

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

TUM School of Engineering and Design
Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau
Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein

Untersuchungen zur Bauweise Asphaltzwischen- schicht unter Betonfahrbahnen

Sabine Wiedemann

Vollständiger Abdruck der von der TUM School of Engineering and Design der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades einer

Doktorin der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Prof. Dr.-Ing. Klaus Bogenberger

Prüfende der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein
2. Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Wüst

Die Dissertation wurde am 16.06.2021 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die TUM School of Engineering and Design am 09.11.2021 angenommen.

Inhaltsverzeichnis

Abkürzungen.....	IV
Formelzeichen.....	VI
Kurzfassung	IX
Abstract	X
1 Einleitung.....	1
1.1 Entwicklung der Tragschichtkonstruktionen im Straßenbau	1
1.2 Begriffsdefinition unter Bezugnahme auf das deutsche Regelwerk	3
1.3 Prinzip und Wirkungsweise der Bauweise	6
1.4 Methodik und Zielsetzung der Arbeit.....	8
2 Stand der Praxis und Forschung zu Tragschichten unter Betondecken...9	9
2.1 Einwirkungen auf Betondecken.....	9
2.2 Gebundene Tragschichten unter Betondecken.....	11
2.2.1 HGT unter Betondecken	12
2.2.2 HGT unter Betondecken mit Vliesstoff	14
2.2.3 Asphalttragschichten unter Betondecken.....	16
2.2.4 Asphaltzwischen­schicht unter Betondecken	18
2.3 Anforderungskatalog für Asphaltzwischen­schichten	21
3 Materialverhalten von Beton und Kennwerte	22
3.1 Materialverhalten von Beton	22
3.2 Materialermüdung von Beton	23
3.3 Materialkennwerte.....	28
3.3.1 Untergrund und Unterbau	28
3.3.2 Hydraulisch gebundene Tragschicht.....	29
3.3.3 Beton.....	31
3.3.4 Asphalt	35
3.3.5 Zusammenfassung der Materialkennwerte	36

4	Theoretische Betrachtung zur Dimensionierung der Bauweise	37
4.1	Vergleich der Verfahren zur Berechnung der Verkehrslastspannung	38
4.2	Berechnung der Verkehrslastspannung für AZSuB.....	48
4.3	Berechnung der Horizontal wirkenden Belastungen	53
4.3.1	Schubspannungen infolge vertikaler Belastungen	53
4.3.2	Schubspannungen infolge horizontaler Belastungen	57
4.3.3	Schubspannungen an der Schichtgrenze infolge Querkraftübertragung.....	59
4.4	Berechnung der thermischen Spannungen.....	61
4.4.1	Erhärtungsphase des Betons	62
4.4.2	Gebrauchszustand des Betons	66
4.5	Ergebnis der theoretischen Betrachtung	70
5	Labor- und Feldversuche	71
5.1	Stufe 0 - Auswahl der Messtechnik	72
5.2	Stufe 1 - Einfluss des Asphaltmischgutes	78
5.3	Stufe 2 - Vergleich von Tragschichtkonstruktionen	91
5.3.1	Versuchsaufbau	91
5.3.2	Messtechnik	93
5.3.3	Aufbau der Schichten	95
5.3.4	Versuchsprogramm	97
5.3.5	Auswertung - Junger Beton.....	100
5.3.6	Auswertung - Quasi-statischer Versuch	112
5.3.7	Auswertung - Dynamischer Versuch	126
5.3.8	Zusammenfassung und Schlussfolgerung des Großversuchs	135
5.4	Feldmessung an der Tauernautobahn	141
5.4.1	Untersuchungsabschnitt.....	141
5.4.2	Instrumentierung des Feldversuchs	142
5.4.3	Auswertung - Junger Beton.....	144
5.4.4	Auswertung - Feldversuch unter Verkehrsbelastung	147
5.4.5	Auswertung - Entwässerung unter Betondecken	162
5.4.6	Zusammenfassung und Schlussfolgerung des Feldversuchs	168
6	Wirtschaftlichkeitsbetrachtung.....	169

7	Bewertung der Ergebnisse und Ausblick	173
7.1	Zusammenfassung und neue Erkenntnisse	173
7.2	Ausblick und weiterer Forschungsbedarf	179
	Literaturverzeichnis	181
	Abbildungsverzeichnis	194
	Tabellenverzeichnis	196
	Anlagenverzeichnis	197
	Anlagen	198

