h_{II}^2}{6} \quad 8.25$$

Die Biegespannungen in Schicht 1 und Schicht 2 werden für einen Plattenbalken mit gleicher Steifigkeit ermittelt. Die Breite des Steges ergibt sich aus dem E-Modul-Verhältnis:

$$\kappa = \frac{E_2}{E_1} \quad 8.26$$

Das Trägheitsmoment I des Plattenbalkens beträgt:

$$I = \sum (I_i + F_i \cdot z_s^2) \quad 8.27$$

Die Lage der Schwerpunktsachse ergibt sich zu

$$e_o = \frac{\sum F_i \cdot x_i}{\sum F_i} = \frac{h}{2} \cdot \frac{E_2 \cdot h_2}{E_1 \cdot h_1 + E_2 \cdot h_2} + \frac{h_1}{2} \quad 8.28$$

$$e_u = h - e_o \quad 8.29$$

Die Spannungen an den Schichtgrenzen betragen dann:

$$\sigma_{r1,o} = \frac{M_{II}}{I} \cdot e_o \quad 8.30$$

$$\sigma_{r1,u} = \frac{M_{II}}{I} \cdot (h_1 - e_o) \quad 8.31$$

$$\sigma_{r2,o} = \kappa \cdot \frac{M_{II}}{I} \cdot (h_1 - e_o) \quad 8.32$$

$$\sigma_{r2,u} = \kappa \cdot \frac{M_{II}}{I} \cdot e_u \quad 8.33$$

Die elastische Länge des Systems wird ebenfalls mit Hilfe der Dicke des Ersatzsystems ermittelt:

$$l_{II} = \left(\frac{E_1 \cdot h_{II}^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k} \right)^{0,25} \quad 8.34$$

8.1.6 Whitetopping-Modell mit der Finite-Elemente-Methode

Bei den Berechnungen mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode liegt keine geschlossene analytische Lösung vor. Anstelle eines Ansatzes für die gesamte elastische Struktur werden Näherungsansätze auf Teilbereichen gewählt. Die zu untersuchende Struktur wird in finite Elemente diskretisiert, beispielsweise Dreiecks- oder Viereckselemente, die wiederum aus Knoten und Kanten zusammengesetzt sind. Hierdurch wird die zugrunde liegende Struktur

geometrisch angenähert. Mit Hilfe von Ansatzfunktionen werden die Verschiebungen der Knoten beschrieben. Aus den Knotenpunktlasten und der Gesamtsteifigkeitsmatrix können unter Berücksichtigung von Randbedingungen (z.B. Auflagerbedingungen) die Verschiebungen und die Knotenpunktkräfte ermittelt werden. Durch Differentiation können aus den Knotenpunktverschiebungen die Elementspannungen rückgerechnet werden, wobei die Spannungen im Allgemeinen weniger genau ermittelt werden können als die Verschiebungen (Becker, Gross 2002, S. 90ff).

Bei den Untersuchungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit kommt das Softwarepaket ANSYS (ANSYS, 2009) zum Einsatz. Die Berechnungen erfolgen unter Verwendung linear-elastischer Berechnungen und mit linearen Ansatzfunktionen. Als Elementtypen kommen Volumenelemente mit acht Knoten (SOLID45) zum Einsatz, mit denen die Beton- und Asphalt-schichten modelliert werden. Zusätzlich wird über Flächenelemente mit vier Knoten (SHELL63) die elastische Bettung abgebildet. Die Kontaktfläche zwischen Beton und Asphalt wurde mit vollem Verbund modelliert. Zur Berechnung der Verschiebungen und der Spannungen wurde ein Whitetopping-Modell entwickelt, bestehend aus einem Plattensystem mit 3 x 3 Betonplatten auf einer durchgehenden Asphalttragschicht auf elastischer Bettung. Die Betonplatten sind an den Fugen kinematisch in Vertikalrichtung gekoppelt (Wirksamkeitsindex 100 %, Zustand Sommer) oder voneinander unabhängig (Wirksamkeitsindex 0 %, Zustand Winter). Der Bettungsmodul wird nach Eisenmann berechnet (Gleichungen 8.12 und 8.13). Als Belastung wird anstelle einer Topflast eine Rechtecklast mit gleichem Kontaktdruck aufgebracht, dies entspricht bei einer 50 kN-Einzellast mit einem Kontaktdruck von $0,7 \text{ N/mm}^2$ einer Rechtecklast mit Seitenlänge 267 mm. Die Belastungen werden auf die mittlere Platte aufgebracht. Es werden die Lastfälle Plattenmitte und Plattenrand betrachtet. Als Platten werden quadratische Platten mit einer Seitenlänge von 1,65 m zugrunde gelegt, was der Plattengeometrie der Versuchsstrecke Hengersberg (vgl. Kapitel 3) entspricht.

Das Modell wird bei Variation mehrerer Parameter untersucht:

- Dicke der Betonschicht [mm]: 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200
- Dicke der Asphalttragschicht [mm]: 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200
- E-Modul der Asphalttragschicht [N/mm^2]: 2.000, 3.500, 5.000, 10.000, 15.000

Insgesamt müssen hierzu 245 Systeme berechnet werden. Ergänzend zu diesen Berechnungsdurchläufen wird für zwei verschiedene E-Moduln der Asphalttragschicht der Einfluss der Plattenlänge auf die Verkehrslastspannungen untersucht.

Bild 8.4 zeigt ein Schema des für die Berechnungen zugrunde gelegten FE-Modells in der Schrägansicht und in der Seitenansicht.

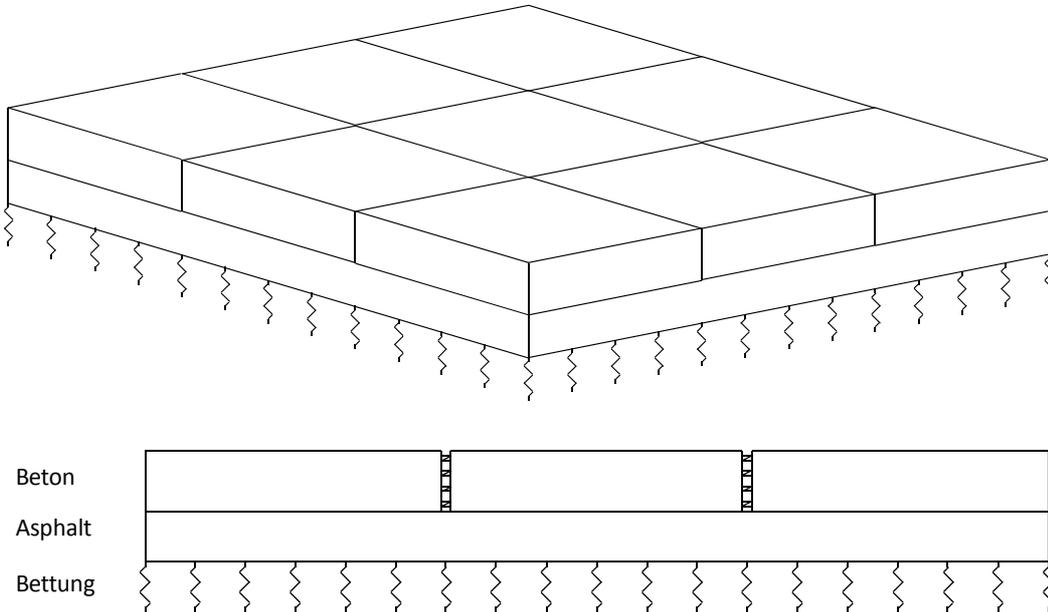


Bild 8.4: Ansichten des Whitetopping-FE-Modells

Die Lasten wurden an den Knoten des FE-Modells eingeleitet, die Größe der Einzellasten wurde über Rückrechnung aus den Kontaktdrücken, der Belastungsfläche und der Anzahl der Knoten ermittelt. Die Belastungsflächen konnten nicht direkt auf den Rand aufgebracht werden, daher ist die Lastaufbringung um ein Volumenelement nach innen verschoben (vgl. Bild 8.5).

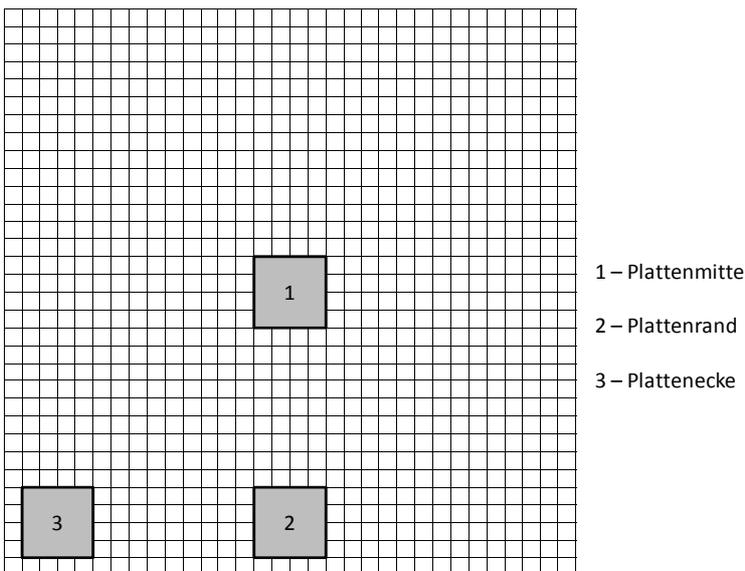


Bild 8.5: Flächen der Lastaufbringung im FE-Modell (Schema)

Die Spannungsauswertung für die Biegezugspannungen erfolgte im Lastfall Plattenmitte in der Lastachse, im Lastfall Plattenrand unter der Lastachse und im Bereich der Fuge.

In (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2009b, S. 27) wird ein Zusammenhang zwischen E-Modul und Temperatur eines Kalibrierasphalts angegeben. Die im FE-Modell angesetzten Werte des Asphalt-E-Modul können daher vereinfacht und auf der sicheren Seite liegend in eine Temperatur des Asphalts in 8 cm Tiefe umgerechnet werden. Damit kann die Oberflächentemperatur über die zugehörigen Temperaturverläufe (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2009b, S. 21f) umgerechnet werden. Die Häufigkeit, mit welcher die Asphalt-E-Moduln des FE-Modells auftreten, kann über die statistische Verteilung der Oberflächentemperaturen (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2009b, S. 22) in den zugrundeliegenden vier Temperaturzonen in Deutschland abgeleitet werden. Tabelle 8.1 zeigt das Ergebnis dieser Auswertung. Damit das Verfahren für ganz Deutschland verwendet werden kann, wird anstelle einer Betrachtung der Temperaturzonen das Maximum der Häufigkeitsverteilung herangezogen. So wird auf der sicheren Seite liegend der ungünstigste Fall der Häufigkeitsverteilung angesetzt.

Tabelle 8.1: Häufigkeitsverteilung der Asphalt-E-Moduln bei Whitetopping

betrachteter E-Modul	[N/mm ²]	< 3.500	< 5.000	<10.000	< 15.000	>15.000
Temperatur in 8 cm Tiefe	[°C]	27,3	23,6	11,5	0,6	< 0,6
Oberflächentemperatur	[°C]	29,7	24,5	11,3	-1,0	< -1,0
gewählte Temperaturklasse	[°C]	> 30	> 24,5	> 10	> 0	< 0
relative Häufigkeit [%]						
Zone 1		7,5	6,3	40,2	35,0	11,0
Zone 2		8,3	7,3	39,5	33,5	11,3
Zone 3		7,2	5,9	38,8	32,3	15,8
Zone 4		7,1	6,2	37,4	35,9	13,5
Maximum		8,3	7,3	40,2	35,9	15,8

Anhand der Häufigkeit des Auftretens einer Temperaturklasse und entsprechendem E-Modul des Asphalts im Laufe eines Jahres kann der Einfluss auf die Lebensdauer berücksichtigt werden. Hierzu wird für jeden Wert des Asphalt-E-Moduls die Biegezugspannung im Beton ermittelt. Aus der Häufigkeitsverteilung ergibt sich dann die anteilige Ermüdung des Betons infolge der berechneten Spannungen.

8.2 Einfluss der Plattenlänge

8.2.1 Allgemeines

Infolge der Längenänderung von Beton bei Temperaturänderungen werden bei Betonfahrbahnen Fugen vorgesehen. Für Whitetopping stellt sich durch die Kombination von Beton (Modell einer endlichen Platte) und Asphalt (Modell einer unendlichen Platte) die grundsätzliche Frage, welchen Einfluss die Abmessungen der Betonplatten auf die Spannungen haben. Im Folgenden wird der Einfluss der Plattenlänge auf die Spannungen infolge von Verkehrslasten und infolge von Temperaturgradienten betrachtet, da diese Aspekte von besonderer Relevanz für die Dimensionierung sind.

Zusätzlich wirkt sich die Plattenlänge auf die Fugenöffnung aus, was unmittelbare Wirkung auf die Rissverzahnung und damit auf die Querkraftübertragung im Beton hat. Dies wird bei der Untersuchung zur Querkraftübertragung an den Fugen berücksichtigt (vgl. 8.3.2).

8.2.2 Einfluss auf die Verkehrslastspannung

In der Literatur wird darauf verwiesen, dass durch die Reduzierung der Fugenabstände die Plattentragwirkung in eine Fundamenttragwirkung übergeht. Zu Lasten einer stärkeren Einsenkung wird die Biegetragwirkung reduziert. In der Folge nehmen die Verkehrslastspannungen ab (Kühn 1997, S. 32; Cole et al. 1998, S. 205, Cole et al. 1998, S. 216). Eine explizite analytische Herleitung dieses Zusammenhangs für Whitetopping kann jedoch in der Literatur nicht gefunden werden.

Grundsätzlich ergibt sich bei Whitetopping die Tragwirkung aus einer Kombination einer Betoneinzelplatte (evtl. mit Querkraftübertragung zu Nachbarplatten), einer unendlich ausgedehnten Asphalttragschicht und einer elastischen Bettung. Um die Wirkung einer Reduzierung der Fugenabstände zu untersuchen, wird daher eine Analyse mit Hilfe von FE-Modellen (ANSYS, 2009) vorgenommen. Dabei wird die Wirkung unterschiedlicher Plattenlängen auf die wirksamen Biegezugspannungen und Bodendruckspannungen untersucht.

Das Modell wird unter Bezug auf das Referenzsystem (vgl. 7.4.1) als Betoneinzelplatte auf Asphalttragschicht auf elastischer Bettung gebildet. Um numerische Einflüsse auszuschließen, müssen die Abmessungen der Volumenelemente für alle Plattenlängen gleich bleiben. Das bedeutet, dass für große Platten eine entsprechend größere Anzahl an Volumenelementen bei der Modellvernetzung generiert werden muss. Der Rechenaufwand steigt wegen der zugrunde

gelegten quadratischen Platten dabei stark an. Das Modell muss insofern auch in der räumlichen Ausdehnung beschränkt werden. Die unendlich ausgedehnte Asphalttragschicht wird daher durch die Wahl der Randbedingungen angenähert. Erreicht wird dies, indem der Asphalt mit gleicher Plattenlänge wie die Betonplatte an den seitlichen Flächen gegen Verdrehung festgehalten wird. Die Ergebnisse zeigen dabei eine gute Übereinstimmung mit den Berechnungsergebnissen am 3 x 3 Plattenmodell (vgl. 8.1.6).

Um Einflüsse eines weichen (Sommer) und eines steifen (Winter) Asphalts zu überprüfen, werden die Spannungen parallel für zwei verschiedene Asphalt-E-Moduln berechnet:

- $E = 3.500 \text{ N/mm}^2$ und
- $E = 10.000 \text{ N/mm}^2$

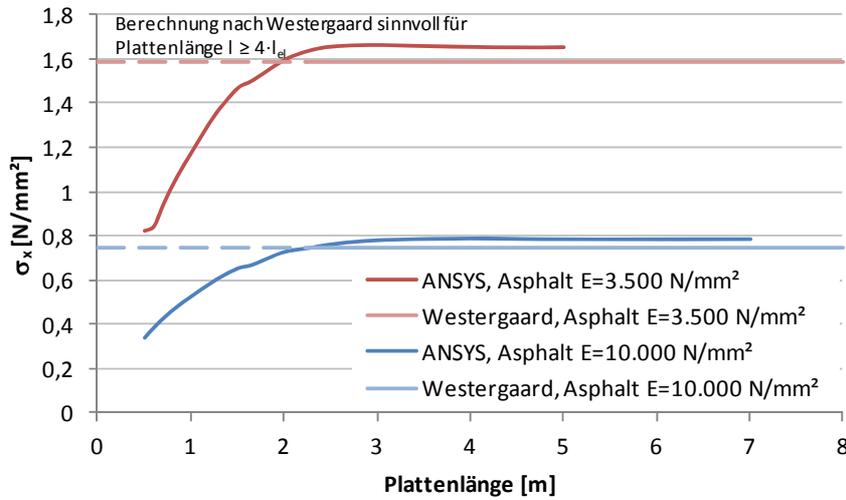
An den quadratischen Platten werden für verschiedene Plattenlängen (0,50 m bis 7,00 m) die Biegezugspannungen an der Betonunterseite berechnet. Die Plattenabmessungen werden so lange vergrößert, bis bei einer weiteren Vergrößerung der Abmessung keine Veränderung der berechneten Biegezugspannung mehr eintritt. Dies wird für den E-Modul des Asphalts von 3.500 N/mm^2 bei 5,00 m Plattenlänge und für 10.000 N/mm^2 bei 7,00 m Plattenlänge erreicht. Damit wird eine numerische Näherung an die Berechnung einer unendlich ausgedehnten Platte erreicht. Die mit FEM (ANSYS) ermittelten Biegezugspannungen an der Unterseite des Betons und an der Unterseite des Asphalts bei 5,0 m bzw. 7,0 m, die Spannungen nach Westergaard sowie die Abweichung sind in Tabelle 8.2 dargestellt.

Tabelle 8.2: Biegezugspannungen an der Beton- und an der Asphaltunterseite

E-Modul Asphalt	Unterseite Beton $\sigma_x \text{ [N/mm}^2\text{]}$			Unterseite Asphalt $\sigma_x \text{ [N/mm}^2\text{]}$		
	ANSYS	Westergaard	Abweichung	ANSYS	Westergaard	Abweichung
3.500 N/mm^2	1,653	1,587	4,16 %	0,415	0,467	-11,13%
10.000 N/mm^2	0,785	0,750	4,67 %	0,742	0,766	-3,13%

Mit den Berechnungsergebnissen können die auftretenden Spannungen an der Unterseite des Betons und an der Unterseite des Asphalts in Abhängigkeit von E-Modul und Plattenabmessung dargestellt werden (Bild 8.6). Ergänzend sind auch die Biegezugspannungen nach Westergaard (unendliche Platte) dargestellt, wobei hier eine Berechnung für Plattenlängen kleiner als die vierfache elastische Länge zwar auf der sicheren Seite liegt, aber die Annahme einer unendlich langen Platte nicht mehr gerechtfertigt ist (vgl. Hertz 1884, S. 455).

Unterseite Beton



Unterseite Asphalt

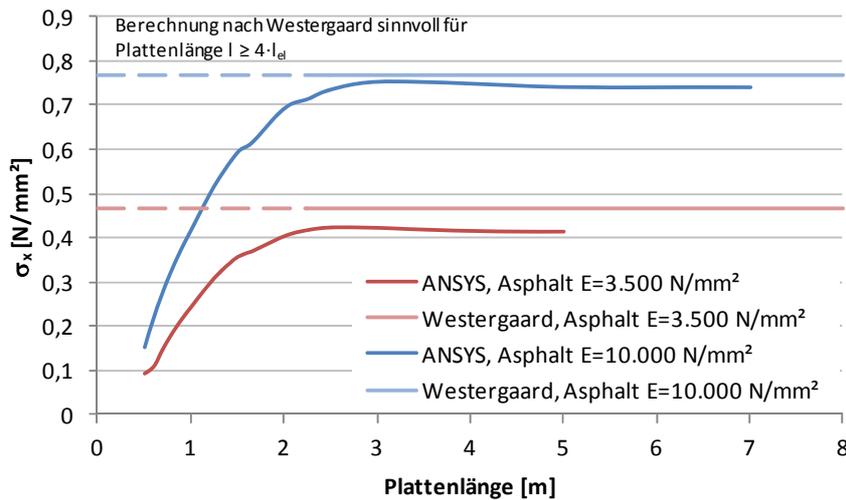


Bild 8.6: Biegezugspannungen in Abhängigkeit von der Plattenlänge

Es zeigt sich, dass bei einer Verkürzung der Plattenlänge die Biegezugspannungen gegenüber einer quasi-unendlichen Platte erst leicht ansteigen und dann deutlich abnehmen. Ursache für den Anstieg ist die Abnahme der Einspannwirkung beim Übergang von einer quasi-unendlichen zu einer endlichen Platte. Die anschließende Abnahme der Biegezugspannungen erfolgt zu Lasten höherer Bodendruckspannungen, wie richtigerweise von (Cole et al. 1998, S. 205) angenommen wurde.

Für eine allgemeine Auswertung der Berechnungen anhand des FE-Modells ist eine Normierung der Werte erforderlich. Hierzu wird die elastische Länge l des Whitetopping-Systems nach Gleichung 8.34 herangezogen. (Birmann 1981, S. 71f) untersucht den Einfluss

der endlichen Ausdehnung von Einzelplatten auf die Spannungen im Vergleich zu den von Westergaard angenommenen, unendlich ausgedehnten Platten. Zugrunde gelegt wird dabei die Arbeit von (Panc 1965, S. 310ff), der analytische Lösungen zur Bestimmung der Einsenkungen und Schnittgrößen an endlich ausgedehnten schubweichen Platten angibt. Diese Lösungen werden durch (Birmann 1981, S. 181) für eine Querdehnzahl $\mu = 0,15$ und für das Verhältnis Belastungskreishalbmesser/elastische Länge $a/l = 0,2$ numerisch ausgewertet und stimmen gut mit den Näherungslösungen nach Westergaard überein (Birmann 1981, S. 72).

Bild 8.7 zeigt den Vergleich der analytischen Lösung nach Panc/Birmann mit den Ergebnissen der FE-Analyse. Dargestellt ist das Verhältnis des Biegemoments in der Lastachse einer endlichen Platte m_K zum Biegemoment einer quasi-unendlichen Platte m in Abhängigkeit vom Verhältnis der tatsächlichen Plattenlänge zur elastischen Länge.

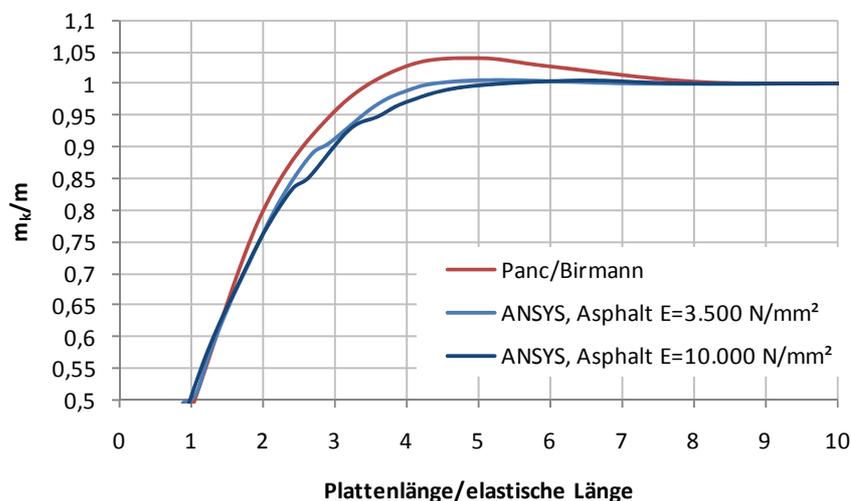


Bild 8.7: Vergleich des Biegemoments einer endlichen (m_K) mit einer unendlichen Platte (m)

Dabei zeigt sich die gute grundsätzliche Übereinstimmung der analytischen Berechnung an Einzelplatten mit den Ergebnissen der FE-Modelle für Whitetopping. Im Unterschied fällt der Anstieg der Biegezugspannungen beim Übergang von einer quasi-unendlichen zu einer endlichen Platte bei den Whitetopping-Systemen schwächer aus. Grund hierfür ist die im Asphalt noch vorhandene Einspannwirkung, da die Reduzierung des Fugenabstands lediglich den Beton betrifft. Nach Panc/Birmann wird bei einer Plattenlänge kleiner als die 3,5-fache elastische Länge das Biegemoment einer Einzelplatte kleiner als das einer quasi-unendlichen Platte. Der Verlauf der Funktion kann über folgendes Polynom angenähert werden:

$$\frac{m_k}{m} = 0,000016 \cdot x^5 - 0,000837 \cdot x^4 + 0,016691 \cdot x^3 - 0,156256 \cdot x^2 + 0,677773 \cdot x - 0,057233 \quad 8.35$$

Nach den FE-Berechnungen ist dies für Whitetopping bereits bei einer Plattenlänge kleiner als die etwa 4-fache ($E_{\text{Asphalt}}=3.500 \text{ N/mm}^2$) bis 5-fache ($E_{\text{Asphalt}}=10.000 \text{ N/mm}^2$) elastische Länge gegeben. Auf der sicheren Seite liegend kann als Grenzplattenlänge die 3,5-fache elastische Länge angesetzt werden.

Auf Basis der analytischen Lösung nach Panc/Birmann und der FE-Analyse für Whitetopping kann aus der elastischen Länge eines Whitetopping-Systems ein maximaler Fugenabstand abgeleitet werden, bis zu dem die Verkehrslastspannungen kleiner bleiben als bei einer quasi-unendlich großen Platte.

Bild 8.8 zeigt die Ergebnisse einer Variationsberechnung der elastischen Länge nach Gleichung 8.34 für verschiedene Fahrbahndeckensystem (Beton: 80 mm bis 140 mm; Asphalt: 80 mm bis 140 mm; E-Modul Asphalt: 2.000 N/mm² bis 15.000 N/mm²).

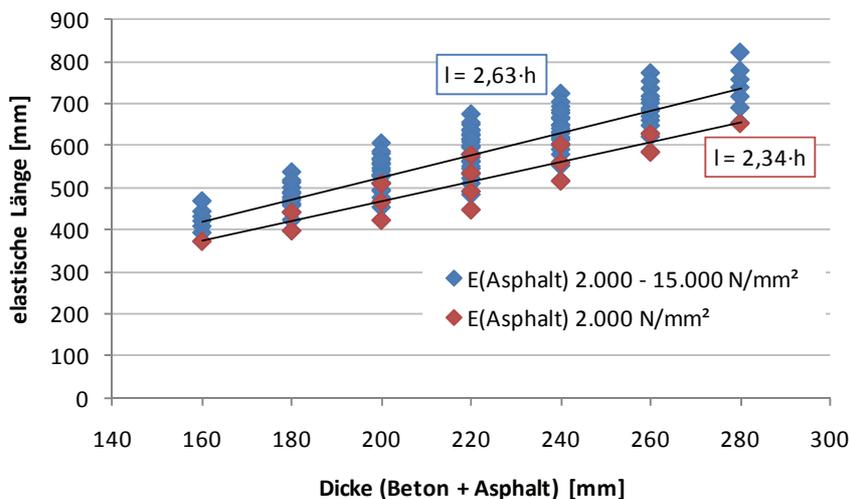


Bild 8.8: Zusammenhang zwischen Dicke der gebundenen Schichten und der elastischen Länge

Vereinfachend kann ein linearer Zusammenhang zwischen der mittleren elastischen Länge und der Gesamtschichtdicke der gebundenen Schichten angegeben werden:

$$l = 2,63 \cdot (h_{\text{Beton}} + h_{\text{Asphalt}}) \quad 8.36$$

Ergänzend kann ein linearer Zusammenhang zwischen der elastischen Länge für einen Asphalt-E-Modul = 2.000 N/mm² und der Gesamtschichtdicke der gebundenen Schichten angegeben werden.

$$l = 2,34 \cdot (h_{\text{Beton}} + h_{\text{Asphalt}}) \quad 8.37$$

Aus Gleichung 4.6 in Verbindung mit einer maximal 3,5-fachen elastischen Länge kann eine Empfehlung für eine maximale Plattenlänge l_{max} für Whitetopping abgeleitet werden. Der Zusammenhang ist in Bild 8.9 dargestellt.

$$l_{\text{max}} = 3,5 \cdot 2,34 \cdot (h_{\text{Beton}} + h_{\text{Asphalt}}) = 8,19 \cdot (h_{\text{Beton}} + h_{\text{Asphalt}}) \quad 8.38$$

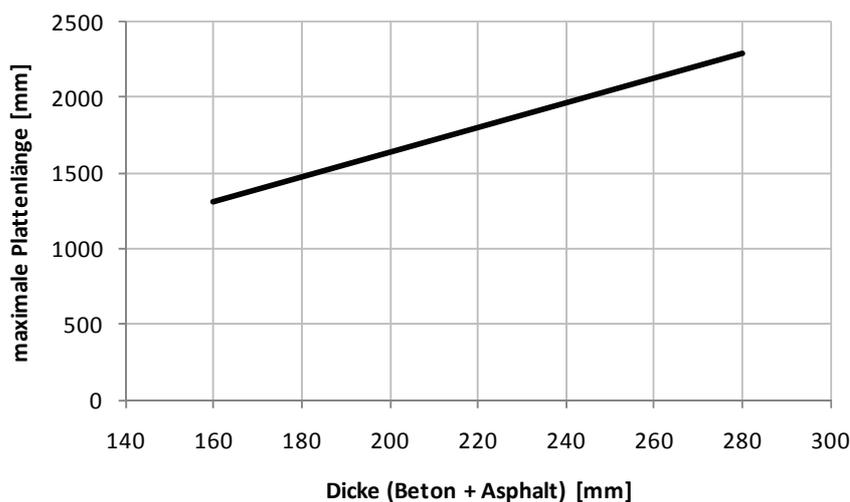


Bild 8.9: maximale Plattenlänge in Abhängigkeit der Dicke der gebundenen Schichten

Whitetopping-Platten, die kleinere Abmessungen haben als die so ermittelten maximalen Plattenlängen werden infolge Verkehrslasten geringer belastet als quasi-unendliche Platten, da die hervorgerufenen Biegezugspannungen niedriger ausfallen. Damit steht in Abhängigkeit vom Fahrbahnaufbau ein Hilfsmittel zur Verfügung, um die Plattengeometrie zu bestimmen. Dieses Ergebnis ergänzt insofern auch die bisher für Whitetopping in der Literatur häufig zu findende Empfehlung, die Plattenlänge in Abhängigkeit von der Betonschichtdicke zu wählen: 12- bis 15-fache Dicke (Cole et al. 1998, S. 206), 12- bis 18-fache Dicke (Rasmussen, Rozycki 2004, S. 18), 12- bis 24-fache Dicke (Yu, Tayabji 2007, S. 1). Dabei wird die zusätzlich mittragende Wirkung der Asphalttragschicht nicht berücksichtigt. Die Angaben in der Literatur

stehen nicht im Widerspruch zu der Empfehlung nach Gleichung 8.40, wenn man üblicherweise kombinierte Schichtdicken von Beton und Asphalt betrachtet. Vielmehr ergänzt die analytisch hergeleitete Lösung in der vorliegenden Arbeit die anhand von Erfahrungen aufgestellten Empfehlungen.

8.2.3 Einfluss auf die Wölbspannungen

Bei der Dimensionierung von Betonfahrbahnen müssen nicht nur die Biegezugspannungen infolge von Verkehrslasten berücksichtigt werden, sondern auch Biegezugspannungen infolge ungleichmäßiger Erwärmung, sogenannte Wölbspannungen (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 106).

Werden Verformungen an einem Tragsystem behindert, ruft dies Spannungen hervor. Die Wölbspannungen sind das Ergebnis behinderter Temperaturverformungen. An einer unendlich langen Platte werden die Wölbspannungen σ_w voll wirksam (ungestörte Wölbspannungen), da das Eigengewicht ein Verwölben der Platte vollständig verhindert. Bei kurzen Platten treten hingegen Verformungen auf. Gegenüber einer unendlich langen Platte fallen die Wölbspannungen σ_w'' (reduzierte Wölbspannungen) geringer aus (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 38ff).

Nach (Lechner 1996, S. 4) kann auf der sicheren Seite liegend diese Reduktion am Modell der randgelagerten Kreisplatte abgeschätzt werden. Zur Abgrenzung dient die sogenannte kritische Länge l_{krit} , bei der sich in Plattenmitte die Verformungen infolge Eigengewicht und Temperatur aufheben.

Anhand der in Kapitel 5.5.4 abgeleiteten Temperaturgradienten Δt (Gleichung 5.24) für Whitetopping können die daraus resultierenden Wölbspannungen auf Basis der Ansätze von (Eisenmann 1965, S. 19ff; Eisenmann, Leykauf 2003, S. 35ff) und (Lechner 1996, S. 5ff) berechnet werden. Für die erforderlichen Änderungen der Berechnungen bei Whitetopping werden die folgenden Annahmen aufgrund der Kombination von Beton und Asphalt zugrunde gelegt:

- Die Verformungen des Betons aufgrund von Temperaturänderungen erfolgen langsam. Beim Asphalt überwiegen dann die viskosen Eigenschaften, er verformt sich durch Relaxation spannungsfrei.
- Der Asphalt erfährt keine Dehungsänderung infolge Temperaturänderungen. Im Asphalt entstehen aus Temperaturgradienten keine Zug- oder Druckspannungen.
- Es besteht vollständiger Verbund zwischen Beton und Asphalt. Der Asphalt folgt daher vertikalen Verformungen (Hochwölben) des Betons.

Aus den Annahmen kann gefolgert werden:

Der Asphalt baut infolge seiner viskosen Eigenschaften keine eigenen Spannungen auf und hat daher keinen Einfluss auf das entstehende Wölbmoment infolge eines Temperaturgradienten. Das Wölbmoment wird nur durch die temperaturabhängigen Verformungen des Betons hervorgerufen.

Dem gegenüber steigt das Eigengewichtsmoment der Whitetopping-Platte, da der Asphalt aufgrund des Verbunds an der Unterseite des Betons klebt und so zu einem höheren wirksamen Eigengewicht führt. Dies ruft größere Rückverformungen hervor. Das wirksame Eigengewicht kann bei gleicher Wichte des Betons und des Asphalts (24 kN/m^3) mit

$$g = 24 \cdot 10^{-6} \cdot (h_{\text{Beton}} + h_{\text{Asphalt}}) \quad 8.39$$

angesetzt werden. Setzt man

$$\eta = \frac{h_{\text{Asphalt}}}{h_{\text{Beton}}} \quad 8.40$$

so kann das wirksame Eigengewicht ausgedrückt werden durch

$$g = 24 \cdot 10^{-6} \cdot h_{\text{Beton}} \cdot (1 + \eta) \quad 8.41$$

Die Verformung in Plattenmitte durch einen Temperaturgradienten Δt ergibt sich nach (Eisenmann 1965, S. 21) zu:

$$w_{\Delta t} = \frac{1}{8} \cdot l^2 \cdot \alpha_t \cdot \Delta t \quad 8.42$$

Die Verformung in Plattenmitte durch Eigengewicht g beträgt (Márkus, Otto 1978, S. 34):

$$w_g = \frac{g \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^4}{64 \cdot K} \cdot \left(\frac{5 + \mu}{1 + \mu}\right) \quad 8.43$$

Mit der Plattensteifigkeit (Altenbach et al. 1998, S. 152)

$$K = \frac{E \cdot I}{(1 - \mu^2)} = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \quad 8.44$$

ergibt sich

$$w_g = \frac{24 \cdot 10^{-6} \cdot h_{\text{Beton}} \cdot (1 + \eta) \cdot l^4 \cdot (5 + \mu) \cdot (1 - \mu)}{1024 \cdot E \cdot I} \quad 8.45$$

Die kritische Länge einer Kreisplatte erhält man nach (Eisenmann 1965, S. 21) durch Gleichsetzen der Verformungen:

$$w_{\Delta t} = w_g \quad 8.46$$

Damit ergibt sich:

$$krit \ l_o = \sqrt{\frac{128 \cdot \alpha_t \cdot \Delta t \cdot E \cdot I}{24 \cdot 10^{-6} \cdot h_{\text{Beton}} \cdot (1 + \eta) \cdot (5 + \mu) \cdot (1 - \mu)}} \quad 8.47$$

Die Länge einer in eine Kreisplatte einbeschriebenen quadratischen Platte ermittelt sich zu:

$$l_{qP} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot l_o \quad 8.48$$

Die kritische Länge einer in die Kreisplatte einbeschriebenen quadratischen Platte ist dann:

$$krit \ l_{qP} = \sqrt{\frac{64 \cdot \alpha_t \cdot \Delta t \cdot E \cdot I}{24 \cdot 10^{-6} \cdot h_{\text{Beton}} \cdot (1 + \eta) \cdot (5 + \mu) \cdot (1 - \mu)}} \quad 8.49$$

Für eine angesetzte Querdehnzahl $\mu=0,17$ und einem Temperaturdehnkoeffizienten von $\alpha_t=1,0 \cdot 10^{-5}$ [1/K] bestimmt sich die kritische Länge einer Quadratplatte zu:

$$krit\ l_{qP} = 2,4929 \cdot \sqrt{\frac{\Delta t \cdot E \cdot I}{h_{\text{Beton}} \cdot (1 + \eta)}} \quad 8.50$$

Während für $l = krit\ l_{qP}$ die Platte durch das Gleichgewicht aus Eigengewichts- und Temperaturverformung im Mittelteil zum Aufliegen kommt, stellt sich das Gleichgewicht der Momente aus den beiden Lastfällen bereits bei einer kürzeren Plattenlänge ein. Das Eigengewichtsmoment einer randgelagerter Kreisplatte in Plattenmitte beträgt (Márkus, Otto 1978, S. 35):

$$M_g = \frac{g \cdot l^2 \cdot (3 + \mu)}{64} = \frac{24 \cdot 10^{-6} \cdot h_{\text{Beton}} \cdot (1 + \eta) \cdot l^2 \cdot (3 + \mu)}{64} \quad 8.51$$

Durch vollständige Verformungsbehinderung einer Platte tritt nach (Lechner 1996, S. 6) ein Wölbmoment

$$M_{\Delta T} = \frac{1}{1 - \mu} \cdot \alpha_t \cdot \Delta t \cdot E \cdot I \quad 8.52$$

auf. Aus dem Momentengleichgewicht ergibt sich die dafür maßgebende Länge einer randgelagerten Kreisplatte nach (Lechner 1996, S. 6) zu

$$l_o = \sqrt{\frac{64 \cdot \alpha_t \cdot \Delta t \cdot E \cdot I}{24 \cdot 10^{-6} \cdot h_{\text{Beton}} \cdot (1 + \eta) \cdot (3 + \mu) \cdot (1 - \mu)}} \quad 8.53$$

Die entsprechende Länge für das Momentengleichgewicht einer Quadratplatte (vgl. Gleichung 8.48), der Querdehnzahl $\mu=0,17$ und einem Temperaturdehnkoeffizienten von $\alpha_t=1,0 \cdot 10^{-5}$ [1/K] beträgt:

$$l_{qP} = 3,1836 \cdot \sqrt{\frac{\Delta t \cdot E \cdot I}{2 \cdot h_{\text{Beton}} \cdot (1 + \eta)}} = 2,2511 \cdot \sqrt{\frac{\Delta t \cdot E \cdot I}{h_{\text{Beton}} \cdot (1 + \eta)}} \quad 8.54$$

Setzt man in diese Gleichung die Bestimmung der kritischen Plattenlänge aus dem Gleichgewicht der Verformung ein, erhält man den Zusammenhang:

$$l_{qP} = 0,903 \cdot krit\ l_{qP} \quad 8.55$$

Durch die Wahl eines geeigneten kurzen Fugenabstandes sollen bei Whitetopping die wirkenden Wölbspannungen reduziert werden. Dies ist bei einem Fugenabstand kleiner als $0,903 \cdot \text{krit } l_{qP}$ der Fall.

Bei der Ermittlung der kritischen Plattenlänge wurde von einer linienförmigen Auflagerung an den Plattenrändern ausgegangen. Tatsächlich liegt nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 42) an den Plattenenden eine Verdrehung φ vor, die in Verbindung mit der Bettungsmodultheorie die Ermittlung einer reduzierten Stützweite erlaubt, wie in Bild 8.10 dargestellt.

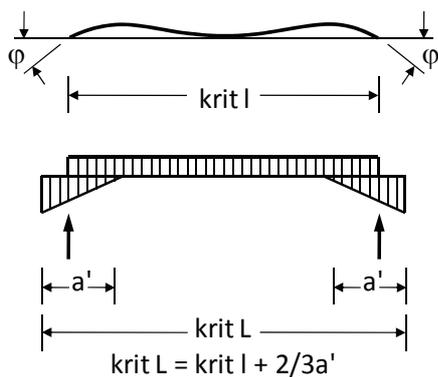


Bild 8.10: Berechnung der kritischen Plattenlänge nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 40)

Die Auflagerbreite a' zur Abschätzung der Wölbspannungsreduktion kann wie folgt am Balkenmodell bestimmt werden:

Die Einsenkung w am Stabende kann geometrisch beschrieben werden mit:

$$w = a' \cdot \varphi \quad 8.56$$

Die Auflagerreaktion bei Annahme einer elastischen Bettung k kann über das Eigengewicht des Balkens bestimmt werden (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 43):

$$\frac{g \cdot l}{2} = a' \cdot \frac{w}{2} \cdot k \quad 8.57$$

Setzt man Gleichung 8.56 in Gleichung 8.57 ein, so ergibt sich für a' :

$$a' = \sqrt{\frac{g \cdot l}{\varphi \cdot k}} \quad 8.58$$

Die resultierende Verdrehung φ infolge ungleichmäßiger Erwärmung und Eigengewicht kann am Auflager bestimmt werden. Die Krümmung w'' infolge einer ungleichmäßiger Erwärmung Δt ist konstant. Die Verdrehung φ erhält man als Integral der Krümmung. Da die Verdrehung in Plattenmitte gleich Null ist, ist die Verdrehung am Rand:

$$\varphi_{\Delta t}(0) = 0,5 \cdot l \cdot \alpha_t \cdot \Delta t \quad 8.59$$

Die entgegengerichtete Verdrehung infolge Eigengewicht ergibt sich aus der Ableitung der Biegelinie am Biegebalken:

$$\varphi_g(x) = w'(x) = \frac{g}{24 \cdot E \cdot I} (4 \cdot x^3 - 6 \cdot l \cdot x^2 + l^3) \quad 8.60$$

Am Auflager ($x = 0$) ergibt sich für die Verdrehung infolge Eigengewicht

$$\varphi_g(0) = \frac{g \cdot l^3}{24 \cdot E \cdot I} \quad 8.61$$

In Anlehnung an (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 42) beträgt die resultierende Verdrehung am Auflager dann:

$$\begin{aligned} \varphi &= \varphi_{\Delta t} - \varphi_g = 0,5 \cdot l \cdot \alpha_t \cdot \Delta t - \frac{g \cdot l^3}{24 \cdot E \cdot I} \\ &= 0,5 \cdot l \cdot \alpha_t \cdot \Delta t - \frac{24 \cdot 10^{-6} \cdot (1 + \eta) \cdot l^3}{2 \cdot E \cdot h_{\text{Beton}}^2} \end{aligned} \quad 8.62$$

Die ungestörten Wölbspannungen an einer ausreichend großen Platte lassen sich nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 38) wie folgt berechnen:

$$\sigma_w = \frac{1}{1 - \mu} \cdot \frac{h_{\text{Beton}} \cdot \Delta t}{2} \cdot \alpha \cdot E \quad 8.63$$

Am Plattenrand ergeben sich infolge des einaxialen Spannungszustandes etwas geringere Wölbspannungen (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 38, Eisenmann, Leykauf 2003, S. 44):

$$\sigma_w = \frac{h_{\text{Beton}} \cdot \Delta t}{2} \cdot \alpha \cdot E \quad 8.64$$

Die Biegezugspannungen infolge ungleichmäßiger Erwärmung werden bei einer tatsächlichen Plattenlänge L kleiner als $0,9 \cdot \text{krit } l$ abgebaut und können über die folgende Beziehung nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 44) ermittelt werden.

$$\sigma_w'' = \left(\frac{L - \frac{2}{3} a'}{0,9 \cdot \text{krit } l} \right)^2 \cdot \sigma_w \quad 8.65$$

Die dargestellten Zusammenhänge wurden für verschiedene Whitetopping-Systeme ausgewertet. Folgende Parameter wurden dabei untersucht:

- Betonschichtdicken: 80 mm bis 160 mm
- Asphalt-schichtdicken: 50 mm bis 200 mm
- Plattenlängen: 1.000 mm bis 4.000 mm
- Asphalt-E-Modul: 1.000 bis 18.000 N/mm²

Bei der Variation des Asphalt-E-Moduls (1.000 bis 18.000 N/mm²) zeigte sich, dass dieser Parameter einen untergeordneten Einfluss auf die reduzierten Wölbspannungen (< 5 %) hat. Für die weiteren Betrachtungen wurde daher für den Asphalt ein konstanter E-Modul mit 3.500 N/mm² angesetzt. Damit werden die sommerlichen Randbedingungen bei den größten einwirkenden Temperaturgradienten abgebildet und die ermittelten reduzierten Wölbspannungen liegen auf der sicheren Seite. Bild 8.11 zeigt für $E_{\text{Asphalt}} = 3.500 \text{ N/mm}^2$ die reduzierten Wölbspannungen σ_w'' in Abhängigkeit von der Plattenlänge und den Schichtdicken des Betons und des Asphalt für typische Whitetopping-Systeme.

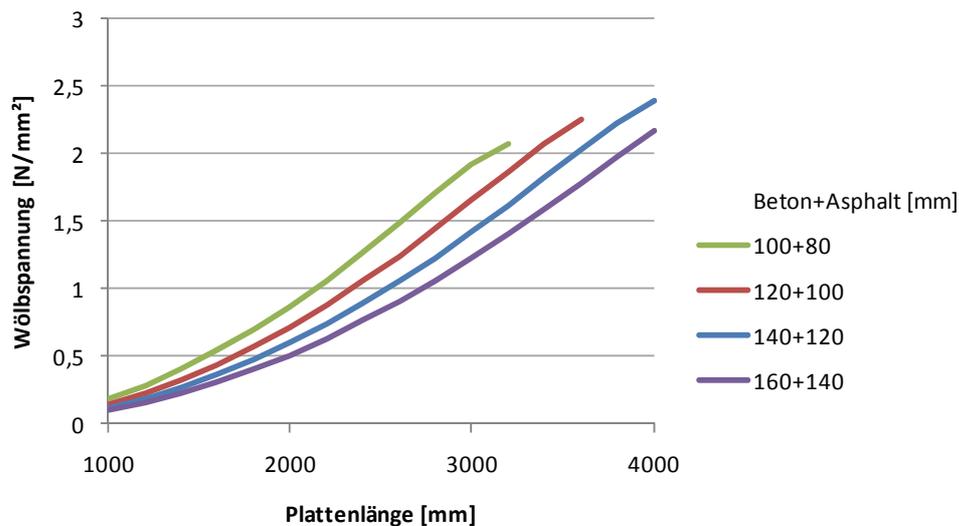


Bild 8.11: Wölbspannung σ_w in Abhängigkeit von der Plattenlänge und den Schichtdicken

Es zeigt sich, dass für dünnere Whitetopping-Systeme bei gleichen Plattenlängen größere Wölbspannungen auftreten. Ursache sind vor allem die größeren einwirkenden Temperaturgradienten. Zudem erkennt man, dass mit zunehmender Plattenlänge die Wölbspannungen quadratisch zunehmen. Ergänzend sind in Anhang A.19 Diagramme dargestellt, mit denen die reduzierten Wölbspannungen in Abhängigkeit von der Plattenlänge für verschiedene Kombinationen der Asphalt- und Betonschichtdicken entnommen werden können. Damit stehen die dimensionierungsrelevanten Wölbspannungen zur Verfügung, die in Kombination mit den Verkehrslastspannungen eine Aussage über die zulässigen Achsübergänge erlauben.

8.3 Querkraftübertragung an der Fuge

8.3.1 Allgemeines

Die Lastfälle im Berechnungsverfahren von Westergaard unterscheiden zwischen Plattenmitte, Plattenrand und Plattenecke. Gegenüber dem Lastfall Plattenrand reduzieren sich in Betondecken an Längs- und Quertugen die Einsenkungen. Ursache hierfür ist die Querkraftübertragung von einer Platte auf die Nachbarplatte. Bei klassischen Betondecken wirken für die Querkraftübertragung in einer Quertuge die Rissverzahnung und die Dübel (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 72ff). Bei Whitetopping kommt ein weiterer Mechanismus zur Querkraftübertragung hinzu. Unter den Whitetopping-Platten liegt eine Asphalttragschicht, die einen Beitrag zur Lastübertragung leistet (Pereira et al. 2006, S. 255).

Als Maß für die Querkraftübertragung kann der Wirksamkeitsindex W [%] nach (Teller, Sutherland 1936, S. 170) herangezogen werden, die Querkraftübertragung beträgt nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 76) etwa die Hälfte des Wirksamkeitsindex. Der Wirksamkeitsindex ergibt sich dabei aus der Einsenkung des belasteten Fugenrandes y_1 und der Einsenkung des nicht belasteten Fugenrandes y_2 . Eine vollständige Querkraftübertragung würde zur gleichen Einsenkung auf beiden Seiten der Fuge führen, der Wirksamkeitsindex würde dann 100 % betragen. Für den Fall, dass keine Querkraft übertragen wird, ergibt sich auf der unbelasteten Seite keine Einsenkung, der Wirksamkeitsindex beträgt dann 0 %.

$$W = \frac{2 \cdot y_2}{y_1 + y_2} \cdot 100 \quad 8.66$$

Die Spannungen an der Fuge nach Gleichung 8.15 ergeben sich dann mit Berücksichtigung des Wirksamkeitsindex zu:

$$\sigma_{QF} = \sigma_{QR} \cdot \left(1 - \frac{W}{200}\right) \quad 8.67$$

Bei verdübelten Fugen kann nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 77) auch nach über 30-jähriger Verkehrslasteinwirkung von einem Wirksamkeitsindex von mindestens 80 % ausgegangen werden. Bei Whitetopping kommen Dübel jedoch nicht immer, sondern vor allem auf Strecken mit hohem Schwerverkehrsanteil zum Einsatz.

Die Querkraftübertragung bei Fugenkonstruktionen ohne Dübel ist bei Whitetopping auf die Wirkung der Rissverzahnung und der Asphalttragschicht beschränkt.

8.3.2 Lastübertragung durch Rissverzahnung

Einen Zusammenhang für den Wirksamkeitsindex von nicht verdübelten Fugen infolge Rissverzahnung geben (Colley, Humphrey 1967, S. 17) auf der Basis umfangreicher Laborversuche an. Der Bettungsmodul wurde mit einer 610 mm Lastplatte bestimmt, als Zuschlag wurde Kies verwendet.