Abkürzungen

A	Autobahnnummer
AAS	Asphaltausgleichsschicht unter Betondecken
AC 8 DN	Asphaltbeton, 8 mm Größtkorn, Deckschichtmaterial, normale Beanspruchung
AC 11 DN	Asphaltbeton, 11 mm Größtkorn, Deckschichtmaterial, normale Beanspruchung
AC 16 TL	Asphaltbeton, 16 mm Größtkorn, Tragschichtmaterial, leichte Beanspruchung
AC 16 TS	Asphaltbeton, 16 mm Größtkorn, Tragschichtmaterial, besondere Beanspruchung
AC 32 TS	Asphaltbeton, 32 mm Größtkorn, Tragschichtmaterial, besondere Beanspruchung
ATS	Asphalttragschicht unter Betondecken
AZS	Asphaltzwischenenschicht
AZSuB	Asphaltzwischenenschicht unter Betondecken
BAB	Bundesautobahn
Bk	Belastungsklasse
bzw.	beziehungsweise
°C	Grad Celsius
C 30/37	Betonfestigkeitsklasse 30/37
CEM	Zement
CEM II A-S 42,5 R	Portlandzement der Festigkeitsklasse 42,5 R
DIN	Deutsches Institut für Normung
DMS	Dehnmessstreifen
DMK	Dehnmesskörper
E-Modul	Elastizitätsmodul
EN	Europäische Norm
FGSV	Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen
FR	Fahrtrichtung
FSS	Frostschuttschicht
ggf.	gegebenenfalls
ggü.	gegenüber
HGT	Hydraulisch gebundene Tragschicht
LKW	Lastkraftwagen

LP	Luftporenbildner
LW	Lastwechsel
K	Kelvin
Kfz/24	Fahrzeuge pro 24 Stunden
kN	Kilonewton
m	Meter
MA 11 S	Gussasphalt, 11 mm Größtkorn, besondere Beanspruchung
Max.	Maximal
Min.	Minimal
Mio.	Millionen
ml	Milliliter
mm	Millimeter
mV	Mit Verbund zwischen den Schichten
N	Newton
oV	Ohne Verbund zwischen den Schichten
PKW	Personenkraftwagen
RDO	Richtlinien für die Dimensionierung von Oberbauten
RStO	Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen
RuK	Ring und Kugel Versuch
s	Sekunde
SMA 16 BS RmB G	Splittmastixasphalt, 16 mm Größtkorn, Binderschicht, besondere Beanspruchung, gummimodifiziertes Bindemittel
sog.	sogenannte / r
Stb	Straßenbau
TL	Technische Lieferbedingungen
TP	Technische Prüfvorschrift
u.a.	unter anderem
WA	Wegaufnehmer
w/z-Wert	Wasser-Zement-Wert
ZTV	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien

Formelzeichen

Wesentliche Formelzeichen in <i>Kapitel 3 Materialverhalten von Beton und Kennwerte</i>		
Zeichen	Erklärung	Einheit
a_F	Dehnung am ersten Wendepunkt (Gleichung nach FITIK)	-
b_F	Konstante mit -0,5 (Gleichung nach FITIK)	-
c_F	Steigung der Gerade in Phase II (Gleichung nach FITIK)	-
d_F	Faktor (Gleichung nach FITIK)	-
e_F	Verschiebung durch Ursprung (Gleichung nach FITIK)	-
E_{v2}	Verformungsmodul	N/mm ²
E_{dyn}	Dynamischer E-Modul	N/mm ²
m_F	Potenz der Gleichung (Gleichung nach FITIK)	-
n	Vorhandene Lastwechselzahl	-
n_F	Faktor (Gleichung nach FITIK)	-
N	Zulässige Lastwechselzahl bis zum Bruch	-
y	Schädigungsverlauf Normalbeton (Gleichung nach FITIK)	-
β_{BZ}	Biegezugfestigkeit	N/mm ²
ε	Dehnung	-
μ	Querdehnzahl	-
zul σ_Q	Zulässige Verkehrslastspannung	N/mm ²
zul σ_r	Zulässige Biegezugspannung	N/mm ²
σ_w	Temperaturspannung (Wölbspannung)	N/mm ²
Wesentliche Formelzeichen in <i>Kapitel 4 Theoretische Betrachtung zur Dimensionierung der Bauweise</i>		
a	Belastungskreishalbmesser	mm
a'	Auflagerbreite	mm
c	Korrekturfaktoren	-
C	Auflagerbreite	mm
e_o, e_u	Abstand zur Schwerachse (von oben, von unten)	mm
E_B	E-Modul Betondecke	N/mm ²
E_{AZS}	E-Modul AZS	N/mm ²
E_{HGT}	E-Modul HGT	N/mm ²
E_U	E-Modul Frostschuttschicht	N/mm ²
F_i	Flächeninhalt der Schicht i	mm ²
E_{v2}	Verformungsmodul	N/mm ²