Nach (Lang et al. 2007, S. 197) ist der Bettungsmodul annähernd umgekehrt proportional zum Durchmesser der Lastplatte. Der Bettungsmodul wird im Straßenbau üblicherweise unter Bezug auf einen Lastplattenversuch mit einem Plattendurchmesser von 300 mm ermittelt. Die Anpassung des Bettungsmoduls in der ursprünglichen Gleichung erfolgt daher auf der sicheren Seite mit dem Faktor 0,491 (= 300/610). Die ursprünglich von (Colley, Humphrey 1967, S. 17)

angegebene Gleichung wurde für die Verwendung in der vorliegenden Arbeit zusätzlich auf SI-Einheiten umgerechnet und nimmt dann die Form in Gleichung 8.68 an. Der Wirksamkeitsindex W [%] ergibt sich in Abhängigkeit von der wirksamen Dicke der Betonschicht h [mm], der Radlast Q [kN], der Fugenöffnung w [mm] und Bettungsmodul k [N/mm³].

$$W = 43,55 \cdot \frac{h}{Q \cdot w} \sqrt{k} \quad 8.68$$

Zur grafischen Lösung der Gleichung 8.68 wird von (Colley, Humphrey 1967, S. 17) ein Nomogramm abgeleitet, das umgerechnet auf SI-Einheiten von (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 77) dargestellt wird.

Betrachtet man die Gleichung für typische Whitetopping-Fälle, so zeigt sich, dass auch bei Annahme ungünstiger Randbedingungen wie hohe Nullspannungstemperatur, schlechte Tragfähigkeit des Untergrunds und geringe Dicke der Betondecke immer ein Teil der auftretenden Querkräfte über die Rissverzahnung übertragen werden kann.

Eine Berechnung für die Anwendung von Whitetopping am Beispiel der Teststrecke Hengersberg veranschaulicht die aufgezeigten Zusammenhänge. Zugrunde gelegt wurde eine Whitetopping-Schicht (E-Modul 35.000 N/mm²) mit einer Dicke von 120 mm, daraus abgeleitet eine wirksame Höhe von 80 mm, da der Beton im Bereich des Fugenschnitts (rund 40 mm tief) keine Rissverzahnung aufweist. Die Nullspannungstemperatur wird mit 40 °C angesetzt und berücksichtigt damit die Erhöhung der Nullspannungstemperatur durch Schwinden des Betons (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 28). Die Asphalttragschicht weist eine Dicke von 100 mm auf. Die Belastung beträgt 50 kN.

Die Verhältnisse werden in Abhängigkeit von maximalen, mittleren und minimalen Temperaturverläufen während der Tagstunden (9 – 21 Uhr) und während der Nachtstunden (21 – 9 Uhr) ermittelt.

Die jahreszeitlichen Phasen Winter, Frühling I, Frühling II, Sommer, Herbst I und Herbst II unterscheiden sich dabei hinsichtlich:

- Temperaturverläufe im Oberbau nach (Mais 1968, S. 53f), vgl. Anlagen A.29 und A.30
- Steifigkeitsverhältnisse im Asphalt (ermittelt für einen Kalibrierasphalt der Tragschicht nach den RDO Asphalt Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2009b, S. 27 anhand der Temperatur des Asphalts; gerundet)
- Steifigkeitsverhältnisse im Untergrund (jahreszeitabhängige Annahme: allgemein 120 N/mm^2 , im Winter wegen Frost 150 N/mm^2 , im Frühling I wegen Tauperiode 50 N/mm^2 , im Frühling II wegen Tauperiode 100 N/mm^2) sowie
- Fugenöffnungsweiten in der Betondecke (Berechnung über temperaturabhängige Längenausdehnung).

Die Ergebnisse der Berechnung für die betrachteten Jahreszeiten sind in Tabelle 8.3 dargestellt.

Tabelle 8.3: Wirksamkeitsindex bei Whitetopping – jahreszeitabhängige Berechnung

		Asphalt		Beton		Untergrund		
		Temperatur	E-Modul	Temperatur	E-Modul	k	w	W
		[°C]	[N/mm ²]	[°C]	[N/mm ²]	[N/mm ³]	[mm]	[%]
Tag: T max	Winter	5	12800	8	180	0,189	0,53	57
	Frühling I	20	6500	26	50	0,037	0,23	58
	Frühling II	35	1500	40	100	0,108	0,00	100
	Sommer	35	1500	45	120	0,138	0,00	100
	Herbst I	27	3700	35	120	0,127	0,08	100
	Herbst II	10	10700	10	120	0,113	0,50	47
Tag: T mittel	Winter	-1	15700	-1	180	0,184	0,68	44
	Frühling I	12	9900	16	50	0,035	0,40	33
	Frühling II	24	4800	29	100	0,097	0,18	100
	Sommer	27	3700	34	120	0,127	0,10	100
	Herbst I	21	6100	24	120	0,121	0,26	92
	Herbst II	10	10700	11	120	0,113	0,48	49
Tag: T min	Winter	-7,5	19400	-11	180	0,179	0,84	35
	Frühling I	8	11500	8	50	0,035	0,53	25
	Frühling II	15	8600	15	100	0,091	0,41	51
	Sommer	18	7300	17	120	0,118	0,38	63
	Herbst I	14	9000	13	120	0,115	0,45	53
	Herbst II	5	12800	3	120	0,110	0,61	38
Nacht: T max	Winter	5	12800	4	180	0,189	0,59	51
	Frühling I	18	7300	16	50	0,037	0,40	34
	Frühling II	28	3300	27	100	0,101	0,21	100
	Sommer	33	1900	33	120	0,135	0,12	100
	Herbst I	23	5200	24	120	0,123	0,26	93
	Herbst II	15	8600	14	120	0,116	0,43	55
Nacht: T mittel	Winter	-4	17300	-7	180	0,182	0,78	38
	Frühling I	10	10700	9	50	0,035	0,51	26
	Frühling II	18	7300	18	100	0,093	0,36	58
	Sommer	22	5600	21	120	0,122	0,31	78
	Herbst I	17	7800	16	120	0,117	0,40	60
	Herbst II	7	12000	6	120	0,111	0,56	41
Nacht: T min	Winter	-12,5	22800	-17,5	180	0,175	0,95	31
	Frühling I	3	13700	0	50	0,034	0,66	19
	Frühling II	10	10700	6	100	0,089	0,56	37
	Sommer	14	9000	11	120	0,115	0,48	49
	Herbst I	11	10300	8	120	0,113	0,53	44
	Herbst II	3	13700	-1	120	0,109	0,68	34

Naturgemäß ist die Lastübertragung mittels Rissverzahnung im Winter am geringsten, wenn die Fugenöffnung am größten ist. Allerdings weisen zu dieser Jahreszeit der Asphalt und der

Untergrund die höchste Tragfähigkeit auf. Umgekehrt sind in der warmen Jahreszeit, wenn der Asphalt infolge hoher Temperaturen eine geringere Steifigkeit aufweist, die Fugen wegen der Ausdehnung des Betons geschlossen. Die Lastübertragung ist dann über die Rissverzahnung sehr effektiv, der Wirksamkeitsindex erreicht dann bis zu 100 %. Der Verlauf des Wirksamkeitsindex, wie er für die Ergebnisse aus Tabelle 8.3 in Bild 8.12 dargestellt ist, zeigt dabei im zeitigen Frühjahr (Frühling I) während des Frostaufgangs die kritischste Phase, da in der Zeit die geringste Steifigkeit des Untergrunds vorliegt.

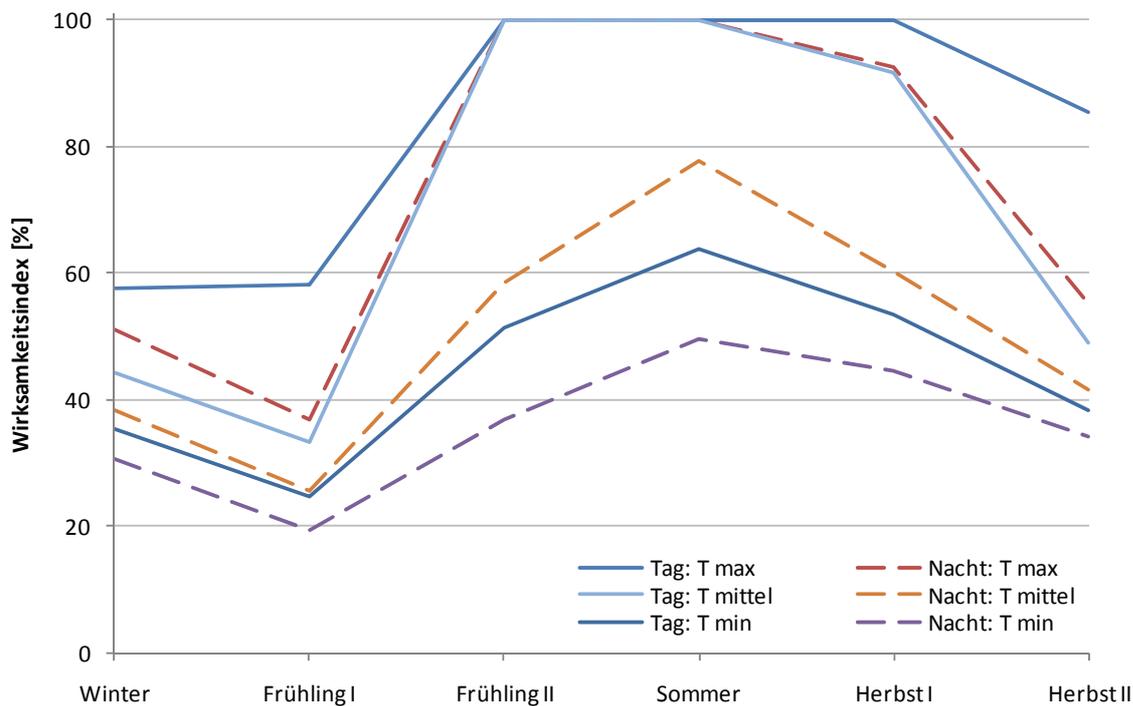


Bild 8.12: jahreszeit- und temperaturabhängiger Wirksamkeitsindex infolge Rissverzahnung

Betrachtet man den Verlauf des Wirksamkeitsindex, so sieht man, dass die Rissverzahnung einen günstigen Beitrag zur Querkraftübertragung leistet.

Aus der Betrachtung der Rissverzahnung lassen sich einige konstruktive Forderungen für Whitetopping ableiten. Eine ausreichende Tragfähigkeit des Unterbaus (Frostschuttschicht und Planum) ist nicht nur zur Begrenzung der auftretenden Biegezugspannungen im Beton, sondern auch zur Gewährleistung einer günstigen Rissverzahnung erforderlich.

Kritisch zu sehen ist eine Vergrößerung der Plattenabmessungen. Die Fugenöffnung wird durch Schwinden und Verkürzen des Betons bei niedrigen Temperaturen größer, da sie vor allem von der Länge der Platte abhängig ist. Mit größerer Fugenöffnung sinkt die Rissverzahnung und damit auch der Wirksamkeitsindex.

Durch Verwendung von gebrochenem Zuschlag – wie er bei Whitetopping üblich ist – anstelle des für die Entwicklung von Gleichung 8.68 verwendeten Kieses (Colley, Humphrey 1967, S. 16) kann die Rissverzahnung verbessert werden. Insofern ist Gleichung 8.68 auf der sicheren Seite, da sie auf der Basis der Ergebnisse von Kiesbeton aufgestellt wurde.

Neben der hier zugrunde gelegten Studie von (Colley, Humphrey 1967) zur Rissverzahnung existieren weitere Untersuchungen zur Wirkung der Rissverzahnung. So entwickeln (Jensen, W. Hansen 2006) anhand von Laborversuchen ein nichtlineares Modell, mit dem sie drei unterschiedliche Bewegungsarten in Abhängigkeit von der Rissbreite beschreiben können. Sie unterscheiden zwischen freier Anfangsbewegung (Schlupf), gekoppelter Einsenkung und gekoppelter Einsenkung mit Rutschkennwerten (Jensen, W. Hansen 2006, S. 264). Dieses Modell, das für verschiedene Zuschläge mit bis zu 12 Parametern beschrieben wird, dient zur Integration der Rissverzahnung in die Finite-Element-Software EverFE v2.24 (Jensen, W. Hansen 2006, S. 271f). Allgemeingültig kann aus der Arbeit abgeleitet werden, dass bei Verwendung einer harten statt einer weichen Gesteinskörnung als Zuschlag die Rissverzahnung günstiger ist, da hierdurch eine rauere Oberfläche im Riss entsteht, die eine größere Querkraftübertragung ermöglicht (Jensen, W. Hansen 2006, S. 265).

(Brink et al. 2005, S. 12f) untersuchen die Auswirkungen von unterschiedlichen Gesteinskörnungen auf den Wirksamkeitsindex einer Betonplatte. Dabei zeigt sich, dass ein Beton mit Größtkorn 37,5 mm einen größeren Wirksamkeitsindex erreicht als ein Beton mit Größtkorn 19 mm. Daneben zeigt sich auch, dass unter dynamischer Belastung der Wirksamkeitsindex größer ausfällt als unter statischer Belastung. Die experimentellen Untersuchungen von (Brink et al. 2005, S. 12f) konnten von (Swati Roy Maitra et al. 2010, S. 192) mit Hilfe einer Finite-Element-Analyse bestätigt und hinsichtlich verschiedener Plattendicken verallgemeinert werden.

Durch wiederholte Lastübergänge ist zu befürchten, dass die Rissverzahnung infolge Verschleiß abnimmt und der Wirksamkeitsindex sich hierdurch verschlechtert. Allerdings haben weder (Hansen, Jensen 2001, S. 85) bei 300.000 Lastwechseln noch (Brink 2003, S. 3–9) bei 2.000.000 Lastwechseln einen Abbau des Wirksamkeitsindex beobachtet. Als Mechanismus zur Querkraftübertragung ist daher die Rissverzahnung für einen ausreichenden Zeitraum als beständig anzusehen.

Neben den dargestellten Zusammenhängen ist für eine günstige Rissverzahnung ein möglichst geringes Schwindmaß anzustreben. Neben dem Einsatz von Schwindreduzierern sollte bei Whitetopping daher vor allem eine sorgfältige Nachbehandlung mit Nachbehandlungsmittel zum Einsatz kommen. Ergänzend kann nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 24) eine

Nassnachbehandlung unterstützen, vor allem bei ungünstigen Verhältnisse wie hohen Temperaturen, starker Sonneneinstrahlung, starker Windeinwirkung oder einer relativen Feuchtigkeit unter 50 %.

Um die angesetzten Fugenöffnungen zu erreichen, ist eine möglichst gleichmäßige Verteilung der gerissenen Fugen erforderlich. Ein Paketreißen mit in der Folge einzelnen, großen Fugenöffnungen sollte beim Betonstraßenbau im Allgemeinen und vor allem bei Whitetopping unbedingt vermieden werden. Ein gleichmäßiges Reißen der Fugen wird nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 24) durch den Verbund zur Unterlage erreicht. Dies ist bei Whitetopping gegeben.

8.3.3 Lastübertragung durch die Asphalttragschicht

Neben der Querkraftübertragung durch die Rissverzahnung trägt auch die Asphalttragschicht zur Lastübertragung bei. (Pereira et al. 2006, S. 254ff) vergleichen die Überbauung einer 80 mm dicken vorgeschädigten Asphalttragschicht und einer 45 mm dicken intakten Asphalttragschicht mit einer 100 bzw. 95 mm dicken Betonschicht. Bei der Messung der Einsenkung an den beiden Whitetopping-Systemen mit einem Benkelman-Balken zeigt sich eine gute Lastübertragung für die intakte, aber dünnere Asphalttragschicht. Im Gegensatz hierzu konnte an der vorgeschädigten Asphalttragschicht nahezu keine Lastübertragung gemessen werden und die Einsenkungsmulde zeigt einen sprunghaften Wechsel beim Überfahren der Fuge. Im Ergebnis folgern (Pereira et al. 2006, S. 257), dass die Lastübertragung der Asphalttragschicht den wesentlichen Beitrag zur Wirkung von Whitetopping leistet, da hierdurch eine Komposittragwirkung und eine kontinuierliche Lastabtragung gewährleistet werden. Die Wirksamkeit der Lastübertragung der Asphalttragschicht konnte durch die Messungen an der Versuchsstrecke Hengersberg bestätigt werden (vgl. Kapitel 4.1.3).

Analytische Lösungen zur Abschätzung der Lastübertragung oder zur Dimensionierung der Asphalttragschicht wurden in der Literatur nicht gefunden. Für das Verhalten des Asphalts können mit Einschränkungen die Untersuchungen an Asphaltchichten über hydraulisch gebundenen Tragschichten (HGT) herangezogen werden, da die Interaktion der beiden Schichten (Asphalt, Beton) ähnlich ist (Leykauf 1986; Willberg 2001). Das Fahrbahnsystem bei Whitetopping liegt jedoch mit einem anderen Schichtenaufbau vor, was ein geändertes Tragverhalten bewirkt.

In Anlehnung an (Leykauf 1986, S. 10), der die Wirkungszusammenhänge für Reflexionsrisse bei Asphaltstraßen beschreibt, treten im Fugenbereich bei Whitetopping die in Bild 8.13 dargestellten vier wesentlichen Beanspruchungsarten auf:

- Biegebeanspruchung infolge Verkehrslast σ_r
- vertikale Schubbeanspruchung infolge Verkehrslast τ_D
- Zugbeanspruchung infolge Temperaturänderung σ_T
- Asphaltdehnung infolge Rissatmung Δb im Beton

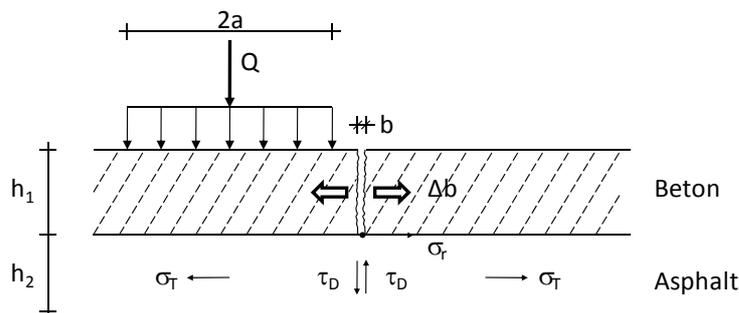


Bild 8.13: Beanspruchungsarten im Asphalt im Fugenbereich von Whitetopping

Nach (Leykauf 1986, S. 10) wird die Schubspannung τ_D durch die Querkraftübertragung hervorgerufen. Insofern übernimmt die Asphalttragschicht bei Whitetopping eine Art Dübelwirkung. Die aktivierten Schubspannungen sind dabei von der Querkraftübertragung beispielsweise durch Dübel oder über die Rissverzahnung abhängig, was durch den Wirksamkeitsindex ausgedrückt werden kann. (Leykauf 1986, S. 13) gibt einen Zusammenhang unter der vereinfachenden Annahme einer Lastausstrahlung von 45° sowie einer gleichmäßigen Verteilung der Schubspannungen über den Asphaltquerschnitt an. Eine Untersuchung von (Willberg 2001, S. 38) mit Hilfe von FE-Berechnungen bestätigt die angenommenen Schubspannungen als nahezu konstant über die Höhe des Asphalts. Im Vergleich liegt das Ergebnis der analytischen Lösung rund 10 % über dem Ergebnis aus der FE-Berechnung, was als sehr gute Näherung angesehen werden kann.

Die Lösung nach (Leykauf 1986, S. 13) kann für Whitetopping angepasst werden, die Schubspannungen im Asphalt unter einer Whitetopping-Fuge ergeben sich dann zu:

$$\tau_D = \frac{Q}{2} \cdot \frac{1}{h_2 \cdot (2 \cdot a + 2 \cdot h_1 + h_2)} \cdot \left(1 - \frac{W}{100}\right) \quad 8.69$$

Für eine Betonschichtdicke von 120 mm ist der Zusammenhang der auftretenden Schubspannungen in Abhängigkeit vom Wirksamkeitsindex der Rissverzahnung und der Dicke der Asphalttragschicht in Bild 8.14 dargestellt.

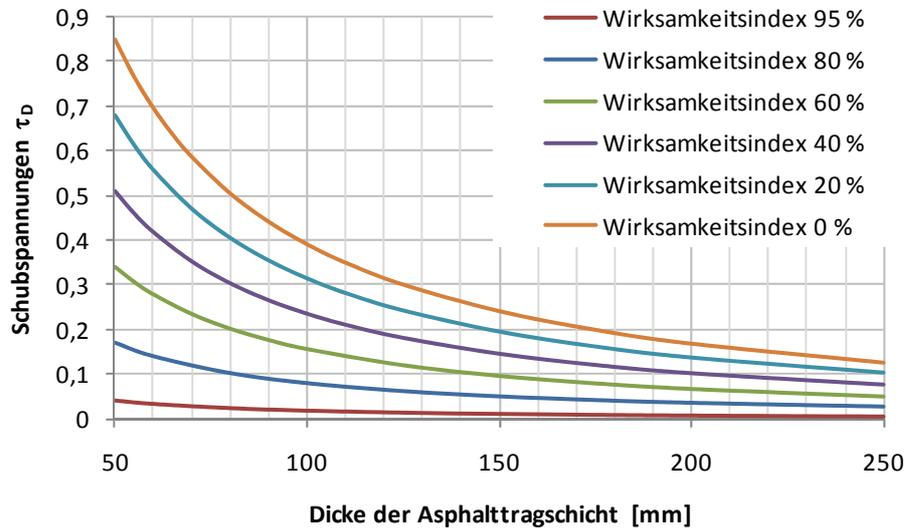


Bild 8.14: Schubspannungen τ_D im Asphalt unter einer Whitetopping-Fuge (120 mm Beton)

Damit ist deutlich zu sehen, dass die auftretenden Schubspannungen und damit die Gefahr von Rissen im Asphalt reduziert werden können, wenn ein möglichst hoher Wirksamkeitsindex erreicht wird und wenn die Dicke der Asphalttragschicht möglichst groß ist.

Unter Berücksichtigung der herrschenden Temperaturen im Oberbau ist es möglich, anhand der in der Asphalttragschicht auftretenden Schubspannungen eine zulässige Lastwiederholungszahl für Kombinationen aus Beton- und Asphaltstärken zu berechnen. Die Schubspannung wird hierzu für eine 50 kN-Einzelast in Abhängigkeit von den Schichtdicken der Whitetoppingschicht und der Asphalttragschicht nach Gleichung 8.69 ermittelt, wobei für diese Gleichung wiederum der Wirksamkeitsindex nach Gleichung 8.68 eingesetzt wird. Hierbei ergibt sich eine Abhängigkeit von der wirksamen Dicke der Betonschicht, der Fugenöffnung und dem Bettungsmodul. Dies bedeutet, dass die tageszeitlichen und jahreszeitlichen Temperaturänderungen Auswirkungen auf die Fugenöffnung im Beton und die Steifigkeit des Asphalts haben, was durch eine anteilige Berechnung berücksichtigt werden muss.

Die so ermittelten Schubspannungen werden der Zeitschubfestigkeit von Asphalt gegenübergestellt. Hierdurch kann die zulässige Lastwiederholungszahl auf Grundlage der Ermüdung des Asphalts (vgl. Diagramm in Anlage A.31) bestimmt werden. Dieses Diagramm, das den Zusammenhang zwischen Schubspannung τ_D [N/mm²], Asphalttemperatur T [°C] und

zulässiger Lastwechselzahl N angibt, kann durch folgende, im Rahmen der vorliegenden Arbeit hergeleitete Gleichung beschrieben werden:

$$N = 10^{3 + \frac{-0,000231 \cdot T^2 - 0,017506 \cdot T + 0,326179 - \log \tau_D}{0,210}} \quad 8.70$$

Die Schädigungsanteile der Lastwechselanteile werden getrennt für Tag- und Nachtstunden, für den maximalen, mittleren und minimalen Temperaturverlauf und für die Berücksichtigung der jahreszeitlichen Schwankungen ermittelt. Die Achsübergänge wurden zu zwei Drittel den Tagstunden (9 – 21 Uhr) und zu einem Drittel den Nachtstunden (21 – 9 Uhr) zugeordnet. Für die Temperaturverläufe wurde folgende Aufteilung angesetzt:

- 25 % maximaler Temperaturverlauf
- 50 % mittlerer Temperaturverlauf
- 25 % minimaler Temperaturverlauf

Die Schädigungsanteile werden nach der linearen Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner (vgl. 6.1.3) aufsummiert. Da die Berechnung mit einer 50 kN-Einzellast erfolgt, ergibt sich für eine Schadenssumme $D = 1$ die Zahl der zulässigen äquivalenten 10-t-Achsübergänge $N_{i,j,k}$. Die Einführung eines Faktors η erlaubt eine Abminderung der zulässigen Lastwechselzahlen, um beispielsweise eine bereits vorhandene Vorschädigung der Asphalttragschicht zu berücksichtigen.

$$D = 1 = \frac{1}{\eta} \cdot \sum_i^{\text{Tag/Nacht Temperaturverlauf}} \sum_j^{\text{Jahreszeit}} \sum_k \frac{\Delta N_{i,j,k}}{N_{i,j,k}} \quad 8.71$$

Wird die Gleichung 8.71 für verschiedene Asphalt- und Betondicken gelöst, erhält man auf Basis der Lebensdauer der Asphalttragschicht die zulässigen äquivalenten 10-t-Achsübergänge für verschiedene Whitetopping-Systeme. Durch den Bezug auf äquivalente 10-t-Achsübergänge ist eine Zuordnung zu Bauklassen entsprechend den RStO möglich. Um eine Lösung mit großer Allgemeingültigkeit zu erhalten, wird $\eta = 0,5$ gesetzt, gleichbedeutend mit einer 50 %igen Vorschädigung der Asphalttragschicht. Die Lösung der Gleichung 8.71 für verschiedene Dicken mit $\eta = 0,5$ liefert baupraktisch sinnvolle und einfach zu verwendende Diagramme zur Dimensionierung der Asphalttragschicht. Das Diagramm für die Referenz-Plattenlänge (Scheinfugenabstand) von 1650 mm ist in Bild 8.15 exemplarisch dargestellt.

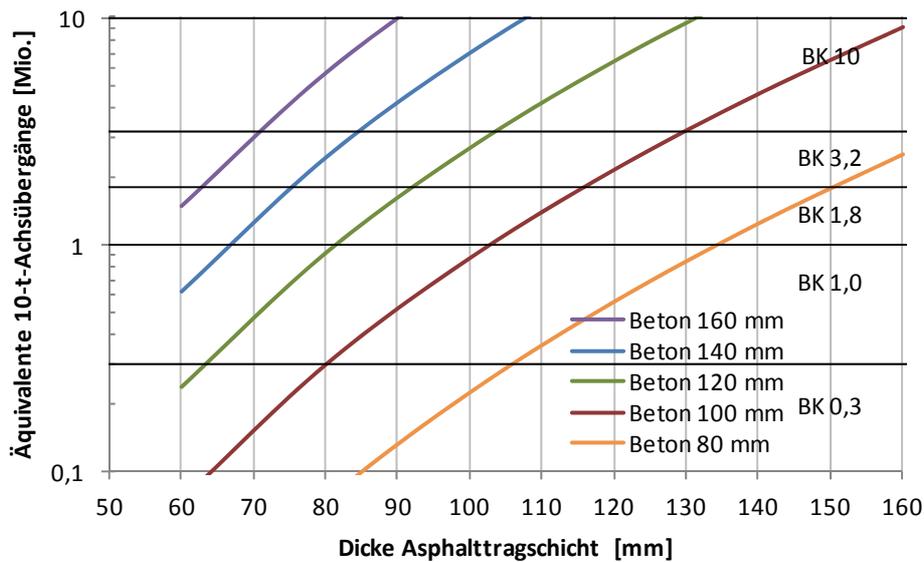


Bild 8.15: Diagramm zur Dimensionierung der Asphalttragschicht (Plattenlänge 1650 mm)

Damit ist es möglich, eine sinnvolle Kombination der Schichtdicken von Asphalt und Beton zu wählen, so dass bei der zu erwartenden Verkehrsbelastung in der Asphalttragschicht keine Risse entstehen. In Anhang A.19 sind entsprechende Diagramme für verschiedene Plattenlängen (1000 mm bis 2500 mm) dargestellt. Zu beachten ist der starke Einfluss der Plattenlänge, der sich durch den Abstand der Querscheinfugen ergibt. Die auftretenden Scherspannungen im Asphalt sind nicht nur von den Schichtdicken von Beton und Asphalt, sondern auch sehr stark vom Wirksamkeitsindex der Fugen abhängig. Größere Plattenlängen führen zu größeren Fugenöffnungen und damit zu einer geringeren Übertragung der Querkräfte über die Rissverzahnung. Die Übertragung der Querkräfte erfolgt dann zu einem größeren Anteil über den Asphalt, der entsprechend stärker beansprucht wird. Dies bedeutet bei konstanter Schichtdicke, dass eine Vergrößerung der Plattenlängen zu einer geringeren zulässigen Zahl äquivalenter 10-t-Achsübergänge führt. Für eine Betondicke von 120 mm ist dies exemplarisch in Bild 8.16 dargestellt.

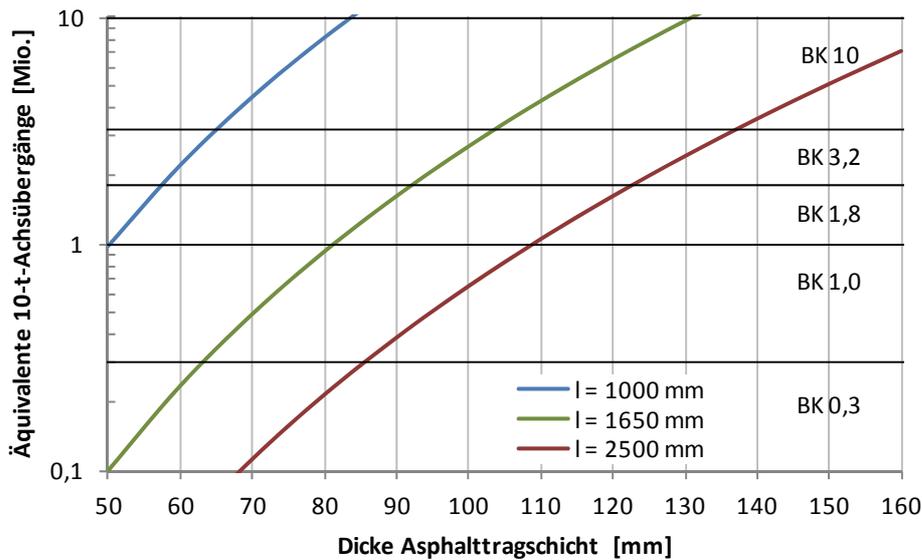


Bild 8.16: Vergleich der Bauklassen bei verschiedenen Plattenlängen (Betondicke 120 mm)

Die Darstellungen sind auf ein Maximum von 10 Millionen äquivalenten 10-t-Achsübergängen beschränkt und damit nicht für die Bauklassen BK 100 und BK 32 gültig. Wenn höhere Verkehrsbelastungen zu erwarten sind, ist es sinnvoll, die Querkraftübertragung durch die zusätzliche Verwendung von Dübeln sicher zu stellen, was gleichzeitig einer Stufenbildung entgegenwirkt. Wenn wegen der großen Plattenlängen die Wirkung der Rissverzahnung zur Querkraftübertragung deutlich absinkt, ist ebenfalls der Einsatz von Dübeln sinnvoll, da die Asphalttragschicht zur Querkraftübertragung sehr große Schichtdicken erfordert. Die Darstellung der Diagramme zur Dimensionierung der Dicke der Asphalttragschicht ist daher auf Plattenlängen von 2500 mm beschränkt. Bei größeren Plattenlängen ist die Verwendung von Dübeln empfehlenswert.

Aus dem Verlauf der Schubspannung in Bild 8.14 ist zudem zu erkennen, dass vor allem für Asphalttragschichten mit weniger als 80 mm Dicke die Schubspannungen rasch zunehmen. Daher sollten bei Whitetopping die verbleibenden Dicken der Asphalttragschichten mindestens 80 mm betragen, um ein Oberbausystem zu erhalten, das Fehler in der Bauausführung verzeiht.

Die Empfehlungen anderer Untersuchungen zur Restasphaltdicke betragen unter anderem 40 mm (Pereira et al. 2006, S. 260), 63 mm (Roesler et al. 2008, S. 22), 75 mm (Vandenbossche 2004, S. 37), 75 – 100 mm (Harrington 2008, S. 15; Newbolds, Olek 2008). Die ursprünglich von (Sheehan et al. 2004, S. 63) pauschal geforderte 125 mm Restasphaltdicke wird mit Hilfe von Sensitivitätsanalysen (Sheehan et al. 2004, S. 58f) durch Asphalt dickenvorgaben ersetzt. Die neuen Vorgaben liegen zwischen 65 mm und 225 mm,

unter anderem abhängig von der Bettungsziffer, der Asphaltsteifigkeit und der Betonschichtdicke. Für übliche Werte ergeben sich dabei Asphaltstärken zwischen 100 und 150 mm. Diese Empfehlungen beruhen im Wesentlichen auf baupraktischen Erfahrungen. Vergleicht man diese mit den gefundenen analytischen Lösungen, so sieht man, dass alle Mindestempfehlungen plausibel sein können, da die sinnvolle Dicke der Asphalttragschicht von der Verkehrsbelastung abhängt, was bislang bei den Empfehlungen nicht berücksichtigt wurde. Mit dem gefundenen Zusammenhang stehen sowohl eine Berechnungsmethode als auch Bemessungsdiagramme für die baupraktische Anwendung zur Verfügung. Damit kann die Dicke der Asphalttragschicht in Abhängigkeit von der Betondecke und der Verkehrsbelastung bestimmt werden.

8.3.4 Resultierender Wirksamkeitsindex

Das Tragverhalten an den Fugen bei Whitetopping unterscheidet sich grundsätzlich von Fugen bei klassischen Betondeckensystemen. Zur Querkraftübertragung tragen bei Whitetopping neben eventuell vorhandenen Dübeln die Rissverzahnung und die Asphalttragschicht bei. Voraussetzung ist, dass die vorhandene Asphalttragschicht in der Lage ist, die auftretenden Scherspannungen im Fugenbereich tatsächlich zu übertragen. Die Asphalttragschicht muss hierzu in einem entsprechend guten, möglichst rissfreien Zustand vorliegen. Dies bestätigt die vergleichende Untersuchung von (Pereira et al. 2006, S. 254ff).

Beim Versuchsfeld Hohenbrunn wurde für 10 Fugen ein mittlerer Wirksamkeitsindex 95,92 % (Standardabweichung 1,44) ermittelt. Bei der Versuchsstrecke Hengersberg lag auf Basis von 7 Fugen der Wirksamkeitsindex bei 97,98 % (Standardabweichung 0,32).

(Cable et al. 2006, S. A-1) ermitteln mit FWD-Messungen für Whitetopping-Platten mit Dicken von 89 mm anhand von 286 Messwerten einen durchschnittlichen Wirksamkeitsindex von 90,8 % (Standardabweichung 8,8 %). Für Whitetopping-Platten mit Dicken von 114 mm ermitteln (Cable et al. 2006, S. A-2) anhand von 315 Messwerten einen durchschnittlichen Wirksamkeitsindex von 93,4 % (Standardabweichung 5,8 %). Insgesamt beobachten (Cable et al. 2006, S. 30), dass weder eine Faserzugabe zum Beton noch die Plattenlänge einen wesentlichen Einfluss auf die Querkraftübertragung haben. Die Dicke der Whitetopping-Schicht zeigt ebenfalls nur einen geringen Einfluss auf die Querkraftübertragung. Als besonders günstig für die Querkraftübertragung erweist sich eine angefräste Asphaltoberfläche. Bis auf einzelne Schwankungen in den Messwerten blieb der Wirksamkeitsindex im Zeitraum von 3,5 Jahren konstant.

(Wu, Sheehan 2002, S. 221ff) vergleichen die Dehnungen in Plattenmitte, im Fugenbereich und an freien Plattenrändern. Dabei ermitteln sie, dass der Lastfall Plattenmitte und der Lastfall Plattenfuge ähnliche Spannungen in der Fahrbahn hervorrufen (kein Unterschied mit einer Konfidenz von 95 %), wobei kein nennenswerter Einfluss der Temperatur besteht. Die Spannungen im Lastfall Plattenrand waren dagegen wesentlich größer.

Insgesamt zeigen diese Messungen, dass bei intakter Asphalttragschicht die Querkraftübertragung bei Whitetopping sehr wirksam ist. Bei verdübelten Fugen kann nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 77) selbst nach über 30-jähriger Verkehrslasteinwirkung von einem Wirksamkeitsindex von mindestens 80 % ausgegangen werden. Die Werte liegen bei Whitetopping mit kleinen Plattenabmessungen auch ohne Verwendung von Dübeln – zumindest bei den untersuchten relativ neuen Strecken – auf gleichem Niveau.

Eine ergänzende FE-Analyse anhand des 3 x 3 Plattensystems vergleicht den Lastfall Plattenfuge mit dem Lastfall Plattenmitte. Hier zeigt sich die gute Querkraftübertragung, wobei im FE-Modell keine Rissverzahnung, aber voll wirksamer Verbund zwischen Beton und Asphalt angesetzt ist. In Bild 8.17 ist das maximale Verhältnis $\sigma_{\text{Fuge}} / \sigma_{\text{Mitte}}$ dargestellt, ermittelt für die definierte Variation der verschiedenen Whitetopping-Systeme (vgl. 8.1.6).

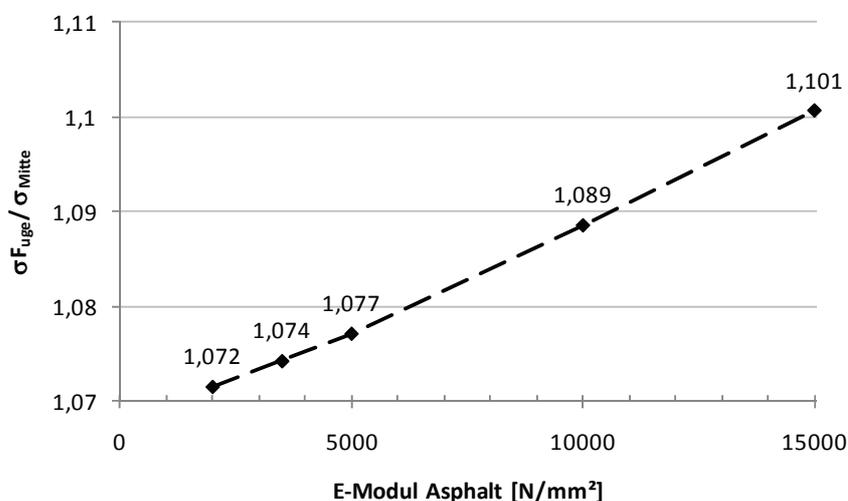


Bild 8.17: Verhältnis $\sigma_{\text{Fuge}} / \sigma_{\text{Mitte}}$ in Abhängigkeit vom E-Modul des Asphalts

Nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 76, Eisenmann, Leykauf 2003, S. 112f) tritt für einen Wirksamkeitsindex von 80 % im Bereich der Fugen eine um etwa 12 % größere Biegezugspannung auf als beim Lastfall Plattenmitte. Die gemessenen Wirksamkeitsindizes und die FE-Berechnung bestätigen für Whitetopping diese Berechnung. Anhand der Dehnungsmessungen bei der LKW-Überfahrt im Zuge der Untersuchungen zur

Versuchsstrecke Hengersberg kann ebenfalls der Lastfall Plattenmitte mit dem Lastfall Plattenfuge (verankerte Längsscheinfuge) verglichen werden. Die Dehnungen (vgl. Tabelle 4.6 Zeile 3) zeigen hierfür eine Zunahme um 5,4 %, entsprechend einem Verhältnis $\sigma_{\text{Fuge}} / \sigma_{\text{Mitte}} = 1,054$. Die gemessene Zunahme der Dehnungen zeigt also ebenfalls eine gute Übereinstimmung mit den Berechnungen des FE-Modells und nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 112f).

Unter der Voraussetzung, dass die Asphalttragschicht intakt ist und damit wirksam zur Querkraftübertragung beitragen kann, kann für den Lastfall Plattenfuge von einer maximal 12 % größeren Biegezugspannung als im Lastfall Plattenmitte ausgegangen werden.

8.4 Fahrbahnrand und Endfelder bei Whitetopping

Für die Dimensionierung von Whitetopping sind nicht nur die Lastfälle Plattenmitte und Plattenfuge von Bedeutung. Auch die Spannungen am freien Plattenrand sind zu berücksichtigen. Dieser Lastfall tritt einerseits am Fahrbahnrand neben dem Bankett auf. Andererseits entspricht der Übergang zwischen Beton und Asphalt am Beginn und am Ende einer Whitetopping-Fläche (Endfelder) ebenfalls – bei Vernachlässigung der durchlaufenden Asphalttragschicht – dem Lastfall Plattenrand. Für den zweiten Fall dokumentieren (Cole et al. 1998, S. 207) resultierende Schadensfälle. Dabei ergibt sich für zehn untersuchte Whitetopping-Projekte in den Endfeldern die dreifache Anzahl an Rissen gegenüber dem Durchschnitt.

(Gnad 1973, S. 199) ermittelt die Momentenlinien für die radialen und tangentialen Momente bei einer Belastung am Plattenrand (Bild 8.18 links) sowie die Einflusslinie (Gnad 1973, S. 200) für das Biegemoment am Plattenrand bei Belastungen senkrecht zum Plattenrand (Bild 8.18 rechts). Wegen der fehlenden Symmetrie des Systems entsprechen die Momentenlinien nicht den Einflusslinien.

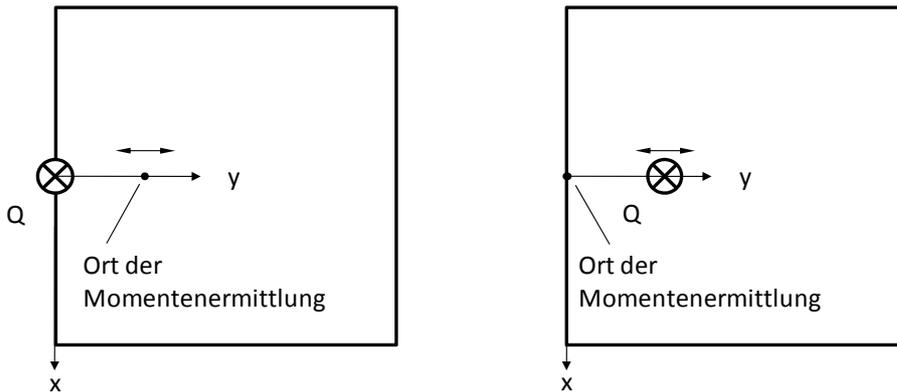


Bild 8.18: Definition der Koordinaten am Plattenrand für Momenten- und Einflusslinien

Die Spannungen können anhand der elastischen Länge l für die Koordinate y/l mit Hilfe des Beiwerts λ ermittelt werden:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{\lambda \cdot Q}{\frac{h^2}{6}} = \frac{6 \cdot \lambda \cdot Q}{h^2} \tag{8.72}$$

Die Momentenlinien sind in Bild 8.19 für das tangentielle Moment m_x und das radiale Moment m_y für eine Querdehnzahl $\mu = 0,35$ dargestellt.

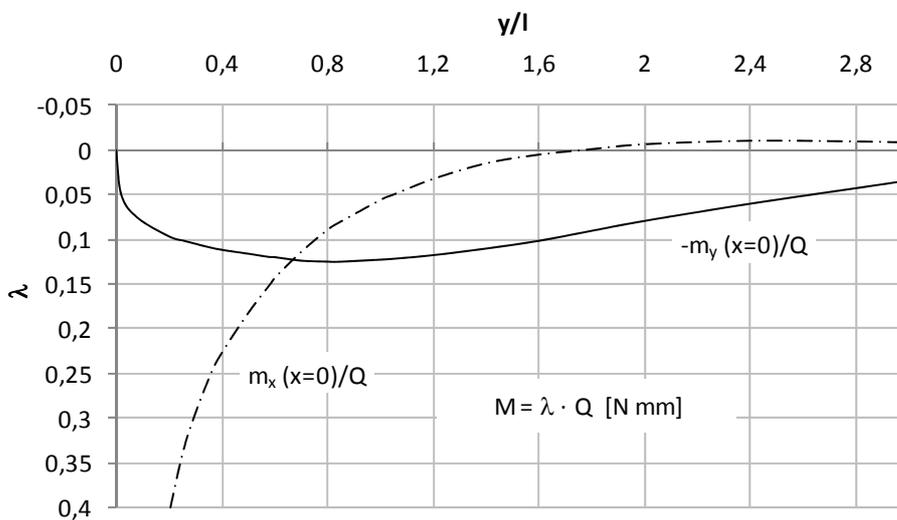


Bild 8.19: Momentenlinien bei Belastung am Plattenrand nach (Gnad 1973, S. 199)

Bild 8.20 zeigt die Einflusslinie für das Biegemoment am Plattenrand, wenn sich die Last vom Rand entfernt.

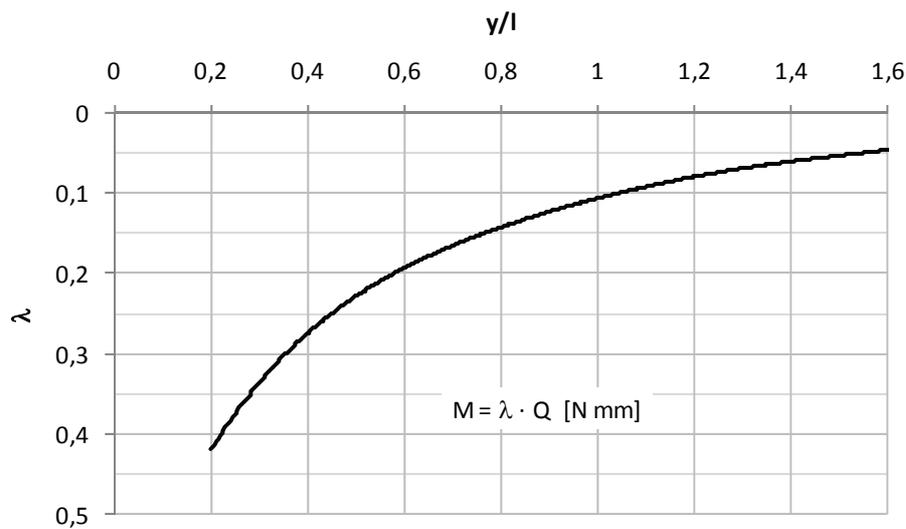


Bild 8.20: Einflusslinie nach (Gnad 1973, S. 200) für das Moment am Plattenrand

Die Einflusslinie kann über ein Polynom angenähert werden und somit auch für Berechnungen genutzt werden. Dabei wird das Verhältnis von Randabstand zu elastischer Länge l abgekürzt durch $\zeta = y / l$

$$\lambda = -0,1748\zeta^5 + 0,9817\zeta^4 - 2,2127\zeta^3 - 2,6050\zeta^2 - 1,7803\zeta + 0,6875 \quad 8.73$$

Mit Hilfe der Einflusslinie kann der Mindestabstand vom Plattenrand abgeleitet werden. (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 82) empfehlen einen Abstand der Radspur vom Plattenrand in einer Größe von 0,6- bis 0,8-mal der elastischen Länge. Nutzt man diese Empfehlung in Verbindung mit Gleichung 8.36, kann für Whitetopping ein Randabstand d abgeleitet werden

$$d = (0,6 \cdots 0,8) \cdot 2,63 \cdot h_{ges} = (1,6 \cdots 2,1) \cdot h_{ges} \approx 2 \cdot h_{ges} \quad 8.74$$

Dies entspricht in etwa einem Abstand der Radspur zum Bankett von 0,3 bis 0,6 m.

Die Beanspruchung am freien Plattenrand kann mit Hilfe einer Balkenalogie abgeschätzt werden. Vereinfachend kann am Plattenrand auf der sicheren Seite liegend von einer Verdoppelung der Biegebeanspruchung ausgegangen werden (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 82). Die daraus resultierende Spannung hängt vom Widerstandsmoment des Querschnitts ab und damit – bei Vernachlässigung der mittragenden Wirkung des Asphalts – vom Quadrat der Dicke des Betons (vgl. Gleichung 8.25). Damit die auftretenden Zugspannungen am freien Plattenrand den Wert in Plattenmitte nicht überschreiten, muss der doppelten Biegebeanspruchung das doppelte Widerstandsmoment entgegen gesetzt werden.

$$W_R = 2 \cdot W_M \quad 8.75$$

Daraus ergibt sich für die Dicke des Betons am Plattenrand h_R :

$$h_R = \sqrt{2} \cdot h_M \approx 1,4 \cdot h_M \quad 8.76$$

Diese Abschätzung berücksichtigt nicht, dass die Beanspruchung durch Wölbspannungen mit zunehmender Schichtdicke des Betons ebenfalls abnimmt, und liegt daher auf der sicheren Seite.

Aus den Überlegungen zu den Beanspruchungen am Plattenrand können für die Planung des Fahrbahnrandes und der Endfelder Empfehlungen abgeleitet werden.

Der Abstand der Rollspur vom Bankett sollte mindestens 0,30 m betragen. Für stärker belastete Straßen sollte der Abstand eher größer gewählt werden. Baupraktisch gilt überschlägig, dass als Abstand die doppelte Gesamtdicke von Beton und Asphalt eingehalten werden sollte.

Kann dieser Abstand nicht eingehalten werden (Beispiel: Busse müssen an Haltestellen möglichst nahe an den Bord heranfahren), muss dem Lastfall Plattenrand auf andere Weise begegnet werden. Entweder wird eine größere Dicke des Betons gewählt oder die Platte wird unter den Bord gezogen und der Bord aufgeklebt.

Am Übergang zwischen Whitetopping und den angrenzenden Flächen kommt es ebenfalls zum Lastfall Plattenrand. Um die Spannungen am Plattenrand zu begrenzen, sollte die Betondicke der Whitetopping-Platte in einem Endfeld auf das 1,4-fache der Dicke verstärkt werden. Die Asphalttragschicht sollte dabei mindestens 80 mm Schichtdicke behalten, um so eine durchgehende Tragwirkung zu gewährleisten.

8.5 Ableitung von Dimensionierungsdiagrammen

8.5.1 Systematik

Beton

Zur Dimensionierung von Whitetopping müssen die potentiell maßgebenden Lastfälle untersucht und nachgewiesen werden. Für die Spannungen im Beton kommen dabei die Lastfälle Plattenmitte, Plattenrand, Plattenfuge und Plattenecke infrage, die sich durch Überlagerung von Verkehrslasten und Temperaturbeanspruchung ergeben. Für die

Dimensionierung werden die Lastfälle Plattenmitte und Plattenfuge gegenübergestellt. Der Lastfall freier Plattenrand wird konstruktiv gelöst (vgl. 8.4). Die Dehnungsmessungen an der Unterseite des Betons zeigten an den Plattenecken Zugdehnungen. Im Gegensatz zur reinen Plattentragwirkung, wo die maximalen Zugspannungen an der Plattenoberseite außerhalb der Lastachse auftreten, wirkt hier die durchlaufende Asphalttragschicht. Zudem sollten die Rollspuren zur Vermeidung von Schäden nicht über den Längsfugen – und damit auch im Bereich der Plattenecken – angeordnet werden (Vandenbossche 2004, S. 17f; Burnham 2005, S. 12f). Insofern wird auch der Lastfall Plattenecke konstruktiv behandelt, indem die Rollspuren bei der Planung der Whitetopping-Flächen berücksichtigt werden.