h_B	Schichtdicke Betondecke	mm
h_{AZS}	Schichtdicke AZS	mm
h_{HGT}	Schichtdicke HGT	mm
h_I / h_{II}	Dicke des Ersatzsystems	mm
H	Horizontalkraft	N
i	Größe zum Beschreiben des Plattenbalkens	-
k	Bettungsmodul bzw. Bettungszahl	N/mm ³
I	Flächenträgheitsmoment	mm ⁴
M_I / M_{II}	Biegemoment	Nmm
p	Kontaktdruck	N/mm ²
q	Querkraft	N/mm
Q	Kraft	N
S	Statisches Moment	mm ²
Δt	Temperaturgradient	K/mm
T	Schubfluss	N/mm
T_0	Nullspannungstemperatur	°C
V	Lastausbreitungsfaktor	-
W	Wirksamkeitsindex	%
W_I / W_{II}	Widerstandsmoment	mm ³
x_s	Flächenschwerpunkt	mm
y	Einsenkung	mm
z	Betrachtete Tiefe	mm
β	Dickenverhältnis AZS zu Betondecke	-
κ / κ_1	Verhältnis der E-Moduln AZS zu Beton	-
κ_2	Verhältnis der E-Moduln HGT zu Beton	-
$\sigma_{B,o}$	Biegezugspannung an der Oberseite der Betondecke	N/mm ²
$\sigma_{B,u}$	Biegezugspannung an der Unterseite der Betondecke	N/mm ²
$\sigma_{AZS,o}$	Biegezugspannung an der Oberseite der AZS	N/mm ²
$\sigma_{AZS,u}$	Biegezugspannung an der Unterseite der AZS	N/mm ²
$\sigma_{HGT,o}$	Biegezugspannung an der Oberseite der HGT	N/mm ²
$\sigma_{HGT,u}$	Biegezugspannung an der Unterseite der HGT	N/mm ²
σ_w	Wölbspannung	N/mm ²
φ	Verdrehwinkel	-
τ	Schubspannung	N/mm ²
μ_B	Querdehnzahl Betondecke	-

μ_{AZS}	Querdehnzahl AZS	-
μ_{HGT}	Querdehnzahl HGT	-
μ_U	Querdehnzahl des Frostschuttschicht	-
Wesentliche Formelzeichen in <i>Kapitel 5 Labor- und Feldversuche</i>		
E	E-Modul	N/mm ²
k-Faktor	Proportionalitätsfaktor	-
Δl	Längenänderung	mm
$\Delta R/R_0$	Relative elektrische Widerstandsänderung	-
W	Wirksamkeitsindex	%
α_T	Temperaturausdehnungskoeffizient	1/K
ε	Dehnung	$\mu\text{m}/\text{m}$
σ	Spannung	N/mm ²
μ	Querdehnzahl	-
Wesentliche Formelzeichen in <i>Kapitel 6 Wirtschaftlichkeitsbetrachtung</i>		
$b_{N,E}$	Nutzungsdauer der Erstmaßnahme bzw. Gesamtdauer	Jahre
$E_{U,EZ}$	Kapitalisierte jährliche Unterhaltungskosten	€
K_A	Kosten für den Abriss	€
$K_{B,EM}$	Kapitalisierte Baukosten der Erstmaßnahme	€
$K_{B,VAR}$	Kapitalisierte Baukosten aus Erst- und Zweitmaßnahme	€
$K_{B,ZM}$	Kapitalisierte Baukosten der Zweitmaßnahme	€
K_E	Reine Baukosten des Neubaus / Erhaltung	€
K_{ges}	Gesamte kapitalisierte Kosten	€
$K_{U,EM / ZM}$	Bezugsgröße der Erst- bzw. Zweitmaßnahme	-
K_V	Verwaltungskosten als 10 %-Pauschale	€
m_{ZM}	Theoretische Nutzungsdauer der Zweitmaßnahme	Jahre
$n_{ZM,TEB}$	Bisherige Nutzungsdauer der Zweitmaßnahme	Jahre
$P_{EM / ZM}$	Prozentsatz der jährlichen Unterhaltungskosten der Erst- bzw. Zweitmaßnahme	%
$q_{TEB-TBZ}$	Zinsfaktor der Kapitalisierung	-
$q_{TZM-TBZ}$	Zinsfaktor der Kapitalisierung	-
r_b	Rentenbarwertfaktor	-
$\Gamma_{TEB-TBZ}$	Rentenbarwertfaktor für gesamte Nutzungsdauer	-
$\Gamma_{TZM-TBZ}$	Rentenbarwertfaktor zwischen Bezugsjahr/Zweitmaßnahme	-
R_{ZM}	Kapitalisierter Restwert	€

Kurzfassung

Die Bauweise Asphaltzwischen­schicht unter Betondecken (AZSuB) kann nach aktuell gültigem Regelwerk anstelle der Bauweise Betondecke auf Vliesstoff und hydraulisch gebundener Tragschicht (HGT) gebaut werden. Die Betondeckendicke kann dann um 10 mm reduziert werden. Die Schichtdicke der Asphaltzwischen­schicht darf auf die Schichtdicke der Frostschutzschicht oder der Schicht aus frostunempfindlichem Material angerechnet werden. Tiefergreifende Anforderungen an die Bauweise AZSuB sind im Regelwerk bisher nicht enthalten und werden im Rahmen der Arbeit untersucht.

Aufbauend auf Ergebnissen eines Forschungsprojektes am Lehrstuhl und Prüfam­famt für Verkehrswegebau der Technischen Universität München werden im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit weiterführende Untersuchungen an der Bauweise AZSuB hinsichtlich Trag-, Verformungs-, Verbund-, Entwässerungs- und Erosionsverhalten durchgeführt. Basierend auf einer Literaturrecherche wird zu Beginn ein Anforderungskatalog für die Bauweise AZSuB definiert.

Weiter wird die Dimensionierung des Oberbaus mit der Bauweise AZSuB für ein vierschichtiges System weiterentwickelt. In diesem Zusammenhang wird mittels numerischer Untersuchungen und in Abhängigkeit der dimensionierungsrelevanten Beanspruchung, Festlegungen zur Dicke der Asphaltzwischen­schicht in Abhängigkeit von bautechnisch möglichen Asphalt­sorten (Mischgutart, Bindemittel, Hohlraumgehalt) herausgearbeitet und die Anrechenbarkeit der Asphaltzwischen­schichtdicke auf die Schichtdicke der Betondecke bzw. HGT untersucht.

Mit Hilfe von Simulationen basierend auf der Finiten Elemente Methode sowie experimentellen Untersuchungen werden neben der Verbundwirkung an den Schichtgrenzen und dem Ermüdungsverhalten, die Tragfähigkeit und das Verformungsverhalten der Bauweise untersucht, um die Bauweise ASZuB von weiteren Bauweisen abzugrenzen. Die experimentelle Untersuchung in Form von Laborversuchen und einem Feldversuch erfolgt im jungen und im erhärteten Beton. Die Messungen werden unter dynamischer Belastung sowie thermischer und hygrischer Beanspruchung durchgeführt. Weiter werden Fragestellungen zur Entwässerung der Asphaltzwischen­schicht im Fugenbereich der Betondecke geprüft. Das Ziel der Forschungsarbeit ist, die Bauweise ASZuB hinsichtlich Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit weiterzuentwickeln.

Abstract

According to the current valid regulations, the asphalt intermediate layer underneath concrete pavement (AZSuB) construction method can be used instead of the concrete pavement on non-woven fabric and HGT construction method. As a result the thickness of the concrete pavement can be reduced by 10 mm. The thickness of the asphalt intermediate layer may be integrated into the thickness of the frost protection layer or the layer of frost-resistant material. Deeper requirements for the AZSuB construction method have not yet been included in the regulations and were investigated as part of this work.

Based on the results of a research project at the Chair and Institute for road, railway and airfield construction at the Technical University of Munich, further investigations of the AZSuB construction method with regard to load-bearing, deformation, composite, drainage and erosion behavior are carried out as part of the present research work. Based on a literature research, a catalog of requirements for asphalt intermediate layers is defined at the beginning.

Furthermore, the dimensioning of the superstructure for the AZSuB construction method was developed for a four-layer system. In this context, numerical investigations are carried out to determine the thickness of the asphalt interlayer in relation to the possible asphalt mix types (mix type, binder, voids content) and to investigate whether the thickness of the asphalt interlayer can be integrated into the dimensioning of the concrete pavement or the hydraulically bound base course.

With the aid of simulations based on the finite element method and experimental investigations, the composite effect at the layer boundaries and the fatigue behavior, the load-bearing capacity and the deformation behavior of the construction method are investigated in order to distinguish the ASZuB construction method from other construction methods. By using laboratory tests and a field test the experimental investigations are carried out in young and hardened concrete. The measurements are carried out under dynamic load as well as thermal and hygric stress. Furthermore, questions concerning the drainage of the asphalt interlayer in the joint area of the concrete pavement are examined. The aim of the research work is to enhance the ASZuB construction method in terms of durability and economic efficiency.

1 Einleitung

1.1 Entwicklung der Tragschichtkonstruktionen im Straßenbau

Die Tragschichtkonstruktionen unter Betondecken entwickeln sich von einer einfachen Sandausgleichsschicht hin zu standfesten und erosionsbeständigen Tragschichten aus Asphalt oder hydraulischen Bindemitteln. In den Anfängen des Betonstraßenbaus wird eine Papierlage zur Reduzierung der Reibung zwischen Betondecke und Sandtragschicht eingelegt, dann setzt sich eine 80 mm dicke Asphalttragschicht mit Verbund zur Betondecke durch, um Hohllagen infolge von Sandumlagerungen unter der Betonplatte zu vermeiden. Die Asphalttragschicht wird in den 1970er Jahren durch eine HGT ersetzt, um eine Abminderung der Spannungen aus Verkehrslast und Temperatur infolge der mittragenden Wirkung der HGT zu erreichen. [32]

Die HGT wird durch die Einführung der *„Richtlinien für den Straßenoberbau – Standardausführungen“*, Ausgabe 1975 (RStO 75) [109] als Standardbauweise für Betontragschichten eingeführt, um ein gleichmäßigeres Öffnen der Scheinfugen zu ermöglichen. Die Betondeckendicke kann beim Bau einer um 50 mm dickeren HGT um 20 mm reduziert werden.

Bei der Fortschreibung des Regelwerks in Form der *„Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen“*, Ausgabe 1986 und ergänzte Fassung 1989 (RStO 89) [110] bildet die Frostschuttschicht die erste Tragschicht. Die HGT als zweite Tragschicht wird als Standardbauweise beibehalten. Bei direktem Verbund zwischen HGT und Betondecke besteht die Problematik der Reflexionsrissbildung in der Betondecke, ausgehend von klaffenden Rissen oder Arbeitsfugen der HGT, die durchschlagen [62]. Als Maßnahme ist ein gezieltes Kerben der HGT in Abhängigkeit der Fugenanordnung der Betondecke seit der RStO 89 [110] erforderlich. Zusätzlich wird die Bauweise mit einer Asphalttragschicht unter Betondecken wieder aufgenommen.