Asphalt

Da Whitetopping vor allem für Erneuerungen im Bestand genutzt wird, sind in der Regel die vorhandene Mischgutzusammensetzung und die Restsubstanz unbekannt. Grundsätzlich bietet eine Asphalttragschicht günstige Bedingungen für die Auflagerung der Betonplatten, da sie sowohl anpassungsfähig als auch erosionsstabil (Birmann 1993, S. 21) ist. Auf einen Nachweis der Erosionsbeständigkeit im Fugenbereich wird daher verzichtet.

Die Schubspannungen, die nach der Überbauung mit Beton in der Asphalttragschicht noch auftreten, sind wesentlich kleiner als bei einem reinen Asphaltüberbau. Daher wird für diese kein Nachweis geführt.

Die Dehnungen an der Asphaltunterseite fallen infolge der mittragenden Wirkung der Betonschicht geringer aus, als bei einem Asphaltüberbau mit gleicher Dicke. Dennoch muss der Asphalt in der Lage sein, die verbleibenden auftretenden Spannungen aufzunehmen. Der Einsatz von Whitetopping ist daher nur sinnvoll, wenn die Asphalttragschicht nicht substantiell geschädigt ist. Der Nachweis muss daher mindestens über eine qualitative Beurteilung der Restsubstanz vor der Überbauung erfolgen, auf einen rechnerischen Nachweis wird dagegen verzichtet.

Im Asphalt treten unter den Fugen der Whitetopping-Schicht Scherspannungen auf. Zur Sicherstellung der Querkraftübertragung muss der Asphalt in der Lage sein, diese Spannungen aufzunehmen. Die Querkraftübertragung über die Asphalttragschicht stellt daher für den Asphalt den relevanten Lastfall dar. Die unter der Fuge auftretenden Schubspannungen werden anhand der Ermüdung nachgewiesen (vgl. 8.3.3). Werden die Querscheinfugen zur Sicherstellung der Querkraftübertragung verdübelt, entfällt der Nachweis der Schubspannung unter den Fugen.

8.5.2 Berechnungsschritte für die Diagrammerstellung

Die angegebenen Berechnungsverfahren werden genutzt, um Diagramme zur Dimensionierung von Whitetopping-Systemen zu erstellen. Der Nachweis erfolgt für die Biegezugspannungen im Beton (Lastfall Plattenmitte, Lastfall Plattenrand) und für die Schubspannungen im Asphalt unter den Fugen (Querkraftübertragung). Hierzu wird folgendes Vorgehen gewählt:

1. Mit Hilfe des entwickelten FE-Modells (vgl. 8.1.6) werden die Biegezugspannungen im Beton infolge Verkehrslast (50 kN) für den Lastfall Plattenmitte und den Lastfall Plattenrand berechnet. Die Spannungen sind dabei abhängig von der Dicke der Betonschicht, der Dicke der Asphaltschicht und dem E-Modul des Asphalts.
2. Mit Hilfe der analytischen Lösung nach Panc/Birmann und der FE-Untersuchung zum Einfluss der Plattengröße auf die Verkehrslastspannungen werden die Spannungen mit Gleichung 8.35 auf die tatsächliche Plattenlänge umgerechnet.
3. Der im Fugenbereich nur teilweise vorhandene Verbund bei Whitetopping führt zu einem Anstieg der ermittelten Verkehrslastspannungen im Lastfall Plattenrand. Dies kann mit einem Faktor berücksichtigt werden. (Gucunski 1998, S. 14) ermittelt an einem FE-Modell einen Anstieg der Spannungen für ein System ohne Verbund um den Faktor 1,35. (Roesler et al. 2008, S. 15) nutzen einen Faktor 1,36 aus einer FE-Analyse zur Berücksichtigung eines reduzierten Verbundes zwischen Beton und Asphalt. (Sheehan et al. 2004, S. 29) ermitteln eine Zunahme der tatsächlich gemessenen Dehnungen unter Belastung gegenüber einer berechneten Dehnung mit vollem Verbund um im Mittel 1,35. Für eine Konfidenz von 95 % geben sie als Faktor 1,51 an. Als Faktor für die Berücksichtigung eines reduzierten Verbundes am Plattenrand wird 1,36 gewählt.
4. Zur Berücksichtigung von dynamischen Radlastschwankungen schlagen (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 103) einen Sicherheitsfaktor von 1,3 bis 1,5 für stark belastete Straßen und von 1,2 für weniger stark belastete Straßen vor. Für die Dimensionierung von Whitetopping in den Bauklassen BK 0,3 bis BK 10 wird daher ein Sicherheitsfaktor von 1,2 gewählt. Für die Bauklassen BK 32 und BK 100 wird aufgrund der höheren Verkehrsbelastung ein Sicherheitsfaktor von 1,5 angesetzt.
5. Die reduzierten Wölbspannungen werden für die Plattenmitte und den Plattenrand nach Gleichung 8.65 ermittelt, wobei der wirksame Temperaturgradient nach Gleichung 5.24 von der Dicke der Betonschicht und die reduzierten Wölbspannungen von der Plattenlänge abhängen (Ergebnisse in Anhang A.19).
6. Anhand der wirkenden Verkehrslastspannungen und Wölbspannungen wird die zulässige Lastwechselzahl des Betons über die Ermüdung ermittelt. Dabei wird die Kombination der Verkehrslastspannungen und der Wölbspannungen für 5 % der

Nutzungsdauer angesetzt. Für 95 % der Nutzungsdauer wird die Verkehrslastspannung alleine angesetzt. In den Dimensionierungsdiagrammen wird unterschieden zwischen dem Einsatz eines Normalbetons und dem Einsatz eines fasermodifizierten Betons. Die Ermüdung ergibt sich jeweils nach Gleichung 6.12 (ohne Fasern) und Gleichung 6.40 (mit Fasern). Streng genommen gilt die Ermüdungsgleichung daher nur für den im Rahmen der vorliegenden Arbeit untersuchten Glasfaserbeton. Werden andere Fasern eingesetzt, so muss deren Einfluss auf das Ermüdungsverhalten berücksichtigt werden, z.B. über Angaben in der Literatur oder Untersuchungen im Rahmen einer erweiterten Erstprüfung.

7. Die Biegezugspannungen im Beton sind vom E-Modul der Asphalttragschicht abhängig, was unterschiedliche Beiträge zur Ermüdung des Betons zur Folge hat. Die statistische Verteilung der Temperatur und damit des E-Moduls im Jahresverlauf wird anhand der Angaben zur relativen Häufigkeit der RDO Asphalt (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2009b, S. 22) angesetzt. Die Berechnung der Lastwechselzahl wird im Wesentlichen von den Systemen beeinflusst, die den Zustand im Sommer abbilden (E-Modul des Asphalts kleiner 5.000 N/mm^2).
8. Die Berechnung der zulässigen Lastwechselzahl erfolgt getrennt für den Lastfall Plattenmitte und den Lastfall Plattenrand. Maßgebend ist die kleinere zulässige Lastwechselzahl. Diese ergibt sich in der Regel für den Lastfall Plattenrand. Als statische Biegezugfestigkeit wird die Biegezugfestigkeitsklasse F4,5 nach TL Beton für alle Whitetopping-Varianten, also insbesondere auch für die Bauklassen BK 0,3 und BK 1,0 angesetzt. Dies entspricht einer rechnerisch angesetzten Biegezugfestigkeit im 3-Punkt-Biegezugversuch von $5,5 \text{ N/mm}^2$.
9. Die Schubspannungen unter der Fuge werden nach Gleichung 8.69 ermittelt. Die zulässige Lastwechselzahl auf diesem Spannungsniveau für eine bestimmte Temperatur wird nach Gleichung 8.70 ermittelt. Über die aufsummierten Ermüdungsanteile im Jahresverlauf wird dann auf die zulässige Lastwechselzahl nach Gleichung 8.71 umgerechnet.
10. Die zulässigen Lastwechselzahlen werden für verschiedene Schichtdicken des Betons und des Asphalts in Abhängigkeit von der Plattenlänge ermittelt. Dies ergibt Dimensionierungsdiagramme getrennt für die Ermittlung am Beton (Anhang A.20) und für die Ermittlung am Asphalt (Anhang A.21).
11. Die kleinere zulässige Lastwechselzahl aus den Berechnungen für den Beton und für den Asphalt ist maßgebend. Anhand der Überlagerung bei kombinierter Betrachtung von Beton und Asphalt werden die Dimensionierungsdiagramme für Whitetopping abgeleitet

(Anhang A.22). Ergänzend werden auch Dimensionierungsdiagramme für stark belasteten Flächen (Bauklassen BK 32 und BK 100) abgeleitet, die den Einsatz von verdübelten Querscheinfugen voraussetzen (Anhang A.23).

8.6 Standardisierung von Whitetopping

Anhand der allgemeinen Dimensionierungsdiagramme für Whitetopping wird eine Standardisierung von Whitetopping abgeleitet. Die Art der Darstellung orientiert sich an der Darstellung der RStO (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen 2001, S. 18) für Bauweisen mit Betondecke (Tafel 2).

Angegeben ist in den Tafeln für Whitetopping die zu den Bauklassen der RStO ermittelten Schichtdicken für Beton und Asphalt und die Gesamtdicke. Da die Tragfähigkeit von Whitetopping stark von der Plattengröße abhängt, enthalten die Tafeln die Schichtdicken für verschiedene Plattenlängen. Jede Zeile der Tafel entspricht einer zugehörigen Plattenlänge. Nicht enthalten sind Angaben für die Dicke der Frostschutzschicht. Hier gelten die Anforderungen der RStO sinngemäß, soweit bei Maßnahmen im Bestand darauf reagiert werden kann. Grundsätzlich ist für die Bauweise Whitetopping allgemein und die Anwendung der Tafeln im Besonderen eine tragfähige Unterlage erforderlich. Ein frostsicherer Straßenaufbau ist daher erforderlich. Die Angaben zu den E_{v2} -Mindestwerten entsprechen deshalb den Anforderungen der RStO.

Tafel 1 (Anhang A.24, RStO 11) und Tafel 4 (Anhang A.27, RStO 01) gelten für den Einsatz von herkömmlichem Straßenbaubeton („Normalbeton“) entsprechend den Anforderungen der TL-Beton StB und der ZTV-Beton StB.

Tafel 2 (Anhang A.25, RStO 11) und Tafel 5 (Anhang A.28, RStO 01) gelten für den Einsatz von fasermodifiziertem Beton mit erhöhtem Ermüdungswiderstand.

Tafel 1 und Tafel 2 gelten für die Bauklassen BK 0,3 bis BK 10 nach den RStO 11 (bzw. Tafel 4 und Tafel 5 für die Bauklassen II bis VI der RStO 01) ohne den Einsatz von Dübeln (Ausnahme: Plattenlänge 2.500 mm, Bauklasse BK 10 / Bauklasse II).

Tafel 3 (Anhang A.26) gilt sowohl für Normalbeton als auch für fasermodifizierten Beton für die Bauklassen BK 32 und BK 100 bzw. die Bauklassen SV und I. Hier ist rechnerisch der Einsatz von Dübeln entsprechend den Regelungen der ZTV-Beton StB zur Querkraftübertragung an den Fugen angesetzt.

9 Empfehlungen für Planung und Bau

Aus den theoretischen und den experimentellen Untersuchungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit können Hinweise für die Planung und den baupraktischen Einsatz von Whitetopping abgeleitet werden.

9.1 Planung

Wesentlich für ein dauerhaftes und tragfähiges Whitetopping-System ist eine umfassende Planung im Vorfeld. Dabei spielt die Gestaltung der Fugeneinteilung eine zentrale Rolle. Grundsätzlich sind wegen der günstigen Tragwirkung quadratische Platten anzustreben. Soweit von dieser Form abgewichen werden muss, wird die längere Seite maßgebend. Diese kann in den Berechnungen und Diagrammen als Plattenlänge angesetzt werden. Die Abnahme des Verbunds zwischen Beton und Asphalt geht von den Fugen aus. Die Rollspuren schwerer Fahrzeuge (z.B. Busse, LKWs) dürfen daher nicht im Bereich der Längsfugen liegen. Hierdurch kann das Auftreten des Lastfalls Plattenecke vermindert werden, der sich mit einem im Laufe der Zeit schlechter werdenden Verbund im Fugenbereich überlagert. Die Berücksichtigung der Rollspuren bei der Erstellung des Fugenplans ist daher zur Vermeidung von vorzeitigen Schäden von besonderer Bedeutung.

Eine günstige Plattengeometrie erhält man in der Regel, wenn die Plattenbreiten so gewählt werden, dass eine Fahrspur auf zwei Platten aufgeteilt wird. Hierdurch ergibt sich die räumliche Verteilung der Rollspuren so, dass die Rollspuren einen ausreichenden Abstand zu den Fugen haben. Eine Aufteilung einer Fahrspur auf drei Platten ergibt zwar kleinere Plattenabmessungen mit einer theoretisch günstigeren Beanspruchung. Allerdings steigt die Gefahr der Schädigung infolge Überbeanspruchung an den Fugen.

9.2 Bau

Längsscheinfugen sollten verankert werden, um eine Verschiebung der Platten untereinander zu vermeiden. Hierdurch erhöhen sich die Dauerhaftigkeit und der Fahrkomfort der Whitetoppingflächen. Zusätzlich reduziert dies die Beanspruchung im Bereich der Längsfugen durch die verbesserte Querkraftübertragung aufgrund der geringen Rissöffnung.

Der Übergang zwischen Beton und Asphalt muss eine ausreichende Tragfähigkeit aufweisen, damit es im Bereich des Plattenrands der letzten Whitetopping-Plattenreihe nicht zu vorzeitigen Schäden kommt. Eine zum Rand des Whitetopping-Felds hin dicker werdende Betonschicht hat sich dabei als günstig erwiesen. Ergänzend kann in den Randplatten zur Rissbeschränkung und zur Vermeidung einer Ausbreitung von Rissen Bewehrung (3 kg/m^2 , mittig) eingelegt werden.

Zur Vermeidung von Schwindrissen und Schäden am Beton ist eine intensive und sorgfältige Nachbehandlung erforderlich. Günstig sind dabei die Verwendung von Nachbehandlungsmitteln und die Nassnachbehandlung des Betons.

10 Kosten

10.1 Methodik

Whitetopping als Sanierungsbauweise muss nicht nur die bautechnischen Anforderungen hinsichtlich Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit erfüllen, sondern auch wirtschaftlich realisierbar sein. Für eine Investition in die Straßeninfrastruktur sind dabei insbesondere folgende Gesichtspunkte zu berücksichtigen:

- Baukosten
- Lebensdauer
- Größe der Sanierungsfläche
- Unterhaltungs- und Instandsetzungsaufwand während der Lebensdauer
- Verwertungsfähigkeit am Ende der Lebensdauer
- Recycling- und Entsorgungskosten
- Nutzerkosten

Eine Prüfung dieser Aspekte muss die projektspezifischen Randbedingungen berücksichtigen, die sehr unterschiedlich ausfallen können. Um allgemein gültige Aussagen zu Kosten für Whitetopping und der damit verbundenen Wirtschaftlichkeit zu erhalten, ist demgegenüber eine generalisierende Analyse erforderlich, wobei die Besonderheiten der betrachteten Baustellen abstrahiert werden müssen.

Im Rahmen dieser Arbeit werden die Ausschreibungen, Preisspiegel und Abrechnungsunterlagen verschiedener Whitetoppingprojekte ausgewertet, die von den Auftraggebern zur Verfügung gestellt wurden. Dabei handelt es sich um die Projekte BAB A 99, Anschlussstelle Ottobrunn mit Versuchsfläche (Autobahndirektion Südbayern 2008); Busbahnhof Bergisch Gladbach (Stadt Bergisch Gladbach 2009; Stadt Bergisch Gladbach 2010); Brückenbelag Schönauer Brücke (Stadt Leipzig, Verkehrs- und Tiefbauamt 2010), Busdepot Stuttgart (Stuttgarter Straßenbahnen AG 2010), Versuchsstrecke St 2126, Hengersberg (Staatliches Bauamt Passau 2010) und Linksabbiegespur B 16 bei Erkenböllingen (Staatliches Bauamt Kempten 2010).

Angaben zu Preisen aus dem Ausland sind bislang nicht in ausreichendem Umfang und mit den notwendigen Details veröffentlicht, dass sie für einen aussagekräftigen Vergleich herangezogen werden können. Daher werden ausschließlich Projekte aus Deutschland einbezogen. Dabei

unterscheiden sich die Whitetopping-Projekte erheblich. So ist die Art der Ausschreibung nicht einheitlich und reicht von der Angebotseinholung bei einer Firma über Preisanfragen mit mehreren Bietern bis hin zu öffentlichen Ausschreibungen. Daneben ist die Art des Betoneinbaus unterschiedlich (Realisierung mit Handeinbau oder mit Gleitschalungsfertiger). Nicht zuletzt variieren auch die Whitetopping-Konzepte (beispielsweise Gesamtfläche, Plattenabmessungen, Art / Menge von Fasern, Hocheinbau / Tiefeinbau, Schichtdicken).

Um die Projekte vergleichbar zu machen, werden die Projektpreise normiert. Hierzu werden alle durch die Sanierung mit Whitetopping ausgelösten Kosten zugrunde gelegt. Dies beinhaltet auch die Kosten, die bei einer alternativen Sanierung beispielsweise mit Asphalt in gleicher Weise anfallen („Sowiesokosten“). Dies sind insbesondere Kosten für:

- Fräsarbeiten
- Reinigungsarbeiten
- Bankettarbeiten

Die Kosten für die Baustelleneinrichtung werden berücksichtigt, soweit diese speziell der Bauweise Whitetopping zugeordnet werden können. Andernfalls werden diese anteilig über den Whitetopping-Kostenanteil an den Gesamtbaukosten ermittelt.

Kosten für Markierung und Beschilderung werden gerade bei Sanierungsmaßnahmen häufig nicht mit dem Bauvertrag vergeben, sondern über Jahres- oder Sammelverträge abgewickelt. Diese Kosten werden daher nicht berücksichtigt, da hier die verfügbaren Projekte zu unterschiedlich strukturiert sind. Für den Kostenvergleich mit anderen Bauweisen hat dies jedoch keine Auswirkungen.

Kosten, die sehr projektspezifisch anfallen und daher für einen allgemeinen Kostenansatz zu speziell sind, werden im Rahmen der Normierung aus der Kalkulation genommen. Die Anteile, um die die Bauverträge bereinigt werden, sind insbesondere Kosten für

- Verkehrssicherung
- Dokumentation (z.B. Bestandspläne, Beweissicherung, Bauzeitenpläne)
- Leitungsgräben
- Erd- und Oberbodenarbeiten
- Entwässerungsarbeiten
- Pflasterarbeiten
- Einfärben von Beton

Daneben werden auch Kosten für Probefelder, Probekörper oder Probenahmen (z.B. Bohrkern), die wegen der noch geringen Erfahrungen mit der Bauweise Whitetopping gegenüber anderen Bauweisen zusätzlich gefordert wurden, aus der Normierung herausgerechnet.

Durch die Normierung der Leistungen in den Bauverträgen werden im Ergebnis Kosten ermittelt, die als Standardkosten für Sanierungsmaßnahmen mit Whitetopping zugrunde gelegt werden können.

10.2 Kostenfunktion

Die Kosten für Bauleistungen werden im Bauvertrag über den Einheitspreis definiert. Im Fall von Whitetopping sind dies die Kosten pro Flächeneinheit. Diese Kosten sind nicht konstant, sondern hängen unter anderem vom Umfang der vorgesehenen Maßnahme ab. Ziel ist es, anhand bereits realisierter Whitetopping-Projekte eine Beziehung abzuleiten, die einen Zusammenhang zwischen dem Einheitspreis EP für Whitetopping und der Größe der Gesamtfläche A herstellt.

Trotz der beschriebenen Unterschiede in den betrachteten Projekten wird angenommen, dass der Einheitspreis EP eine Funktion der Größe der Gesamtfläche A ist.

$$EP = f(A) \qquad 10.1$$

Es ist nachvollziehbar, dass mit zunehmendem Umfang einer Leistung die Höhe des dazugehörigen Einheitspreises abnimmt. Umgekehrt muss bei kleineren Projekten der Einheitspreis überproportional ansteigen. Ursachen sind dabei insbesondere

- der sinkende Einfluss des Gemeinkostenanteils bzw. des Fixkostenanteils,
- die steigende Leistung durch besser planbare Arbeitsabläufe und effizientere Einbauverfahren und
- die günstigeren Einkaufsbedingungen bei größeren Mengen.

Insgesamt stehen für die Auswertung sieben Projekte mit ausreichend detaillierten Ausschreibungs-, Angebots- oder Abrechnungsunterlagen zur Verfügung. Dabei wurden beim größten Projekt rund 6.500 m² mit Whitetopping saniert, beim kleinsten Projekt 70 m². Die dazugehörigen normierten Kosten liegen zwischen rund 220.000 Euro und 7.500 Euro. Tabelle 10.1 gibt eine Übersicht der Whitetopping-Projekte, die für die Aufstellung der Kostenfunktion herangezogen werden.

Tabelle 10.1: Übersicht der Whitetopping-Projekte für Kostenfunktion

<i>Whitetopping-Projekt</i>	<i>Beschreibung</i>	<i>Bauherr</i>	<i>Fläche [m²]</i>	<i>Baujahr</i>
BAB A 99, AS Ottobrunn	Anschlussstelle	Bundesrepublik Deutschland, Autobahndirektion Südbayern	6.500	2008
Busbahnhof	Haltestellen	Stadt Bergisch Gladbach	145	2009
Busbahnhof	Haltestellen	Stadt Bergisch Gladbach	140	2010
Schönauer Brücke	Brückenbelag	Stadt Leipzig, Verkehrs- und Tiefbauamt	70	2010
St 2126, Hengersberg	Fahrbahn, zwei Fahrstreifen	Freistaat Bayern, Staatliches Bauamt Passau	384	2010
B 16, Erkenböllingen	Linksabbiegespur nicht realisiert	Bundesrepublik Deutschland, Staatliches Bauamt Kempten	2.930	2010
Busdepot Stuttgart	Abstellhalle	Stuttgarter Straßenbahnen AG	229	2010

Für die betrachteten Projekte sind die realisierten Flächen und die normierten Einheitspreise in Bild 10.1 dargestellt.

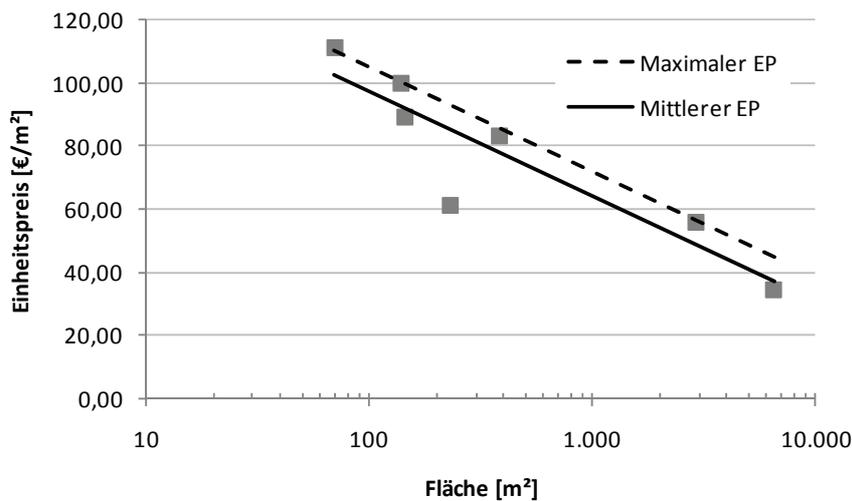


Bild 10.1: Zusammenhang Whitetopping-Fläche und Einheitspreis (Stand 2010)

Der dargestellte Zusammenhang zwischen dem Einheitspreis EP [Euro] und der im Projekt als Whitetopping realisierten Fläche A [m²] kann über logarithmische Beziehungen beschrieben werden.

$$EP_{Mittel} = 164 - 33,3 \cdot \log(A) \quad 10.2$$

$$EP_{Max} = 172 - 33,3 \cdot \log(A) \quad 10.3$$

Die Funktion für den mittleren Einheitspreis nach Gleichung 10.2 wird mithilfe der linearen Regression bestimmt. Die Funktion für den maximalen Einheitspreis nach Gleichung 10.3 ist parallel dazu verschoben, so dass damit eine Kostenermittlung auf der sicheren Seite möglich ist. Über die Grenzen der betrachteten Projektgrößen hinaus (kleiner 70 m² bzw. größer 6.500 m²) liegen keine Erfahrungen vor. Die Gleichungen sollten daher bei einer Extrapolation nur zur Orientierung verwendet werden.

Mit Hilfe von Bild 10.1 und den Gleichungen 10.2 und 10.3 ist es möglich, bereits in einer frühen Planungsphase eine Kostenschätzung für die Sanierung mit Whitetopping zu ermitteln.

10.3 Einflussfaktoren

Neben dem generellen Zusammenhang der Größe der Sanierungsfläche und den Kosten werden auch die wesentlichen Kostenanteile bei Whitetopping mit dem Ziel analysiert, die Hauptkostenanteile und gegebenenfalls „Kostentreiber“ herauszuarbeiten. Herangezogen

werden die Unterlagen der drei größten verfügbaren Whitetopping-Projekte, um eine gewisse kalkulatorische Sicherheit zu erhalten. Die wesentlichen Kostenanteile sind in Bild 10.2 dargestellt und ergeben sich im Mittel für Fräsen (3,8 %), Reinigen (0,8 %), Beton Einbau + Material (74,7 %), Fugenherstellung (10,4 %), Dübel (5,4 %) und Anker (5,0 %).

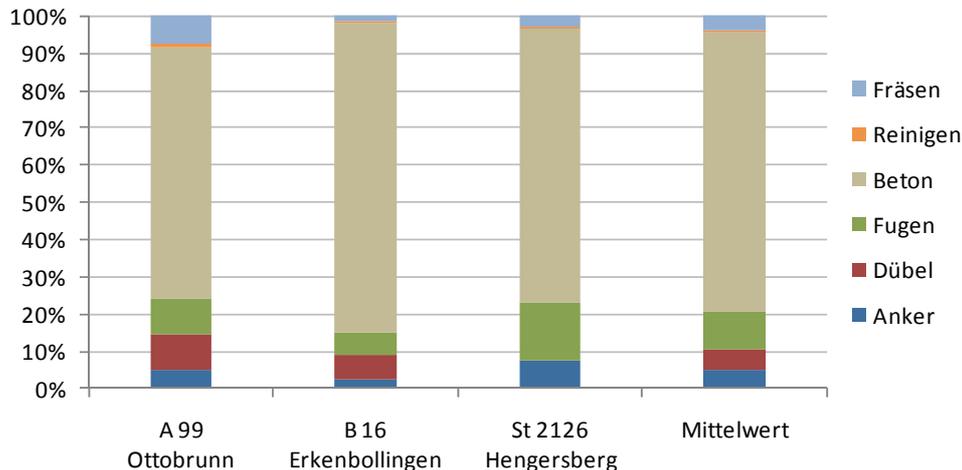


Bild 10.2: Kostenanteile [%] Whitetopping

Für den Betoneinbau kommen die Einbauweisen Handeinbau und Fertigereinbau in Frage. Je größer die Whitetopping-Fläche wird, umso wirtschaftlicher wird der Einsatz eines Betondeckenfertigers. Der Anteil der Fixkosten wie Geräte- und Mobilisierungskosten kann entsprechend umgelegt werden und die Einbauleistung liegt erheblich über der erreichbaren Leistung im Handeinbau. Interessant ist daher, bei welcher Whitetopping-Fläche die Kosten für beide Einbaualternativen gleich sind. Aufschluss gibt ein Vergleich der relativ großen Whitetopping-Versuchsstrecken an der BAB A 99, Anschlussstelle Ottobrunn (6.500 m², Einbau mit Gleitschalungsfertiger) und an der B 16, Linksabbiegespur nach Erkenbollingen (3.000 m², Handeinbau) im Hinblick auf die Kosten für den Whitetopping-Beton (Material und Einbau). Bezogen auf die Kosten für den Betoneinbau ergibt sich für beide Flächen ein vergleichbarer Gesamtpreis. Der Einheitspreis bzw. die Projektfläche unterscheiden sich um den Faktor 2,5 bzw. 2,2. In Abhängigkeit von den Baustellenrandbedingungen wie Geometrie, verfügbarer Arbeitsraum oder Anfahrtswege liegt der Break-Even-Point daher also etwa bei 3.000 m² Whitetopping-Fläche, ab dem der Einsatz eines Betondeckenfertigers wahrscheinlich wird.

11 Zusammenfassung und Ausblick

11.1 Zusammenfassung

Anhand von theoretischen und experimentellen Untersuchungen wurden verschiedene Aspekte der Bauweise Whitetopping analysiert. Dabei konnten die folgenden Erkenntnisse gewonnen und aufgezeigt werden.

Bei Untersuchungen zur Tragfähigkeit konnte gezeigt werden, dass bei Whitetopping neben der Rissverzahnung vor allem eine durchgehende Asphalttragschicht erheblich zur Querkraftübertragung beiträgt. Hierdurch wirkt bei Whitetopping nicht jede Betonplatte isoliert für sich, sondern das Fahrbahnsystem aus Betonplatten und Asphalttragschicht trägt als quasi-kontinuierliches Deckensystem. Dabei werden sehr gute Werte für den Wirksamkeitsindex erreicht, der mit mehr als 80 % eine Größenordnung wie bei verdübelten herkömmlichen Betondeckensystemen erreicht. Dies ist ein wesentlicher Aspekt für die günstige Tragwirkung bei Whitetopping, der mindestens gleichwertig neben dem bisher bereits erkannten Beitrag des Asphalts zur Gesamtsteifigkeit steht. Ausgehend von der Erkenntnis der Wirkung und der Bedeutung der Asphalttragschicht für die Tragfähigkeit von Whitetopping wurden erforderliche Abmessungen für die Dicke der Asphalttragschicht abgeleitet. Diese sollten als ein Aspekt bei der Planung von Whitetopping-Projekten zukünftig berücksichtigt werden.

Ein mit Glasfasern modifizierter Straßenbaubeton zeigt ein günstigeres Ermüdungsverhalten als ein ansonsten gleichartiger Vergleichsbeton. Die zusätzliche Modifizierung eines Glasfaserbetons mit einer Kunststoffdispersion verbessert das Ermüdungsverhalten nochmals zusätzlich, indem der Degradationsprozess, der zum Ermüdungsversagen führt, positiv beeinflusst wird.

Anhand von theoretischen Untersuchungen zum Verbund zwischen Beton und Asphalt konnten Anforderungen an den Verbund abgeleitet werden. Mit Hilfe der dargestellten analytischen Zusammenhänge konnten konkrete Anforderungswerte ermittelt werden, die von den Schichtdicken abhängen. Dabei zeigte sich, dass für dickere Whitetopping-Systeme geringere Anforderungen ausreichen als für dünne Systeme. Die gefundenen Anforderungen stehen im Einklang mit bisher in der Literatur angegebenen Erfahrungswerten. Anhand einer Versuchsstrecke konnte auch gezeigt werden, dass die Anforderungswerte eingehalten werden können.

Der Temperaturgradient, der in Betondecken Wölbspannungen hervorruft, fällt bei dünnen Betondecken größer aus als bei Betondecken mit herkömmlichen Abmessungen mit mehr als

20 cm Betondicke. Bei einer Messkampagne im Hochsommer wurden die auftretenden maximalen und minimalen Temperaturgradienten für Whitetopping bestimmt. Diese ergeben sich durch das Aufheizen infolge starker sommerlicher Sonneneinstrahlung und bei Abkühlung der aufgeheizten Fahrbahn infolge Niederschlags. Mit den gemessenen Temperaturen konnte ein Zusammenhang aufgestellt werden zwischen Dicke der Whitetoppingschicht und den darin wirksamen Temperaturgradienten. Damit steht eine entscheidende Eingangsgröße für die Bestimmung der bei Whitetopping wirkenden Wölbspannungen zur Verfügung.

Im Rahmen der Untersuchungen zur Dimensionierung und Standardisierung von Whitetopping wurde der Einfluss der Plattenlänge auf die Verkehrslastspannungen und die Wölbspannungen dargestellt. Anhand der hergeleiteten Zusammenhänge konnten die wirksamen Spannungen in Whitetopping-Systemen ermittelt werden. Daraus wurden unter Einbeziehung des Ermüdungsverhaltens des Betons und der Leistungsfähigkeit der Asphalttragschicht Dimensionierungsdiagramme für Whitetopping erstellt. Als Bezugsgröße für die Leistungsfähigkeit der Whitetopping-Systeme dienten die äquivalenten 10-t-Achsübergänge und davon abgeleitet die Bauklassen nach den RStO. Um die bislang nicht standardisierte Bauweise Whitetopping vergleichbar und für die Praxis nutzbar zu machen, stehen zudem konkrete Vorschläge zur Standardisierung von Whitetopping-Flächen zur Verfügung, die in Anlehnung an die Tafeln zu den Bauweisen in den RStO dargestellt sind.

Anhand von bereits realisierten Whitetopping-Projekten wurde ein Zusammenhang zwischen Projektgröße und zu erwartendem Einheitspreis angegeben. Damit steht ein Hilfsmittel zur Verfügung, um bereits in einer frühen Projektphase eine Kostenschätzung erstellen zu können.

11.2 Einsatzmöglichkeiten und Grenzen

Die Hauptanwendung von Whitetopping liegt derzeit im Bereich der baulichen Erhaltung von Straßen. Schwerpunkt liegt dabei auf Sanierungsfällen, bei denen der Baustoff Asphalt an seine Grenzen kommt. Dies betrifft vor allem Fahrbahnbereiche, die nicht ausschließlich überfahren werden, sondern die zusätzlich erhöhten Beanspruchungen ausgesetzt sind. Hierzu zählen vor allem statische bzw. länger einwirkende Lasten und erhöhte Schubbeanspruchungen. Daraus ergeben sich die häufigsten Anwendungsfälle für den Einsatz von Whitetopping. Hierzu zählen beispielsweise Bushaltestellen, Busspuren, Busbahnhöfe, Kreuzungs- und Aufstellbereiche, Industrieflächen und Logistikflächen, LKW-Aufstellflächen und Parkplätze. Diese Aufzählung ist nicht abschließend. Sie soll lediglich einen Eindruck vermitteln, wo eine Sanierung mit

Whitetopping in Frage kommen kann. Die möglichen Anwendungsfälle sind nicht hierauf beschränkt, auch weitere Aufgabenstellungen lassen sich mit Whitetopping sinnvoll lösen.

Wesentlicher Gedanke dabei ist, dass durch die Kombination der positiven Eigenschaften von Asphalt und Beton eine leistungsfähigere Fahrbahnkonstruktion realisiert werden kann als durch Asphalt alleine. Dies bedeutet im Sanierungsfall konkret, dass durch Teilersatz oder Ergänzung des vorhandenen Asphaltüberbaus eine Leistungssteigerung erreicht werden kann. Insbesondere ist es möglich, den asphalttypischen Versagensursachen (plastische Verformungen, Spurrinnen) entgegenzuwirken und ein Oberbausystem zu entwickeln, das eine hohe Belastbarkeit bei Schubbeanspruchung und eine geringe Verformungsneigung zeigt.

Die Anwendung von Whitetopping bei Neubaumaßnahmen spielt eine noch untergeordnete Rolle. Dennoch sollte auch dieser Anwendungsfall in Betracht gezogen werden. Die provokative Frage sei erlaubt: warum sollte Whitetopping nur eine Sanierungsbauweise sein? Warum sollte man erst etwas bauen, um es dann zu sanieren oder sollte nicht auch die Realisierung eines dauerhaften Systems von Anfang an denkbar sein? Insofern sind alle genannten Sanierungsszenarien ebenso als Neubaumaßnahmen vorstellbar. Hierbei ist allerdings auch klar, dass für einen Neubau auch andere Bauweisen die gestellten Anforderungen erfüllen können.

Darüber hinaus ist auch ein Einsatz von Whitetopping zur Fahrbahnsanierung über eine größere Länge denkbar. Entsprechende Anwendungsfälle bis hin zur Fahrbahnsanierung auf Autobahnen sind in der Literatur dokumentiert (Cole et al. 1998, S. 209; Yu, Tayabji 2007, S. 5f). Die Vorteile von Whitetopping sollen jedoch nicht darüber hinwegtäuschen, dass auch dieser Bauweise Grenzen gesetzt sind. Da die Bauleistung für Asphalteinbau und für Betonbau häufig von verschiedenen Firmen erbracht wird, erhöhen sich tendenziell die Kosten und der Koordinationsbedarf. Ein Teil der Leistungen wird dann als Subunternehmerleistung erbracht, was mit kalkulatorischen Zuschlägen verbunden ist. Diese Art der Arbeitsteilung ist allerdings der Regelfall bei Bauprojekten und sollte daher nicht überbewertet werden.

Gegenüber Asphalt entsteht beim Einsatz von Beton ein erhöhter Planungsbedarf im Vorfeld, da insbesondere ein Fugenplan entworfen werden sollte. Da Whitetopping gegenüber den Betonfahrbahnen nach den RStO eine geringere Betondicke aufweist, führt dies zu kleineren Plattenabmessungen. Vor allem schwierige geometrische Randbedingungen (z.B. Kreuzungsbereiche) erfordern eine entsprechende Sorgfalt in der Planungsphase.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde die Möglichkeit der Sanierung von Asphaltfahrbahnen durch die Überbauung mit Beton untersucht. Dabei werden die günstigen

Eigenschaften beider Baustoffe kombiniert und ergeben eine wirtschaftliche Bauweise, die in der Lage ist, hohen Beanspruchungen standzuhalten.

11.3 Ausblick

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden die bestehenden Kenntnisse zu Whitetopping durch umfangreiche Untersuchungen ergänzt und vertieft. Darüber hinaus sollten weitere Aspekte bei Whitetopping analysiert werden. Für Whitetopping existieren bislang keine Messungen zur Degradation des Wirksamkeitsindex nicht verdübelter Platten unter dynamischer Last, also der allmählichen Abnahme der Querkraftübertragung infolge Rissverzahnung und durchlaufender Asphalttragschicht. Auch für den Verbund zwischen Beton und Asphalt sollten die theoretisch hergeleiteten Anforderungen überprüft werden. Wünschenswert wäre ein dynamisches Prüfsystem, mit dem die Vorgänge bei der Verbundlösung zwischen Beton und Asphalt untersucht werden können und in der Konsequenz der Verbund optimiert werden kann.

Neben den vorgestellten Einsatzmöglichkeiten für Whitetopping sollten darüber hinausgehende Ansätze verfolgt werden. Hierzu gehört der Einsatz von Whitetopping auf Brücken, wo sich immer wieder Probleme mit den üblichen Fahrbahnaufbauten aus Asphalt zeigen (Nottbeck 2010). Nachdem mittlerweile positive Erfahrungen mit Kreisverkehren in Betonbauweise in Deutschland vorliegen (Birmann 2008, S. 652), ist auch der Einsatz von Whitetopping in Kreisverkehren denkbar. Allerdings sind aufgrund der besonderen geometrischen Rahmenbedingungen weitere Detailuntersuchungen erforderlich (Lenker 2010). Whitetopping könnte auch als durchgehend bewehrte Betondecke ausgeführt werden. Die feine Verteilung der Schwind- und Temperaturdehnungen verspricht dabei ein für den Verbund günstiges Verformungsverhalten. Dies könnte vor allem für stark beanspruchte Flächen mit geringer verfügbarer Bauhöhe ein sehr leistungsfähiges Tragsystem darstellen. Entsprechend dünne durchgehend bewehrte Betondecken sind international bereits realisiert worden (Meier 2005, S. A 2.5), wobei auch Whitetopping-Projekte in durchgehend bewehrter Bauweise dokumentiert sind (McGhee 1994, S. 31; Rasmussen, Rozycki 2004, S. 6; Pouteau 2004, S. 159).

Insgesamt bleibt festzustellen, dass es sich bei Whitetopping um eine vielversprechende Bauweise handelt, mit der eine weitere wirtschaftliche und leistungsfähige Sanierungsmöglichkeit für die Straßeninfrastruktur zur Verfügung steht. Als Sonderbauweise ist Whitetopping noch nicht im geltenden Regelwerk enthalten. Daher sollten weitere Erfahrungen im Rahmen zukünftiger Versuchsstrecken gesammelt werden.

Literaturverzeichnis

- 1 Abernathy, Craig (2010): Experimental Evaluation Final Report. Thin-Whitetopping Bonded Composite, Kalispell, Montana. Kalispell, Montana - East Idaho St. Montana Department of Transportation. Helena, Montana. Online verfügbar unter http://www.mdt.mt.gov/other/research/external/docs/epsll/kalispell/final_report10.pdf, zuletzt geprüft am 22.07.2011.
- 2 ACPA (Hg.) (1991): Guidelines for Concrete Overlays of Existing Asphalt Pavements (Whitetopping). American Concrete Pavement Association. Arlington Heights, Illinois. (Technical Bulletin, TB-009P).
- 3 ACPA (Hg.) (1998): Whitetopping - State of the Practice. American Concrete Pavement Association. Skokie, Illinois. (Engineering Bulletin, 210).
- 4 ACPA (Hg.) (1999): Construction Specification Guideline for Ultra-Thin Whitetopping. American Concrete Pavement Association. Skokie, Illinois. (IS120P).
- 5 ACPA (Hg.) (2003): UTW Scores a Million. American Concrete Pavement Association. Skokie, Illinois. (R&T update, 4.06). Online verfügbar unter <http://www.acpa.org/Downloads/RT/RT4.06.pdf>, zuletzt geprüft am 02.08.2011.
- 6 ACPA (2011): BCOA. Bonded Concrete Overlay on Asphalt Thickness Design Web Application. Online verfügbar unter <http://apps.acpa.org/apps/bcoa.aspx>, zuletzt geprüft am 31.07.2011.
- 7 Altenbach, Holm; Altenbach, Johannes; Naumenko, Konstantin (1998): Ebene Flächentragwerke. Grundlagen der Modellierung und Berechnung von Scheiben und Platten. Berlin: Springer.
- 8 (2009): ANSYS. Version 12.0: ANSYS Inc.
- 9 Ardani, Ahmad (2008): Long-Term Performance Monitoring of Whitetopping Pavements in Colorado. In: Transportation Research Board (Hg.): TRB 87th Annual Meeting Compendium of Papers CD-ROM. Washington DC, United States: Transportation Research Board, S. 1–8.
- 10 Augustin, Harald; Fellner, Gregor; Nievelt, Helmut; Pass, Friedrich; Tschegg, Elmar (1997): Bemessung von Haftbrücken. Wien: Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten (Straßenforschung, 469).
- 11 Autobahndirektion Südbayern: A 99 Autobahnring München - Whitetopping in der AS Ottobrunn. Bauakt, 2008.
- 12 Becker, Wilfried; Gross, Dietmar (2002): Mechanik elastischer Körper und Strukturen. Berlin, Heidelberg, New York: Springer.
- 13 Birmann, Dieter (1981): Einfluß hydraulisch gebundener Tragschichten auf die Beanspruchung von Betondecken. Experimentelle und theoretische Untersuchungen unter besonderer Berücksichtigung der Randbelastung. Dissertation. Betreut von Josef Eisenmann. München. Technische Universität München, Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen.
- 14 Birmann, Dieter (1993): Erosion von Asphalttragschichten unter Betondecken. In: Bitumen, Jg. 55, H. 1, S. 18–22.
- 15 Birmann, Dieter (1997): Bewertung von Betondecken für eine Sanierung mit einer dünnen Asphaltdecke. In: Leykauf, Günther (Hg.): Beiträge zum Bau von Landverkehrswegen. Festschrift anlässlich der Emeritierung von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Eisenmann (Heft 70), S. 5–12.
- 16 Birmann, Dieter (2008): Kreisverkehre in Beton. In: Straße und Autobahn, Jg. 59, H. 10, S. 648–653.

- 17 (1998): BISAR. Bitumen Structures Analysis in Roads. Version 3.0. The Hague: Shell International Oil Products B.V.
- 18 Boussinesq, Joseph (1885): Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Paris: Gauthier-Villars.
- 19 Breitenbücher, Rolf; Ibuk, Hursit; Yüceoglu, Sami (2008): Beeinflusst die Kornsteifigkeit der Gesteinskörnung im Beton den Degradationsprozess infolge zyklischer Druckbeanspruchung? Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Heft 5. In: Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 103, H. 5, S. 318–323, zuletzt geprüft am 06.07.2010.
- 20 Bretz, Sarah; Akbari, Hashem; Rosenfeld, Arthur (1998): Practical issues for using solar-reflective materials to mitigate urban heat islands. In: Atmospheric Environment, Jg. 32, H. 1, S. 95–101. Online verfügbar unter http://www.sciencedirect.com/science?_ob=MIimg&_imagekey=B6VH3-3SX5GRS-C-1&_cdi=6055&_user=616147&_pii=S1352231097001829&_orig=search&_coverDate=01%2F31%2F1998&_sk=999679998&view=c&wchp=dGLzVtz-zSkzk&md5=0e71abf3e4362a14c1eeda91a8be10aa&ie=/sdarticle.pdf, zuletzt geprüft am 20.04.2011.
- 21 Brink, Anna Catharina (2003): Modelling Aggregate Interlock Load Transfer at Concrete Pavement Joints. Dissertation. Betreut von Emile Horak. Pretoria. University of Pretoria, Faculty of Engineering.
- 22 Brink, Anna Catharina; Horak, Emile; Visser, Alex (2005): Improvement of Aggregate Interlock Equation Used in Mechanistic Design Software. In: International Journal of Concrete Pavements, Jg. 1, H. 1, S. 1–22.
- 23 Brühwiler, Eugen (2003): Ermüdung. In: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (Hg.): SIA Dokumentation D 0182. Betonbau - Einführung in die Norm SIA 262. Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, S. 91–96.
- 24 Burmister, D. M. (1945a): The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems I. In: Journal of Applied Physics, Jg. 16, S. 89–94.
- 25 Burmister, D. M. (1945b): The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems II. In: Journal of Applied Physics, Jg. 16, S. 126–127.
- 26 Burmister, D. M. (1945c): The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems III. In: Journal of Applied Physics, Jg. 16, S. 296–302.
- 27 Burnham, Thomas R. (2005): Forensic Investigation Report For MnROAD Ultrathin Whitetopping Test Cells 93, 94 and 95. Minnesota Department of Transportation. Maplewood, Minnesota. Online verfügbar unter <http://www.mrr.dot.state.mn.us/research/pdf/200545.pdf>, zuletzt geprüft am 07.05.2011.
- 28 Burnham, Thomas R. (2009): Whitetopping: Concrete Overlays of Asphalt Pavements. An Economic Solution to Pavement Rehabilitation Needs. Minnesota Department of Transportation. Maplewood, Minnesota.
- 29 Buxbaum, Otto (1992): Betriebsfestigkeit. Sichere und wirtschaftliche Bemessung schwingbruchgefährdeter Bauteile. 2., erw. Aufl. Düsseldorf: Verl. Stahleisen.
- 30 Cable, James K.; Fanous, Fouad S.; Ceylan, Halil; Wood, Douglas; Frentress, Daniel; Tabbert, Toni et al. (2005): Design and Construction Procedures for Concrete Overlay and Widening of Existing Pavements. Herausgegeben von Center for Portland Cement Concrete Pavement Technology. Iowa State University. Ames, Iowa. Online verfügbar unter http://www.intrans.iastate.edu/reports/oreo_design.pdf, zuletzt geprüft am 15.02.2010.
- 31 Cable, James K.; Morud, Jennifer L.; Tabbert, Toni R. (2006): Evaluation of Composite Pavement Unbonded Overlays: Phase III. Herausgegeben von Center for Transportation Research and Education. Iowa State University. Ames, Iowa. Online verfügbar unter http://www.iowadot.gov/operationsresearch/reports/reports_pdf/hr_and_tr/reports/tr478.pdf, zuletzt geprüft am 15.02.2010.

- 32 Caestecker, Chris; Lonneux, Tim (2003): UTW: Test Sections in Flanders. In: PIARC (Hg.): The XXIInd PIARC World Road Congress. Durban, South Africa, S. 1–11.
- 33 Codjia, Honoré (1994): Erarbeitung einer Bewertungshintergrundes für das Prüfverfahren "Schichtenverbund nach Leutner" und Bestimmung der Präzision. Dissertation. Betreut von E.-U. Hiersche. Karlsruhe. Universität Karlsruhe, Institut für Straßen- und Eisenbahnwesen.
- 34 Cole, Lawrence W.; Mack, James W.; Packard, Robert G. (1998): Whitetopping and Ultra-Thin Whitetopping - The U.S. Experience. In: Proceedings of the 8th International Symposium on Concrete Roads. Lisbon, Portugal, S. 203–217.
- 35 Colley, B. E.; Humphrey, H. A. (1967): Aggregate Interlock at Joints in Concrete Pavements. PCA Development Department Bulletin D124. Washington D.C. (Highway Research Record, Number 189).
- 36 Cornelissen, H. A. W. (1984): Fatigue Failure of Concrete in Tension. In: HERON, Jg. 29, H. 4, S. 1–68.
- 37 Dettling, Heinz (1962): Die Wärmedehnung des Zementsteines, der Gesteine und der Betone. Stuttgart: Otto-Graf-Institut (3).
- 38 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton. Ergänzungen und Änderungen zu DIN 1045, Teile 1 bis 3 und DIN EN 206-1. 1. Aufl. (2010). Berlin: Beuth.
- 39 Norm, DIN 50100, Februar 1978: Dauerschwingversuch.
- 40 Norm, DIN 1048-5, Juni 1991: Prüfverfahren für Beton; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper.
- 41 Norm, DIN 1045-1, 2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion.
- 42 Norm, DIN EN ISO 10456:2010-05, Mai 2010: Baustoffe und Bauprodukte – Wärme- und feuchtetechnische Eigenschaften – Tabellierte Bemessungswerte und Verfahren zur Bestimmung der wärmeschutztechnischen Nenn- und Bemessungswerte.
- 43 Norm, DIN EN 12390-5:2009, Juli 2009: Prüfung von Festbeton – Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-5:2009.
- 44 Drog, Manfred (2006): Der Umgang mit Unsicherheiten. Ein Leitfaden zur Fehleranalyse. Autorisierte dt. Ausg. Wien: Facultas.
- 45 Eichler, Jürgen (2007): Physik. Grundlagen für das Ingenieurstudium - kurz und prägnant. 3., überarbeitete und ergänzte Auflage. Wiesbaden: Friedr. Vieweg & Sohn Verlag | GWV Fachverlage GmbH Wiesbaden.
- 46 Eisenmann, Josef (1965): Theoretische Betrachtung zur Fortentwicklung der Fahrbahndecken aus unbewehrtem Beton. In: beton, Jg. 15, H. 1, S. 19–27.
- 47 Eisenmann, Josef (1973): Mittragende Wirkung von verfestigten Tragschichten bei Betonfahrbahnen. S. 32-60. Bonn (Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, 145).
- 48 Eisenmann, Josef (1984): Bemessung von Verkehrsflächen - Theorie und Praxis. In: Straßen- und Tiefbau, Jg. 38, H. 6, S. 13–17.
- 49 Eisenmann, Josef; Birmann, Dieter (1980): Messungen an Betondecken mit wärmedämmenden und mit verstärkten, hydraulisch gebundenen Tragschichten. Bonn (Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, 301).
- 50 Eisenmann, Josef; Birmann, Dieter (1982): Einsenkungsmessungen zur Beurteilung des Tragverhaltens von hydraulisch gebundenen Tragschichten und Betondecken. In: Straßen- und Tiefbau, Jg. 36, H. 6, S. 5–16.