Ursprünglich zur Verbesserung der Entwässerung unter Betondecken wird der Einsatz eines Vliesstoffes zwischen HGT und Betondecke untersucht. Die hierdurch erreichte Verbundunterbrechung verhindert die Reflexionsrissbildung in der Betondecke. Ein Kerben der HGT kann durch Einlegen eines Vliesstoffes entfallen. [62]

Die Bauweise Betondecke auf HGT mit zwischengeschaltetem Vliesstoff ist seit Einführung der „*Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen*“, Ausgabe 2001 (RStO 01) [111] die Regelbauweise in Deutschland. Die Bauweise HGT mit Verbund zur Betondecke ist aufgrund der beobachteten Schadensbilder infolge Reflexionsrissbildung nur bei örtlich positiven Erfahrungen anzuwenden [124].

In den aktuellen „*Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen*“, Ausgabe 2012 (RStO 12) [124] sind folgende gebundene Tragschichten unter Betondecken als gleichwertige Bauweisen zulässig:

- Asphalttragschicht (ATS)
- Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln mit Vliesstoff oder Kerbung (HGT)
- Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln mit Asphaltzwischen-schicht (AZSuB)

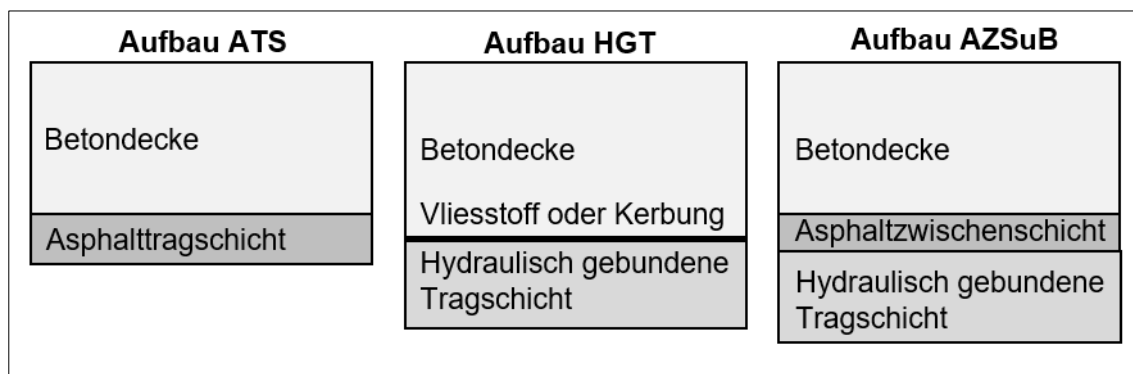


Abbildung 1: Einleitung - Übersicht Aufbauten nach RStO 12 [124]

Die Schichtdicke der Betondecke beim Aufbau HGT ist dabei 10 mm dicker als beim Aufbau AZSuB und ATS. Der Aufbau ASZuB ist nach RStO 12 [124] nur textlich aufgeführt. Eine Darstellung des Schichtaufbaus nach den Tafeln der RStO 12 [124] analog zu den Aufbauten ATS und HGT ist nicht enthalten.

Nach SPRINGENSCHMID [83] gibt es trotz der Entwicklungen auch Maßnahmen, die nicht von dauerhaftem Erfolg sind. Beispielhaft sind Entwicklungen, wie die Anordnung von Sandschichten unter Betondecken als Gleitlager, die Erhöhung der Biegezugfestigkeit oder die Anordnung von Betonschwellen unter Fugen nicht geeignet.

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

Seit den Anfängen des Betonstraßenbaus in Deutschland kommen unter Betondecken neben Asphalttragschichten auch hydraulisch gebundene Tragschichten sowohl in direktem Verbund als auch unter Zwischenschaltung einer Asphaltschicht zum Einsatz. Beide Bauweisen gelten gemäß den RStO 12 [124] als technisch gleichwertig und haben sich bewährt. Die Bauweisen werden seither kontinuierlich weiterentwickelt und optimiert. Heute werden in der Regel hydraulisch gebundene Tragschichten oder Asphalttragschichten unter Betondecken angeordnet. Eine Kombination beider Bauweisen ist durch die in den RStO 12 [124] aufgenommene Bauweise „Asphaltzwischenschicht unter Betondecken“ (AZSuB) möglich.

1.2 Begriffsdefinition unter Bezugnahme auf das deutsche Regelwerk

Die RStO 12 [124] geben für die Bauweisen mit Asphalt-, Beton- und Pflasterdecke standardisierte Straßenoberbauformen in Abhängigkeit der Belastungsklasse sowie Angaben zur Schichtdicke vor. Für Betondecken sind die Bauweisen gemäß Tafel 2 der RStO 12 [124] abgebildet. Die Bauweise AZSuB ist in der RStO 12 [124] textlich als Möglichkeit zum Ersetzen der Vliesstoffschicht aufgeführt, eine Abbildung des standardisierten Straßenoberbaus fehlt im Regelwerk.