- 51 Eisenmann, Josef; Birmann, Dieter (1996): Experimentelle Untersuchung des Abriebs und der Erosion von gebundenen Tragschichten unter Betondecken. Erosion zementgebundener Tragschichten unter Betondecken. Bonn (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 725).
- 52 Eisenmann, Josef; Duwe, Bernhard; Lempe, Ulrich; Leykauf, Günther (1976): Beiträge zur Erforschung der Beanspruchung von Fahrbahnkonstruktionen. Prüfamf für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München. München. (Heft 24).
- 53 Eisenmann, Josef; Lempe, Ulrich; Leykauf, Günther (1980): Straßenbeanspruchung. Prüfamf für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München. München. (Heft 26).
- 54 Eisenmann, Josef; Leykauf, Günther (1985): Querkraftübertragung an Fugen mit außermittiger Dübellage. Bericht Nr. 1096 (nicht veröffentlicht). Prüfamf für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München. München.
- 55 Eisenmann, Josef; Leykauf, Günther (2003): Betonfahrbahnen. 2. Aufl. Berlin: Ernst (Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau).
- 56 Eisenmann, Josef; Neumann, Uwe (1993): Auswirkungen von Verbundstörungen auf die Spurrinnenbildung. Forschungsbericht Nr. 1444. Prüfamf für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München. München.
- 57 Fenz, Gerhard; Gregori, Hubert; Krzemien, Randolph (1987): Die Verklebung von Asphaltsschichten. Wien: Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten (Straßenforschung, Heft 316).
- 58 Ferrà, B.; Rueda, R. (2010): A Bonded Concrete Overlay in an Urban Boulevard in Calvià (Mallorca, Spain). In: European Concrete Paving Association (EUPAVE); Spanish Cement Association (OFICEMEN); Spanish Institute of Cement and its Applications (IECA); Andalusian Cement Association (AFCA); World Road Association (PIARC) (Hg.): 11th International Symposium on Concrete Roads. Sevilla, Spanien, S. 1–13.
- 59 Fezer, Fritz (1995): Das Klima der Städte. 1. Aufl. Gotha: Perthes (Perthes-Geographie-Kolleg).
- 60 Fleischer, Walter (1999): Erfahrungen mit Betonstraßen I. Die Sicht des Auftragnehmers. In: beton, Jg. 49, H. 6, S. 332–337.
- 61 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Bemessung flexibler Fahrbahnbefestigungen. Abschnitt B 5.1 - Einfluß des Schichtenverbundes auf das Verhalten von Asphaltbefestigungen. AP 25/B (1990). Köln: FGSV.
- 62 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen. RStO (2001). Köln: FGSV Verl. (FGSV R2, Regelwerk, 499).
- 63 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen - Betonbauweisen. ZTV BEB-StB 02. Ausg. 2002. (2002). Köln: Forschungsges. für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV R1, Regelwerke, 898).
- 64 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Technische Lieferbedingungen für Asphaltmischgut für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen. TL Asphalt-StB 07. Ausg. 2007. (2008a). Köln: FGSV-Verl. (FGSV R1, Regelwerk, 797).
- 65 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton. TL Beton-StB 07. Ausg. 2007. (2008b). Köln: FGSV-Verl. (FGSV R1, Regelwerk, 891).
- 66 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Technische Prüfvorschriften für Asphalt. TP Asphalt-StB. Teil 80: Abscherversuch (2008c). Köln: FGSV Verl. (FGSV R1, Regelwerk, 756).
- 67 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton. ZTV Beton-StB 07. Ausg. 2007. (2008d). Köln: FGSV-Verl. (FGSV R1, Regelwerk, 899).

- 68 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt. ZTV Asphalt-StB 07319. Ausg. 2007. (2008e). Köln: FGSV Verl. (FGSV R1, Regelwerk, 799).
- 69 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Merkblatt für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen aus Beton. M BEB. Ausg. 2009. (2009a). Köln: Forschungsges. für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV R2, Regelwerk, 823).
- 70 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht. RDO Asphalt 09 (2009b). Köln: FGSV (FGSV R1, Regelwerke, 498).
- 71 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen. RDO Beton 09 (2009c). Köln: FGSV (FGSV R1, Regelwerke, 497).
- 72 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen. ZTV BEA-StB 09. Ausg. 2009. (2009d). Köln: FGSV-Verl. (FGSV R1, Regelwerke, 798).
- 73 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Merkblatt Whitetopping (unveröffentlichter Entwurf). M WT (2011a). Köln: FGSV.
- 74 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen (unveröffentlichter Entwurf). RStO. Stand: 09.11.2010 (2011b). Köln: FGSV.
- 75 Freudenstein, Stephan (2001): Untersuchungen über den Einfluss reduzierter Dübeleinbindelängen auf die Wirksamkeit der fugenkonstruktion bei Betonstraßen. Dissertation. Betreut von Günther Leykauf. München. Technische Universität München, Prüfamnt für Bau von Landverkehrswegen.
- 76 Fwa, Tien Fang (2006): The Handbook of Highway Engineering. Boca Raton: CRC Taylor & Francis.
- 77 Gnad, Herbert (1973): Modellversuche an Mehrschichtensystemen und ihre Anwendung auf die Bemessung von Straßenkonstruktionen. In: Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau (Hg.): Beanspruchung von bituminösen Fahrbahnbefestigungen. Bonn (Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 138), S. 165–233.
- 78 Golden, J. S.; Kaloush, K. E. (2006): Mesoscale and microscale evaluation of surface pavement impacts on the urban heat island effects. In: International Journal of Pavement Engineering, Jg. 7, H. 1, S. 37–52.
- 79 Grätz, Bernd; Stöckert, Ulrike (2001): Grundlagen zur Festlegung von Grenzwerten für den Schichtenverbund. Bonn: Bundesministerium für Verkehr Bau- und Wohnungswesen (Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, 829).
- 80 Großmann, Andreas (2003): Bewertung des Tragverhaltens von Betonfahrbahnen basierend auf Messungen mit dem Falling-Weight-Deflectometer. Dissertation. Betreut von Ralf Roos. Karlsruhe. Technische Hochschule.
- 81 Grubbs, Frank E. (1950): Sample Criteria for Testing Outlying Observations. In: The Annals of Mathematical Statistics, Jg. 21, H. 1, S. 27–58. Online verfügbar unter <http://www.jstor.org/stable/2236553>, zuletzt geprüft am 19.04.2011.
- 82 Grünberg, Jürgen; Funke, Günther; Stavesand, Joachim; Göhlmann, Joachim (2006): Fernmeldetürme und Windenergieanlagen in Massivbauweise. In: Bergmeister, Konrad; Wörner, Johann-Dietrich (Hg.): Turmbauwerke, Industriebauten. 95. Aufl.: Ernst & Sohn (Beton-Kalender, 1), S. 103–223.

- 83 Grünberg, Jürgen; Göhlmann, Joachim (2006): Schädigungsberechnung an einem Spannbeton für eine Windenergieanlage unter mehrstufiger Ermüdung. In: Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 101, H. 8, S. 557–570. Online verfügbar unter doi:10.1002/best.200600492.
- 84 Gucunski, Nenad (1998): Development of a Design Guide for Ultra Thin Whitetopping (UTW). FHWA 2001 - 018. Center for Advanced Infrastructure & Transportation (CAIT). Piscataway, New Jersey. Online verfügbar unter <http://cait.rutgers.edu/research-reports/development-design-guide-ultra-thin-whitetopping-utw>, zuletzt geprüft am 31.07.2011.
- 85 Gurney, Timothy Russell (1984): Fatigue of welded structures. 2. ed., repr. Cambridge: Univ. Press.
- 86 Han, Chunhua (2005): Synthesis of Current Minnesota Practices of Thin and Ultra-Thin Whitetopping. Herausgegeben von Minnesota Department of Transportation. St. Paul, Minnesota. Online verfügbar unter <http://www.lrrb.org/pdf/200527.pdf>, zuletzt geprüft am 15.02.2010.
- 87 Hansen, Will; Jensen, Elin A. (2001): Transverse Crack Propagation of JPCP as Related to PCC Toughness. Final Report prepared for Michigan Department of Transportation. University of Michigan, Department of Civil Engineering. Ann Arbor, Michigan.
- 88 Harrington, Dale (2008): Guide to Concrete Overlays. Sustainable Solutions for Resurfacing and Rehabilitating Existing Pavements. 2. Aufl. National Concrete Pavement Technology Center. Ames, Iowa. (ACPA publication, TB021.02P).
- 89 Heeralal, M.; Kumar Rathish, P.; Rao, Y. V. (2009): Flexural fatigue characteristics of steel fiber reinforced recycled aggregate concrete (SFRRAC). In: Facta universitatis - series: Architecture and Civil Engineering, Jg. 7, H. 1, S. 19–33. Online verfügbar unter DOI:10.2298/FUACE0901019H.
- 90 Heidelberger Beton GmbH (Hg.) (2009): Whitetopping. Die schnelle Hilfe gegen Spurrinnen. Heidelberg. Online verfügbar unter http://www.heidelbergcement.com/NR/rdonlyres/37BDA883-5365-4A36-927E-8AA720EB110A/0/11_HDB_BRO_A4_Whitetopp.pdf, zuletzt geprüft am 06.08.2011.
- 91 Helbig, Alfred; Baumüller, Jürgen; Kerschgens, Michael J. (1999): Stadtklima und Luftreinhaltung. 2., vollständig überarb. und erg. Aufl. Berlin: Springer.
- 92 Hering, Ekbert; Martin, Rolf; Stohrer, Martin (2007): Physik für Ingenieure. Mit 116 Tabellen. 10., vollständig neu bearbeitete Auflage. Berlin, Heidelberg: Springer (Springer Lehrbuch).
- 93 Hertz, H. (1884): Ueber das Gleichgewicht schwimmender elastischer Platten. In: Annalen der Physik, Jg. 258, H. 7, S. 449–455. Online verfügbar unter doi: 10.1002/andp.18842580711.
- 94 Hilsdorf, H.; Kesler, C. (1966): Fatigue Strength of Concrete Under Varying Flexural Stresses. In: Journal of the American Concrete Institute, H. Proceedings 63, S. 1059.
- 95 Holmen, Jan Ove (1979): Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading. Institutt for Betongkonstruksjoner, Norges Tekniske Hogskole. Trondheim. (Bulletin Nr. 79-1).
- 96 Holschemacher, Klaus; Klug, Yvette; Dehn, Frank; Wörner, Johann-Dietrich (2006): Faserbeton. In: Bergmeister, Konrad; Wörner, Johann-Dietrich (Hg.): Turmbauwerke, Industriebauten. 95. Aufl.: Ernst & Sohn (Beton-Kalender, 1), Bd. 1, S. 585–663.
- 97 Hsu, Michael; Fowler, David W. (1985): Creep and Fatigue of Polymer Concrete. In: ACI Special Publication, Jg. 89, S. 323–342.
- 98 Ibuk, Hursit (28.11.2008): Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung. Dissertation. Betreut von Rolf Breitenbücher. Bochum. Ruhr-Universität Bochum. Online verfügbar unter <http://www-brs.ub.ruhr-uni-bochum.de/netahtml/HSS/Diss/IbukHursit/diss.pdf>, zuletzt geprüft am 09.03.2011.
- 99 Ioannides, Anastasios M.; Korovesis, George T. (1990): Aggregate Interlock: A Pure-Shear Load Transfer Mechanism. In: Transportation Research Record, H. 1286, S. 14–24.

- 100 Ioannides, Anastasios M.; Thompson, M. R.; Barenberg, Ernest J. (1985): Westergaard Solutions Reconsidered. In: Transportation Research Record, H. 1043, S. 13–23.
- 101 Iowa Department of Transportation (Hg.) (2000): Method of Test for Determining the Shearing Strength of Bonded Concrete. Test Method No. Iowa 406-C.
- 102 Jensen, Elin A.; W. Hansen, W. (2006): Nonlinear aggregate interlock model for concrete pavements. In: International Journal of Pavement Engineering, Jg. 7, H. 4, S. 261–273.
- 103 Jung, Jong Suk; Cho, Yoon-Ho (2006): Application of Maturity Method on Whitetopping Construction. In: Transportation Research Board (Hg.): TRB 85th Annual Meeting Compendium of Papers CD-ROM. Washington DC, United States: Transportation Research Board, S. 1–17.
- 104 Kannemeyer, L; Perrie, B D; Strauss, P J; Du Plessis, L (2007): Ultra Thin Continuously Reinforced Concrete Pavement Research in South Africa. In: ICCR (Hg.): International conference on concrete roads. Johannesburg, Midrand, South Africa, S. 1–27.
- 105 Karcher, Carsten (2011): Tragfähigkeit und Tragverhalten von Verkehrsflächenbefestigungen aus Beton. In: Straße und Autobahn, Jg. 62, H. 3, S. 156–161.
- 106 Kehlbeck, Fritz (1974): Einfluss der Sonnenstrahlung bei Brückenbauwerken. Dissertation. Betreut von Klaus-Wolfgang Bieger. Hannover. Technische Universität Hannover, Lehrstuhl für Massivebau.
- 107 Kim, Dong-Ho; Suliman, Mohammad R.; Won, Moon (2007; Revised 2008): Literature Review on Concrete Pavement Overlays over Existing Asphalt Structures. Report No. FHWA/TX-08/0-5482-1. Center for Transportation Research. Austin, Texas. Online verfügbar unter http://www.utexas.edu/research/ctr/pdf_reports/0_5482_1.pdf, zuletzt geprüft am 25.07.2011.
- 108 Klausen, Dietmar (1978): Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung. Dissertation. Betreut von H. Weigler. Darmstadt. Technische Hochschule Darmstadt, Konstruktiver Ingenieurbau.
- 109 Kleiber Infrared GmbH (Hg.) (2007): Emissionsgradtabelle. Saalfeld. Online verfügbar unter <http://www.kleiberinfrared.com/pdf/emissionsgrade.pdf>, zuletzt geprüft am 02.07.2011.
- 110 Krebs, Hans Günter; Böllinger, Günter (1981): Temperaturberechnungen am bituminösen Straßenkörper. Köln: Bundesanst. für Straßenwesen (Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, 347).
- 111 Kuchling, Horst (1996): Taschenbuch der Physik. Mit Tabellen. 16. Aufl. Leipzig: Fachbuchverl. im Carl Hanser Verl.
- 112 Kühn, Alfred (1997): Streifenweise Erneuerung von alten abgängigen Betondecken unter Beibehaltung der meist vorkommenden Dicke von 20 bis 22 cm. Dissertation. Betreut von Josef Eisenmann. München. Technische Universität München, Prüfam für Bau von Landverkehrswegen.
- 113 Lang, Hans-Jürgen; Huder, Jachen; Amann, Peter; Puzrin, Alexander M. (2007): Bodenmechanik und Grundbau. Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte. 8. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag.
- 114 Lay, Maxwell G.; Pampuch, Thomas; Slater, Timothy (1994): Die Geschichte der Strasse. Vom Trampelpfad zur Autobahn. 2. Aufl. Frankfurt/Main: Campus-Verl.
- 115 Lechner, Bernhard (1996): Der Temperaturgradient als Bemessungsgröße bei der Dimensionierung von dicken Betondecken. Dissertation. Betreut von Josef Eisenmann. München. Technische Universität München, Prüfam für Bau von Landverkehrswegen.
- 116 Leins, Werner; Stipp, Wilhelm (1977): Zur Dauerfestigkeit von Beton unter besonderer Berücksichtigung der durch Temperatur und Verkehrslast vorgegebenen Beanspruchungsverhältnisse bei Betonfahrbahnplatten. Opladen: Westdt. Verl. (Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen, 2702).

- 117 Lempe, Ulrich (1972): Dynamischer Schubmodul und Dauerschubfestigkeit bituminös gebundener Baustoffe. Ermittlung und Einfluß auf den Beanspruchungszustand bituminöser Straßenbefestigungen. Bonn: Bundesministerium für Verkehr (Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 130).
- 118 Lenker, Andreas (2010): Entwurf eines Kreisverkehrs in Whitetopping. Master's Thesis. Betreut von Jochen Eid. München. Technische Universität München, Lehrstuhl für Verkehrswegebau.
- 119 Leutner, Rolf (1979): Untersuchungen des Schichtenverbunds beim bituminösen Oberbau. In: Bitumen, H. 3, S. 84–91.
- 120 Leykauf, Günther (1986): Reflexionsrisse bei Asphaltstraßen. In: Straßen- und Tiefbau, Jg. 40, H. 4, S. 8–16.
- 121 Leykauf, Günther; Birmann, Dieter (1997): Messungen an einer Versuchsstrecke mit Stahlfaserbeton zur Erneuerung des Fahrstreifens (A 40 bei Herongen). Forschungsbericht FE-Nr. 08.133 R 94 C. Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen, TU München. München. (Bericht 1708).
- 122 Leykauf, Günther; Birmann, Dieter (2000): Nachuntersuchungen auf der BAB A5. Betondeckenmeßstrecke Darmstadt - Heidelberg. Bonn (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 781).
- 123 Leykauf, Günther; Birmann, Dieter (2001): Langzeitverhalten von Betondecken mit über 20 Jahren Liegedauer. Bonn (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 807).
- 124 Leykauf, Günther; Birmann, Dieter (2004): Verhalten von Betondecken auf Geotextil-Einlagen und Anforderungen an Geotextilien. Bremerhaven: Wirtschaftsverl. NW Verl. für neue Wiss. (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 901).
- 125 Lin, Deng-Fong; Wang, Her-Yuan (2005): Forensic Investigation of Ultra-Thin Whitetopping Failures in Taiwan. In: Journal of Performance of Constructed Facilities, Jg. 19, H. 2, S. 165–171. Online verfügbar unter doi:10.1061/(ASCE)0887-3828(2005)19:2(165).
- 126 Locati, L. (1955): Le prove di fatica come ausilio alla progettazione ed alla produzione. In: Metallurgia Italiana, Jg. 47, H. 9, S. 301–308.
- 127 Mais, Rudolf (1968): Ein Beitrag zur Ermittlung der Beanspruchung standardisierter Fahrbahnbefestigungen mit Hilfe der Mehrschichtentheorie. Dissertation. Betreut von Josef Eisenmann. München. Technische Universität München, Institut für Bau von Landverkehrswegen.
- 128 Mais, Rudolf (1973): Ein Beitrag zur Ermittlung der Beanspruchung standardisierter Fahrbahnbefestigungen mit Hilfe der Mehrschichtentheorie. In: Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau (Hg.): Beanspruchung von bituminösen Fahrbahnbefestigungen. Bonn (Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 138), S. 1–75.
- 129 Márkus, Gyula; Otto, Joachim (1978): Theorie und Berechnung rotationssymmetrischer Bauwerke. 3. Aufl. Düsseldorf: Werner.
- 130 Matzarakis, Andreas (2001): Die thermische Komponente des Stadtklimas. Freiburg (Berichte des Meteorologischen Institutes der Universität Freiburg, Nr. 6).
- 131 Mauk, Paul Josef; Fischer, Alfons; Hoppe, Rainer; Klein, Ulrich (2008): Schwingfestigkeit im Wöhlerversuch. Übung im Rahmen der Vorlesung Bauteil und Betriebsfestigkeit. Duisburg-Essen.
- 132 McGhee, Kenneth H. (1994): Portland cement concrete resurfacing. Washington D.C.: National Academy Press (Synthesis of highway practice, 204).
- 133 Meier, Stefan (2005): Durchgehend bewehrte Betondecke. Dissertation. Betreut von Günther Leykauf. München. Technische Universität München, Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen.
- 134 Mieczkowski, P. (2001): Modell zur Berechnung der Temperatur in Asphaltdecken. In: Bitumen, Jg. 63, H. 3, S. 108–109.

- 135 Miner, M. A. (1945): Cumulative Damage in Fatigue. In: Journal of Applied Mechanics, Jg. 12, H. 3, S. A159-A164.
- 136 Minnesota Department of Transportation (Hg.) (2011): Whitetopping Design Procedure. St. Paul, Minnesota. Online verfügbar unter <http://www.dot.state.mn.us/materials/pvmt/design/whitetopping.html>, zuletzt geprüft am 31.07.2011.
- 137 Mollenhauer, Konrad (08.05.2008): Dimensionierungsrelevante Prognose des Ermüdungsverhaltens von Asphalt mittels einaxialer Zug-Schwellversuche. Dissertation. Betreut von Michael Wistuba. Braunschweig. Technischen Universität Carolo-Wilhelmina.
- 138 Müller, Renate (1992): Ein numerisches Verfahren zur simultanen Bestimmung thermischer Stoffeigenschaften oder Größen aus Versuchen. Anwendung auf das Heißdraht-Parallelverfahren und auf Versuche an Hausschornsteinen. Techn. Univ., Diss.--Clausthal, 1989. Bremerhaven: Wirtschaftsverl. NW Verl. für neue Wiss. (Forschungsbericht / Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin, 185).
- 139 Müller, Renate; Pirskawetz, Stephan; Weise, Frank (2007): Einfluss der Wärmeabstrahlung, -leitfähigkeit und -kapazität von Mineralstoffen auf die Energiebilanz von Fahrbahnbefestigungen. [Bericht zum Forschungs- und Entwicklungsvorhaben FE 04.191/2003/AGB des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Strassenbau, Strassenverkehr, Bonn]. Bremerhaven: Wirtschaftsverl. NW Verl. für neue Wiss. (Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, 968).
- 140 Murison, Scott; Shalaby, Ahmed; Smith, Tim (2002): Ultra-Thin Whitetopping in Canada: State-of-Practice. In: Canadian Society for Civil Engineering (Hg.): 4th Transportation Specialty Conference. Montréal, Québec, Canada, S. 1–9.
- 141 National Concrete Pavement Technology Center (2007): Guide to Concrete Overlays Solutions. Unter Mitarbeit von Dale Harrington, Dan DeGraaf und Randell Riley et al. National Concrete Pavement Technology Center. Ames, Iowa. (ACPA publication, TB021).
- 142 Nefzger, Helga; Karipot, Anandakumar (1997): Einfluß von Strahlung und Mikroklima auf Straßenwetterprognosen. Straßenforschungsauftrag Nr. 3.052 des Bundesministeriums für wirtschaftliche Angelegenheiten. Wien: Bundesstrassenverwaltung (Straßenforschung, 466).
- 143 Neußner, Ernst (1995): Straßenbefestigungen mit Schichten aus Asphalt und Beton. Überblick über nationale und internationale Konzeptionen. In: Straße und Autobahn, Jg. 46, H. 9, S. 525–535.
- 144 Newbolds, Scott Andrew; Olek, Jan (2008): Evaluation of Performance and Design of Ultra-Thin Whitetopping (Bonded Concrete Resurfacing) Using Large Scale Accelerated Pavement Testing. FHWA/IN/JTRP-2008/14. Purdue University. West Lafayette, Indiana. Online verfügbar unter http://rebar.ecn.purdue.edu/JTRP_Completed_Project_Documents/Download/2008-14.pdf, zuletzt geprüft am 30.05.2011.
- 145 Nishizawa, Tatsuo; Murata, Yoshiki; Kokubun, Katsuro (2003): Mechanical Behavior of Ultrathin Whitetopping Structure Under Stationary and Moving Loads. In: Transportation Research Board (Hg.): TRB 82th Annual Meeting Compendium of Papers. Washington DC, United States: Transportation Research Board, S. 1–16.
- 146 Nottbeck, Alexander (2010): Sanierung von Brückenbelägen in Whitetopping. Master's Thesis. Betreut von Jochen Eid. München. Technische Universität München, Lehrstuhl für Verkehrswegebau.
- 147 Odemark, Nils (1949): Undersökning av Elasticitetsegenskaperna hos olika jordarter samt Teori för Beräkning av Beläggningar enligt Elasticitetsteorin. Investigations as to the Elastic Properties of Soils and Design of Pavements according to the Theory of Elasticity. Stockholm: Ivar Haeggströms Bktryckeri A.B. (Meddelande, 77).
- 148 Owens Corning (2009): Anti-Crak® fibers: Solution for Commercial and Industrial Floors. application information. Herausgegeben von Owens Corning. Toledo, Ohio. Online verfügbar unter http://www.ocvreinforcements.com/pdf/library/ADS_EN_Floors_Industrial_CemFIL_ww_11_2009_Rev0_EU_print_.pdf, zuletzt geprüft am 12.07.2010.

- 149 Palmgren, A. (1924): Die Lebensdauer von Kugellagern. In: Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, Jg. 68, H. 14, S. 339–341.
- 150 Panc, Vladimir (1965): Theorie der schubweichen Kreisplatte auf elastischer Unterlage. In: Acta Mechanica, Jg. 1, H. 3, S. 294–317.
- 151 Pasetto, M.; Bortolini, G. (2005): Use Of Ultra-Thin Whitetopping In The Rehabilitation Of Degraded Flexible Pavements. In: Società Italiana Infrastrutture Viarie (Hg.): XV CONGRESS S.I.I.V. Bari, S. 1–11.
- 152 Pereira, Deividi Da S.; Balbo, José T.; Khazanovich, Lev (2006): Theoretical and field evaluation of interaction between ultra-thin whitetopping and existing asphalt pavement. In: International Journal of Pavement Engineering, Jg. 7, H. 4, S. 251–260.
- 153 Peyerl, Martin; Krispel, Stefan (2008): Sommerliches Überhitzen städtischer Strukturen – helle Betonflächen regulieren. In: Zement + Beton Handels- und Werbeges.m.b.H. (Hg.): Expertenforum Beton. Hoch belastete Verkehrsflächen. Wien, S. 24–31.
- 154 Pfister, Tobias Rudolf (2007): Ein Ermüdungsschädigungsmodell für Zuverlässigkeitsanalysen von Stahlbetontragwerken. Dissertation. Betreut von F. Stangenberg. Bochum. Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl und Institut für Stahlbeton- und Spannbetonbau. Online verfügbar unter <http://www-brs.ub.ruhr-uni-bochum.de/netahtml/HSS/Diss/PfisterTobiasRudolf/diss.pdf>, zuletzt geprüft am 09.03.2011.
- 155 Pouteau, Bertrand (2004): Durabilite Macanique du Collage Blanc sur Noir dans les Chaussees. Dissertation. Betreut von Francois de Larrard. Nantes. Universite de Nantes, Ecole Doctorale Mecanique, Thermique et Genie Civil. Online verfügbar unter http://media.lcpc.fr/ext/pdf/theses/rou/throu_pouteau.pdf, zuletzt geprüft am 23.07.2011.
- 156 Pronk, Ad C.; Bol, Marion E. van den (1998): Winkler - Pasternak - Kerr Foundations. Notes on Boundary Conditions. Reprint of a paper presented at the BCRA '98 conference in Trondheim. Delft.
- 157 Prot, E. Marcel (1948): L'essai de fatigue sous charge progressive. Une nouvelle technique d'essai des materiaux. In: Revue de Métallurgie, Jg. 45, H. 12, S. 481–489.
- 158 Prot, E. Marcel (1952): Fatigue testing under progressive loading. A new technique for testing materials. Englische Übersetzung von Ward, Edward J. Wright Air Development Center. Wright Patterson Air Force Base, Ohio. (WADC technical report, 52-148).
- 159 Raab, Christiane; Partl, Manfred N. (1999): Methoden zur Beurteilung des Schichtenverbundes von Asphaltbelägen. Forschungsauftrag 12/94 auf Antrag der Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS). Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt. Dübendorf. (EMPA, Nr. 157259).
- 160 Raab, Christiane; Partl, Manfred N.; El Halim, Omar Abd (2009): Evaluation of Interlayer Shear Bond Devices for Asphalt Pavements. In: The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering, Jg. 4, H. 4, S. 186–195.
- 161 Radaj, Dieter; Vormwald, Michael (2007): Ermüdungsfestigkeit. Grundlagen für Ingenieure. Dritte, neubearbeitete und erweiterte Auflage. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- 162 Rafeeq, Ahmed S; Gupta, Ashok; S. Krishnamoorthy, S. (2000): Influence of steel fibers in fatigue resistance of concrete in direct compression. In: Journal of Materials in Civil Engineering, Jg. 12, H. 2, S. 172–179. Online verfügbar unter doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2000)12:2(172).
- 163 Ramachandra, V. (2011): Whitetopping – A Viable & Sustainable Option for Rehabilitation of Urban Roads. In: CiSTUP (Hg.): Modern Trends in Pavement Engineering. One day Workshop. Bangalore, S. 1–7.
- 164 Rao, Shreenath; Roesler, Jeffery R. (2004): Cumulative fatigue damage analysis of concrete pavement using accelerated pavement testing results. University of Illinois at Urbana-Champaign. Urbana. Online verfügbar unter http://www.mrr.dot.state.mn.us/research/mnroad_project/index_files/pdfs/rao_s.pdf, zuletzt geprüft am 02.11.2010.

- 165 Rasmussen, Robert Otto; Rozycki, Dan K. (2004): Thin and ultra-thin whitetopping. A synthesis of highway practice. Washington D.C.: Transportation Research Board (NCHRP synthesis, 338).
- 166 Riffel, Siegfried (2008): Baustellenreport: Whitetopping (TWT) BAB A99, AS Ottobrunn. HeidelbergCement AG. Leimen.
- 167 Riffel, Siegfried (2009): Whitetopping-Bauweise: Zukunftsfähiges Verfahren zur Instandsetzung mit Beton. Baumaßnahme an der Anschlussstelle Ottobrunn der BAB A 99. In: beton, Jg. 59, H. 11, S. 502–504.
- 168 Riffel, Siegfried (2010): Zusammenstellung der Whitetopping-Projekte in Deutschland. Arbeitspapier in der Bearbeitergruppe "Merkblatt Whitetopping", AK 8.3.3, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Unveröffentlichtes Manuskript, 2010, Talheim.
- 169 Riffel, Siegfried (2011): Whitetopping. Lehrgang B-StB Schein. Dresden.
- 170 Roesler, Jeffery; Bordelon, Amanda; Ioannides, Anastasios M.; Beyer, Matthew; Wang, Dong (2008): Design and Concrete Material Requirements for Ultra-Thin Whitetopping. Research Report FHWA-ICT-08-016. Herausgegeben von Illinois Center for Transportation. University of Illinois at Urbana-Champaign. Urbana, Illinois. Online verfügbar unter <http://ict.illinois.edu/Publications/report%20files/FHWA-ICT-08-016.pdf>, zuletzt geprüft am 31.07.2011.
- 171 Roesler, Jeffery R.; Barenberg, Ernest J. (1999): Fatigue and Static Testing of Concrete Slabs. In: Transportation Research Record, Jg. 1684, S. 71–80.
- 172 Rotem, A. (1981): Accelerated fatigue testing method. In: International Journal of Fatigue, Jg. 3, H. 4, S. 211–215. Online verfügbar unter [http://dx.doi.org/10.1016/0142-1123\(81\)90023-2](http://dx.doi.org/10.1016/0142-1123(81)90023-2).
- 173 Schmerbeck, Ruppert; Riffel, Siegfried; Wolf, Thomas (2010): Whitetopping - Erprobungsstrecke im Zuge einer Erneuerung. In: BauPortal, Jg. 122, H. 8, S. 467–471.
- 174 Schmidt, Michael; Freisinger-Schadow, Susanne; Stöckert, Ulrike (2010a): Erhaltungsbauweisen: Whitetopping mit dünnen Belägen. In: Straße und Autobahn, Jg. 61, H. 5, S. 323–330.
- 175 Schmidt, Michael; Freisinger-Schadow, Susanne; Stöckert, Ulrike (2010b): "Whitetopping" with ultra-thin layers of High and Ultra High Performance Concrete. In: European Concrete Paving Association (EUPAVE); Spanish Cement Association (OFICEMEN); Spanish Institute of Cement and its Applications (IECA); Andalusian Cement Association (AFCA); World Road Association (PIARC) (Hg.): 11th International Symposium on Concrete Roads. Sevilla, Spanien, S. 1–13.
- 176 Schulte, W. (1984): Analyse des Temperatugeschehens im Straßenoberbau und dessen Einfluß auf Ergebnisse von Einsenkungsmessungen nach Benkelman. Bonn-Bad Godesberg: Bundesminister für Verkehr (Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, 423).
- 177 Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (Hg.) (1997): SIA Dokumentation D 0133. Ermüdung von Betonbauten. Zürich: Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein.
- 178 Schweizer Norm, SN 505 262, 2003: SIA 262 Betonbau.
- 179 Sheehan, Matthew J.; Tarr, Scott M.; Tayabji, Shiraz D. (2004): Instrumentation and Field Testing of Thin Whitetopping Pavement in Colorado and Revision of the Existing Colorado Thin Whitetopping Procedure. Herausgegeben von Colorado Department of Transportation. Denver, Colorado. Online verfügbar unter <http://www.dot.state.co.us/publications/PDFFiles/whitetopping2.pdf>, zuletzt geprüft am 18.02.2010.
- 180 Shell International Oil Products B.V. (Hg.) (1998): BISAR 3.0. User Manual. The Hague.
- 181 Siemon, Axel (2006): Qualitative und quantitative Analysen der linearen und nichtlinearen Schadensakkumulationshypothesen unter Einbeziehung der statistischen Versuchsplanung. Dissertation. Betreut von Bernd Klein. Kassel. Universität Kassel, Fachgebiet für Leichtbau-Konstruktion. Online verfügbar unter <http://d-nb.info/988736616/04> / http://deposit.d-nb.de/cgi-bin/dokserv?id=3113597&prov=M&dok_var=1&dok_ext=htm / <http://www.upress.uni-kassel.de/publi/abstract.php?978-3-89958-350-2>.

- 182 Silfwerbrand, Johan (1998): Whitetopping - Long Term Performance and Recommendations. In: Proceedings of the 8th International Symposium on Concrete Roads. Lisbon, Portugal, S. 139–148.
- 183 Singh, S. P.; Mohammadi, Y.; Kaushik, S. K. (2005): Flexural Fatigue Analysis of Steel Fibrous Concrete Containing Mixed Fibers. In: ACI Materials Journal, Jg. 102, H. 6, S. 438–444.
- 184 Sodeikat, Christian (2001): Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton unter besonderer Berücksichtigung von Feuchte- und Temperaturänderungen. Dissertation. Betreut von Rupert Springenschmid. München. Technische Universität München, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung.
- 185 Sorger, Klas (2010): Polymere Dispersionen für Whitetopping. Internes Arbeitspapier (nicht veröffentlicht). Wacker Polymers. Burghausen.
- 186 Spitzner, Joachim (1972): Zur Planung und Auswertung von Dauerschwingversuchen an Betonrippenstahl. In: Materialprüfung, Jg. 14, H. 7, S. 205–212.
- 187 Staatliches Bauamt Kempten: B 16 Abbiegespur nach Erkenbollingen. Bauakt, 2010.
- 188 Staatliches Bauamt Passau: A3/St 2126, Sanierung der Anschlussstelle Hengersberg Nord. Aktenzeichen: S4-LD38-10. Bauakt, 2010.
- 189 Stadt Bergisch Gladbach: ZOB Bergisch Gladbach - Whitetopping Bussteig 1, 5, 6. Bauakt, 2010.
- 190 Stadt Bergisch Gladbach: ZOB Bergisch Gladbach - Whitetopping. Bauakt, 2009.
- 191 Stadt Leipzig, Verkehrs- und Tiefbauamt: Schönauer Brücke, Sanierung der östlichen Busspur. Aktenzeichen: B10-6640-05-0624. Bauakt, 2010.
- 192 Steigenberger, Johannes (1998): Verbunddecke für Staubereiche. Wien: Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten (Straßenforschung, Heft 475).
- 193 Steigenberger, Johannes (2007): White Topping in Österreich – Stand der Entwicklungen. In: Zement + Beton Handels- und Werbeges.m.b.H. (Hg.): Österreichische Betonstraßentagung 2007. Wien, S. 12–16.
- 194 Stöckert, Ulrike (2002): Ein Beitrag zur Festlegung von Grenzwerten für den Schichtenverbund im Asphaltstraßenbau. Dissertation. Betreut von Walter Durth. Darmstadt. Technische Universität Darmstadt, Institut für Verkehr.
- 195 Strauss, Alfred; Bergmeister, Konrad; Wendner, Roman; Hoffmann, Simon (2009): System- und Schadensidentifikation von Betontragstrukturen. In: Bergmeister, Konrad; Fingerloos, Frank; Wörner, Johann-Dietrich (Hg.): Konstruktiver Hochbau. Aktuelle Massivbaunormen. Berlin: Ernst (Beton-Kalender, 2), Bd. 2, S. 53–134.
- 196 Stuttgarter Straßenbahnen AG: Spursanierung OBH Gaisburg Abstellhalle. Bauakt, 2010.
- 197 Su, Zhao (1995): Microstructure and properties of styrene acrylate polymer cement concrete. In: HERON, Jg. 40, H. 4, S. 263–284. Online verfügbar unter <http://heron.tudelft.nl/40-4/1.pdf>.
- 198 Swati Roy Maitra; Reddy, K. S.; Ramachandra, L. S. (2010): Load Transfer Characteristics of Aggregate Interlocking in Concrete Pavement. In: Journal of Transportation Engineering, Jg. 136, S. 190–195. Online verfügbar unter DOI: 10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.114, zuletzt geprüft am 27.05.2011.
- 199 Tawfiq, Kamal S.; Ruiz, Rodolfo (1998): Recycled and virgin plastics in fiber reinforced concrete. Summary of Final Report. Herausgegeben von Dept of Civil Engineering FAMU/FSU Coll. of Engineering. Florida Department of Transportation. Tallahassee. Online verfügbar unter http://www.dot.state.fl.us/research-center/Completed_Proj/Summary_SMO/FDOT_711.pdf.
- 200 Teller, L. W.; Sutherland, E. C. (1936): The Structural Design of Concrete Pavements. Part 4. - A Study of the Structural Action of Several Types of Transverse and Longitudinal Joint Designs. In: Public Roads, Jg. 17, H. 7.

- 201 Tepfers, R.; Hedberg, B.; Szczekocki, G. (1984): Absorption of energy in fatigue loading of plain concrete. In: *Materials and Structures*, Jg. 17, H. 1, S. 59–64. Online verfügbar unter doi:10.1007/BF02474058.
- 202 Teutsch, Manfred; Wiens, Udo; Alfes, Christoph (2010): Stahlfaserbeton nach DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“. In: *Beton- und Stahlbetonbau*, Jg. 105, H. 8, S. 539–551.
- 203 Texas Department of Transportation (Hg.) (2011): *Pavement Design Guide*. Revised January 2011. Austin, Texas. Online verfügbar unter <http://onlinemanuals.txdot.gov/txdotmanuals/pdm/index.htm>, zuletzt geprüft am 31.07.2011.
- 204 Tschegg, Elmar; Jamek, Michael; Buchta, Martin (2008): Mechanische und bruchmechanische Bewertung von Grenzflächen zwischen angefrästen und neuen Asphaltsschichten. Wien (Straßenforschung, 575).
- 205 Tschegg, Elmar; Macht, Jürgen; Jamek, Michael; Steigenberger, Johannes (2007): Mechanical and Fracture-Mechanical Properties of Asphalt-Concrete Interfaces. In: *ACI Materials Journal*, Jg. 104, H. 5, S. 474–480.
- 206 van Mier, Jan G. M. (1997): *Fracture processes of concrete. Assessment of material parameters for fracture models*. Boca Raton, Florida: CRC Press (New directions in civil engineering).
- 207 Vandenbossche, Julie M. (2001): The measured response of Ultra-Thin and Thin Whitetopping to environmental loads. In: *International Society for Concrete Pavements (Hg.): 7th International Conference on Concrete Pavements*. Orlando, Florida, S. 807–823.
- 208 Vandenbossche, Julie M. (2004): *The Construction and Performance of Ultra-thin Whitetopping Intersections on US-169*. Report No. MN/RC – 2004-19. University of Pittsburgh. Pittsburgh, Pennsylvania.
- 209 Vehrencamp, John E. (1953): Experimental Investigation of Heat Transfer at an Air-Earth-Interface. In: *Transactions American Geophysical Union*, Jg. 34, H. 1, S. 22–30.
- 210 Verein Deutscher Zementwerke e.V.: *Zement-Taschenbuch*. 50. Aufl. (2002). Düsseldorf: Velag Bau+Technik GmbH.
- 211 Wacker Polymers (Hg.) (2009a): *Sicherheitsdatenblatt Etonis 150*. Version 1.0. Burghausen.
- 212 Wacker Polymers (Hg.) (2009b): *Technisches Datenblatt Etonis 150*. Version 1.1. Burghausen.
- 213 Wang, Ji; Zhang, Ming Zhong; Fan, Xiao Chun (2008): Experimental Study on the Flexural Fatigue Damage Evolution of Layered Fiber Reinforced Concrete. In: *Key Engineering Materials*, Jg. 385-387, S. 673–676. Online verfügbar unter doi:0.4028/www.scientific.net/KEM.385-387.673.
- 214 Weber, Reinhold (1991): *Die Rißbildung in Asphaltstraßen als Folge mangelhafter Schichtenverbundes*. Dissertation. Betreut von Josef Eisenmann. München. Technische Universität München, Prüfam für Bau von Landverkehrswegen.
- 215 Weise, Christiane (2010): Gilt die Hypothese von Miner für Asphaltgemische? Optimierung der rechnerischen Dimensionierung. In: *asphalt*, Jg. 45, H. 6, S. 33–42.
- 216 Wellner, Frohmüt (10.08.2011): *Neue Bauklassenbezeichnungen*. Dresden. E-Mail an Stephan Freudenstein.
- 217 Werner, Rolf (2006): *Beton auf Asphalt*. In: *baublatt*, H. 45, S. 16–18. Online verfügbar unter <http://www2.cemsuisse.ch/file/Beton-auf-Asphalt.pdf>, zuletzt geprüft am 07.05.2011.
- 218 Westergaard, H. M. (1926): *Stresses in concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis*. In: *Public Roads*, Jg. 7, H. 2, S. 25–35.
- 219 Westergaard, H. M. (1933): *Analytical Tools for Judging Results of Structural Tests of Concrete Pavements*. In: *Public Roads*, Jg. 14, H. 10, S. 185–188.

- 220 Willberg, Uwe (2001): Asphaltsschichten auf hydraulisch gebundenen Tragschichten - Untersuchungen zum Tragverhalten. Dissertation. Betreut von Günther Leykauf. München. Technische Universität München, Prüfam für Bau von Landsverkehrswegen.
- 221 Winkler, Emil (1867): Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik. Prag: Dominicus.
- 222 WisDOT Research & Library Unit (Hg.) (2007): Whitetopping Performance and Mechanistic Design. Transportation Literature Search. Wisconsin Department of Transportation. Madison, Wisconsin. Online verfügbar unter <http://on.dot.wi.gov/wisdotresearch/database/tls/tlswhitetopping.pdf>, zuletzt geprüft am 02.08.2011.
- 223 Wistuba, Michael; Blab, Ronald; Litzka, Johann (2004): Oberbauverstärkung von Asphaltstraßen. Methodenüberblick und Ableitung von Klimadaten für die analytische Bemessung. Wien (Straßenforschung, 546).
- 224 Wistuba, Michael; Litzka, Johann; Blab, Ronald (2001): Klimakenngrößen für den Straßenoberbau in Österreich. Straßenforschungsauftrag Nr. 3.219 des Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie. Unter Mitarbeit von Helga Kromp-Kolb, Helga Nefzger und Roland Potzmann. Wien: Bundesministerium für Verrkehr, Innovation und Technologie (Straßenforschung, 507).
- 225 Wöhler, August (1870): Ueber die Festigkeits-Versuche mit Eisen und Stahl. XX, 1870, Sp. 73-106. In: Zeitschrift für Bauwesen, Jg. XX, H. I bis III, S. 73–106.
- 226 Wu, Chung-Lung; Sheehan, Matthew J. (2002): Testing and Performance Evaluation of Ultrathin Whitetopping Pavements at Spirit of St. Louis Airport. In: Transportation Research Record, Jg. 1809, S. 218–227. Online verfügbar unter doi:10.3141/1809-24.
- 227 Wu, Chung-Lung; Tia, Mang; Choubane, Bouzid (2007): Forensic Investigation of Ultrathin Whitetopping Pavements in Florida. In: Journal of Performance of Constructed Facilities, Jg. 21, H. 1, S. 78–88. Online verfügbar unter [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-3828\(2007\)21:1\(78\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2007)21:1(78)), zuletzt geprüft am 05.08.2011.
- 228 Yi, Cheng; Shen, Shi Zhao; Xie, He Ping; Wang, Chang Jun (2006): Flexural Fatigue Damage Evolution for Partially High Percentage Fiber Reinforced Concrete. In: Key Engineering Materials, Jg. 324-325, S. 827–830. Online verfügbar unter doi:10.4028/www.scientific.net/KEM.324-325.827.
- 229 Yu, Thomas; Tayabji, Shiraz (2007): Thin Whitetopping - the Colorado Experience. Herausgegeben von Federal Highway Administration. Online verfügbar unter <http://www.fhwa.dot.gov/pavement/concrete/pubs/07025/07025.pdf>, zuletzt aktualisiert am 14.05.2007, zuletzt geprüft am 28.01.2010.
- 230 Zimmermann, Hermann (1888): Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues. 3. unveränderte Auflage, 1941. Berlin: Ernst.
- 231 Zoldners, Nicolai G (1971): Thermal Properties of Concrete Under Sustained Elevated Temperatures. Paper SP 25-1. In: American Concrete Institute (Hg.): Temperature and concrete. Detroit (ACI Special Publication, SP 25), S. 1–31.

Abbildungsverzeichnis

Bild 1.1:	verschiedene Varianten von Whitetopping nach (Harrington 2008, S. 1).....	2
Bild 1.2:	Whitetopping-Projekte in Deutschland (kumuliert)	4
Bild 1.3:	Auszug aus den RStO 01, Tafel 2 Bauweise mit Betondecke auf Asphalttragschicht	6
Bild 1.4:	Auszug aus den RStO 11 (Entwurf vom 09.11.2010, Bezeichnungen vom 10.08.2011), Tafel 2 Bauweise mit Betondecke auf Asphalttragschicht.....	7
Bild 1.5:	Auszug aus den RStO, Tafel 6, Bauweisen mit Betondecke auf Asphalt (S. 24).....	7
Bild 2.1:	Entwicklung der Zustandsnoten von Betondecken auf HGT und ATS	17
Bild 3.1:	Skizze der Anschlussstelle Hengersberg mit Umgebung.....	22
Bild 3.2:	Schemaskizze der AS Hengersberg Nord mit Whitetopping Versuchsstrecke an der St 2126	23
Bild 3.3:	Längsschnitt des Übergangsbereichs zwischen Asphalt und Whitetopping.....	25
Bild 3.4:	Lageskizze zum Versuchskonzept und Darstellung der Varianten	27
Bild 3.5:	Einmessskizze der Dehnmesskörper.....	28
Bild 3.6:	Dehnmesskörper.....	29
Bild 3.7:	Position der Temperatursensoren.....	29
Bild 3.8:	Entnahmestellen der Bohrkerne.....	34
Bild 3.9:	Dokumentation vorhandener Risse	37
Bild 4.1:	Bewertung der Fugen über die relative vertikale Fugenbewegung nach (Birmann 1997, S. 6).....	39
Bild 4.2:	Geometrie der Versuchsfläche und der Untersuchungsbereiche	41
Bild 4.3:	Fugensteifigkeit der Fugen.....	43
Bild 4.4:	Einflusslinie der Einsenkung bei Messung in Querrichtung.....	43
Bild 4.5:	Fugensteifigkeit der Querscheinfugen.....	45
Bild 4.6:	Abmessungen des Belastungsfahrzeugs.....	46
Bild 4.7:	Belastungsfälle LKW-Überfahrt (Blick in Fahrtrichtung)	46
Bild 4.8:	exemplarische Aufzeichnung der Dehnung (DMK 1 im Lastfall 2)	47
Bild 4.9:	Zusammenhang zwischen Plattenlänge und Fugenbewegung	51
Bild 4.10:	relative Fugenbewegung an der Versuchsstrecke Hengersberg.....	52
Bild 5.1:	Wärmeleitung in einer planparallelen Platte, nach (Hering et al. 2007, S. 252)	55
Bild 5.2:	Einfluss der Albedo auf die Oberflächentemperatur, 24. Juli 2004 – Phoenix, Arizona. Darstellung nach den Messergebnissen von (Golden, Kaloush 2006, S. 50)	62
Bild 5.3:	Sensorenanordnung zur Temperaturmessung in Beton und Asphalt.....	66
Bild 5.4:	Temperatur von Beton, Asphalt und Luft während des Messzeitraums	68
Bild 5.5:	Tag-Nacht-Ganglinie der Temperatur von Beton, Asphalt und Luft (13./14.07.2010)	69
Bild 5.6:	Temperaturen im Fahrbahnaufbau einer Betonfahrbahn und einer Asphaltfahrbahn (13./14.07.2010, $T_{\text{Luft,max}}=23,8^{\circ}\text{C}$)	70
Bild 5.7:	Temperaturganglinien von Beton bzw Asphalt (0 cm / -10 cm) und Luft (13./14.07.2010).....	72
Bild 5.8:	kumulierte Häufigkeiten der Temperaturgradienten für verschiedene Schichtdicken.....	74
Bild 5.9:	Box-Whisker-Plots der Temperaturgradienten bei verschiedenen Dicken der Betondecke (links: 0,25 – 0,75 Quantil-Werte; rechts: 0,05 – 0,95 Quantil-Werte)	75
Bild 5.10:	Häufigkeitsverteilung der auftretenden Temperaturgradienten	76
Bild 5.11:	Verteilung der negativen Gradienten infolge Niederschlag und nächtlicher Abkühlung	79
Bild 5.12:	Zusammenhang zwischen Dicke der Betondecke und Quantilen der Temperaturgradienten.....	80
Bild 5.13:	anzusetzende Temperaturgradienten für Whitetopping	82
Bild 5.14:	positive Temperaturgradienten in Abhängigkeit von der Dicke der Betondecke	84

Bild 5.15:	negative Temperaturgradienten in Abhängigkeit von der Dicke der Betondecke	85
Bild 5.16:	maßgebende Temperaturgradienten bei Whitetopping.....	86
Bild 6.1:	Spannungs-Zeit-Schaubild beim Dauerschwingversuch (nach DIN 50 100)	87
Bild 6.2:	Mikrorisse im Betongefüge bei $N = 0$ (links) und $N = 600.000$ (rechts) (Ibuk 28.11.2008, S. 42)	89
Bild 6.3:	Vergleichende Darstellung der Ermüdungsfunktionen.....	94
Bild 6.4:	Kennwerte der Wöhler-Linie (nach (Radaj, Vormwald 2007, S. 19).....	98
Bild 6.5:	Streuung der Ergebnisse von Versuchen zur Dauerfestigkeit (nach (Leins, Stipp 1977, S. 35)	99
Bild 6.6:	Locati-Verfahren: Blockprogramm der Belastung und hypothetische Wöhler-Linien (a), Interpolation der Schädigungssummen zur Bestimmung der Dauerfestigkeit (b) (Radaj, Vormwald 2007, S. 52)	101
Bild 6.7:	Laststeigerungsversuch und Auswertung nach Prot.....	102
Bild 6.8:	Vier-Punkt-Biegezugversuch nach (Norm DIN EN 12390-5:2009)	103
Bild 6.9:	exemplarischer Versuchsablauf eines Laststeigerungsverfahrens	105
Bild 6.10:	Betonprobe unter Zugbelastung mit Lokalisierung innerhalb und Entlastung außerhalb der Bruchprozesszone nach (van Mier 1997, S. 90).....	109
Bild 6.11:	Übersicht über die Schwingenspielzahlen bis zum Bruch.....	110
Bild 6.12:	Laststeigerung beim Prot-Verfahren	112
Bild 6.13:	Darstellung der Beanspruchungsamplituden über der Quadratwurzel der Laststeigerungsrate	113
Bild 6.14:	Darstellung des Ausreißers M2/7 bei der Auswertung nach Prot	114
Bild 6.15:	Laststeigerungsverfahren nach Prot – Extrapolation der Dauerfestigkeiten aus zwei Probekörpern...115	
Bild 6.16:	Laststeigerungsverfahren nach Prot – Extrapolation der Dauerfestigkeiten aus der abgeleiteten Schwingenspielzahl	116
Bild 6.17:	Vergleich der Neigungen k verschiedener Ermüdungsmodelle	117
Bild 6.18:	Vergleich der Dauerfestigkeitsauswertungen nach Prot und Locati.....	121
Bild 6.19:	Vergleich der Neigung k der Wöhler-Linien nach Prot und Locati	122
Bild 6.20:	Vergleich Dauerfestigkeit nach Prot und Locati zu statischer Biegezugfestigkeit	123
Bild 6.21:	E-Modul-Entwicklung für Beton Variante M1	124
Bild 6.22:	E-Modul-Entwicklung für Beton Variante M2	124
Bild 6.23:	E-Modul-Entwicklung für Beton Variante M3	124
Bild 6.24:	Darstellung der Ermüdungsfunktionen für Whitetopping.....	133
Bild 6.25:	Smith'sches Schaubild für faserverstärkten Beton im Schwellbereich	136
Bild 7.1:	Prüftechniken zur Beurteilung des Schichtenverbundes nach (Raab, Partl 1999, S. 23)	140
Bild 7.2:	Whitetopping-Plattenteilstücke mit intaktem und gelöstem Verbund (Burnham 2005, S. 25)	145
Bild 7.3:	Schichtenaufbau Whitetopping	147
Bild 7.4:	Schubspannungen in der Verbundfuge, $Q = 50$ kN	150
Bild 7.5:	Schubspannungen in der Verbundfuge ohne Lastausstrahlung, $Q = 50$ kN	151
Bild 7.6:	maximale Schubspannungen in der Verbundfuge, $Q = 50$ kN.....	152
Bild 7.7:	maximale Schubspannungen unter vertikaler Belastung ($Q = 50$ kN) bei 20 °C.....	153
Bild 7.8:	σ_z -Spannungen in der Kontaktfläche zwischen Beton und Asphalt ($z = 0,12$ m)	154
Bild 7.9:	σ_z -Spannungen in der Kontaktfläche zwischen Beton und Asphalt ($z = 0,12$ m)	155
Bild 7.10:	σ_z -Spannungen in der Kontaktfläche zwischen Beton und Asphalt ($z = 0,12$ m)	155
Bild 7.11:	σ_z -Spannungen in der Lastachse (BISAR / Odemark).....	156
Bild 7.12:	Bilanz der Verbundspannungen	157
Bild 7.13:	Einleitung von Horizontalkräften in die Verbundfuge	158
Bild 7.14:	Schubspannungen infolge horizontaler Last, $H = 30$ kN.....	159
Bild 7.15:	Vergleich der Scherfestigkeiten Probeflächen Burghausen.....	166
Bild 7.16:	Vergleich der Scherfestigkeiten Versuchsstrecke Hengersberg	168
Bild 7.17:	Vergleich der Scherfestigkeiten Versuchsstrecke Hengersberg im Detail	169
Bild 8.1:	Platte mit Koordinatensystem nach (Becker, Gross 2002, S. 100)	177
Bild 8.2:	Lastfälle – Verfahren Westergaard nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 67)	179

Bild 8.3:	Modellvorstellung Whitetopping für die Berechnung nach (Eisenmann 1973, S. 42).....	183
Bild 8.4:	Ansichten des Whitetopping-FE-Modells	186
Bild 8.5:	Flächen der Lastaufbringung im FE-Modell (Schema).....	186
Bild 8.6:	Biegezugspannungen in Abhängigkeit von der Plattenlänge	190
Bild 8.7:	Vergleich des Biegemoments einer endlichen (m_k) mit einer unendlichen Platte (m).....	191
Bild 8.8:	Zusammenhang zwischen Dicke der gebundenen Schichten und der elastischen Länge.....	192
Bild 8.9:	maximale Plattenlänge in Abhängigkeit der Dicke der gebundenen Schichten.....	193
Bild 8.10:	Berechnung der kritischen Plattenlänge nach (Eisenmann, Leykauf 2003, S. 40).....	198
Bild 8.11:	Wölbspännung σ_w in Abhängigkeit von der Plattenlänge und den Schichtdicken.....	201
Bild 8.12:	jahreszeit- und temperaturabhängiger Wirksamkeitsindex infolge Rissverzahnung	206
Bild 8.13:	Beanspruchungsarten im Asphalt im Fugenbereich von Whitetopping	209
Bild 8.14:	Schubspannungen τ_D im Asphalt unter einer Whitetopping-Fuge (120 mm Beton)	210
Bild 8.15:	Diagramm zur Dimensionierung der Asphalttragschicht (Plattenlänge 1650 mm)	212
Bild 8.16:	Vergleich der Bauklassen bei verschiedenen Plattenlängen (Betondicke 120 mm).....	213
Bild 8.17:	Verhältnis $\sigma_{Fuge} / \sigma_{Mitte}$ in Abhängigkeit vom E-Modul des Asphalts	215
Bild 8.18:	Definition der Koordinaten am Plattenrand für Momenten- und Einflusslinien	217
Bild 8.19:	Momentenlinien bei Belastung am Plattenrand nach (Gnad 1973, S. 199).....	217
Bild 8.20:	Einflusslinie nach (Gnad 1973, S. 200) für das Moment am Plattenrand.....	218
Bild 10.1:	Zusammenhang Whitetopping-Fläche und Einheitspreis (Stand 2010)	230
Bild 10.2:	Kostenanteile [%] Whitetopping	231

Tabellenverzeichnis

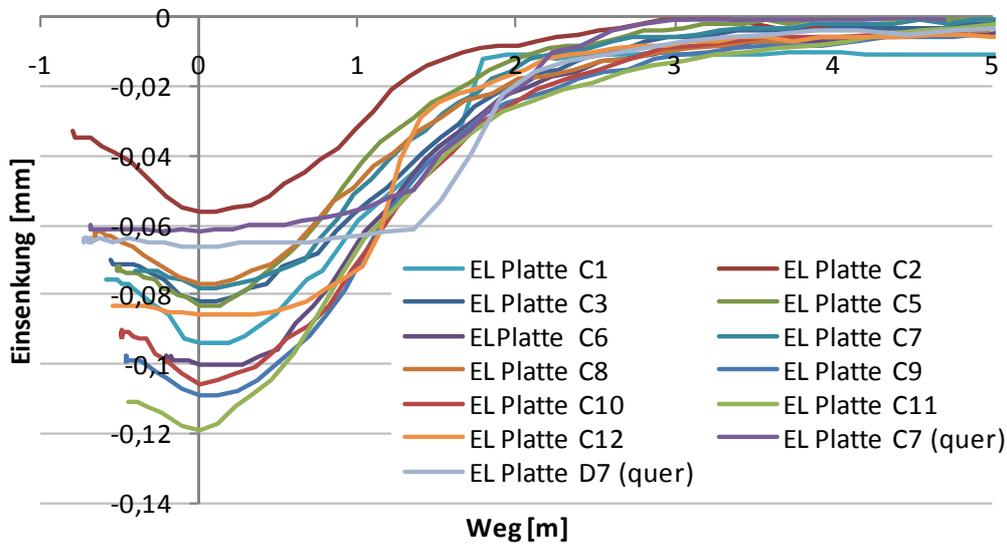
Tabelle 1.1:	Definitionen der Whitetopping-Bezeichnungen nach (Rasmussen, Rozycki 2004, S. 3).....	2
Tabelle 2.1:	Vergleich der Bewertungskennzahlen für Betondecken nach (Karcher 2011, S. 159).....	17
Tabelle 2.2:	Übersicht über die WT-Projekte in Deutschland bis Ende 2010, nach (Riffel 2010).....	18
Tabelle 2.3:	wesentliche konstruktive Whitetopping-Varianten und deren Wirkungen.....	20
Tabelle 3.1:	Ergebnisse der Schichtdickenermittlung.....	23
Tabelle 3.2:	Verkehrsdaten aus der Straßenverkehrszählung 2005 (Zählstellennr. 72449406).....	24
Tabelle 3.3:	Charakteristische Abmessungen der Versuchsstrecke.....	25
Tabelle 3.4:	Gegenüberstellung der untersuchten Kombinationen aus Zusatzmitteln und Zusatzstoffen.....	26
Tabelle 3.5:	Betonrezepturen.....	30
Tabelle 3.6:	Eigenschaften der verwendeten Glasfasern.....	31
Tabelle 3.7:	Eigenschaften der verwendeten Kunststoffdispersion (Wacker Polymers 2009b, S. 2).....	31
Tabelle 3.8:	Ergebnisse der Frischbetonprüfungen aus der Erstprüfung.....	32
Tabelle 3.9:	Ergebnisse der Festbetonprüfungen aus der Erstprüfung.....	32
Tabelle 3.10:	Ergebnisse der Eigenüberwachung.....	33
Tabelle 3.11:	Ergebnisse der Festbetonprüfungen aus der Kontrollprüfung.....	33
Tabelle 3.12:	Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung (60 Tage).....	34
Tabelle 3.13:	Ergebnisse der E-Modul-Bestimmung.....	36
Tabelle 4.1:	Randbedingungen der Benkelman-Messung.....	42
Tabelle 4.2:	Messergebnisse Benkelman-Balken (Versuchsfläche Hohenbrunn).....	42
Tabelle 4.3:	Randbedingungen der Benkelman-Messung.....	44
Tabelle 4.4:	Messergebnisse Benkelman-Balken (Versuchsstrecke Hengersberg).....	44
Tabelle 4.5:	maximale Dehnungen und Spannungen bei den LKW-Überfahrten.....	48
Tabelle 4.6:	Vergleich der Dehnungen unter den Lastachsen.....	48
Tabelle 4.7:	Vergleich der Dehnungen außerhalb der Lastachse.....	49
Tabelle 5.1:	Albedo verschiedener Fahrbahnoberflächen für kurzweilige Strahlung.....	61
Tabelle 5.2:	Einflussfaktoren auf die Fahrbahntemperatur nach (Müller et al. 2007, S. 38).....	61
Tabelle 5.3:	Zeiträume der Temperaturerfassung und Auswertung.....	67
Tabelle 5.4:	Minimale und maximale gemessene Temperaturen.....	67
Tabelle 5.5:	statistische Größen der Temperaturgradientenverteilung.....	75
Tabelle 5.6:	Verteilung der Häufigkeiten der positiven und negativen Gradienten.....	77
Tabelle 6.1:	Auswertebispiel zum Treppenstufenverfahren, nach (Gurney 1984, S. 17).....	100
Tabelle 6.2:	Ergebnisse der Ermüdungsversuche.....	111
Tabelle 6.3:	Auswertung der Dauerfestigkeiten nach Prot.....	116
Tabelle 6.4:	Auswertung der Ermüdungsversuche nach Locati.....	120
Tabelle 6.5:	Vergleich der Dauerbiegezugfestigkeiten verschiedener Untersuchungen.....	127
Tabelle 6.6:	Übersicht über die extrapolierten Dauerbiegezugfestigkeiten.....	134
Tabelle 7.1:	Übersicht über die Haftzugfestigkeiten (Riffel 2008, S. 14).....	146
Tabelle 7.2:	Ableitung der Anforderungen an den Schichtenverbund bei Whitetopping.....	161
Tabelle 8.1:	Häufigkeitsverteilung der Asphalt-E-Moduln bei Whitetopping.....	187
Tabelle 8.2:	Biegezugspannungen an der Beton- und an der Asphaltunterseite.....	189
Tabelle 8.3:	Wirksamkeitsindex bei Whitetopping – jahreszeitabhängige Berechnung.....	205
Tabelle 10.1:	Übersicht der Whitetopping-Projekte für Kostenfunktion.....	229

Anlagen

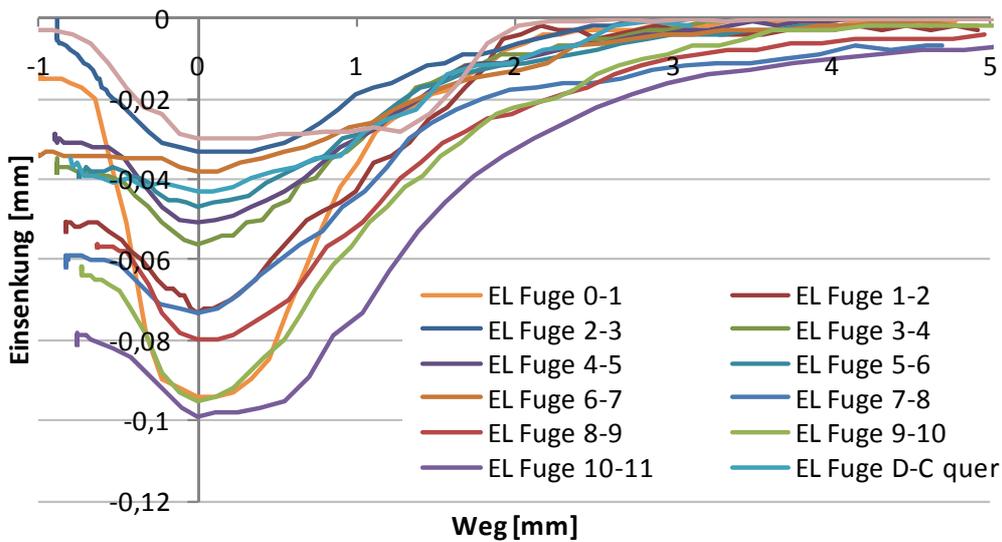
A.1	Tragfähigkeitsmessung: Einflusslinien Versuchsfeld Hohenbrunn	20
A.2	Tragfähigkeitsmessung: Einflusslinien Versuchsstrecke Hengersberg	21
A.3	Contour Plots der Temperaturmessungen	22
A.4	Contour Plots der Temperaturmessungen	23
A.5	Contour Plots der Temperaturmessungen	24
A.6	Contour Plots der Temperaturmessungen	25
A.7	Contour Plots der Temperaturmessungen	26
A.8	Ermüdungskurven nach Locati: Mischung 1, $\Delta N=100.000$ (Balken 7)	27
A.9	Ermüdungskurven nach Locati: Mischung 1, $\Delta N=200.000$ (Balken 8)	28
A.10	Ermüdungskurven nach Locati: Mischung 1, $\Delta N=400.000$ (Balken 9)	29
A.11	Ermüdungskurven nach Locati: Mischung 2, $\Delta N=100.000$ (Balken 7)	30
A.12	Ermüdungskurven nach Locati Mischung 2, $\Delta N=200.000$ (Balken 8)	31
A.13	Ermüdungskurven nach Locati: Mischung 2, $\Delta N=400.000$ (Balken 9)	32
A.14	Ermüdungskurven nach Locati: Mischung 3, $\Delta N=100.000$ (Balken 7)	33
A.15	Ermüdungskurven nach Locati: Mischung 3, $\Delta N=200.000$ (Balken 8)	34
A.16	Ermüdungskurven nach Locati: Mischung 3, $\Delta N=400.000$ (Balken 9)	35
A.17	Ergebnisse der Abscherversuche (TP Asphalt StB Teil 80)	36
A.18	Ergebnisse der Abscherversuche (TP Asphalt StB Teil 80)	37
A.19	reduzierte Wölbspannungen σ_w in Abhängigkeit von der Plattenlänge und den Schichtdicken (Beton, Asphalt)	38
A.20	Diagramme zur Dimensionierung der Betonschicht	40
A.21	Diagramme zur Dimensionierung der Asphalttragschicht zur Querkraftübertragung	48
A.22	Diagramme zur Dimensionierung von Whitetopping (Nachweis Beton + Fuge)	51
A.23	Diagramme zur Dimensionierung von Whitetopping (Nachweis Beton, Querscheinfugen verdübelt)	59
A.24	Tafel 1: Whitetopping – Normalbeton nach RStO 11	63
A.25	Tafel 2: Whitetopping – fasermodifizierter Beton nach RStO 11	64
A.26	Tafel 3: Whitetopping verdübelt – Normalbeton / fasermodifizierter Beton	65
A.27	Tafel 4: Whitetopping – Normalbeton nach RStO 01	66
A.28	Tafel 5: Whitetopping – fasermodifizierter Beton nach RStO 01	67
A.29	Temperaturverlauf im Oberbau während der Tagstunden (9 – 21 Uhr)	68
A.30	Temperaturverlauf im Oberbau während der Nachtstunden (21 – 9 Uhr)	69
A.31	Zeitschubfestigkeit	70

A.1 Tragfähigkeitsmessung: Einflusslinien Versuchsfeld Hohenbrunn

Einflusslinie in Plattenmitte

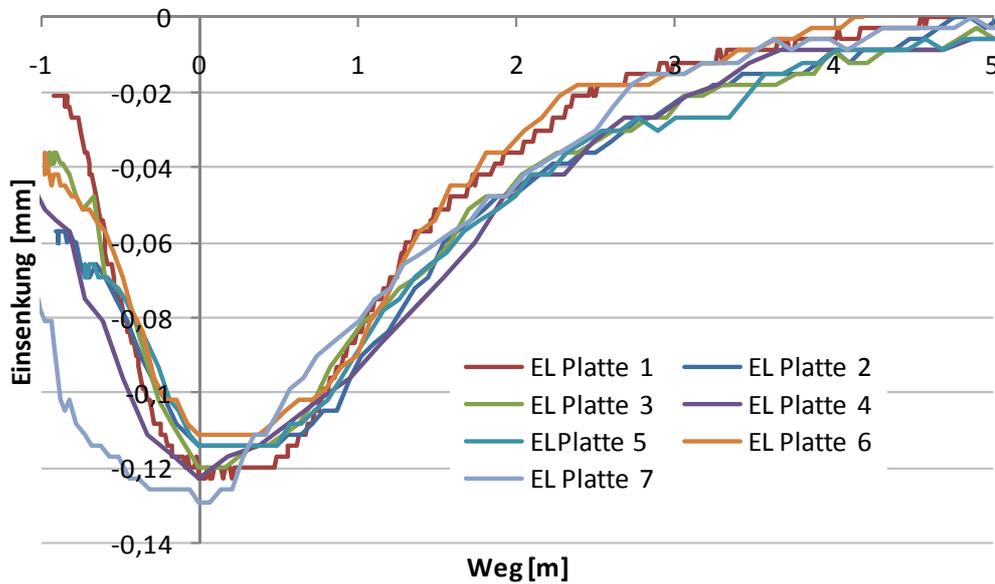


Einflusslinie am Plattenrand

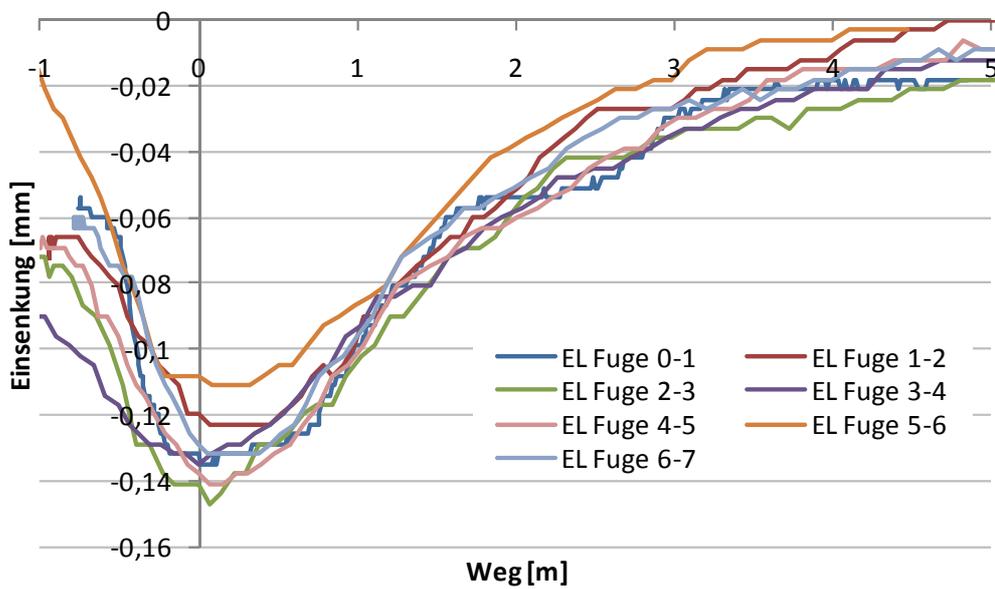


A.2 Tragfähigkeitsmessung: Einflusslinien Versuchsstrecke Hengersberg

Einflusslinie in Plattenmitte

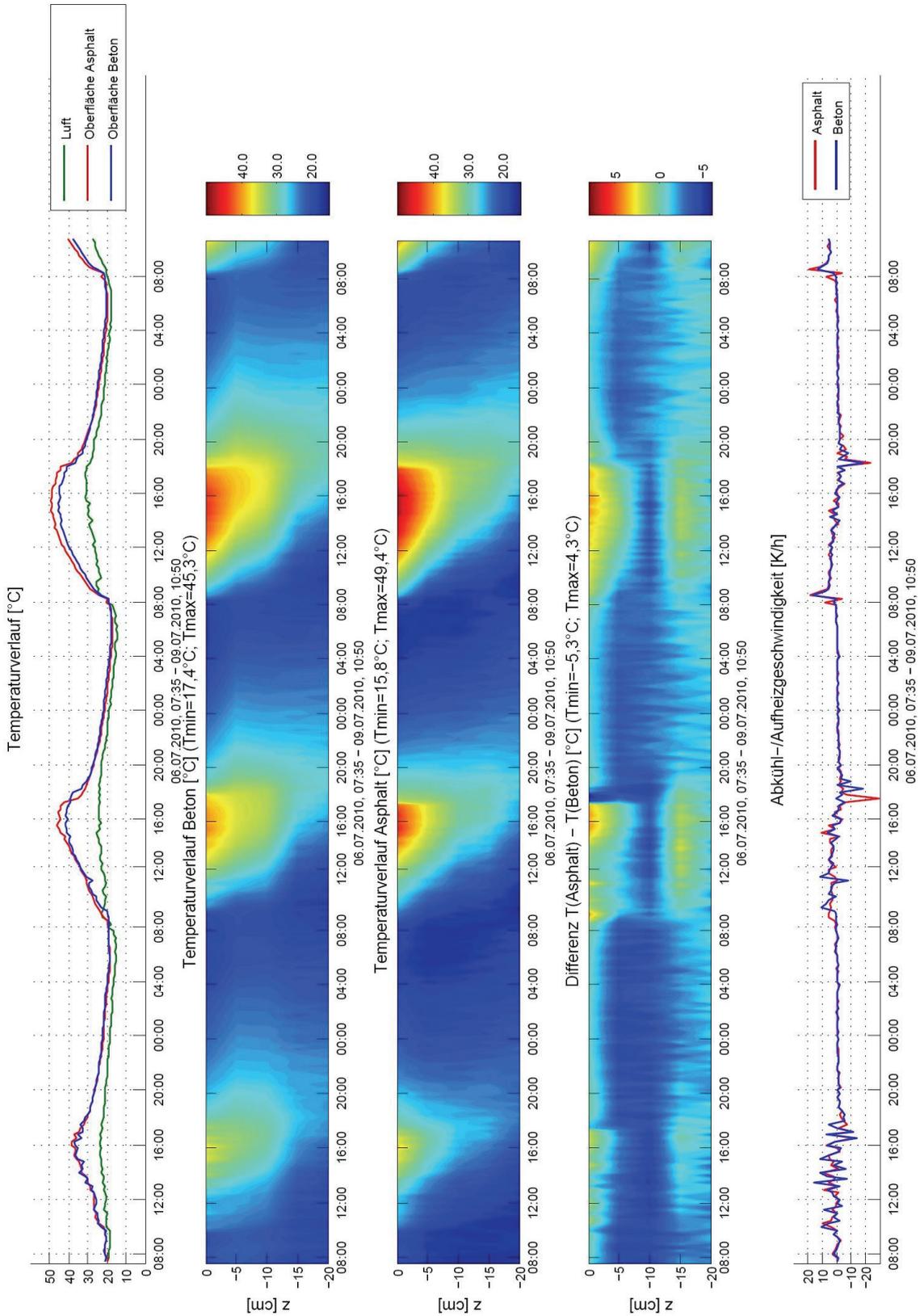


Einflusslinie am Plattenrand



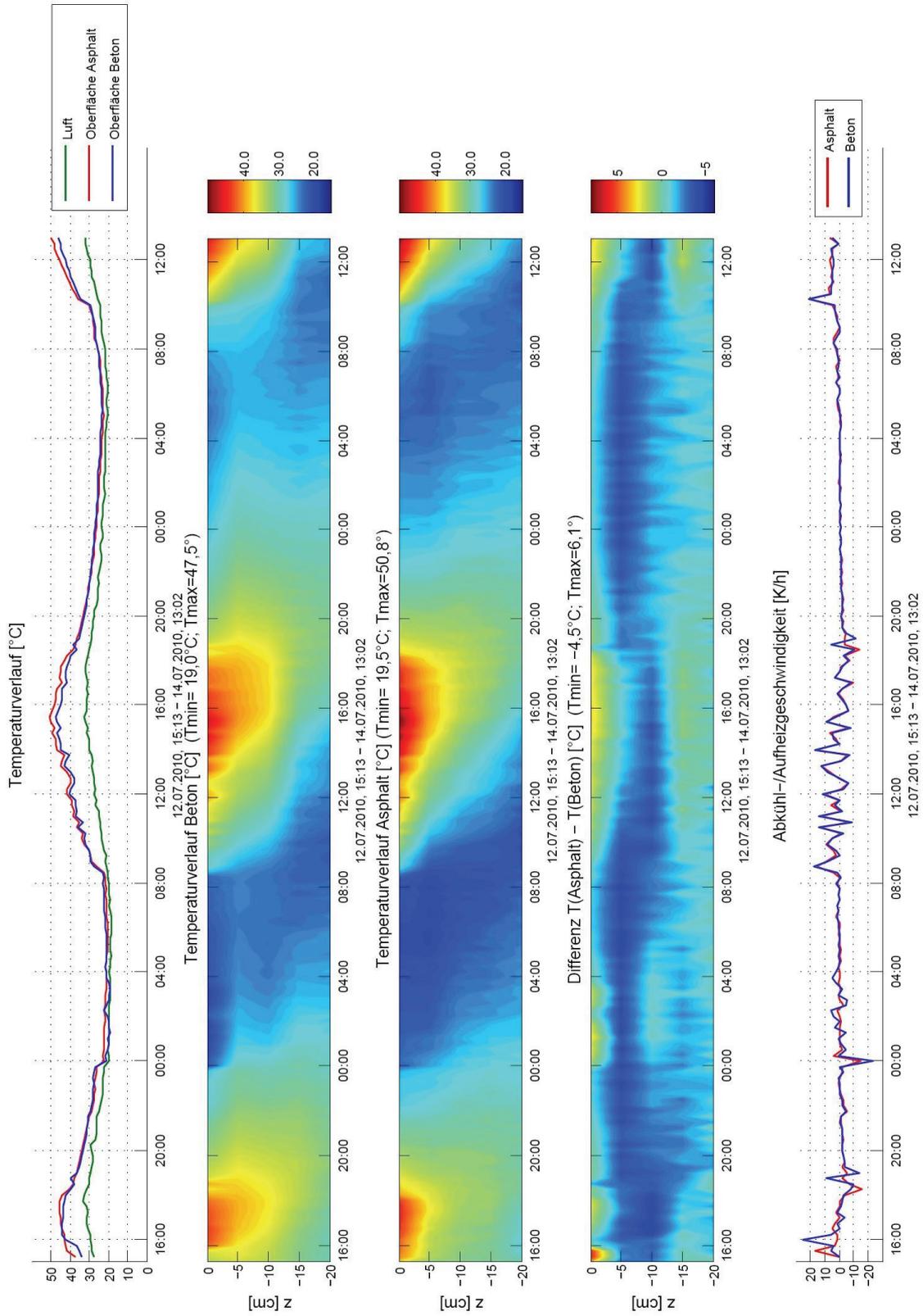
A.3 Contour Plots der Temperaturmessungen

Block 1 06.07.2010 07:35:11 bis 09.07.2010 10:50:11



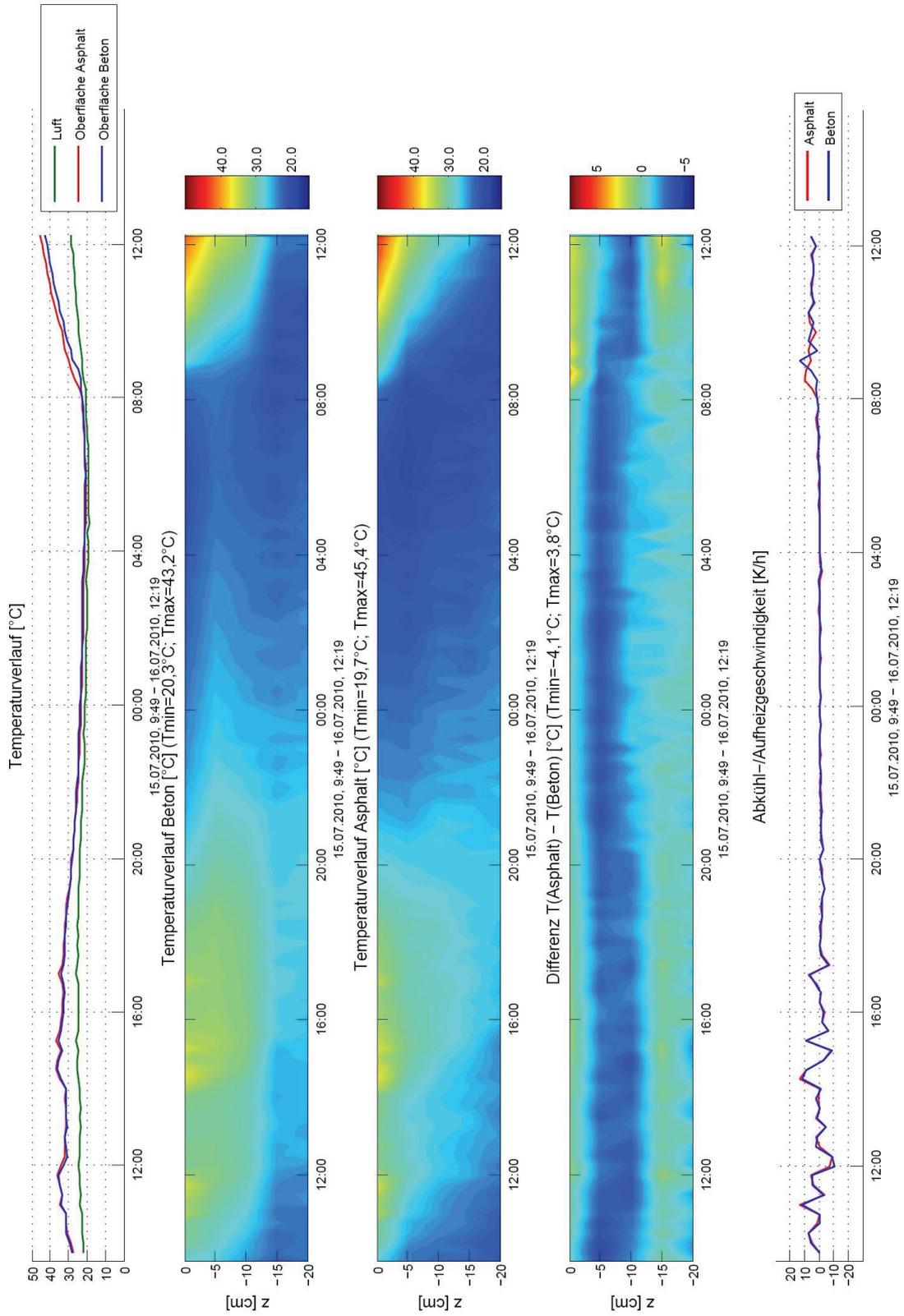
A.4 Contour Plots der Temperaturmessungen

Block 2 12.07.2010 15:13:15 bis 14.07.2010 13:02:25



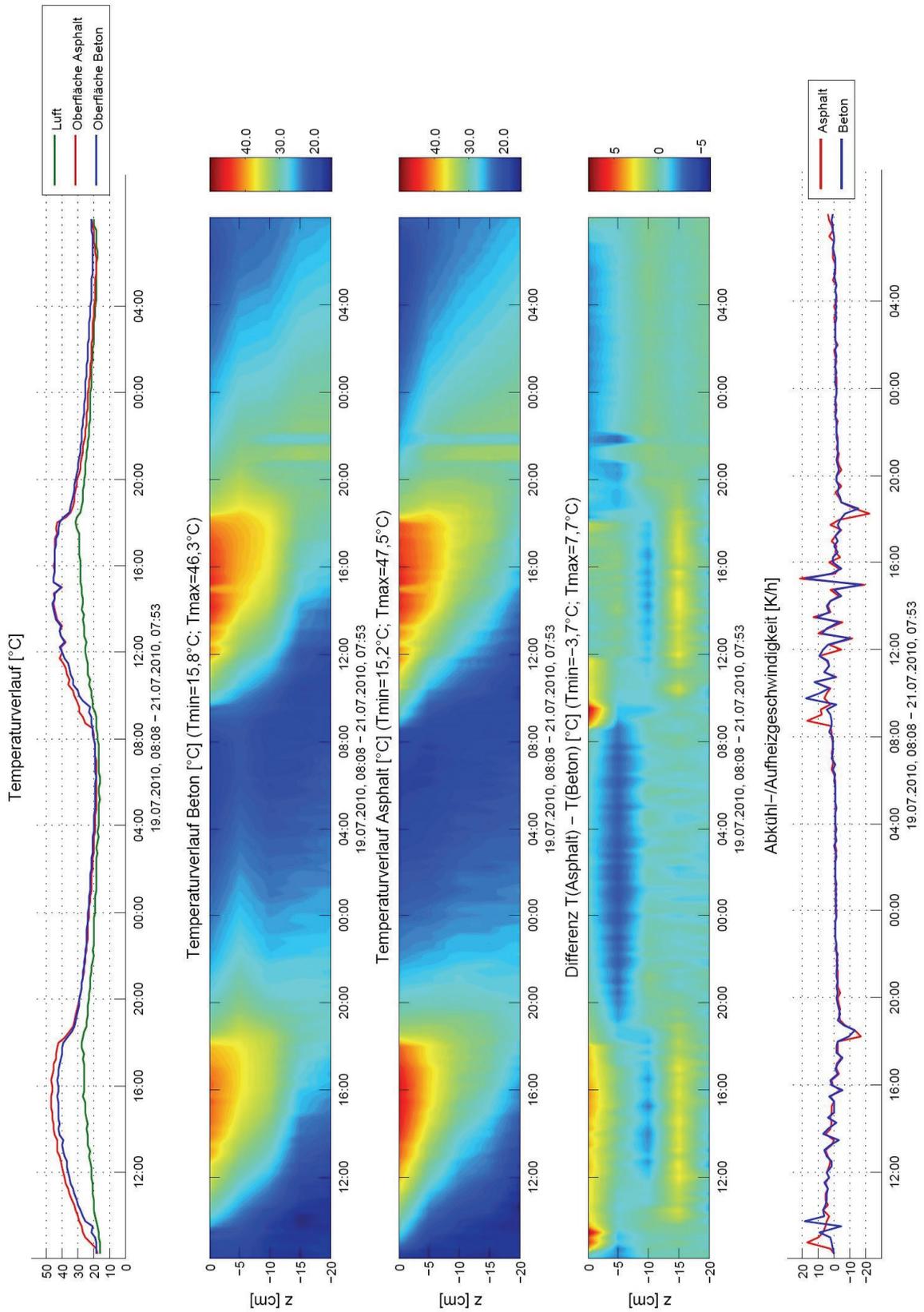
A.5 Contour Plots der Temperaturmessungen

Block 3 15.07.2010 09:49:43 bis 16.07.2010 12:19:43



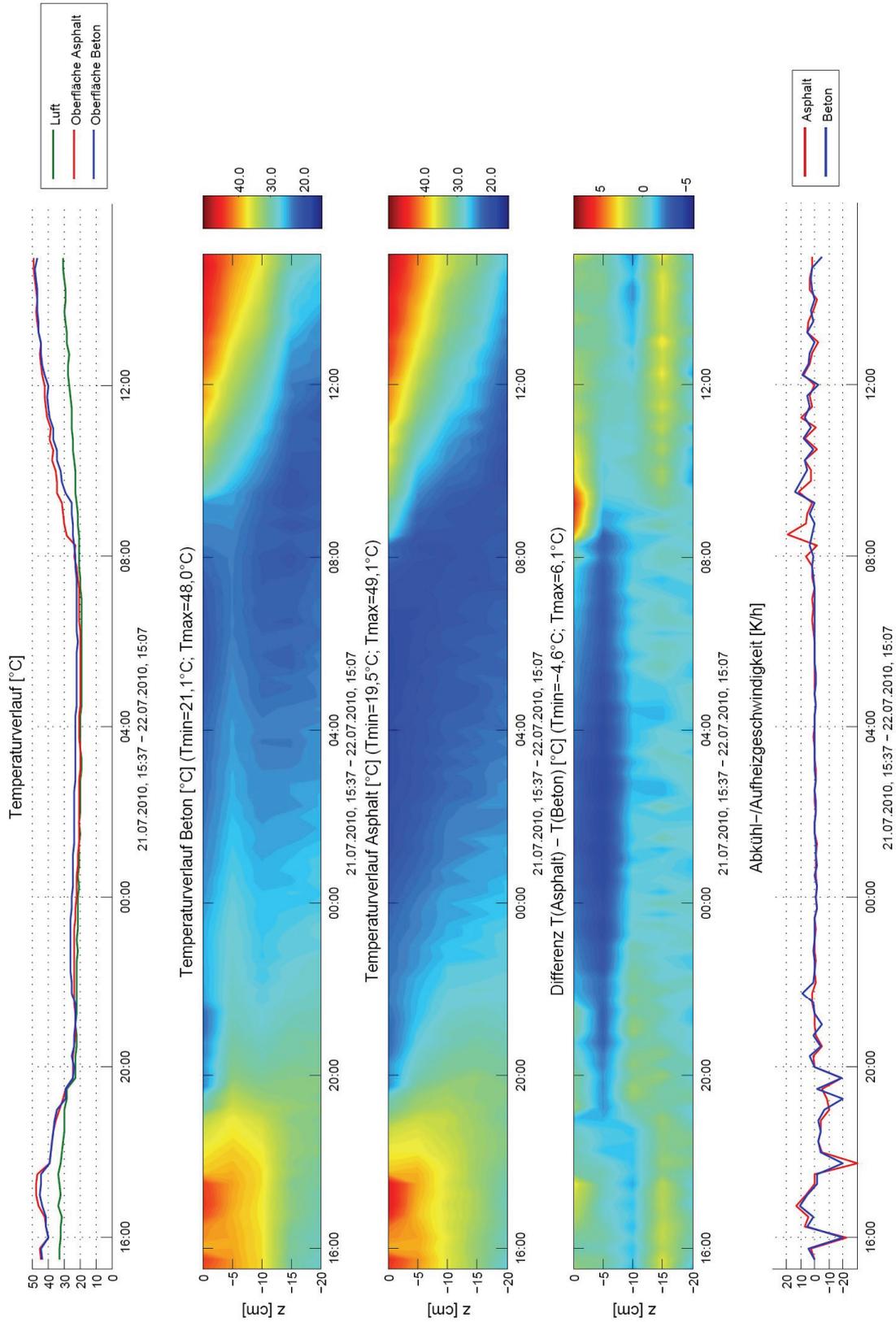
A.6 Contour Plots der Temperaturmessungen

Block 4 19.07.2010 08:08:14 bis 21.07.2010 07:53:15



A.7 Contour Plots der Temperaturmessungen

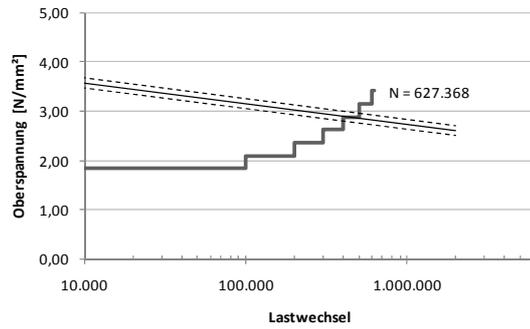
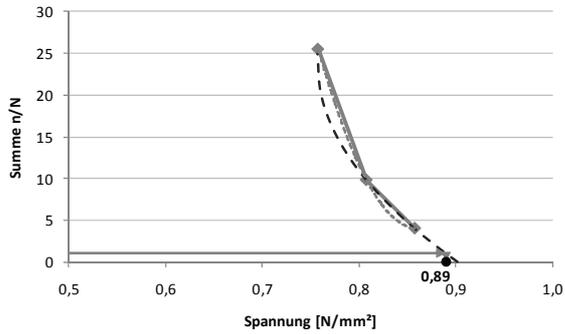
Block 5 21.07.2010 15:37:49 bis 22.07.2010 15:07:49



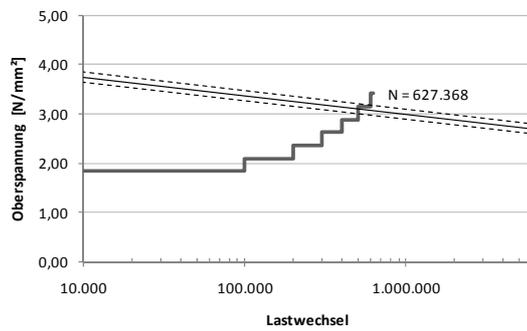
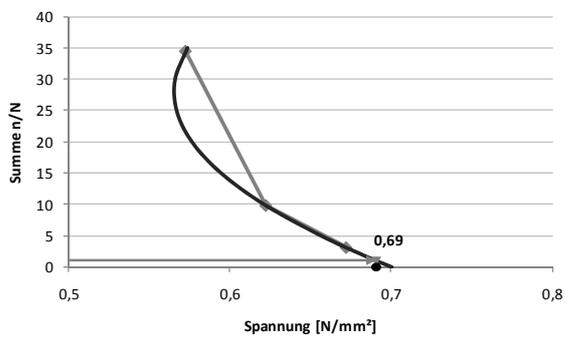
#

A.8 Ermüdungskurven nach Locati: Mischung 1, $\Delta N=100.000$ (Balken 7)

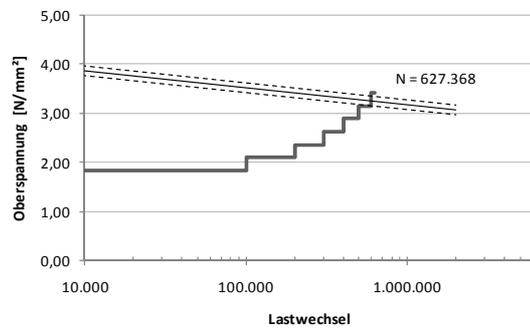
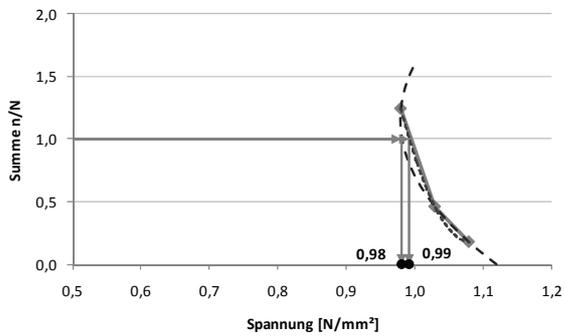
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 2 \cdot 10^6$



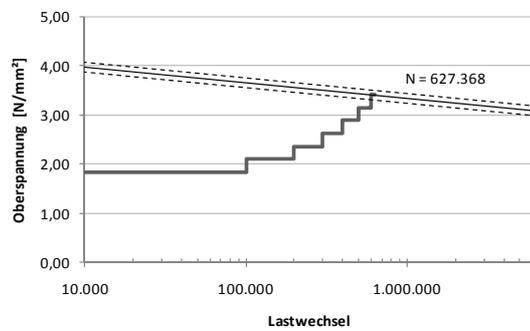
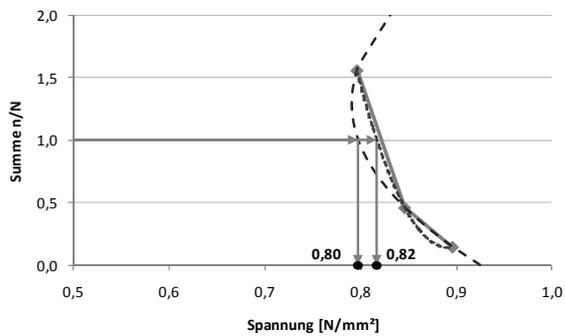
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 1 \cdot 10^8$



Neigung der Wöhlerlinie: $k=20, N_D = 2 \cdot 10^6$

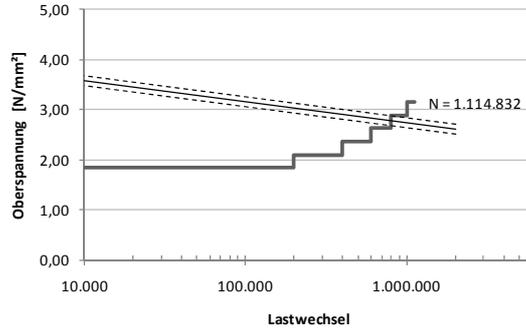
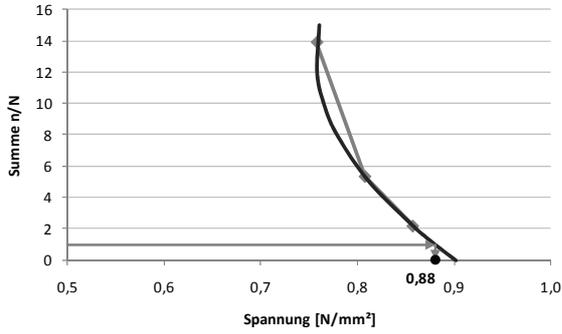


Neigung der Wöhlerlinie: $k=20, N_D = 1 \cdot 10^8$

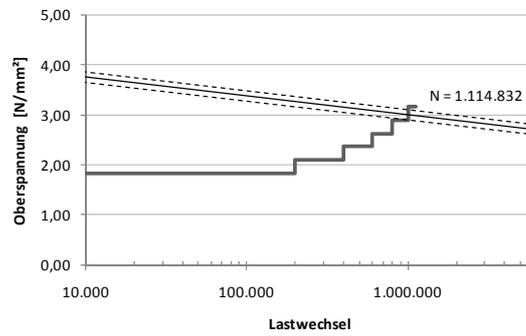
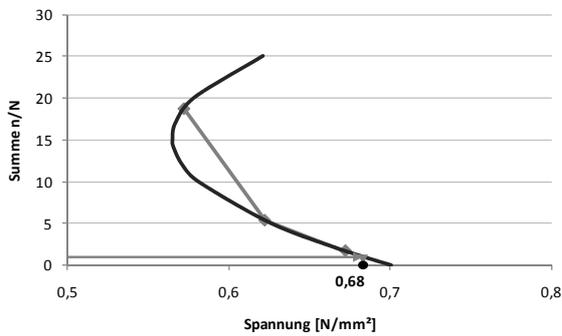


A.9 Ermüdungskurven nach Locati: Mischung 1, $\Delta N=200.000$ (Balken 8)

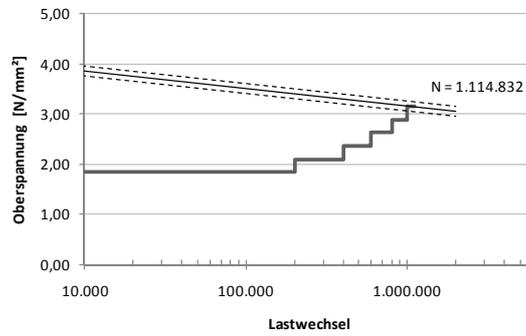
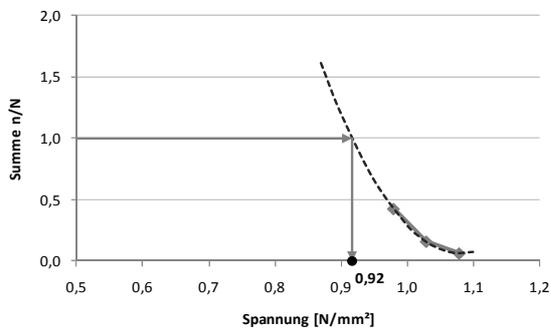
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 2 \cdot 10^6$