Weitere Anforderungen zur Bauweise AZSuB enthalten die *„Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Verkehrsflächen mit Betondecke“*, Ausgabe 2009 (RDO Beton 09) [119]. Die Asphaltzwischenschicht (AZS) ist auf eine Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln gebettet und soll eine flexible Anpassungsfähigkeit an die Bewegungen der Betondecke und Erosionsbeständigkeit der Unterlage gewährleisten [119]. Seit 2020 wird die Bauweise der AZSuB in die *„Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen bei Anwendung der RDO - Beton“*, Ausgabe 2020 (ZTV RDO Beton - StB 20) [128] aufgenommen.

Die RDO Beton 09 [119] unterscheidet zwischen folgenden Bauweisen:

Die **Asphalttragschicht (ATS)** wird mit einer Dicke von 80 bis 100 mm (abhängig von der Belastungsklasse nach RStO 12 [124]) direkt auf einer Tragschicht ohne Bindemittel angeordnet. Die Schichtdicke wird bei der Dimensionierung des Gesamtsystems anteilig berücksichtigt. Zwischen Beton und ATS soll kein Verbund bestehen.

Die **Asphaltausgleichsschicht (AAS)** ist eine Asphaltsschicht mit einer Mindestdicke von 60 mm zum Höhenausgleich von vorhandenen Befestigungen und dem anschließenden Überbauen mit einer Betondecke. Die Schichtdicke der AAS wird bei der Dimensionierung des Gesamtsystems nicht berücksichtigt.

Die **Asphaltzwischenenschicht (AZS)** wird mit einer Schichtdicke von 40 bis 50 mm zwischen Betondecke und HGT eingebaut. Ein Verbund ist gemäß RDO Beton 09 [119] unter Anwendung von Haftmitteln anzustreben. Die AZS ersetzt die Vliesstoffschicht gemäß Tafel 2 RStO 12 [124]. Die Schichtdicke der AZS wird bei der Dimensionierung des Gesamtsystems anteilig berücksichtigt [119]. Weitere spezifische Anforderungen an eine AZS sind in den deutschen Regelwerken des Straßenbaus nicht enthalten.

Die folgende Tabelle fasst die Abgrenzung der Bauweisen mit einer ATS, AAS und AZS zusammen [119, 128]:

Tabelle 1: Einleitung - Anforderungen an Asphaltsschichten nach [119, 128]

	Unterlage	Soll- dicke [mm]	Misch- gutart	Binde- mittel	Hohlraum- gehalt V_{\max} [Vol-%]	Verbund zur Betondecke
ATS	Tragschicht ohne Bindemittel	80-100	AC 22 TN AC 32 TN	70/100	5,5	Ohne
AAS	Vorhandene Befestigung	≥ 60	AC 16 TN	70/100	5,5	Ohne
AZS	Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel	40	AC 11 DN	70/100	4,0	anzustreben (Haftmittel)
		50	AC 16 TN	70/100	5,5	

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

Es kann festgehalten werden, dass die Hybridbauweise mit Asphalt- und Betonschichten grundsätzlich im deutschen Standardregelwerk enthalten ist, wobei die Struktur des Regelwerks auf einer „materialreinen“ Bauweise basiert. Dies führt dazu, dass die Regelwerke an vielen Stellen auf das jeweilige Asphalt- bzw. Betonstraßenregelwerk verweisen, die Bezüge jedoch nicht eindeutig für die Bauweise AZSuB anwendbar sind.

Durch die Aufnahme der Bauweise AZSuB in die RStO 12 [124], RDO Beton 09 [119] und ZTV RDO Beton - StB 20 [128] wird die Bauweise AZSuB grundsätzlich als Standardbauweise in Deutschland eingeführt. Tiefgreifende Anforderungen zur Bauweise AZSuB sind jedoch in den weiterführenden Regelwerken nicht enthalten. Offen bleiben Fragestellungen zur Dimensionierung der Bauweise, der anzuwendenden Asphaltart, dem Schichtverbund, dem Erfordernis von Entwässerungsmaßnahmen oder auch Ausführungshinweise.

Begriffsdefinition im Rahmen der Arbeit

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird die Bauweise AZSuB, bestehend aus einer Betondecke, aufgelagert auf einer AZS und einer HGT, untersucht. Der Schwerpunkt liegt auf der AZS. Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln können als HGT, Verfestigung mit weit bzw. intermittierend oder eng gestuften Böden ausgeführt werden. Im Rahmen der experimentellen und theoretischen Betrachtung der vorliegenden Arbeit wird eine HGT als Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln angesetzt.

Für die Betondecke wird ausschließlich eine unbewehrte Betondecke mit einer Verdübelung der Querfugen und einer Verankerung der Längsfugen nach den geltenden „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton“, Ausgabe 2007 (ZTV Beton - StB 07) [114] betrachtet.

1.3 Prinzip und Wirkungsweise der Bauweise

Bei der Bauweise AZSuB sollen die Vorteile der komplementären Materialeigenschaften von Asphalt und Beton zur Verlängerung der Lebensdauer kombiniert werden.