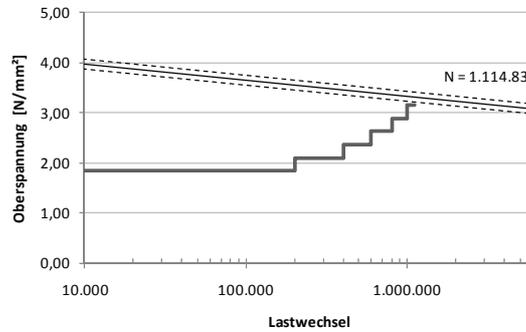
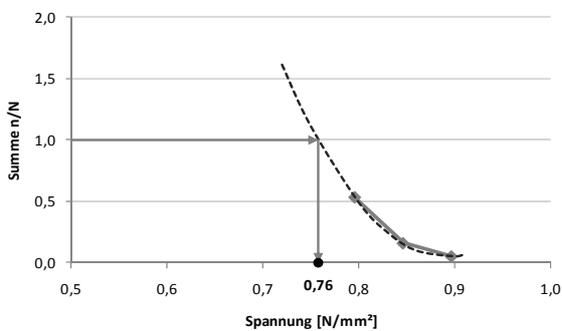
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 1 \cdot 10^8$



Neigung der Wöhlerlinie: $k=20; N = 2 \cdot 10^6$

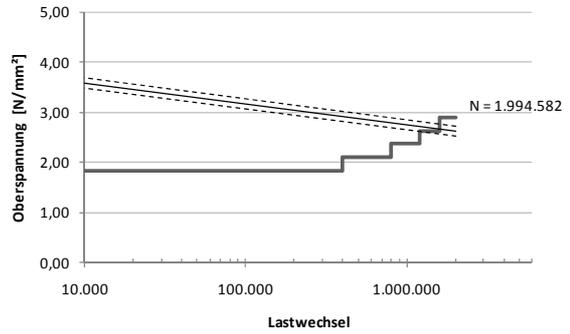
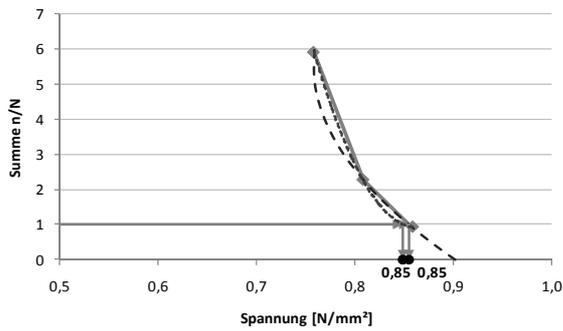


Neigung der Wöhlerlinie: $k=20; N = 1 \cdot 10^8$

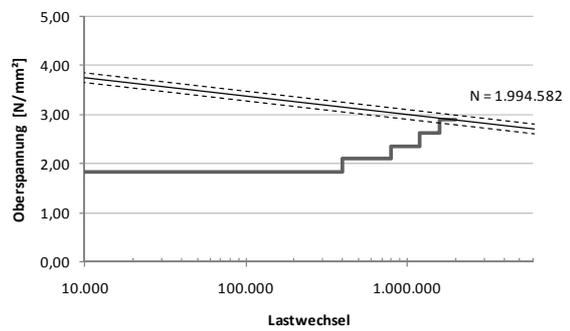
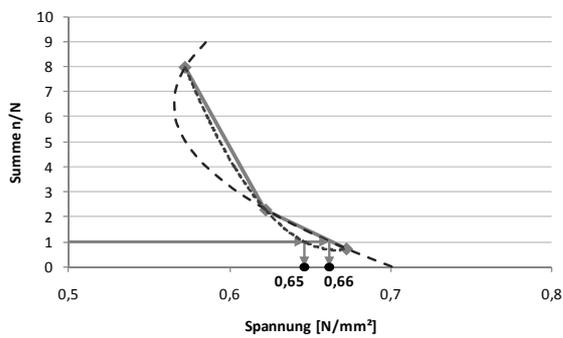


A.10 Ermüdungskurven nach Locati: Mischung 1, $\Delta N=400.000$ (Balken 9)

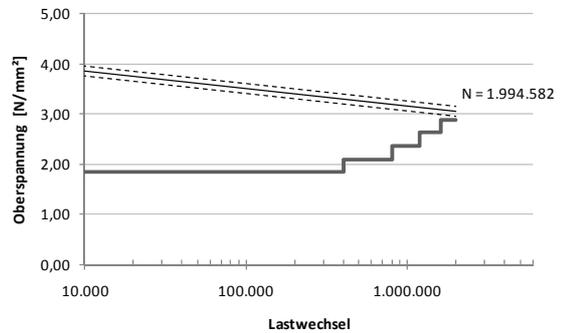
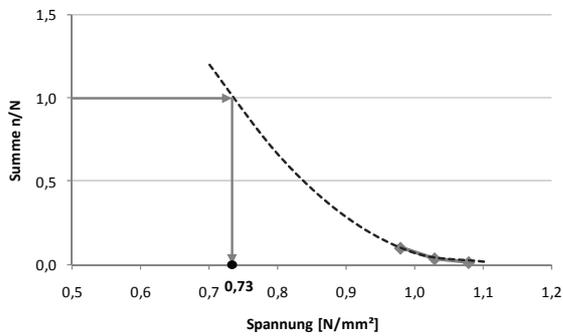
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 2 \cdot 10^6$



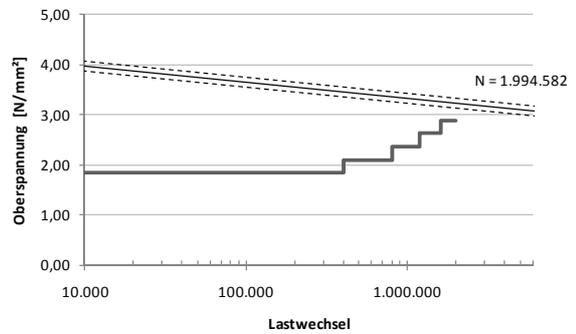
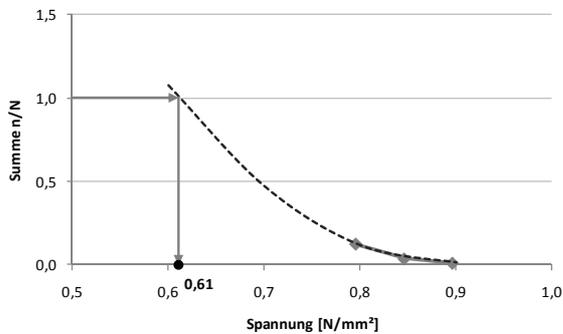
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 1 \cdot 10^8$



Neigung der Wöhlerlinie: $k=20, N_D = 2 \cdot 10^6$

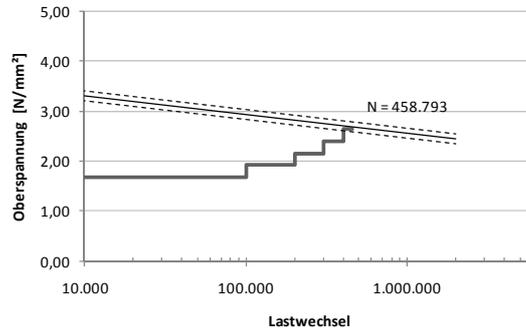
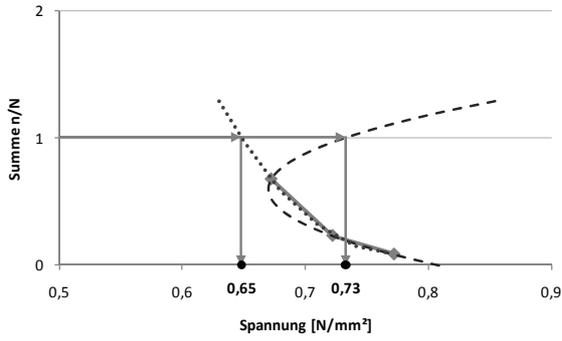


Neigung der Wöhlerlinie: $k=20, N_D = 1 \cdot 10^8$

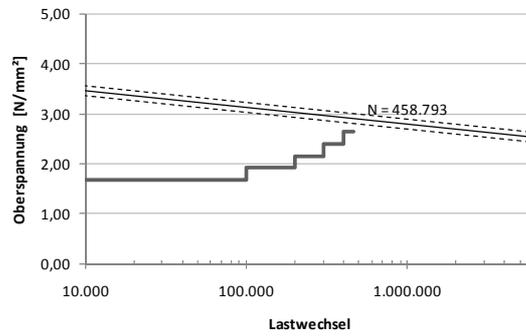
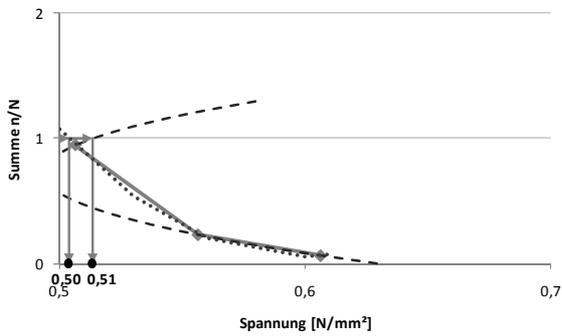


A.11 Ermüdungskurven nach Locati: Mischung 2, $\Delta N=100.000$ (Balken 7)

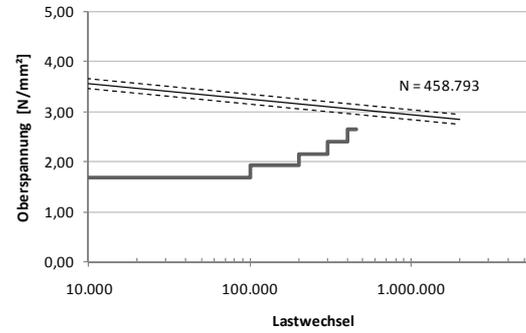
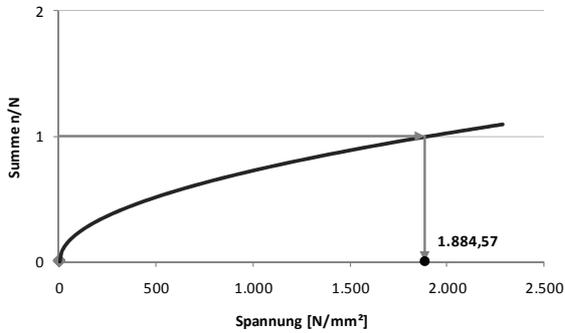
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 2 \cdot 10^6$



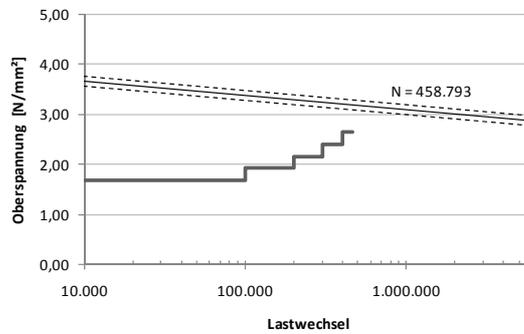
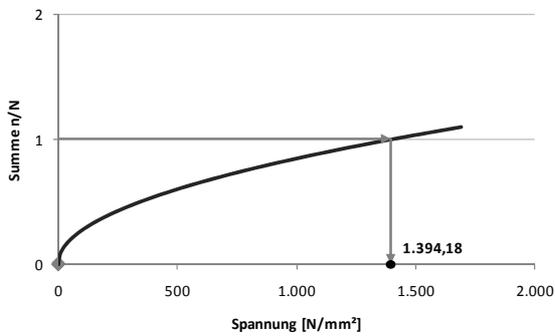
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 1 \cdot 10^8$



Neigung der Wöhlerlinie: $k=20, N_D = 2 \cdot 10^6$

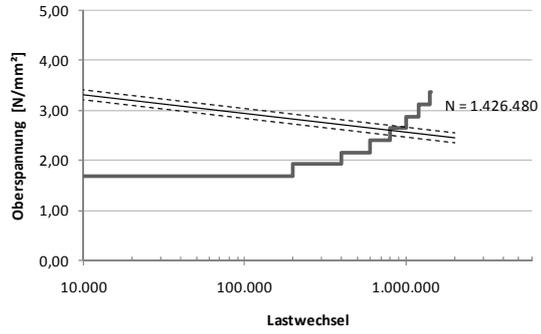
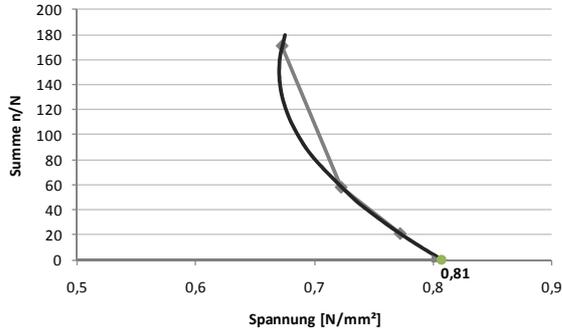


Neigung der Wöhlerlinie: $k=20, N_D = 1 \cdot 10^8$

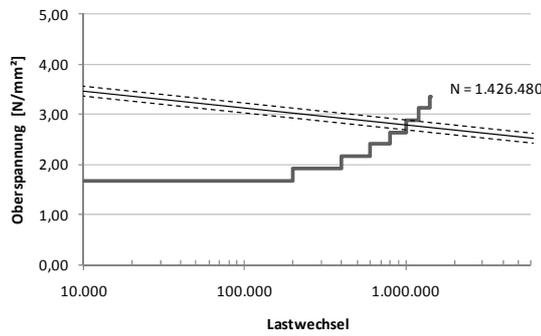
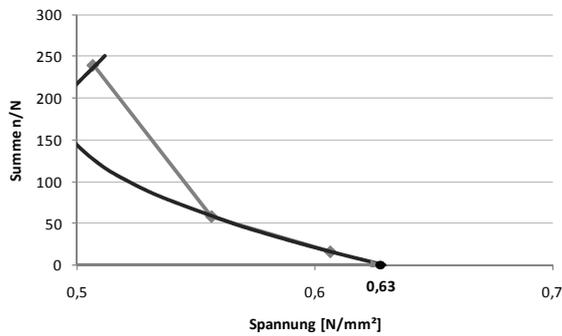


A.12 Ermüdungskurven nach Locati Mischung 2, $\Delta N=200.000$ (Balken 8)

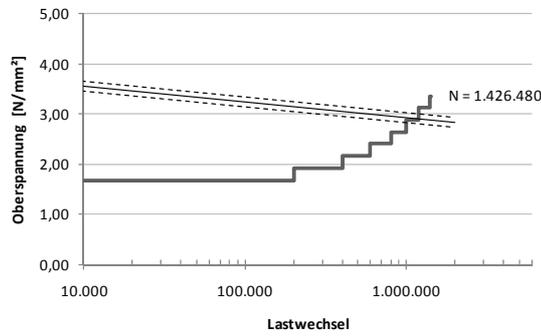
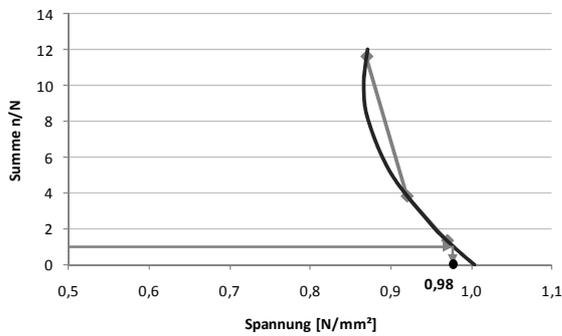
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 2 \cdot 10^6$



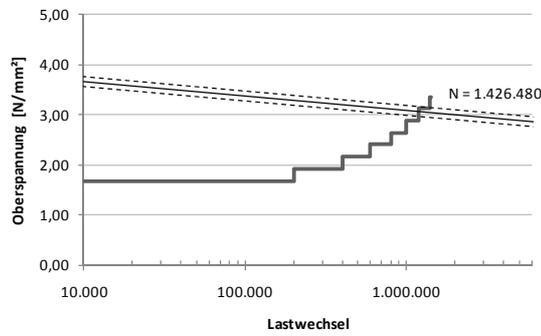
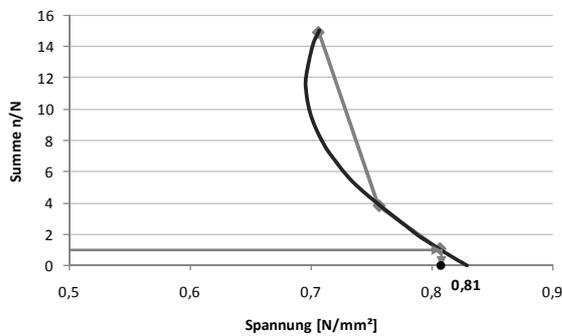
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 1 \cdot 10^8$



Neigung der Wöhlerlinie: $k=20, N = 2 \cdot 10^6$

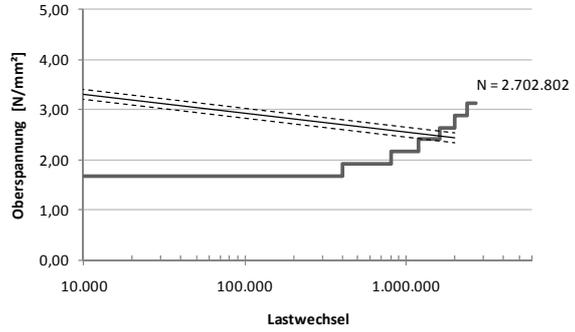
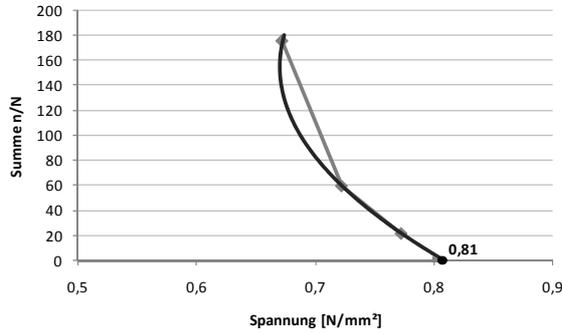


Neigung der Wöhlerlinie: $k=20, N = 1 \cdot 10^8$

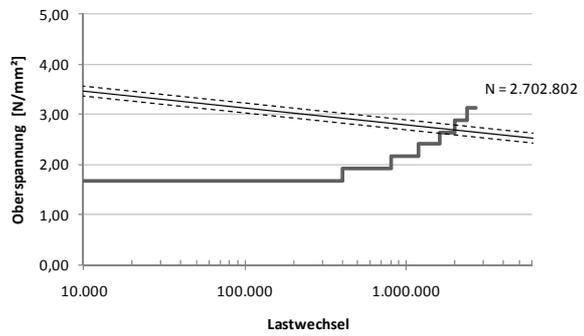
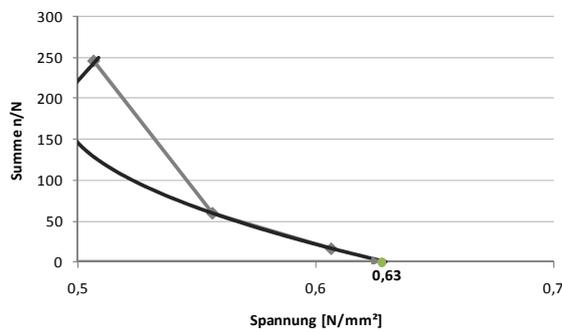


A.13 Ermüdungskurven nach Locati: Mischung 2, $\Delta N=400.000$ (Balken 9)

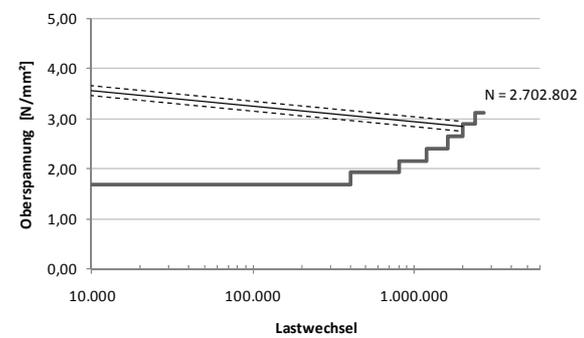
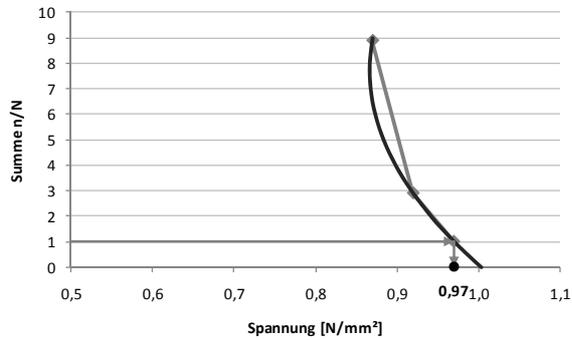
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 2 \cdot 10^6$



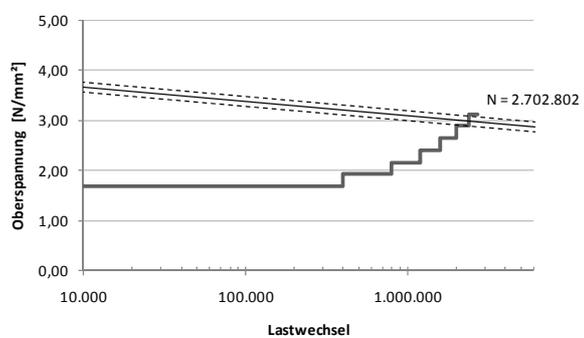
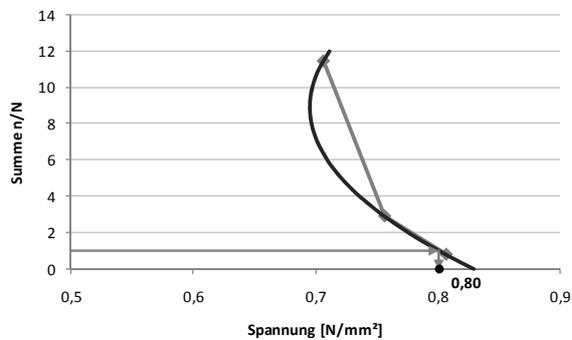
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 1 \cdot 10^8$



Neigung der Wöhlerlinie: $k=20, N = 2 \cdot 10^6$

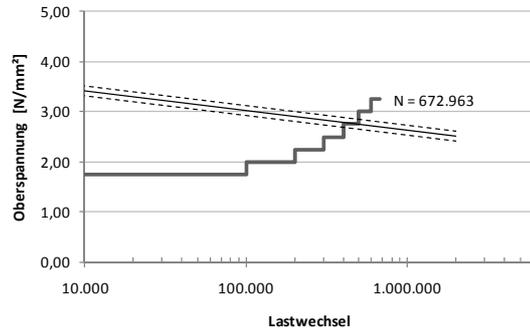
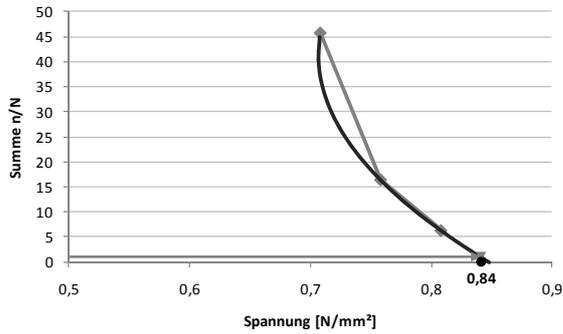


Neigung der Wöhlerlinie: $k=20, N = 1 \cdot 10^8$

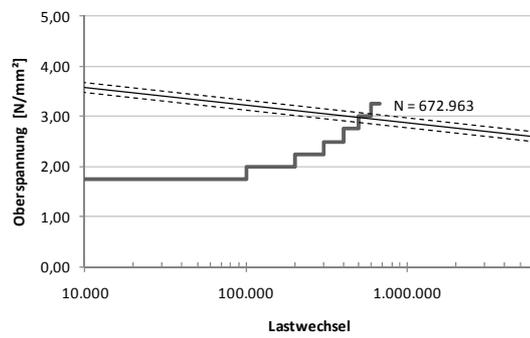
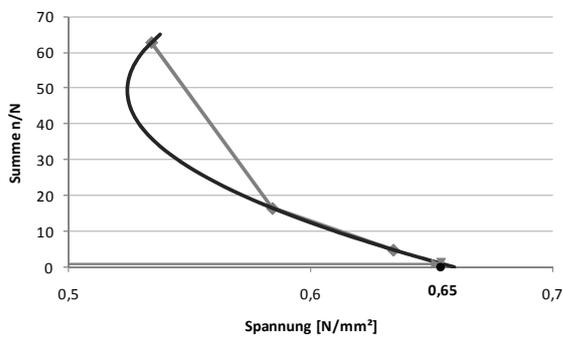


A.14 Ermüdungskurven nach Locati: Mischung 3, $\Delta N=100.000$ (Balken 7)

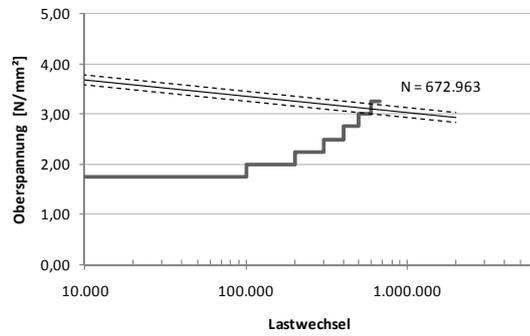
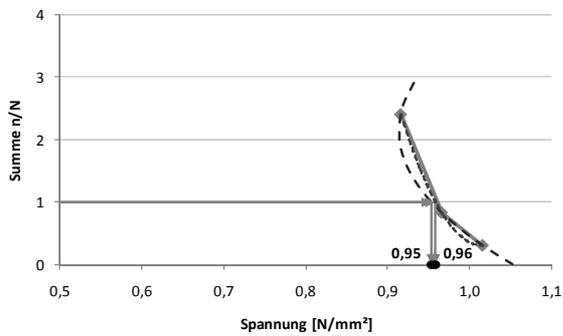
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 2 \cdot 10^6$



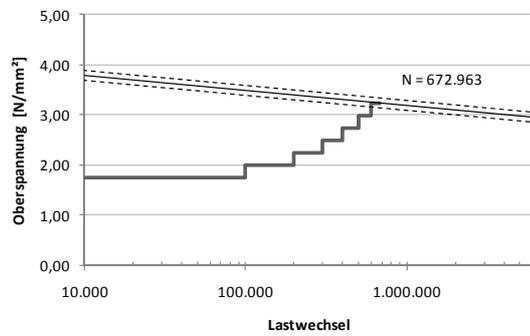
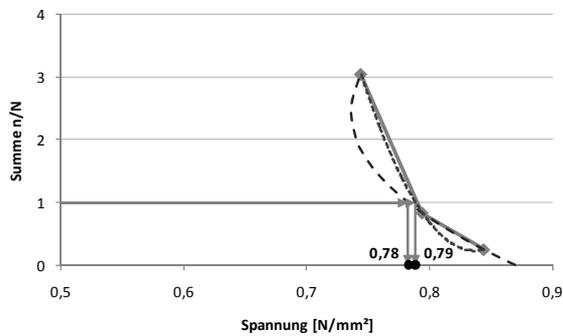
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 1 \cdot 10^8$



Neigung der Wöhlerlinie: $k=20, N_D = 2 \cdot 10^6$

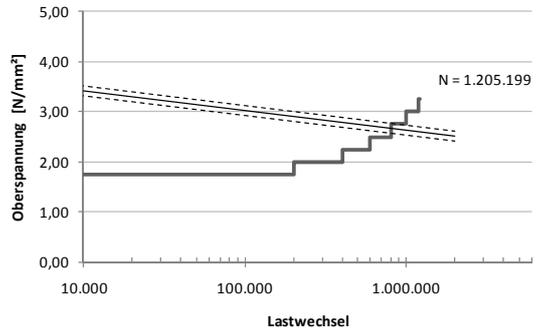
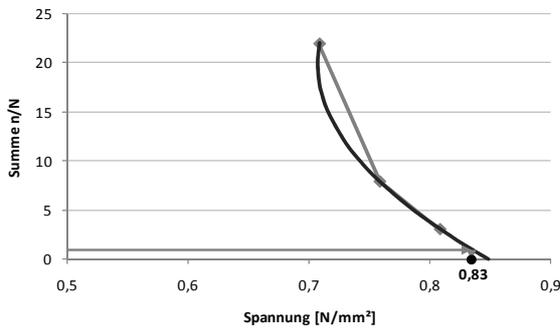


Neigung der Wöhlerlinie: $k=20, N_D = 1 \cdot 10^8$

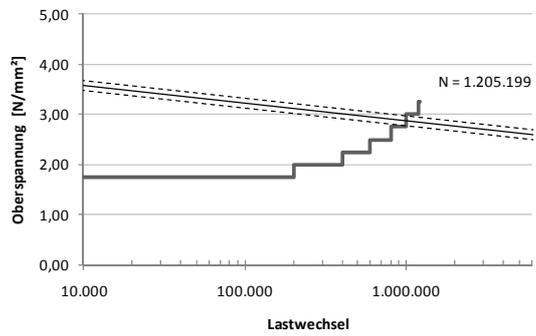
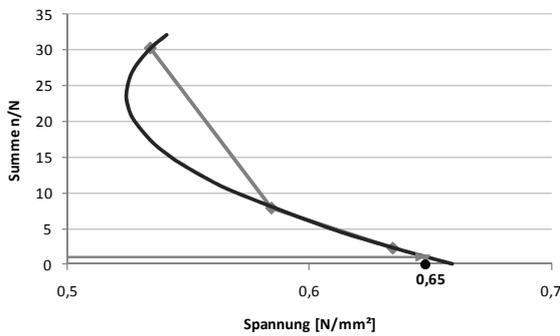


A.15 Ermüdungskurven nach Locati: Mischung 3, $\Delta N=200.000$ (Balken 8)

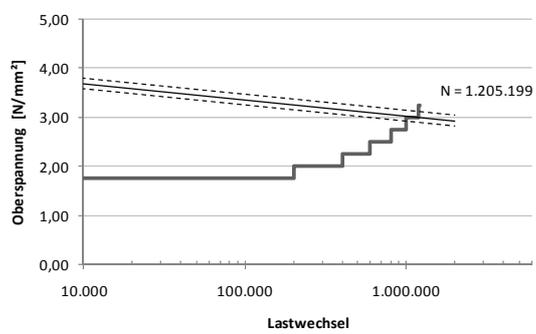
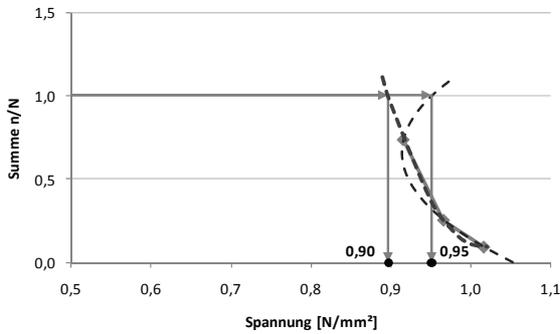
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 2 \cdot 10^6$



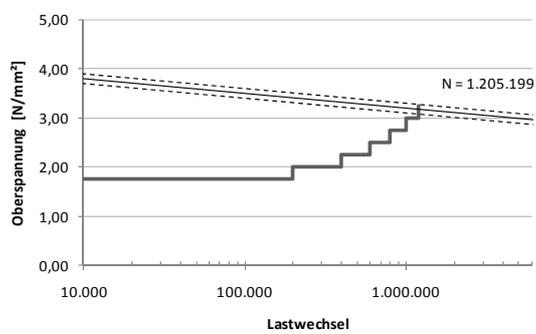
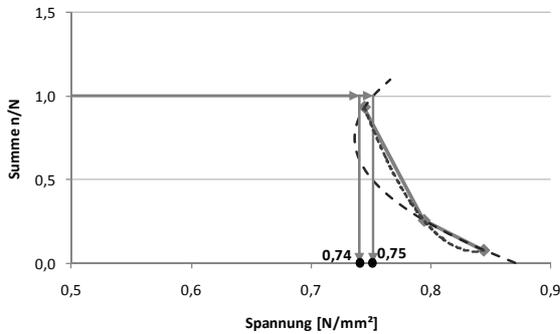
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 1 \cdot 10^8$



Neigung der Wöhlerlinie: $k=20, N = 2 \cdot 10^6$

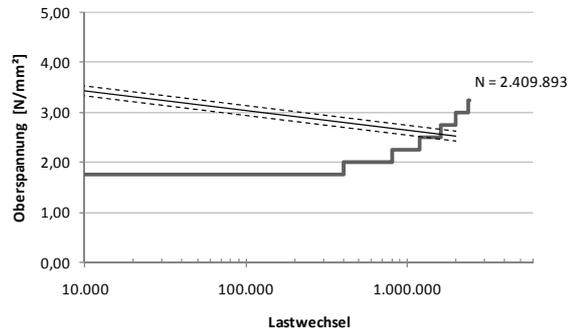
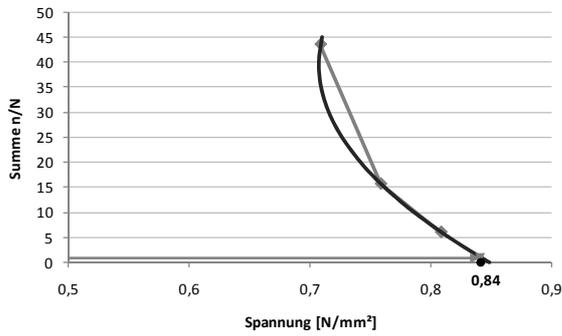


Neigung der Wöhlerlinie: $k=20, N = 1 \cdot 10^8$

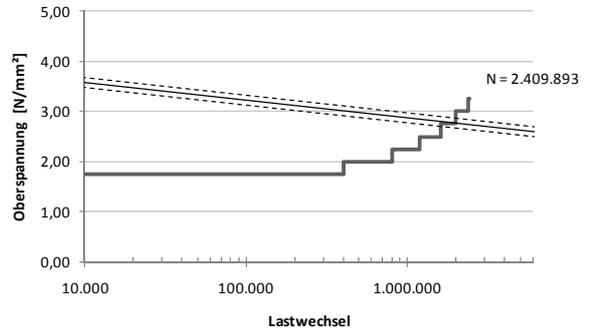
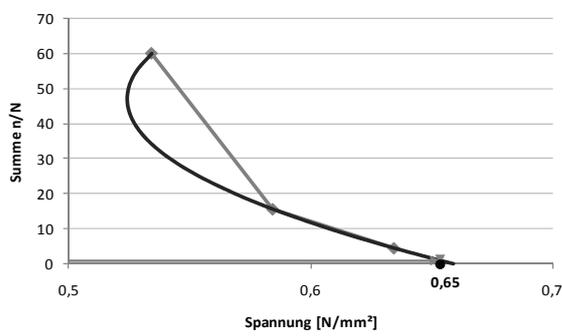


A.16 Ermüdungskurven nach Locati: Mischung 3, $\Delta N=400.000$ (Balken 9)

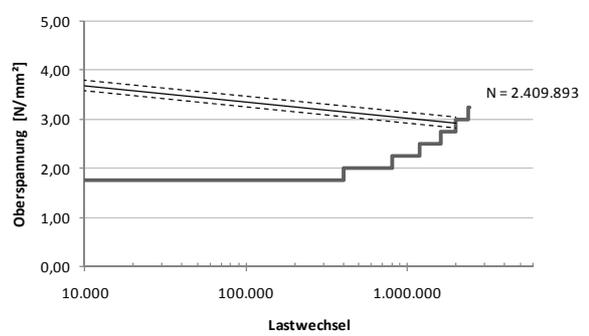
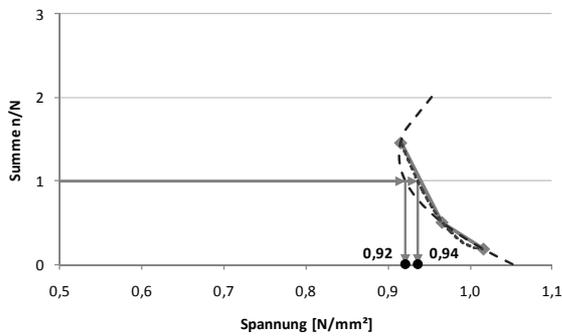
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 2 \cdot 10^6$



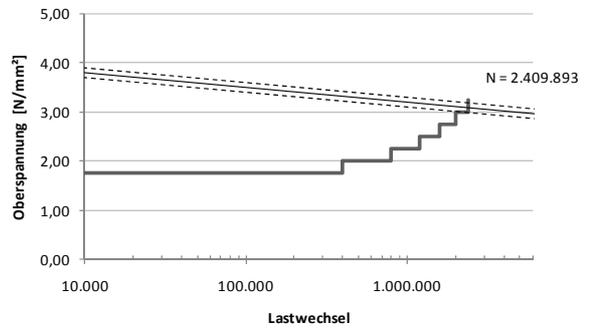
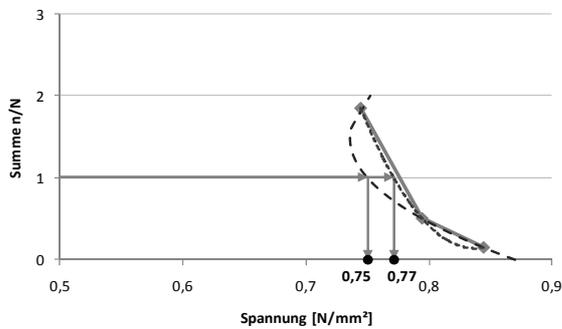
Neigung der Wöhlerlinie: $k=15, N_D = 1 \cdot 10^8$



Neigung der Wöhlerlinie: $k=20, N = 2 \cdot 10^6$



Neigung der Wöhlerlinie: $k=20, N = 1 \cdot 10^8$



A.17 Ergebnisse der Abscherversuche (TP Asphalt StB Teil 80)

Bohrkerne Versuchsfläche Burghausen; Durchmesser 94 mm

Bohrkern Nr.	Beschreibung	Bohrkerntemperatur [°C]	Höhe Beton [mm]	Höhe Asphalt [mm]	Durchmesser in der Scherfläche [mm]	Scherfläche [mm ²]	max Scherkraft [kN]	Scherweg [mm] lt. TP Asphalt StB Teil 80	absoluter Scherweg [mm]	Scherfestigkeit [N/mm ²]	Serienscherfestigkeit (Mittelwert) [N/mm ²]	Standardabweichung
1	BK 1-1	19,4	49	73	93,8	6910	10,50	3,4	3,1	1,52	1,52	0,07
2	BK 1-2	19,7	51	73	93,8	6910	9,99	3,3	4,2	1,45		
3	BK 1-3	19,7	53	75	93,9	6925	11,05	3,3	4,3	1,60		
4	BK 2-1	19,4	45	78	94,2	6969	8,43	2,9	4,3	1,21	1,03	0,16
5	BK 2-2	19,4	51	71	94,1	6955	6,98	2,6	4,5	1,00		
6	BK 2-3	19,6	47	68	94,2	6969	6,20	2,0	4,1	0,89		
7	BK 3-1	19,6	47	52	93,8	6910	6,52	3,3	3,4	0,94	1,02	0,07
8	BK 3-2	19,5	50	55	93,8	6910	7,46	3,4	5,6	1,08		
9	BK 3-3	19,4	42	58	93,9	6925	7,19	3,4	4,4	1,04		
10	BK 4-1	19,4	50	74	93,8	6910	8,59	3,4	4,3	1,24	1,41	0,17
11	BK 4-2	19,7	49	66	93,8	6910	9,64	3,0	4,0	1,40		
12	BK 4-3	19,4	53	75	93,8	6910	11,00	2,8	4,1	1,59		
13	BK 5-1	19,7	50	58	93,7	6896	7,18	2,4	3,4	1,04	0,93	0,14
14	BK 5-2	19,4	49	66	93,8	6910	6,74	2,8	4,2	0,98		
15	BK 5-3	19,3	48	58	93,8	6910	5,29	3,3	4,2	0,77		
16	BK 6-1	19,4	54	70	93,7	6896	6,92	3,0	4,1	1,00	0,99	0,12
17	BK 6-2	19,3	59	73	93,7	6896	5,93	3,5	3,2	0,86		
18	BK 6-3	19,4	56	66	93,8	6910	7,59	2,8	4,6	1,10		
19	BK 7-1	19,4	45	59	93,8	6910	8,70	2,5	5,8	1,26	1,14	0,24
20	BK 7-2	19,4	45	60	93,8	6910	5,93	4,3	5,6	0,86		
21	BK 7-3	19,4	42	61	93,9	6925	8,97	2,9	6,1	1,30		
22	BK 8-1	19,4	40	67	93,8	6910	10,90	3,2	5,6	1,58	1,38	0,18
23	BK 8-2	19,4	43	64	93,7	6896	9,06	4,1	4,6	1,31		
24	BK 8-3	19,8	46	64	93,7	6896	8,59	3,0	4,7	1,25		
25	BK 9-1	20,1	43	67	93,9	6925	9,27	2,7	5,9	1,34	1,10	0,20
26	BK 9-2	19,5	43	66	94,0	6940	6,76	3,5	5,8	0,97		
27	BK 9-3	19,4	44	67	93,8	6910	6,87	2,7	3,8	0,99		

A.18 Ergebnisse der Abscherversuche (TP Asphalt StB Teil 80)

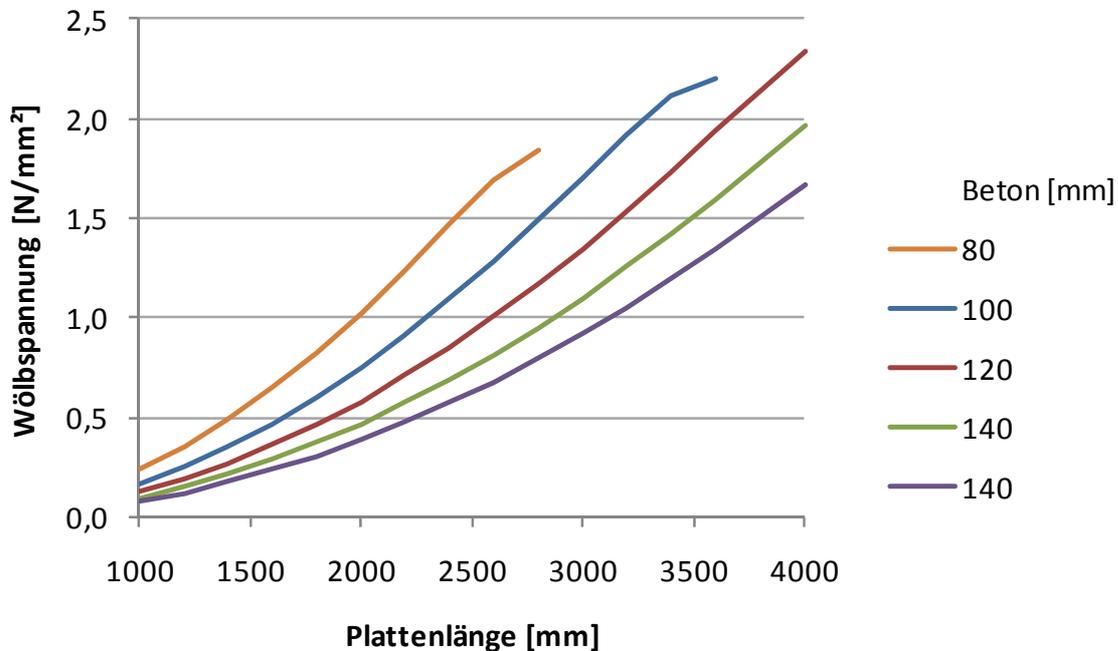
Bohrkerne Versuchsstrecke Hengersberg; Durchmesser 94 mm

Bohrkern Nr.	Beschreibung	Bohrkerntemperatur [°C]	Höhe Beton [mm]	Höhe Asphalt [mm]	Durchmesser in der Scherfläche [mm]	Scherfläche [mm ²]	max Scherkraft [kN]	Scherweg lt. TP Asphalt StB Teil 80 [mm]	absoluter Scherweg [mm]	Scherfestigkeit [N/mm ²]	Serienscherfestigkeit (Mittelwert) [N/mm ²]	Standardabweichung
1	M1, ohne Haftbrücke	20,7	119	110	94,1	6955	6,04	3,5	4,1	0,87	0,92	0,05
2	M1, ohne Haftbrücke	19,7	125	106	94,1	6955	6,46	4,3	4,3	0,93		
3	M1, ohne Haftbrücke	19,6	122	104	94,1	6955	6,74	3,0	4,0	0,97		
4	M2, ohne Haftbrücke	19,9	140	103	93,8	6910	8,13	2,4	4,1	1,18	0,98	0,17
5	M2, ohne Haftbrücke	20,1	142	107	94,1	6955	6,48	2,9	4,7	0,93		
6	M2, ohne Haftbrücke	20,0	138	108	94,1	6955	5,88	3,1	3,6	0,85		
7	M4, ohne Haftbrücke	19,9	142	98	94,0	6940	5,57	2,7	3,7	0,80	0,98	0,17
8	M4, ohne Haftbrücke	19,7	151	101	94,0	6940	7,94	3,1	3,9	1,14		
9	M4, ohne Haftbrücke	19,5	123	107	94,0	6940	6,90	2,3	2,9	0,99		
10	# M1, mit Haftbrücke	19,7	134	130	93,8	6910	5,23	3,3	3,6	0,76	0,59	0,21
11	# M1, mit Haftbrücke	19,8	130	113	93,9	6925	4,49	2,7	2,9	0,65		
12	# M1, mit Haftbrücke	19,7	130	120	93,8	6910	2,47	2,1	2,0	0,36		
13	# M2, mit Haftbrücke	19,6	139	130	94,0	6940	4,53	2,6	2,9	0,65	0,58	0,13
14	# M2, mit Haftbrücke	20,3	142	130	94,0	6940	3,00	2,8	2,9	0,43		
15	# M2, mit Haftbrücke	19,7	146	120	94,0	6940	4,63	2,7	2,8	0,67		
16	# M4, mit Haftbrücke	20,1	146	133	94,0	6940	2,99	1,8	1,5	0,43	0,44	0,01
17	# M4, mit Haftbrücke	19,6	126	129	94,1	6955	3,09	2,3	2,2	0,44		
18	M4, mit Haftbrücke	19,9	132	110	94,0	6940	7,89	3,1	3,7	1,14		

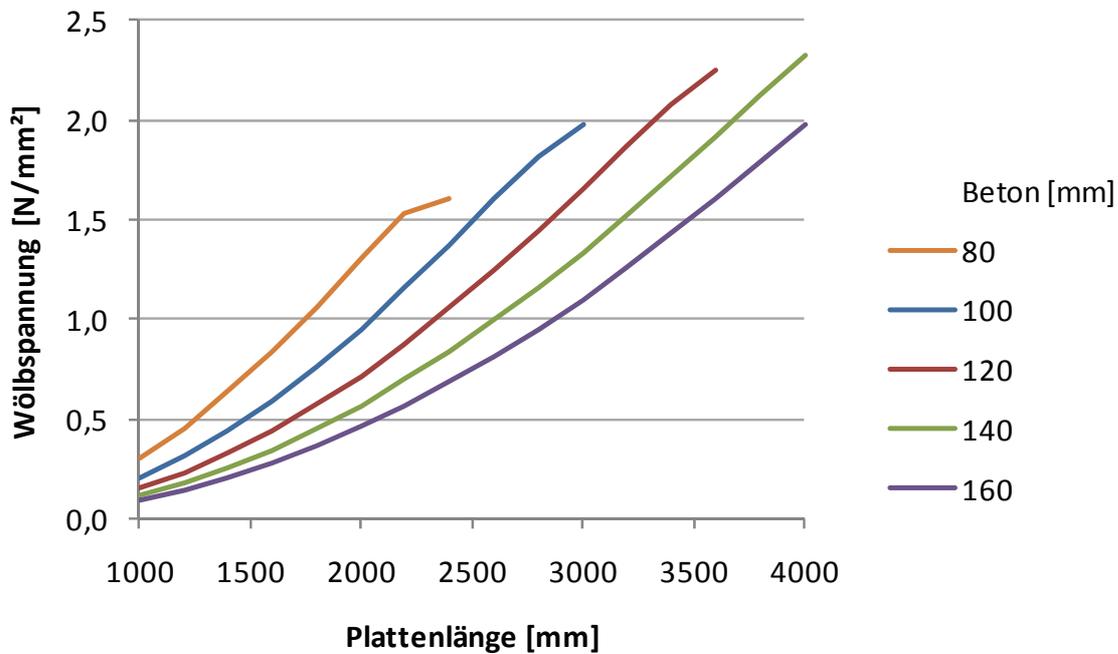
#: Scherfläche zwischen Beton und Asphaltdeckschicht

A.19 reduzierte Wölbspennungen σ_w in Abhängigkeit von der Plattenlänge und den Schichtdicken (Beton, Asphalt)

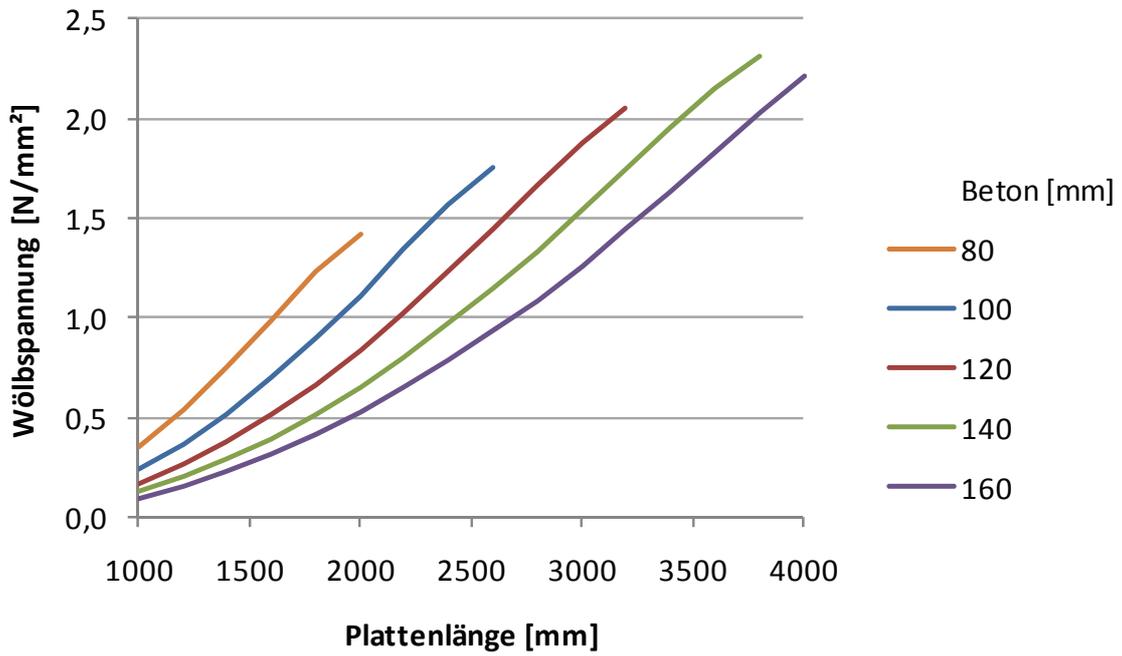
Asphaltschichtdicke 50 mm; Asphalt-E-Modul 3.500 N/mm²



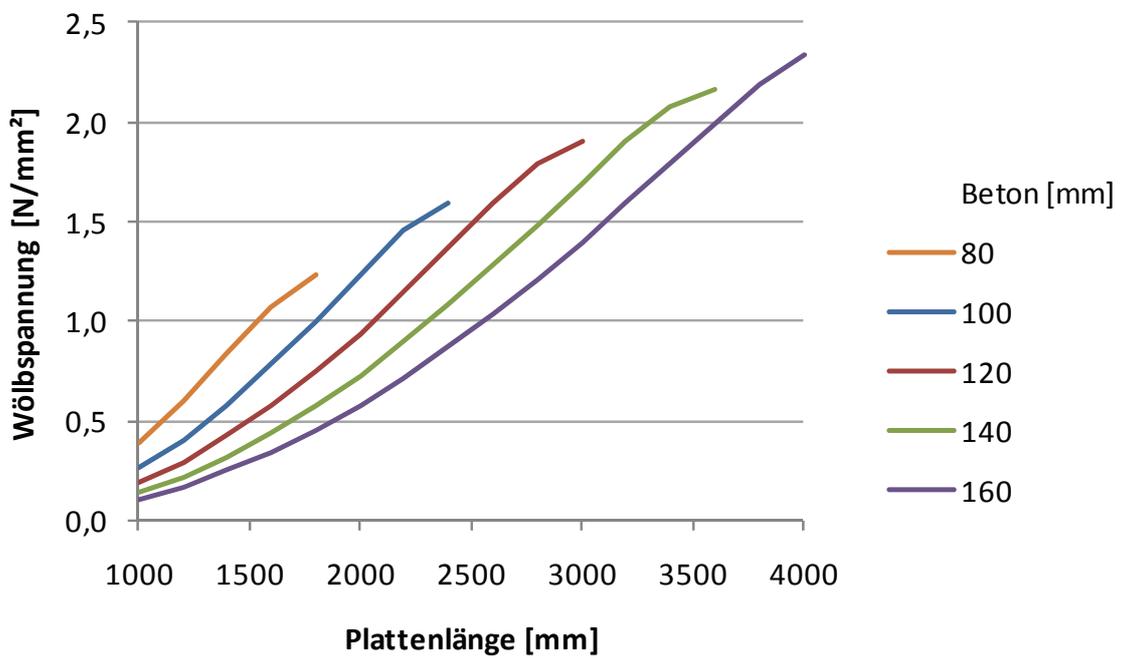
Asphaltschichtdicke 100 mm; Asphalt-E-Modul 3.500 N/mm²



Asphaltschichtdicke 150 mm; Asphalt-E-Modul 3.500 N/mm²



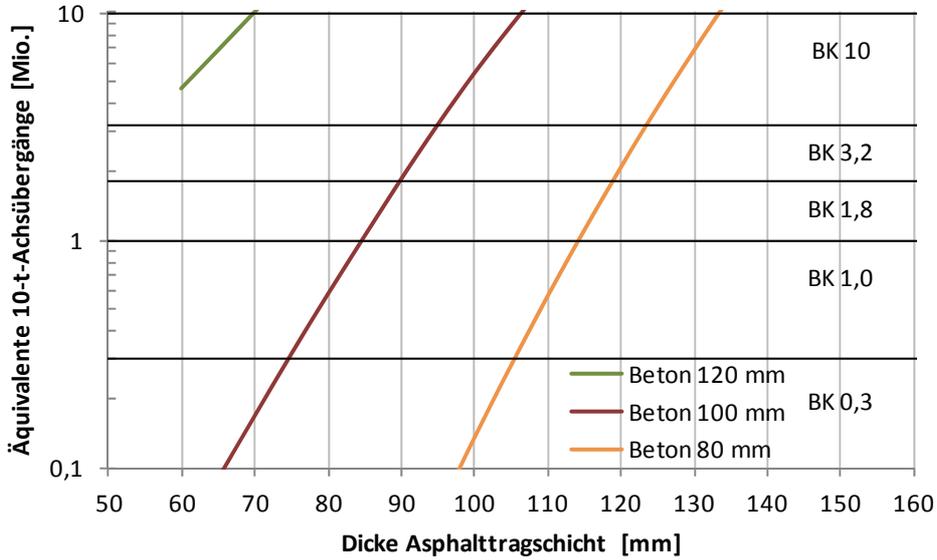
Asphaltschichtdicke 200 mm; Asphalt-E-Modul 3.500 N/mm²



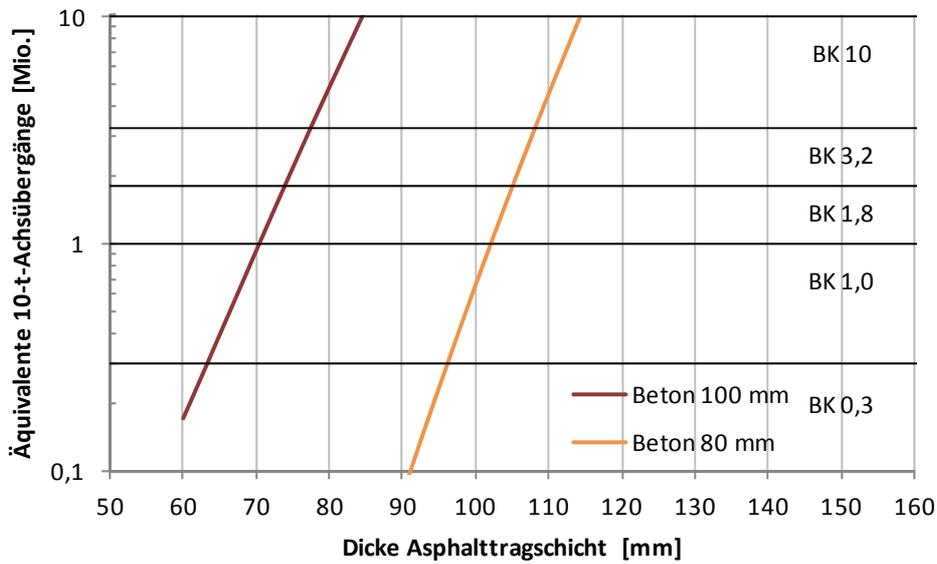
A.20 Diagramme zur Dimensionierung der Betonschicht

Plattenlänge 1000 mm

ohne Fasern

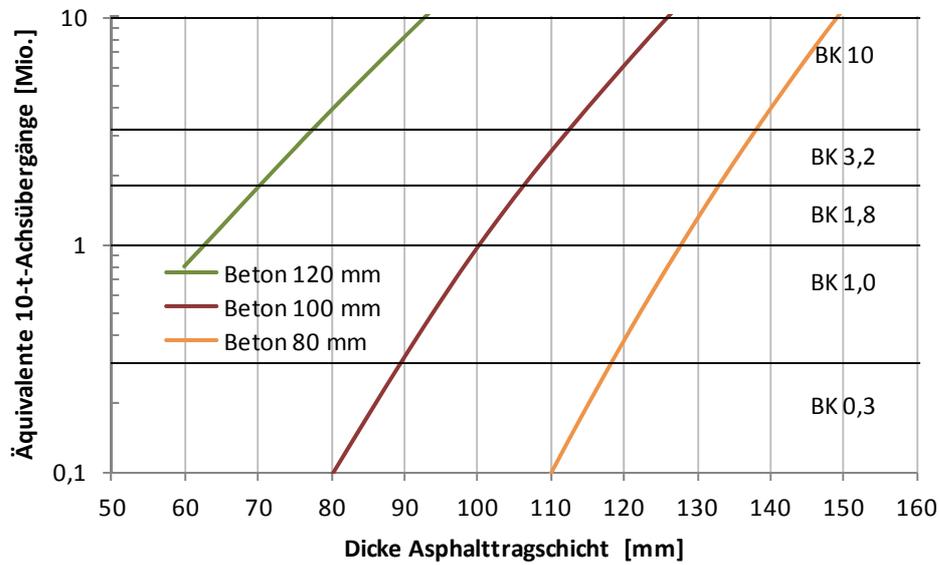


mit Fasern

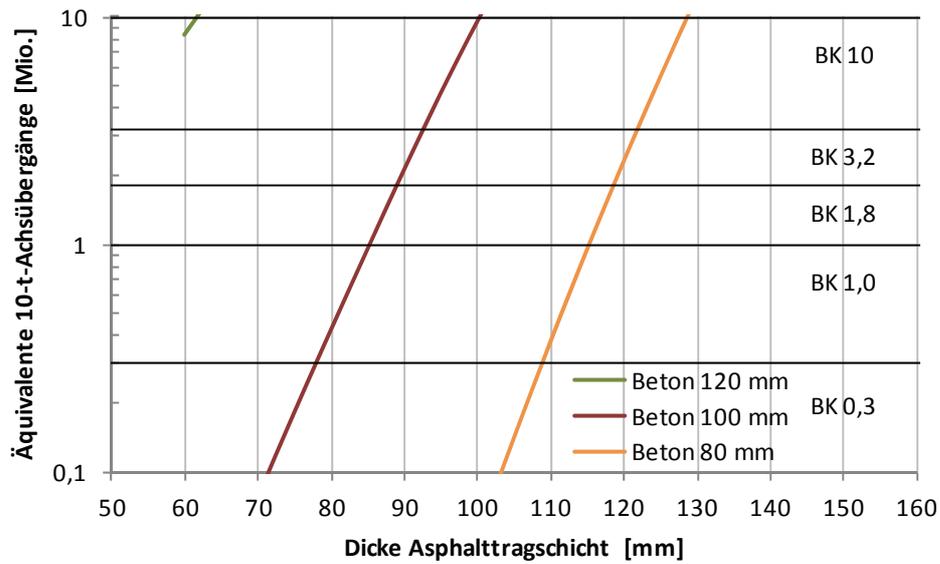


Plattenlänge 1200 mm

ohne Fasern

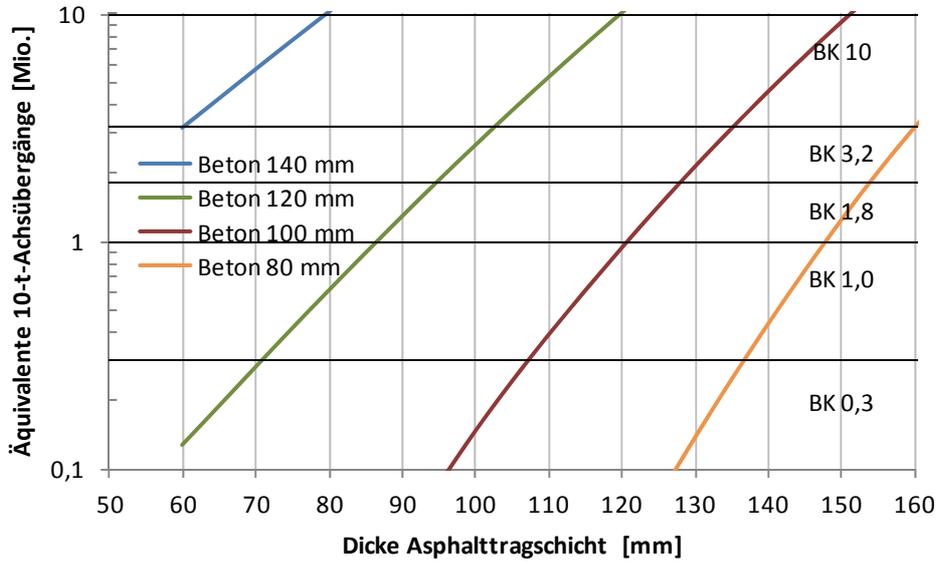


mit Fasern

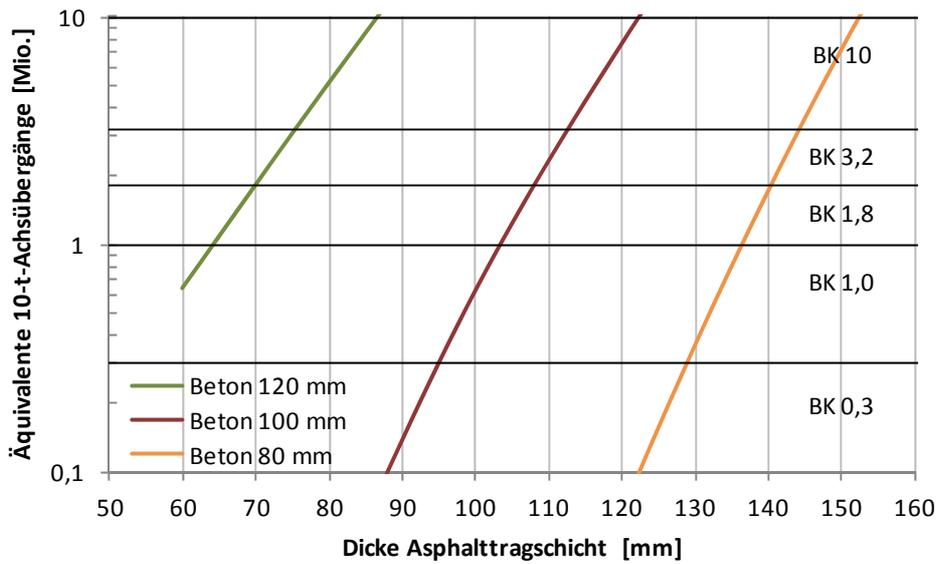


Plattenlänge 1500 mm

ohne Fasern

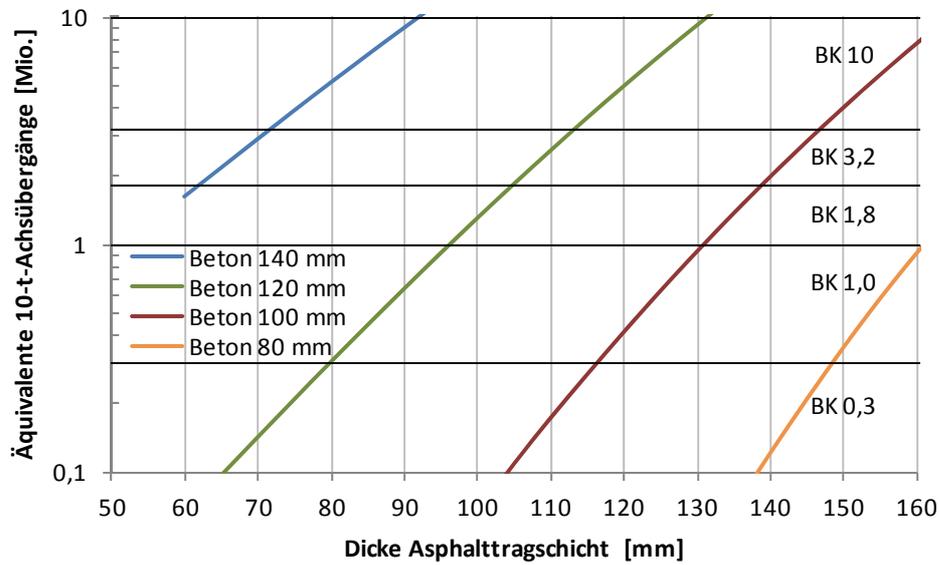


mit Fasern

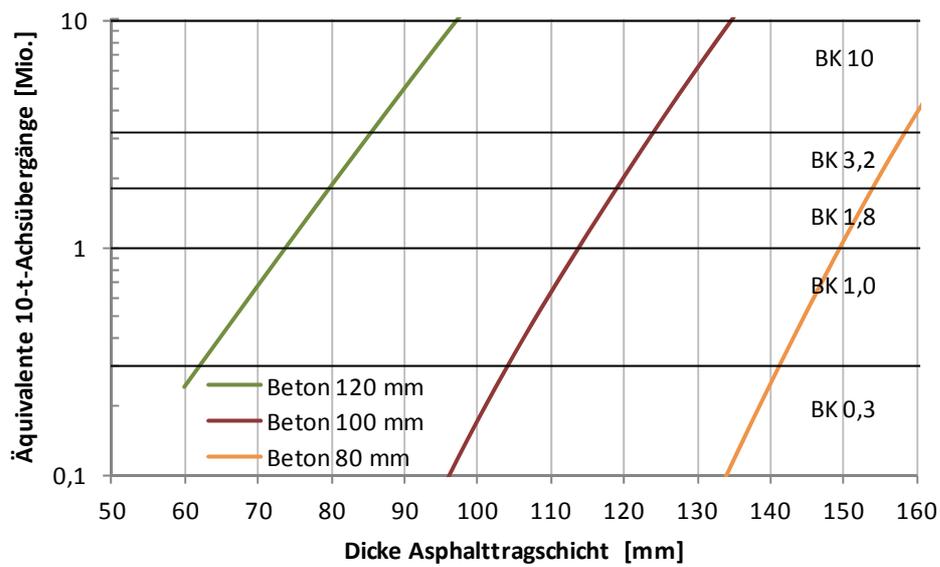


Plattenlänge 1650 mm

ohne Fasern

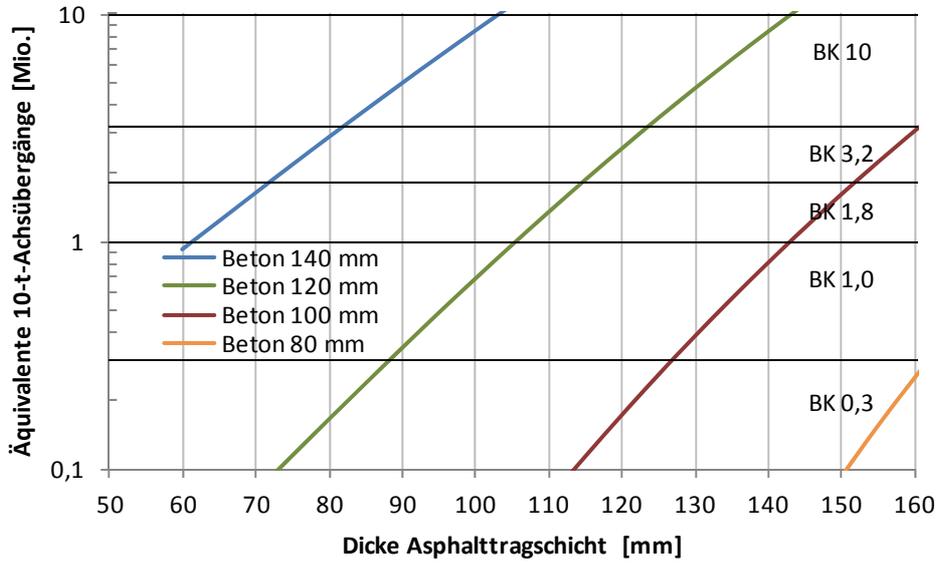


mit Fasern

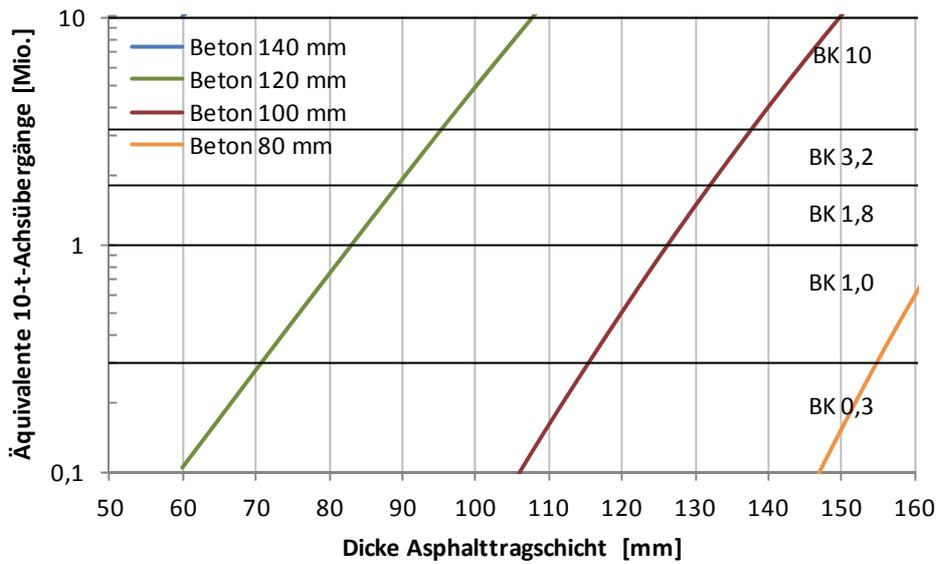


Plattenlänge 1800 mm

ohne Fasern

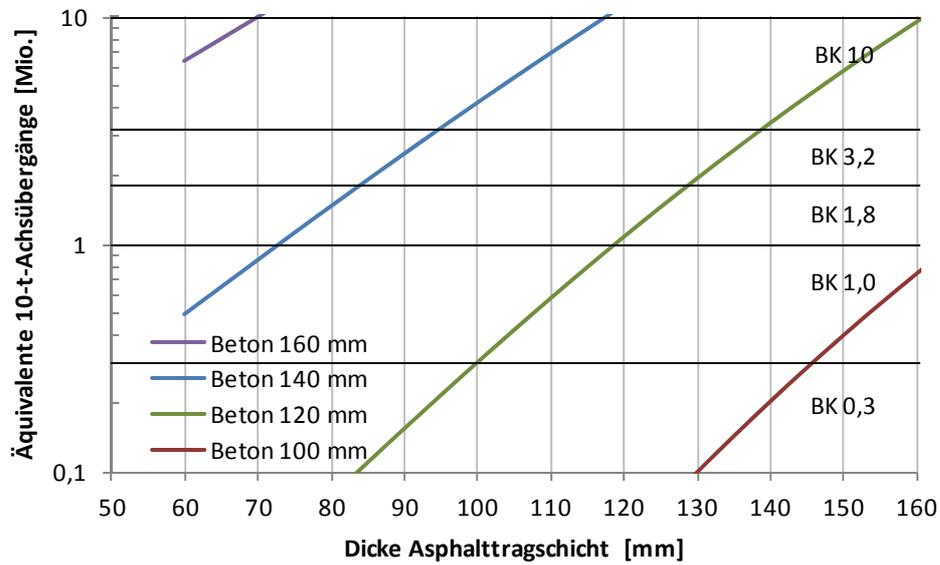


mit Fasern

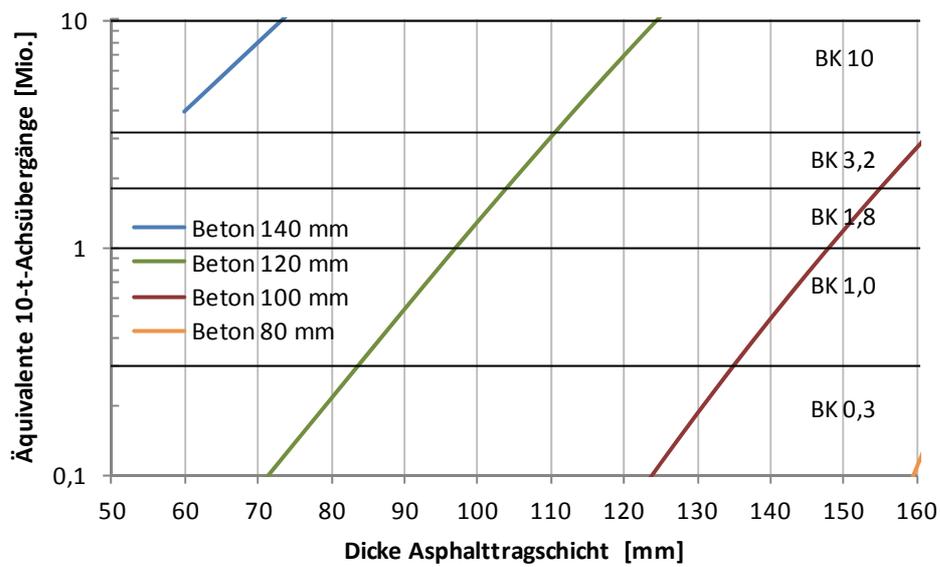


Plattenlänge 2000 mm

ohne Fasern

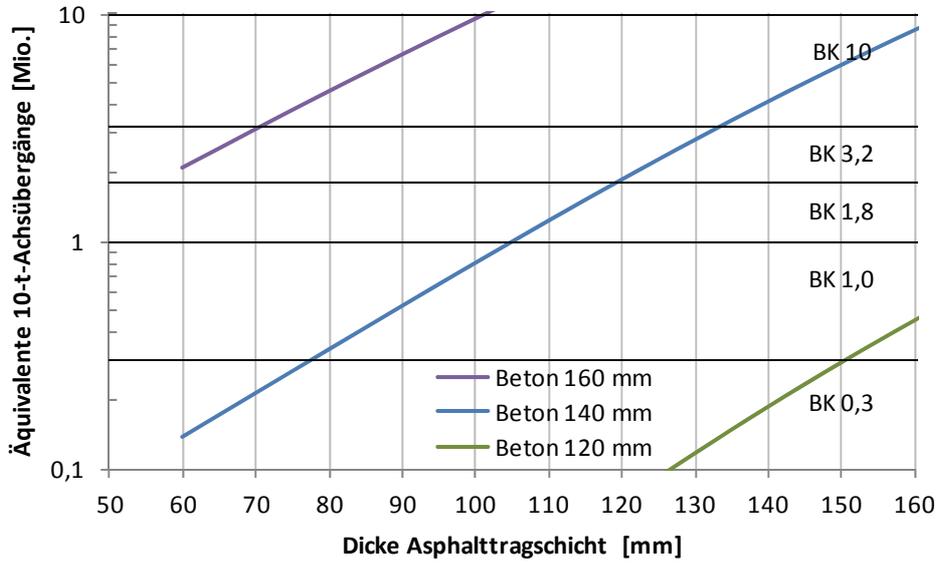


mit Fasern

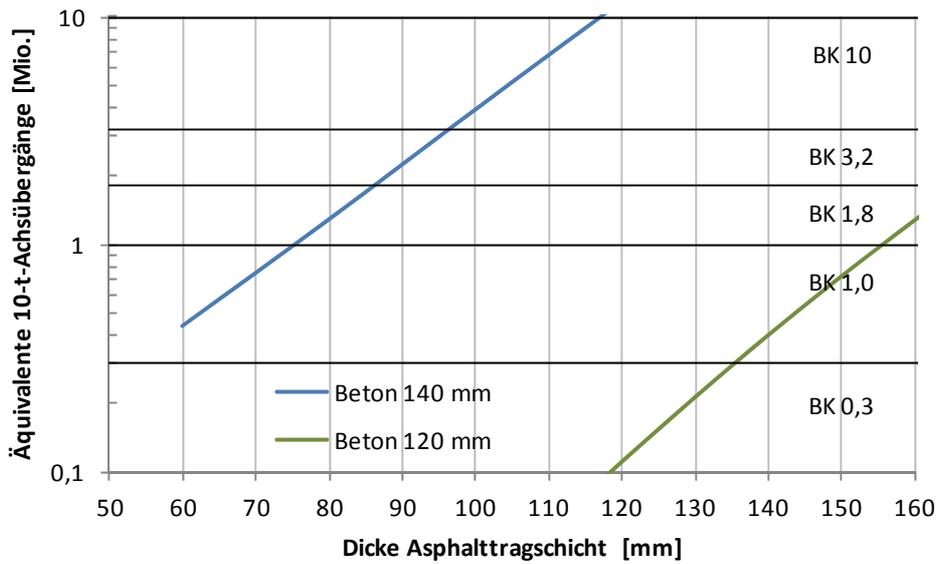


Plattenlänge 2500 mm

ohne Fasern

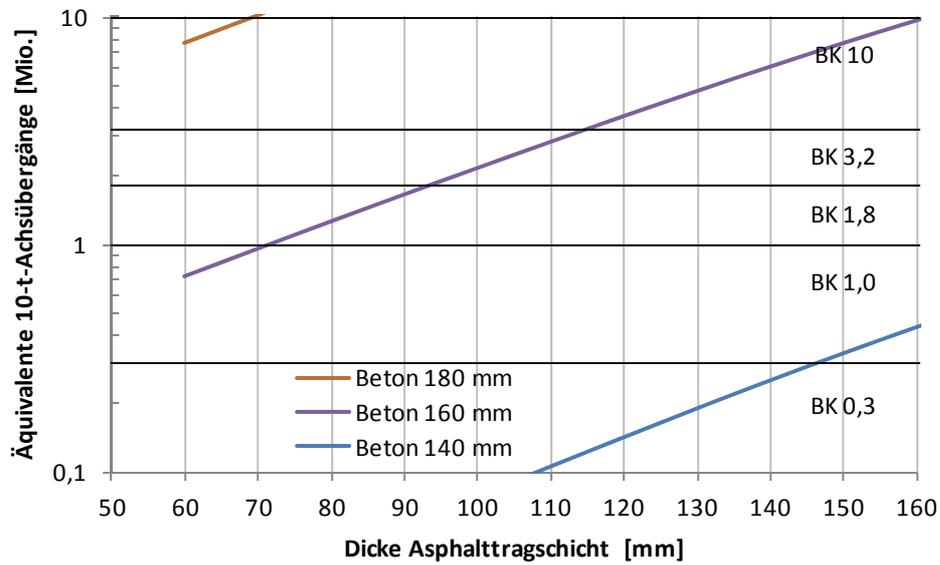


mit Fasern

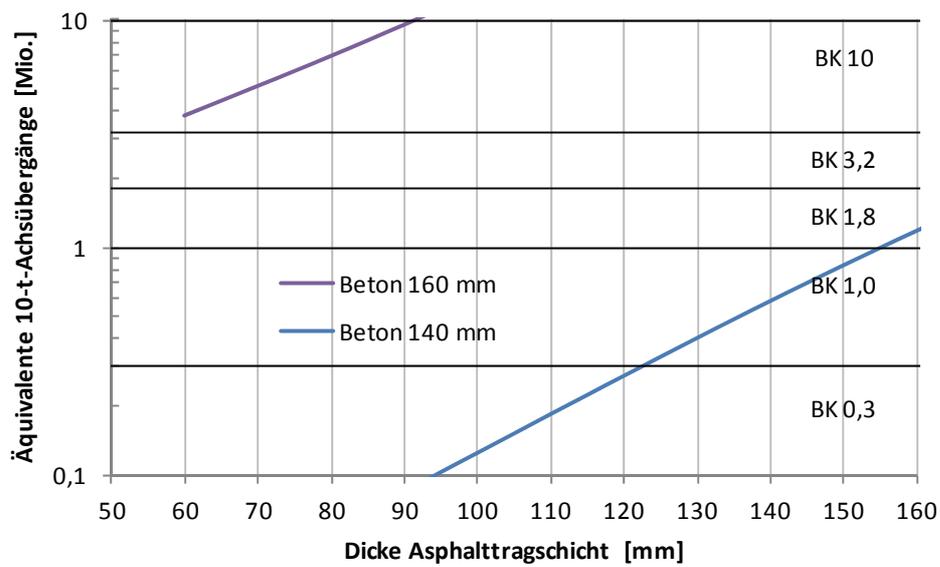


Plattenlänge 3000 mm

ohne Fasern

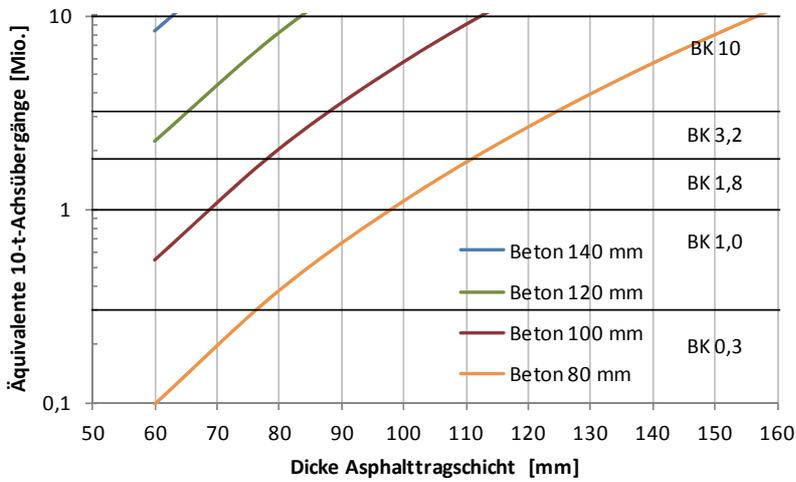


mit Fasern

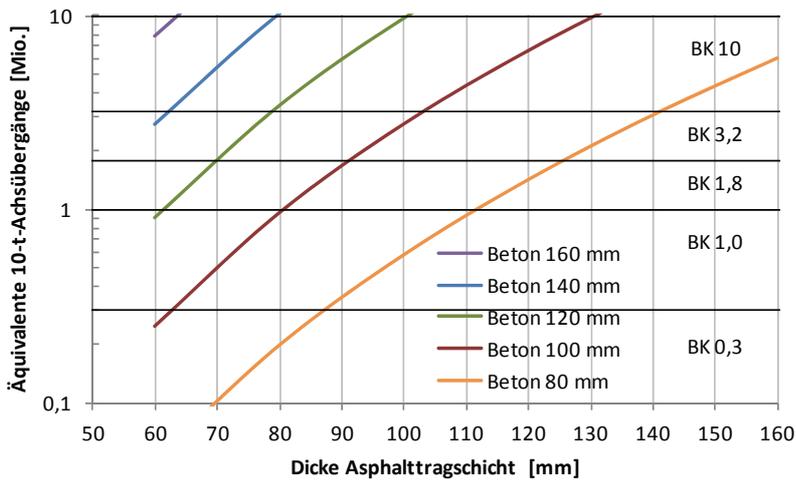


A.21 Diagramme zur Dimensionierung der Asphalttragschicht zur Querkraftübertragung

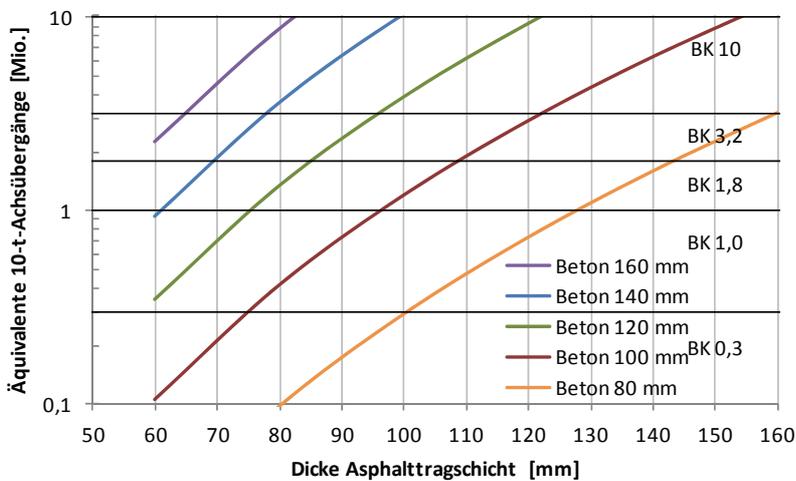
Plattenlänge 1000 mm



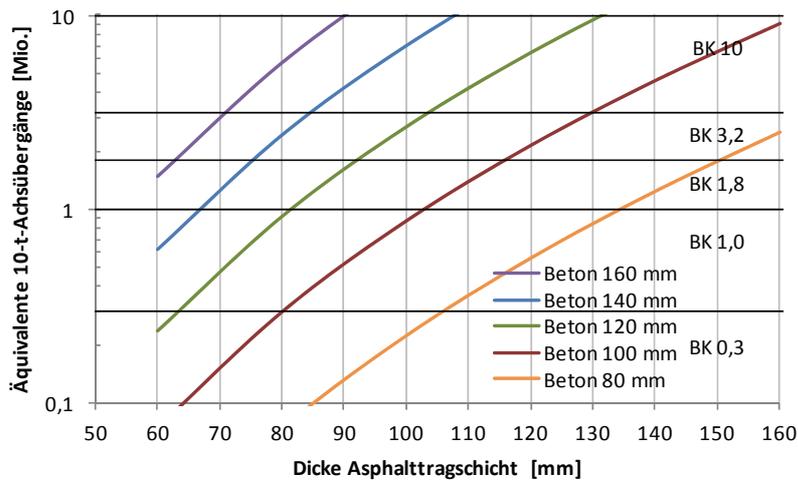
Plattenlänge 1200 mm



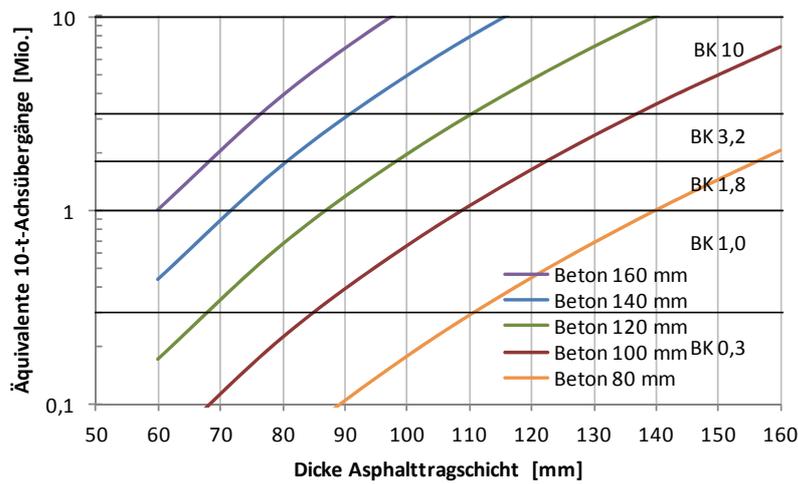
Plattenlänge 1500 mm



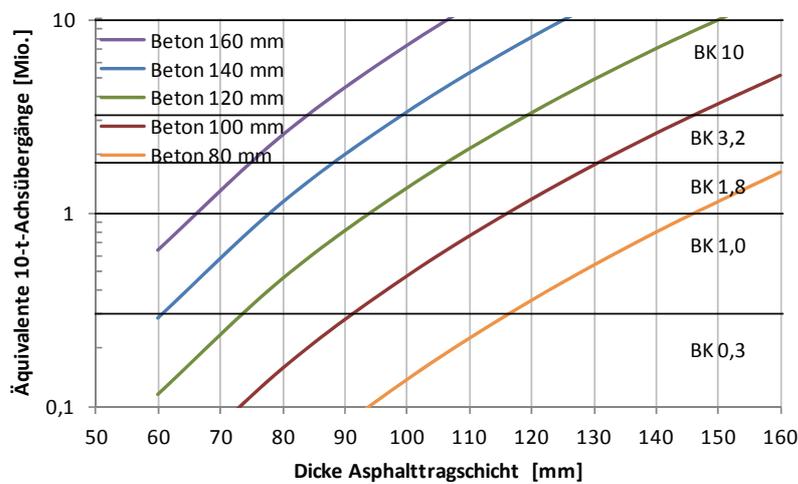
Plattenlänge 1650 mm



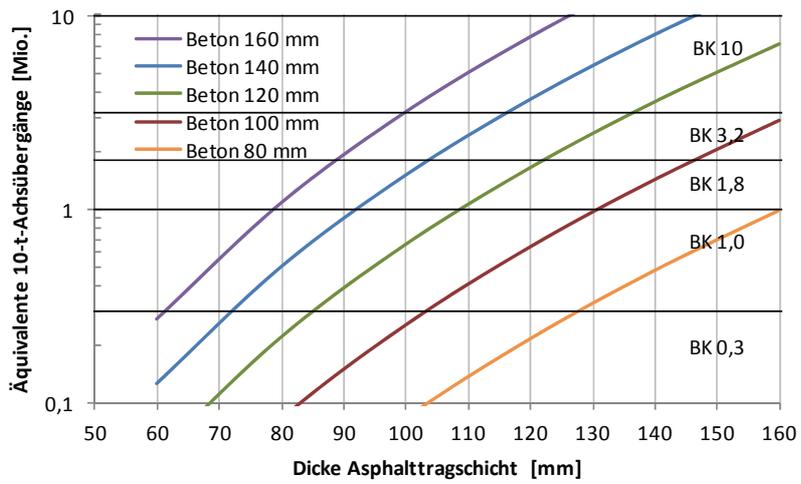
Plattenlänge 1800 mm



Plattenlänge 2000 mm



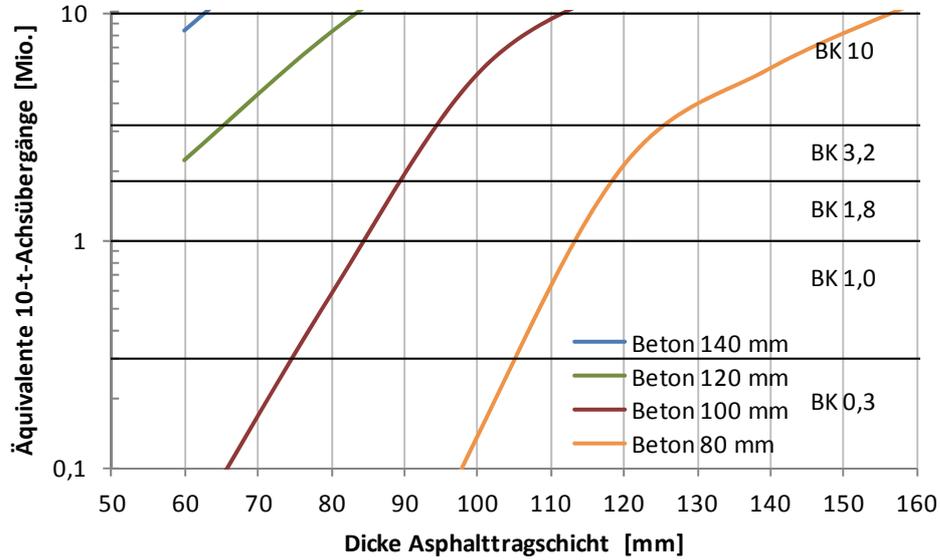
Plattenlänge 2500 mm



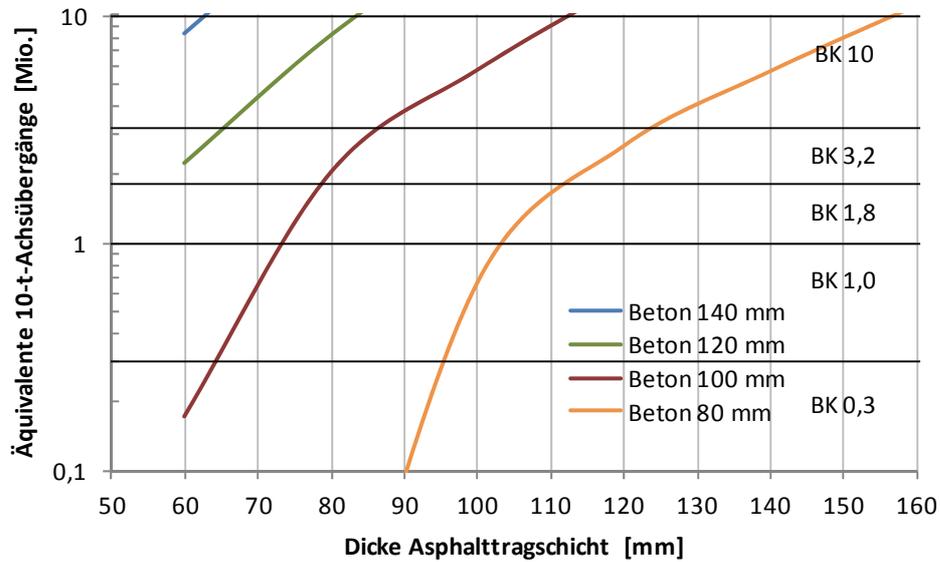
A.22 Diagramme zur Dimensionierung von Whitetopping (Nachweis Beton + Fuge)