Grundsätzlich unterscheiden sich die Baustoffe Beton und Asphalt in ihren Materialeigenschaften. Ein deutlicher Unterschied liegt im Temperaturverhalten der beiden Baustoffe. Während die Festigkeit des Betons unabhängig von der Temperatur ist, reagiert Beton auf Temperaturänderungen mit Dehnungsänderungen. Bei Asphalt werden bei hohen Temperaturen die hervorgerufenen Spannungen infolge des visko-elastischen Verhaltens durch Relaxation abgebaut, dafür nimmt die Steifigkeit des Asphalts mit steigender Temperatur ab und es kann zu Verformungen und einer Spurrinnenbildung kommen. Bei tiefen Temperaturen weist Asphalt ein elastisches Verhalten in Verbindung mit hoher Steifigkeit auf und neigt zur Rissbildung. [32]

Die Anordnung einer HGT als Tragschicht wirkt sich günstig auf das Tragverhalten eines Deckensystems aus, da die Beanspruchung der darüber liegenden Betondecke infolge der mittragenden Wirkung und der Lastabtragung der HGT reduziert wird [7].

Bei einer gleichmäßigen Erwärmung der Betondecke dehnt sich die Betondecke aus bzw. verkürzt sich diese bei Abkühlung. Durch die temperaturbedingte Dehnung bzw. Stauchung der Betondecke resultieren Scherspannungen in der Kontaktfläche zur Tragschicht sowie Zwangsspannungen in der Betondecke. Durch das visko-elastische Verhalten von Asphalt kann die Anordnung bituminöser Zwischenschichten zum Abbau der Scherspannung bzw. Zwangsspannung beitragen. [78]

Die AZS im Sinne der RStO 12 [124] soll den Vliesstoff unter einer Betondecke auf einer HGT ersetzen. Das heißt, die AZS dient einerseits der Verbundunterbrechung zwischen HGT und Betondecke, um ein Durchschlagen von Rissen der HGT in die Betondecke zu unterbinden. Andererseits soll durch die AZS eine Erosion der HGT infolge der Pumpwirkung durch einen möglichen Wassereintritt zwischen einzelnen Platten verhindert werden. Die Dicke der Betondecke darf bei der Bauweise AZSuB um 10 mm reduziert werden. Die HGT ist bei einer Anordnung der AZS nicht zu kerben [128].

Des Weiteren dient die AZS als eine elastische Auflagerfläche für die Betondecke, die Bewegungen zulässt. Die AZS bietet eine flexible Auflagerung der Betonplatten [21], die vergleichbar mit der elastischen Wirkung von Vliesstoffen ist [25]. Die Asphaltschicht ist in der Regel dichter als eine HGT und somit erosionsbeständiger [28]. Die Asphaltschicht (Ebenheit für die Asphalttragschicht ≤ 10 mm pro 4 m nach „Zusätzliche Technische

Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt“, Ausgabe 2007 in geänderter Fassung von 2013 (ZTV Asphalt - StB 07/13 [115]) kann ausführungsbedingt ebener und gleichmäßiger hergestellt werden als eine HGT (Ebenheit ≤ 15 mm pro 4 m nach ZTV Beton - StB 07 [114]), somit kann die geforderte Soll-Betondeckenhöhe konstanter eingehalten werden.

Im Rahmen eines Forschungsprojektes am Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau der Technischen Universität München wird von FREUDENSTEIN [41] ein Kriterienkatalog mit vier Anforderungen an eine AZS erarbeitet:

- Möglichst ungehinderter Wasserabfluss von der Kontaktfläche zwischen Betondecke und AZS
- Verhinderung der Erosion der AZS durch Verminderung der Fließgeschwindigkeit von eingedrunenem Oberflächenwasser
- Verhinderung der Reflexionsrissbildung ausgehend von der HGT in die Betondecke
- Gleichmäßige, flächige Auflagerung der steifen Betondecke

Darauf aufbauend, wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit untersucht, ob mit der Bauweise AZSuB die günstige Tragwirkung der starren HGT sowie die flexible und ebene Auflagerung der AZS kombiniert werden können und damit eine wirtschaftliche und dauerhafte Bauweise im Straßenbau gegeben ist.

1.4 Methodik und Zielsetzung der Arbeit

Nach den RStO 12 [124] stellt die AZSuB einen technisch gleichwertigen Ersatz für die Bauweise „Betondecke mit Vliesstoff auf Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln“ dar, bei der die Verwertung der Betondecke im Erneuerungsfall unter erschwerten Bedingungen und daher nur unwirtschaftlich möglich ist.