Plattenlänge 1000 mm

ohne Fasern

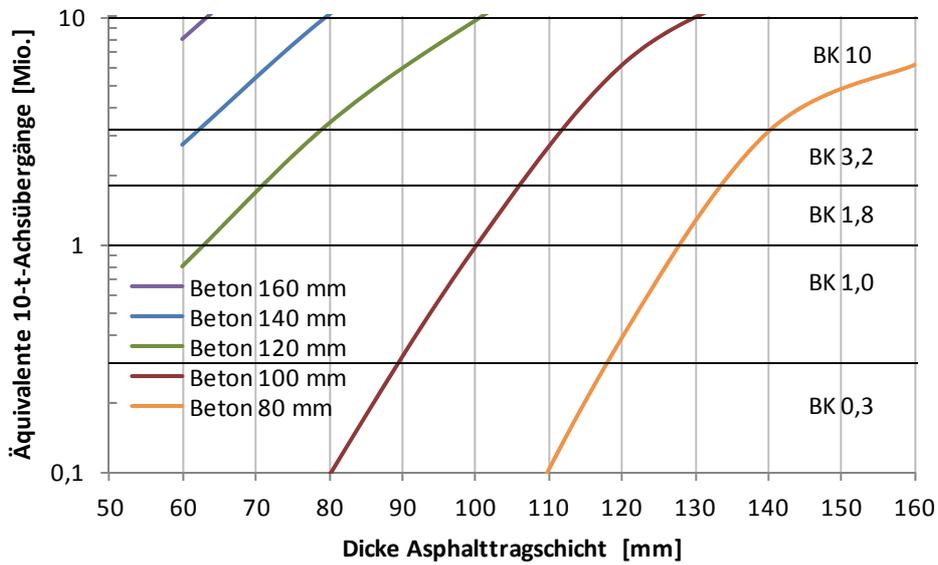


mit Fasern

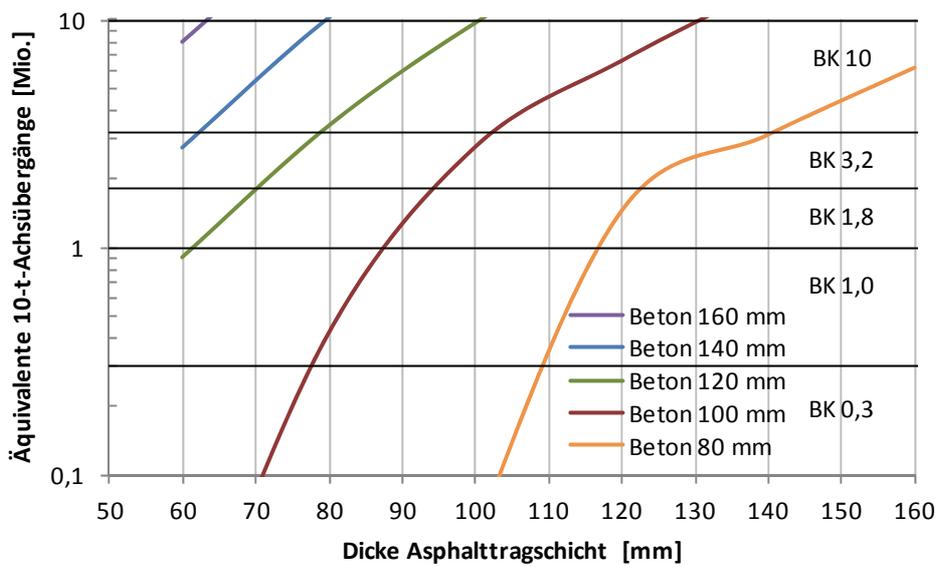


Plattenlänge 1200 mm

ohne Fasern

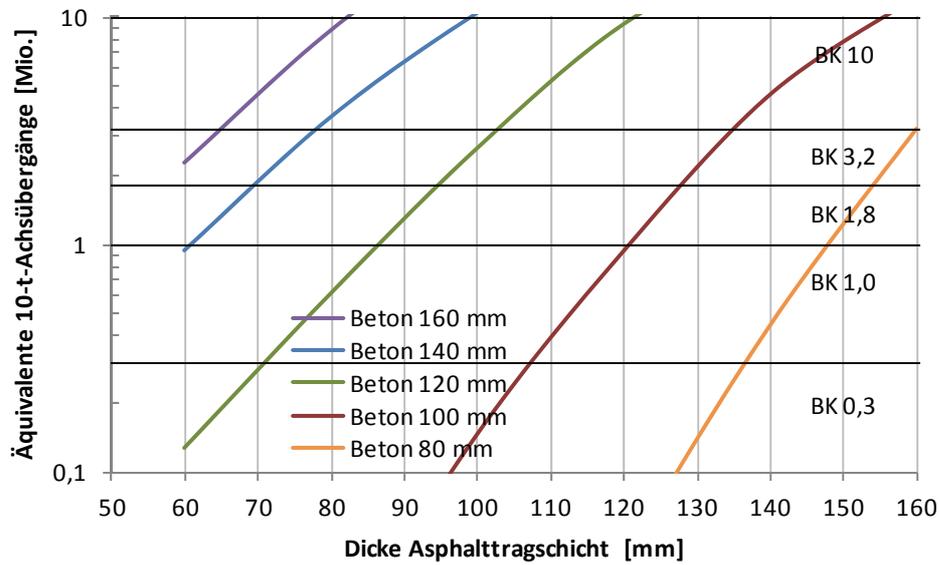


mit Fasern

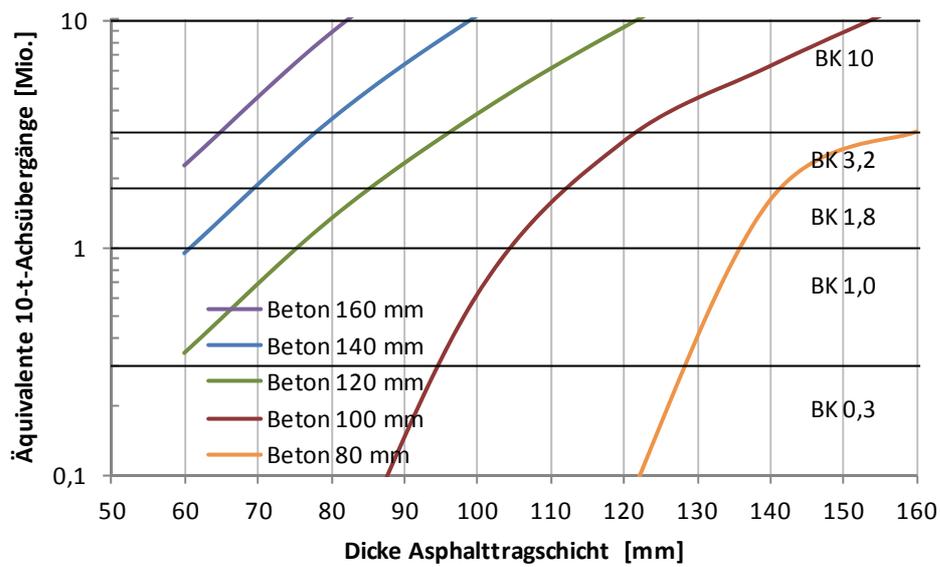


Plattenlänge 1500 mm

ohne Fasern

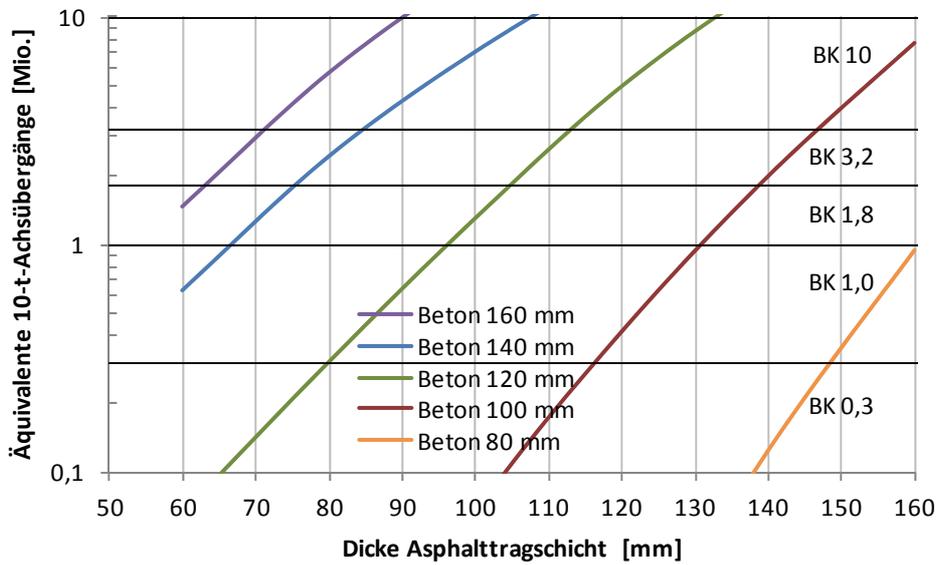


mit Fasern

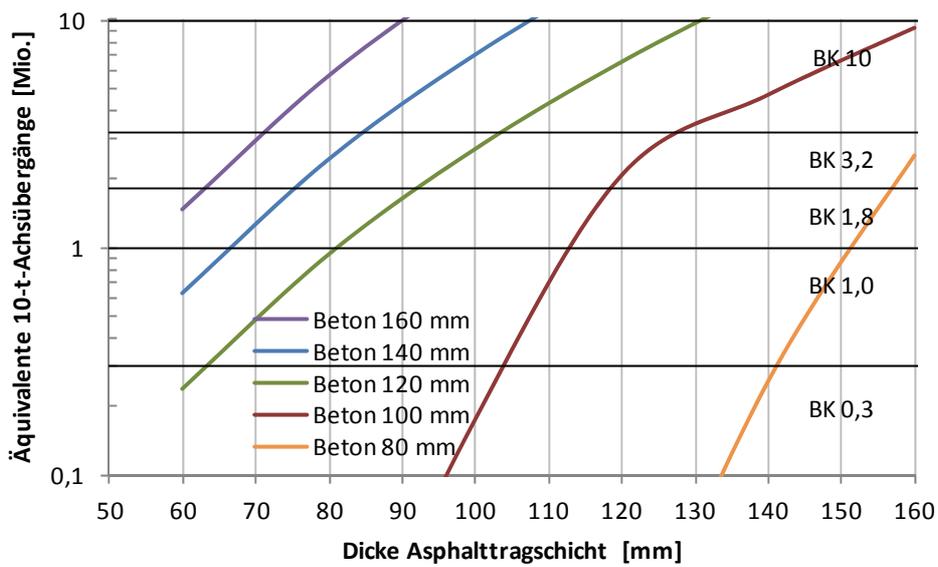


Plattenlänge 1650 mm

ohne Fasern

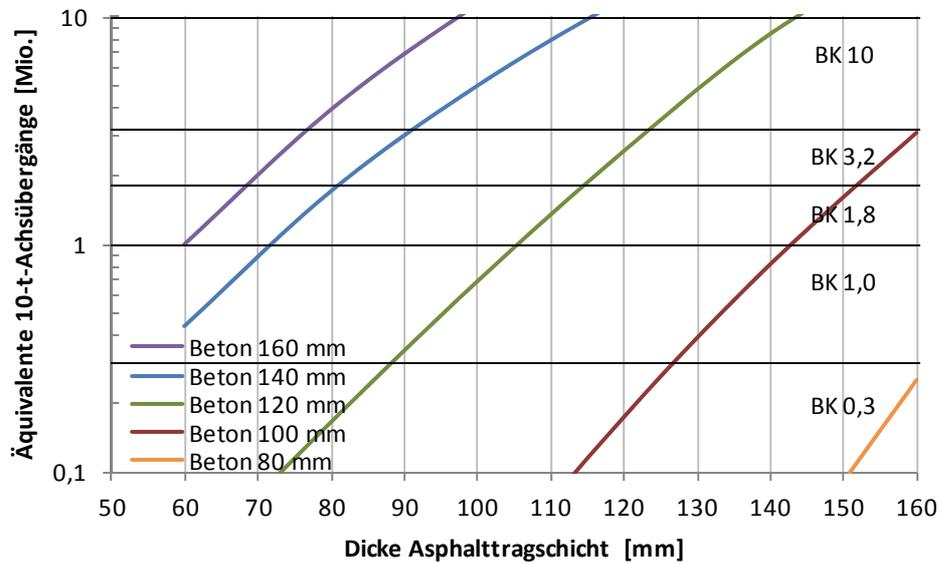


mit Fasern

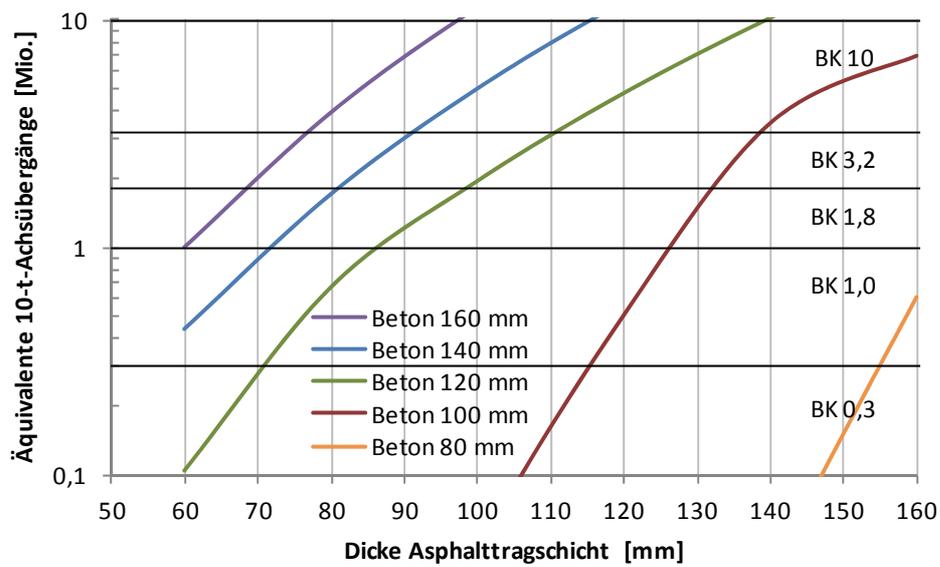


Plattenlänge 1800 mm

ohne Fasern

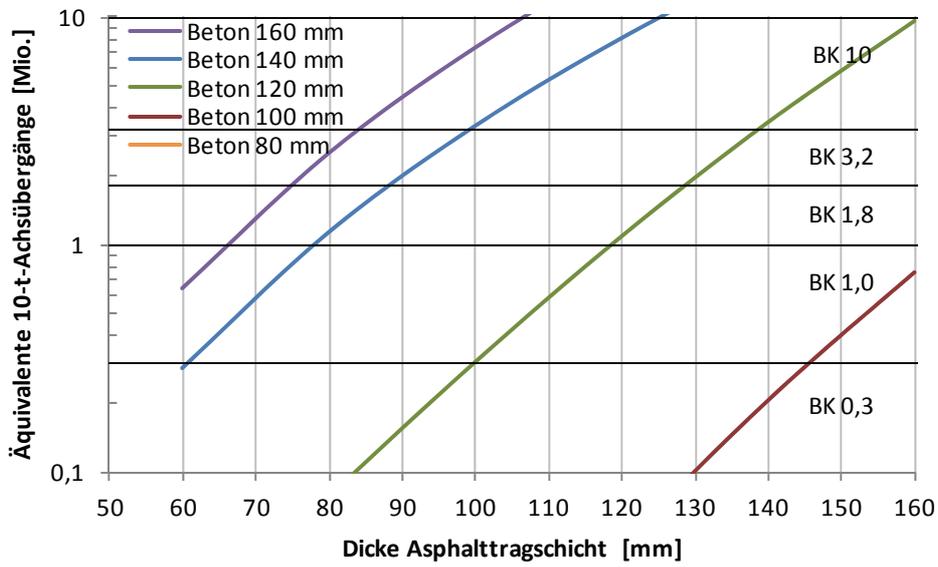


mit Fasern

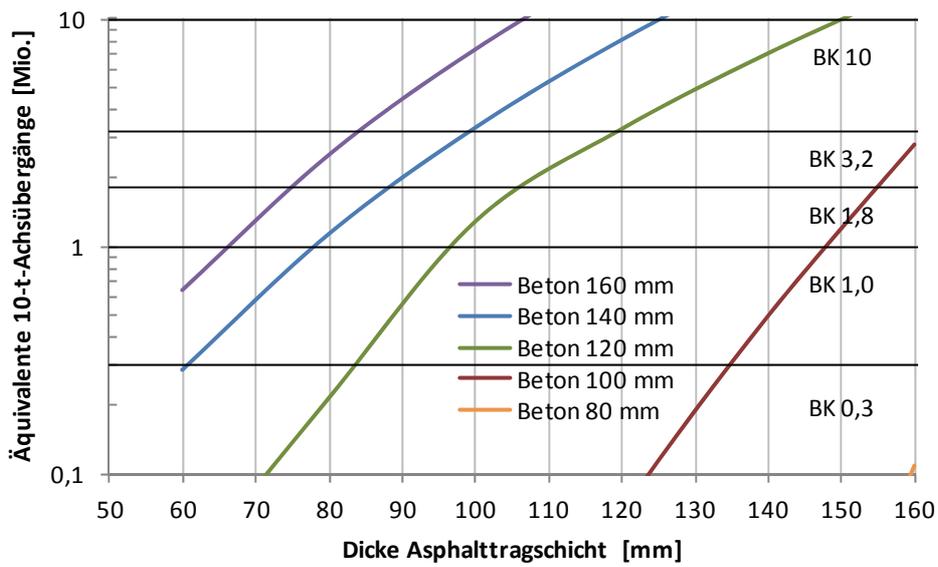


Plattenlänge 2000 mm

ohne Fasern

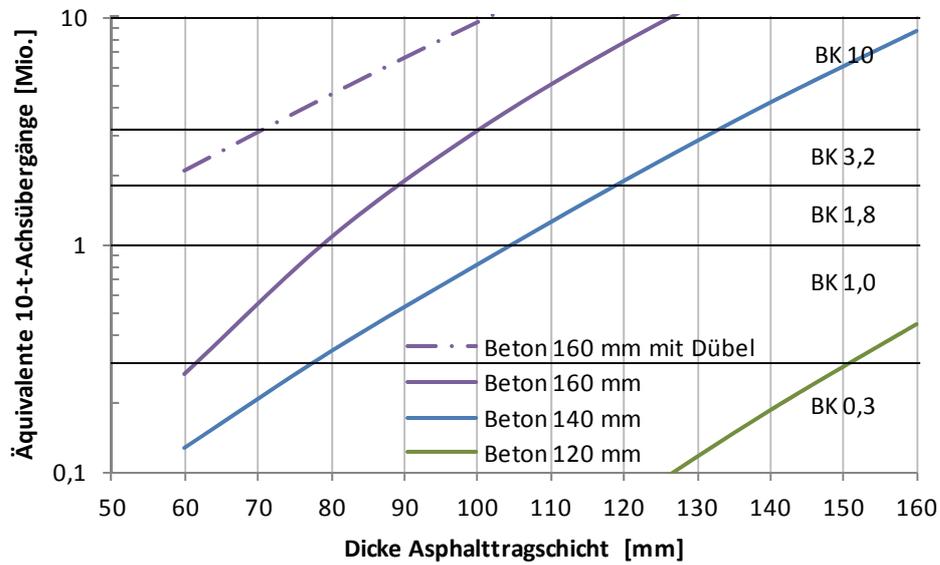


mit Fasern

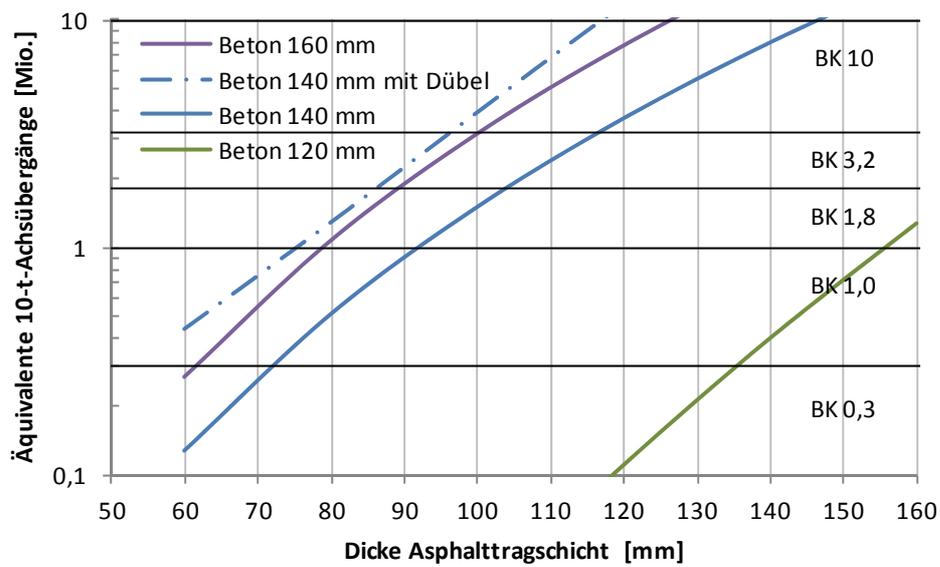


Plattenlänge 2500 mm

ohne Fasern

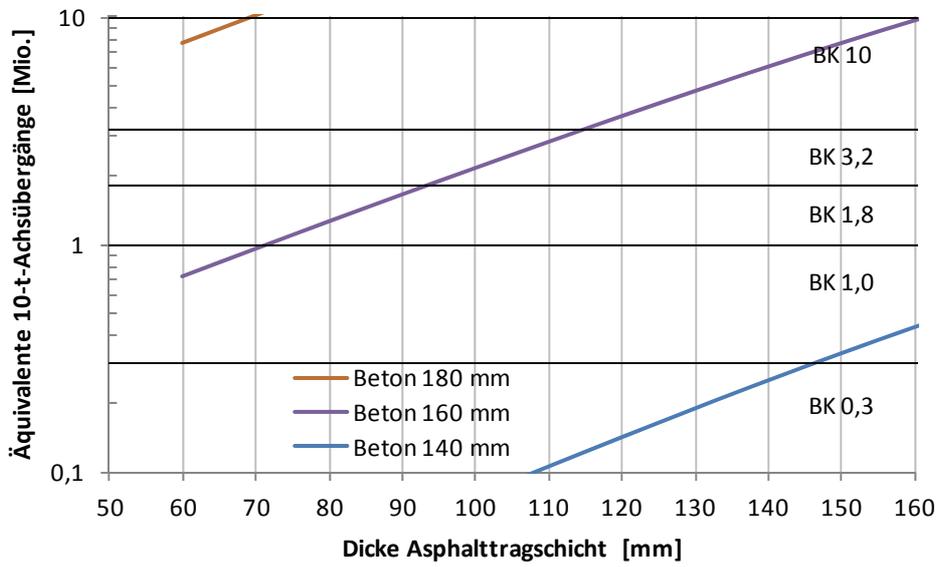


mit Fasern

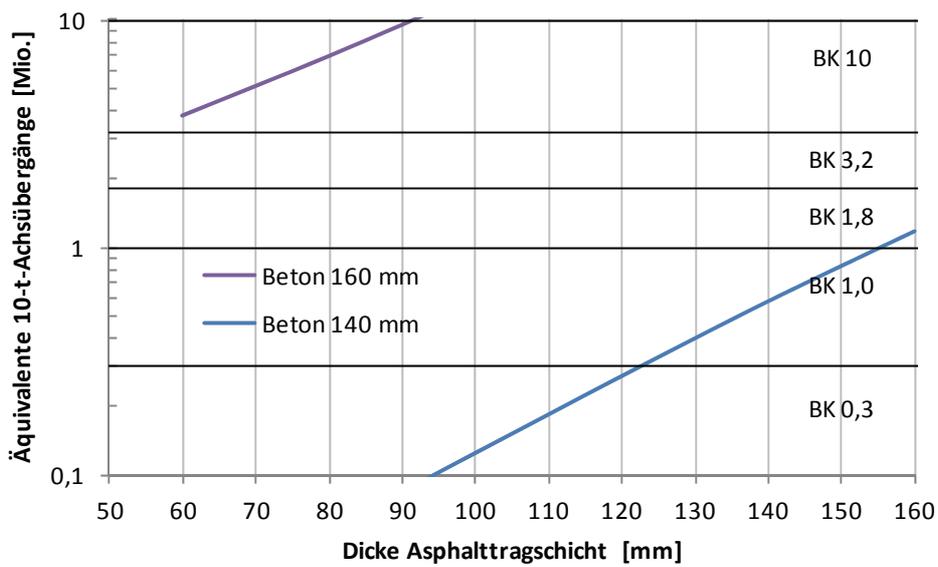


Plattenlänge 3000 mm

ohne Fasern



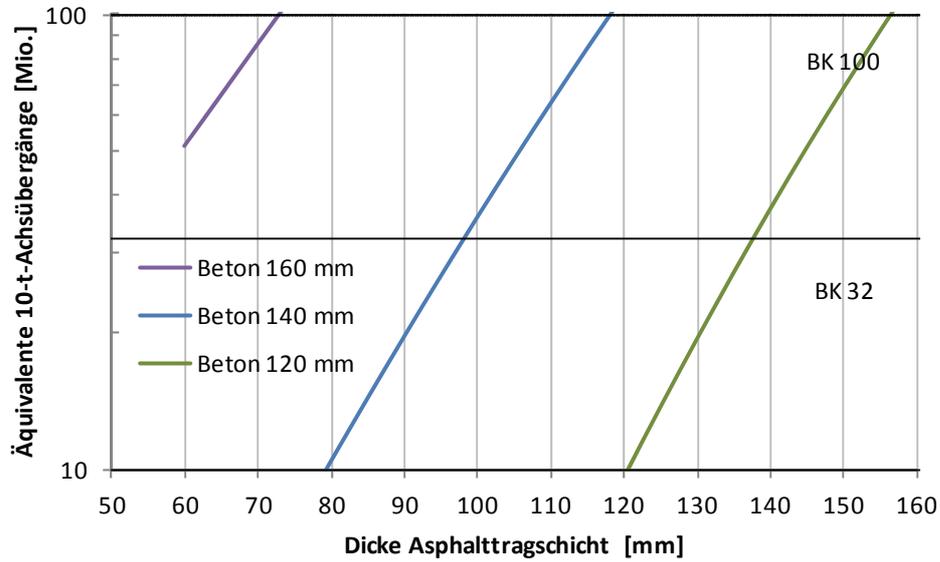
mit Fasern



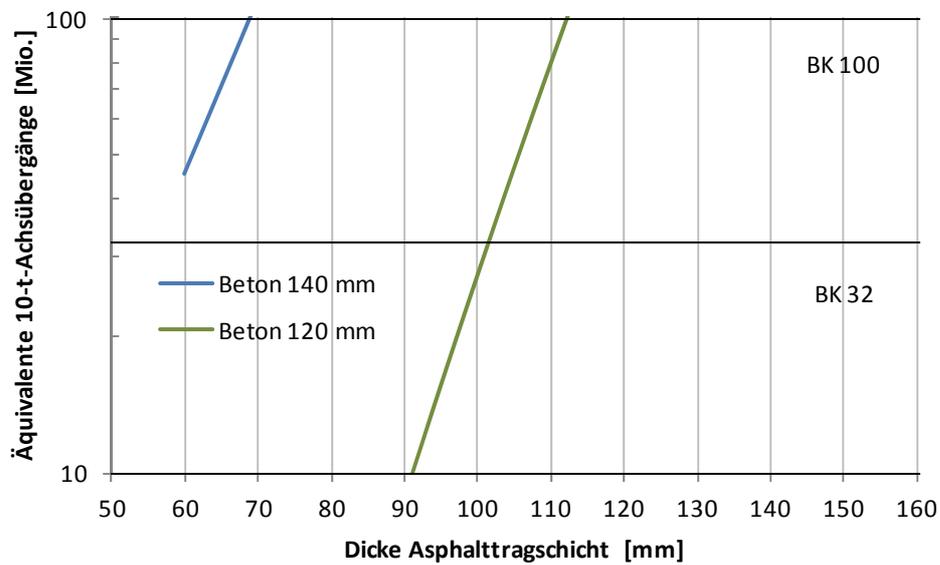
A.23 Diagramme zur Dimensionierung von Whitetopping (Nachweis Beton, Querscheinfugen verdübelt)

Plattenlänge 1000 mm

ohne Fasern

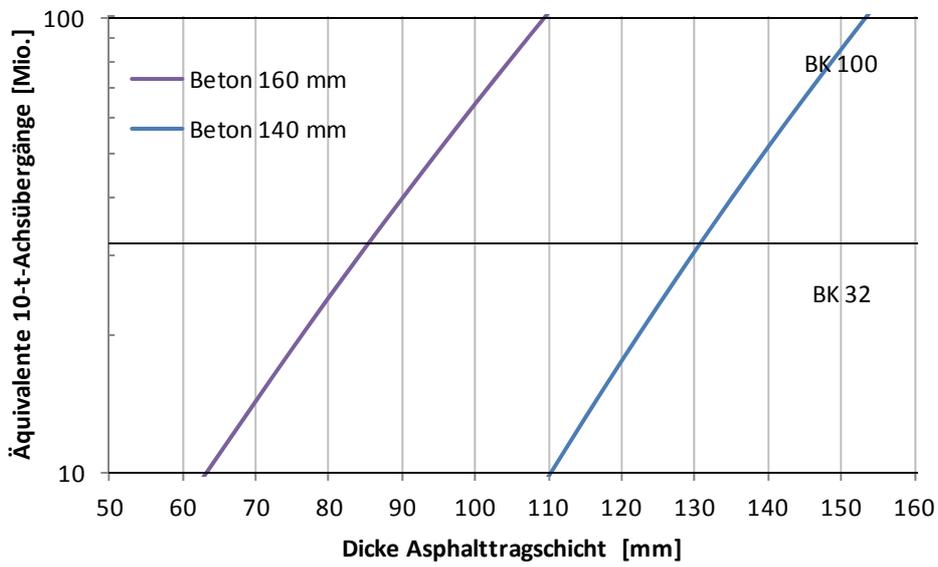


mit Fasern

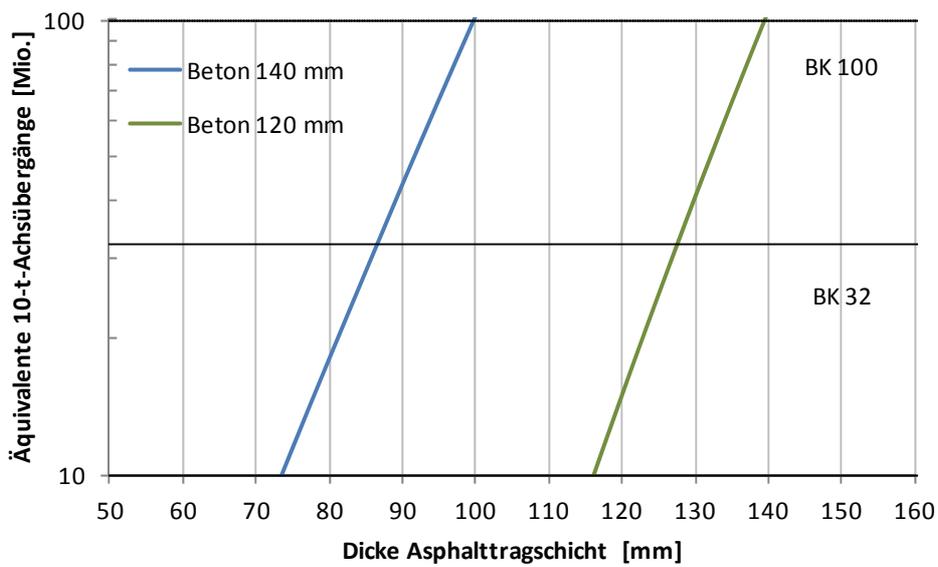


Plattenlänge 1200 mm

ohne Fasern

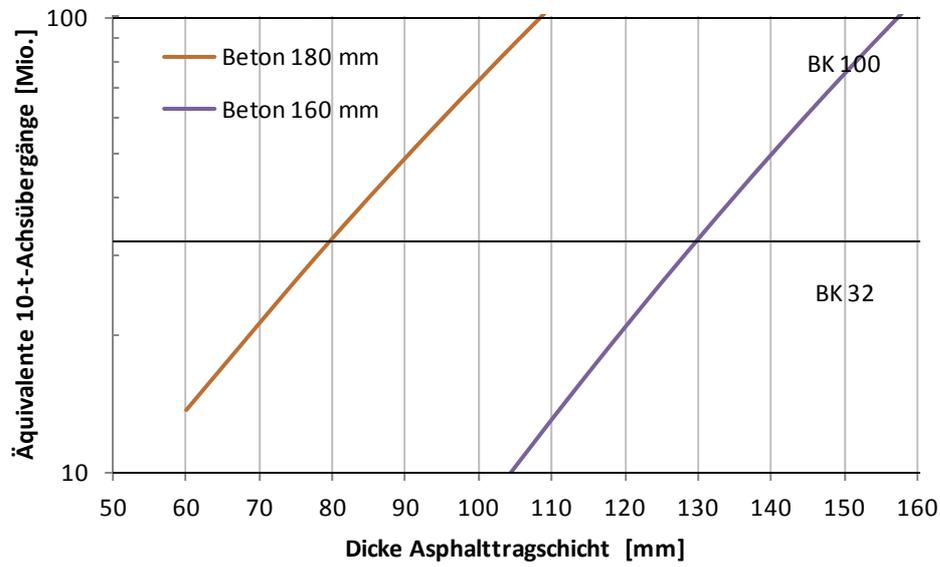


mit Fasern

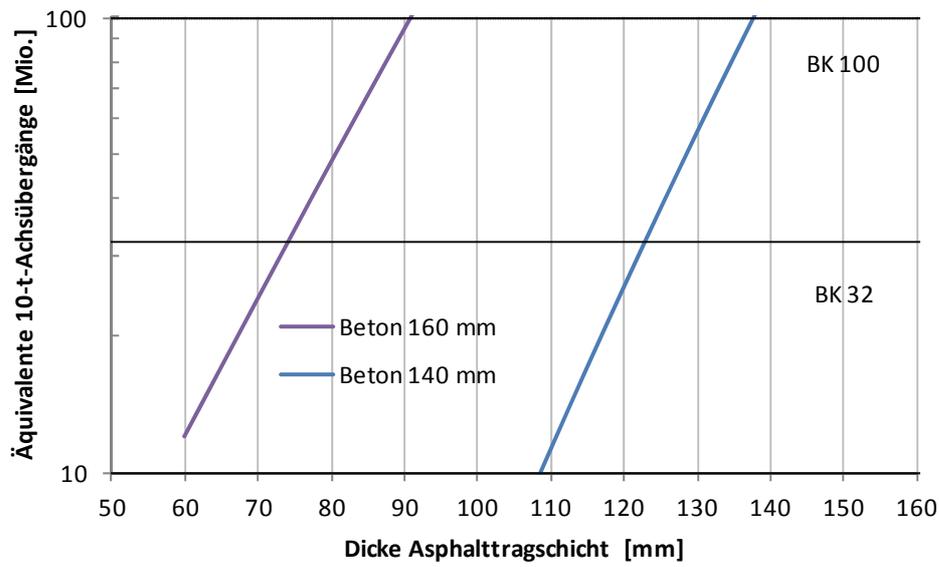


Plattenlänge 1500 mm

ohne Fasern

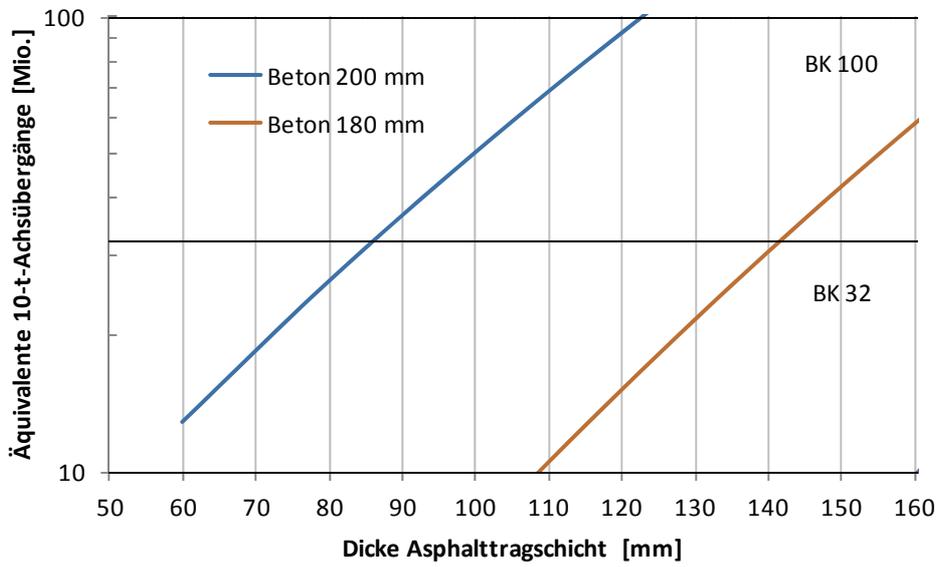


mit Fasern

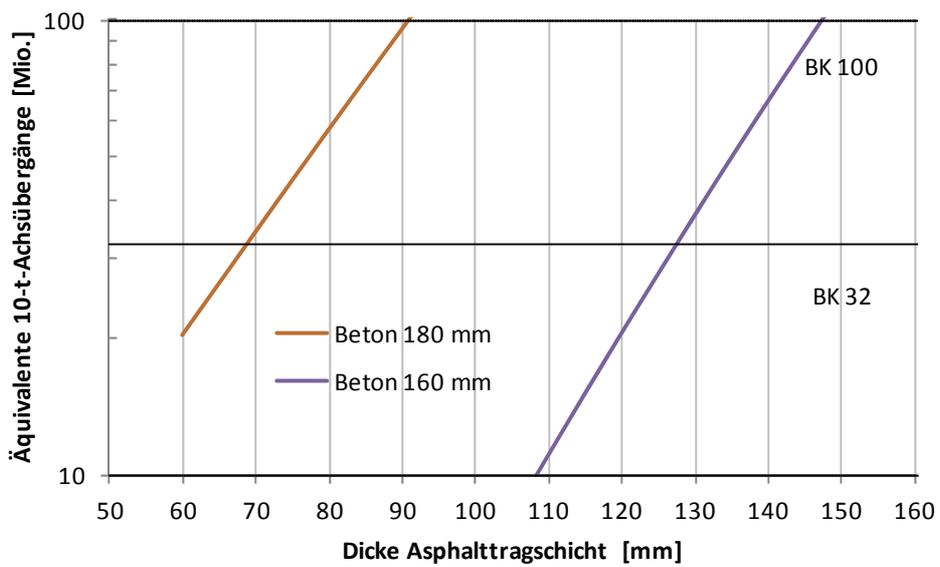


Plattenlänge 2000 mm

ohne Fasern



mit Fasern



A.24 Tafel 1: Whitetopping – Normalbeton nach RStO 11

Bauklasse	BK 10	BK 3,2	BK 1,8	BK 1,0	BK 0,3	
Äquivalente 10-t-Achsübergänge in Mio.	B	> 3,2 – 10	> 1,8 – 3,2	> 1,0 – 1,8	> 0,3 – 1,0	≤ 0,3
Plattenlänge 1000 mm						
Betondecke	12	10	10	10	10	
Asphalttragschicht	▼ 120 / 9	▼ 120 / 10	▼ 120 / 10	▼ 120 / 9	▼ 120 / 8	
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45 / 21	▼ 45 / 20	▼ 45 / 20	▼ 45 / 19	▼ 45 / 18	
Plattenlänge 1200 mm						
Betondecke	12	12	12	10	10	
Asphalttragschicht	▼ 120 / 10	▼ 120 / 9	▼ 120 / 8	▼ 120 / 10	▼ 120 / 9	
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45 / 22	▼ 45 / 21	▼ 45 / 20	▼ 45 / 20	▼ 45 / 19	
Plattenlänge 1500 mm						
Betondecke	14	12	12	12	12	
Asphalttragschicht	▼ 120 / 10	▼ 120 / 11	▼ 120 / 10	▼ 120 / 9	▼ 120 / 8	
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45 / 24	▼ 45 / 23	▼ 45 / 22	▼ 45 / 21	▼ 45 / 20	
Plattenlänge 1650 mm						
Betondecke	14	14	14	12	12	
Asphalttragschicht	▼ 120 / 11	▼ 120 / 9	▼ 120 / 8	▼ 120 / 10	▼ 120 / 9	
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45 / 25	▼ 45 / 23	▼ 45 / 22	▼ 45 / 22	▼ 45 / 21	
Plattenlänge 1800 mm						
Betondecke	14	14	14	12	12	
Asphalttragschicht	▼ 120 / 12	▼ 120 / 10	▼ 120 / 9	▼ 120 / 11	▼ 120 / 9	
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45 / 26	▼ 45 / 24	▼ 45 / 23	▼ 45 / 23	▼ 45 / 21	
Plattenlänge 2000 mm						
Betondecke	14	14	14	12	12	
Asphalttragschicht	▼ 120 / 13	▼ 120 / 11	▼ 120 / 10	▼ 120 / 12	▼ 120 / 10	
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45 / 27	▼ 45 / 25	▼ 45 / 24	▼ 45 / 24	▼ 45 / 22	
Plattenlänge 2500 mm <i>verdübelt</i>						
Betondecke	16	16	16	14	14	
Asphalttragschicht	▼ 120 / 11	▼ 120 / 11	▼ 120 / 10	▼ 120 / 10	▼ 120 / 8	
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45 / 27	▼ 45 / 27	▼ 45 / 26	▼ 45 / 24	▼ 45 / 22	

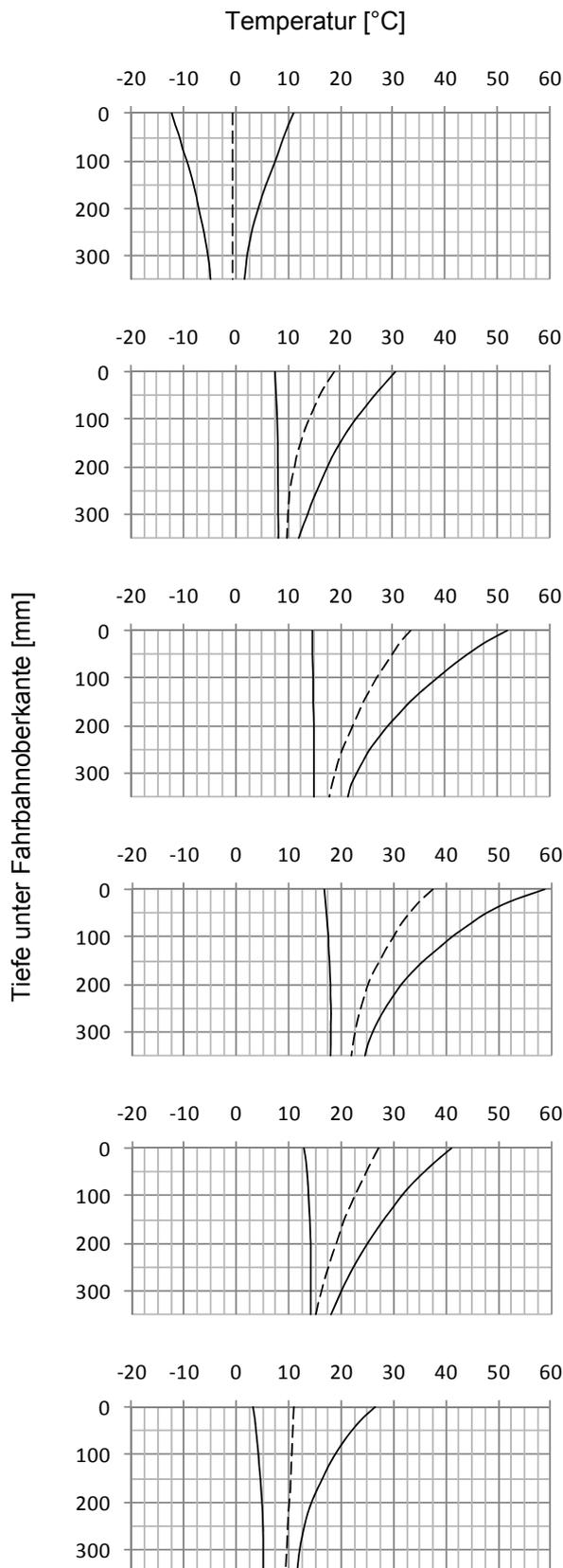
A.25 Tafel 2: Whitetopping – fasermodifizierter Beton nach RStO 11

Bauklasse	BK 10	BK 3,2	BK 1,8	BK 1,0	BK 0,3	
Äquivalente 10-t-Achsübergänge in Mio.	B	> 3,2 – 10	> 1,8 – 3,2	> 1,0 – 1,8	> 0,3 – 1,0	≤ 0,3
Plattenlänge 1000 mm						
Betondecke						
Asphalttragschicht	▼ 120 9	▼ 120 9	▼ 120 8	▼ 120 8	▼ 120 7	▼ 120 7
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45 21	▼ 45 19	▼ 45 18	▼ 45 18	▼ 45 17	▼ 45 17
Plattenlänge 1200 mm						
Betondecke						
Asphalttragschicht	▼ 120 10	▼ 120 9	▼ 120 8	▼ 120 9	▼ 120 8	▼ 120 8
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45 22	▼ 45 21	▼ 45 20	▼ 45 19	▼ 45 18	▼ 45 18
Plattenlänge 1500 mm						
Betondecke						
Asphalttragschicht	▼ 120 10	▼ 120 10	▼ 120 9	▼ 120 8	▼ 120 10	▼ 120 10
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45 24	▼ 45 22	▼ 45 21	▼ 45 20	▼ 45 20	▼ 45 20
Plattenlänge 1650 mm						
Betondecke						
Asphalttragschicht	▼ 120 11	▼ 120 11	▼ 120 10	▼ 120 8	▼ 120 8	▼ 120 8
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45 25	▼ 45 23	▼ 45 22	▼ 45 20	▼ 45 20	▼ 45 20
Plattenlänge 1800 mm						
Betondecke						
Asphalttragschicht	▼ 120 12	▼ 120 12	▼ 120 11	▼ 120 9	▼ 120 8	▼ 120 8
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45 26	▼ 45 24	▼ 45 23	▼ 45 21	▼ 45 20	▼ 45 20
Plattenlänge 2000 mm						
Betondecke						
Asphalttragschicht	▼ 120 13	▼ 120 11	▼ 120 11	▼ 120 10	▼ 120 9	▼ 120 9
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45 27	▼ 45 25	▼ 45 23	▼ 45 22	▼ 45 21	▼ 45 21
Plattenlänge 2500 mm <i>verübelt</i>						
Betondecke						
Asphalttragschicht	▼ 120 13	▼ 120 12	▼ 120 11	▼ 120 10	▼ 120 8	▼ 120 8
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45 27	▼ 45 26	▼ 45 25	▼ 45 24	▼ 45 22	▼ 45 22

A.26 Tafel 3: Whitetopping verdübelt – Normalbeton / fasermodifizierter Beton

Bauklasse (RStO 01 / 11)	Normalbeton verdübelte Querscheinfugen		fasermodifizierter Beton verdübelte Querscheinfugen		
	SV / BK 100	I / BK 32	SV / BK 100	I / BK 32	
Äquivalente 10-t-Achsübergänge in Mio.	B	> 32	> 10 - 32	> 32	> 10 - 32
Plattenlänge 1000 mm					
Betondecke					
Asphalttragschicht	▼ 120	▼ 120	▼ 120	▼ 120	▼ 120
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45	▼ 45	▼ 45	▼ 45	▼ 45
Plattenlänge 1200 mm					
Betondecke					
Asphalttragschicht	▼ 120	▼ 120	▼ 120	▼ 120	▼ 120
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45	▼ 45	▼ 45	▼ 45	▼ 45
Plattenlänge 1500 mm					
Betondecke					
Asphalttragschicht	▼ 120	▼ 120	▼ 120	▼ 120	▼ 120
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45	▼ 45	▼ 45	▼ 45	▼ 45
Plattenlänge 2000 mm					
Betondecke					
Asphalttragschicht	▼ 120	▼ 120	▼ 120	▼ 120	▼ 120
Frostschuttschicht (Dicke gem. RStO)	▼ 45	▼ 45	▼ 45	▼ 45	▼ 45

A.29 Temperaturverlauf im Oberbau während der Tagstunden (9 – 21 Uhr)



(Mais 1968, S. 53)

16. Dez. - 15. März (Winter)

Minimum ($R^2 = 0,9996$)

$$y = -31,92x^2 + 32,986x - 12,373$$

Mittel ($R^2 = 1,0$)

$$y = -0,5$$

Maximum ($R^2 = 0,9984$)

$$y = 42,443x^2 - 42,912x + 11,141$$

16. März – 15. Mai (Frühling I)

Minimum ($R^2 = 0,9934$)

$$y = 27,954x^3 - 21,699x^2 + 5,9536x + 7,4781$$

Mittel ($R^2 = 0,9991$)

$$y = 83,465x^2 - 54,013x + 18,622$$

Maximum ($R^2 = 0,9994$)

$$y = 85,934x^2 - 81,891x + 30,39$$

16. Mai – 15. Juni (Frühling II)

Minimum ($R^2 = 0,9436$)

$$y = -2,0427x^2 + 1,4006x + 14,568$$

Mittel ($R^2 = 0,9997$)

$$y = 73,73x^2 - 69,548x + 33,323$$

Maximum ($R^2 = 0,9997$)

$$y = 175,98x^2 - 147,51x + 51,588$$

16. Juni – 15. Sept. (Sommer)

Minimum ($R^2 = 0,9969$)

$$y = -16,619x^2 + 9,2667x + 16,791$$

Mittel ($R^2 = 0,9989$)

$$y = 114,21x^2 - 83,173x + 37,109$$

Maximum ($R^2 = 0,9962$)

$$y = 257,66x^2 - 182,18x + 57,331$$

16. Sept. – 15. Okt. (Herbst I)

Minimum ($R^2 = 0,9865$)

$$y = -15,059x^2 + 7,9849x + 12,988$$

Mittel ($R^2 = 0,9998$)

$$y = 42,857x^2 - 48,9x + 26,995$$

Maximum ($R^2 = 0,9994$)

$$y = 98,759x^2 - 98,637x + 40,651$$

16. Okt. – 15. Dez. (Herbst II)

Minimum ($R^2 = 0,9988$)

$$y = -16,751x^2 + 10,71x + 3,3062$$

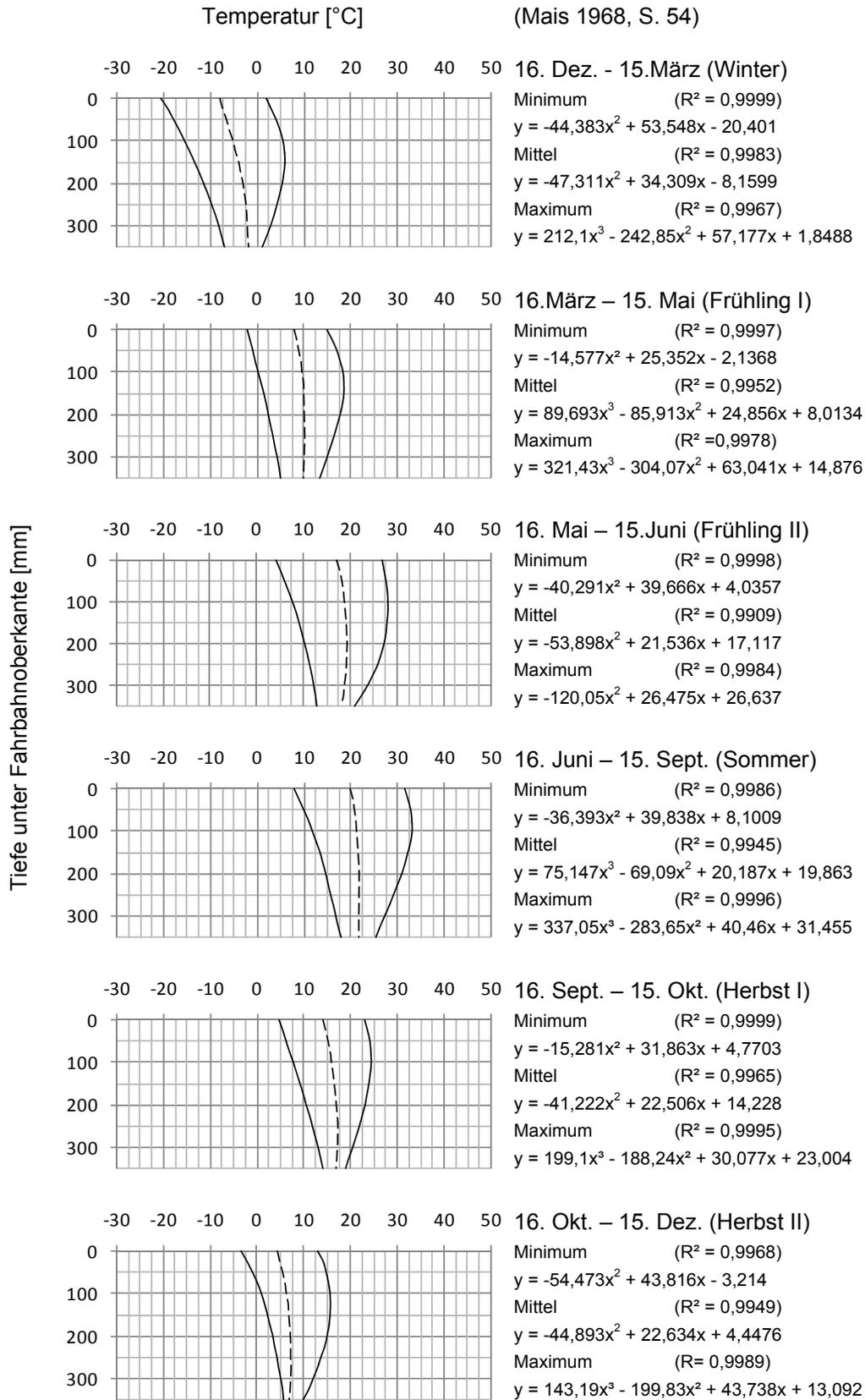
Mittel ($R^2 = 0,9959$)

$$y = -2,9218x^2 - 3,9059x + 11,01$$

Maximum ($R^2 = 0,9988$)

$$y = 120,44x^2 - 83,325x + 26,095$$

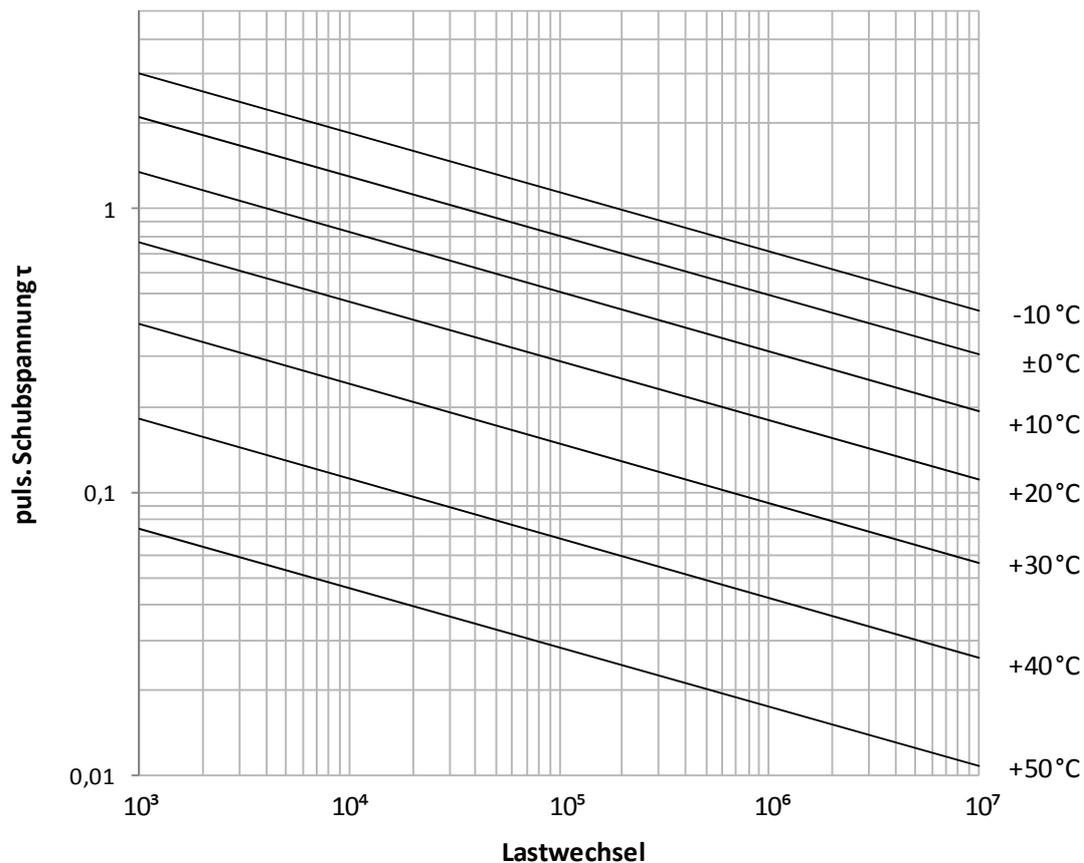
A.30 Temperaturverlauf im Oberbau während der Nachtstunden (21 – 9 Uhr)



A.31 Zeitschubfestigkeit

Asphalttragschicht: 0/32 Rundkorn; 4,3 Gew.-% Bitumen; B 70/100; 2,7 Vol.-% Hohlraumgehalt
ermittelt bei 8,33 Hz Belastungsfrequenz und unmittelbarer Belastungsfolge

(Lempe 1972, S. 16; Eisenmann et al. 1976, S. 12, Eisenmann et al. 1976, S. 35) in der Darstellung von (Eisenmann et al. 1980, S. 34)



Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden aus dem Diagramm Gleichungen abgeleitet, mit denen die zulässige Lastwechselzahl N aus der Temperatur T [°C] und der Schubspannung τ_D [N/mm²] berechnet werden kann:

$$\log N = 3 + \frac{-0,000231 \cdot T^2 - 0,017506 \cdot T + 0,326179 - \log \tau_D}{0,210}$$

$$N = 10^{3 + \frac{-0,000231 \cdot T^2 - 0,017506 \cdot T + 0,326179 - \log \tau_D}{0,210}}$$