Vereinzelte Angaben zur Bauweise AZSuB finden sich bisher lediglich in den RDO Beton 09 [119] und ZTV RDO Beton - StB 20 [128], die teilweise im Widerspruch zum Forschungsprojekt „Bewertung von Asphaltzwischen-schichten unter Betondecken“ [41] stehen. Die vorliegende Arbeit entwickelt auf Basis einer Literaturrecherche, Modellierung mit der Finiten Elemente Methode, Laborversuchen und einem Feldversuch weitere grundlegende Erkenntnisse zur Bauweise AZSuB, wobei folgende Schwerpunkte gesetzt werden:

- Dimensionierung der Bauweise AZSuB mit Hilfe von Berechnungen zur Schichtdicke der AZS und Anrechenbarkeit der AZS auf die HGT
- Untersuchung der Dehnungen an der Unterseite der Betondecken in Abhängigkeit der Asphaltart der AZS
- Abgrenzung zur Bauweise mit reiner ATS bzw. HGT
- Untersuchungen zu zusätzlichen Entwässerungsmaßnahmen unter Betondecken
- Wirtschaftlichkeitsbetrachtung zur Bauweise AZSuB

Das Ziel der Forschungsarbeit ist die Entwicklung einer dauerhaften Bauweise, die unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit den hohen Anforderungen an Betonfahrbahnen gerecht wird. Die Erkenntnisse der vorliegenden Arbeit sollen als Grundlage zur Fortschreibung des deutschen Regelwerkes dienen.

2 Stand der Praxis und Forschung zu Tragschichten unter Betondecken

Im folgenden Kapitel wird zunächst der Stand der Praxis und Forschung zu Tragschichten unter Betondecken in Bezug auf die Einwirkungen auf Betonfahrbahnen und die Tragschichtkonstruktionen unter Betondecken aufgezeigt. Darauf aufbauend wird ein Anforderungskatalog für die Bauweise AZSuB erarbeitet, der als Grundlage für die theoretischen und experimentellen Betrachtungen dient.

2.1 Einwirkungen auf Betondecken

Die Bauweise AZSuB unterliegt neben einer Beanspruchung aus der Verkehrsbelastung weiteren Belastungen wie der Temperatur, dem Schwinden des Betons, der eingprägten Nullspannungstemperatur, der Strahlung, der Feuchte oder dem Tausalzeintrag:

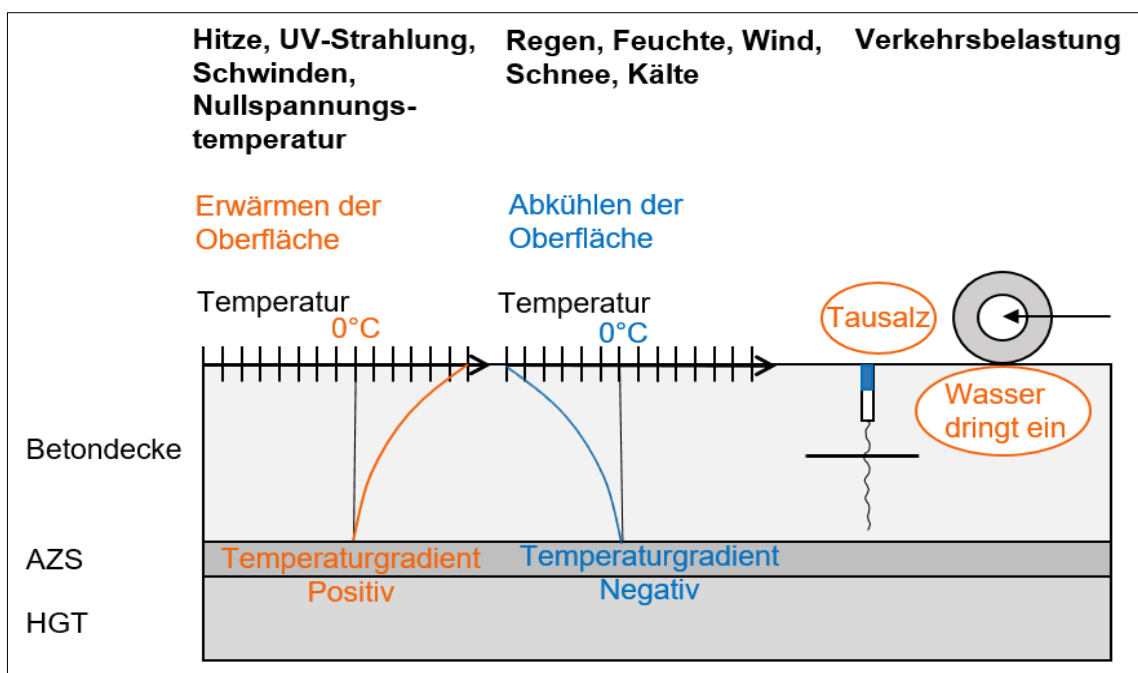


Abbildung 2: Einleitung - Einwirkungen Betonfahrbahn

Die Betondecke und die Tragschicht müssen die Radlasten aufnehmen und auf eine so große Fläche in den Untergrund verteilen, dass keine nachteiligen Auswirkungen in Bezug auf Verformungen oder Risse entstehen. Die Biegezugspannungen in einer Betondecke auf elastischer Lagerung unter einer Radlast von 50 kN liegen in einer

Größenordnung von 1 N/mm^2 , selbst bei einer unverdübelten Plattenecke ist die Biegezugspannung nicht größer als 2 N/mm^2 [82]. Die Biegezugfestigkeit von Straßenbetonen erreicht im Alter von 28 Tagen einen Wert zwischen 5 bis 6 N/mm^2 . Das heißt, eine reine Bemessung aus Verkehrslastspannung würde für eine jahrzehntelange Liegedauer ausreichen. Bei Straßen sind jedoch weitere Faktoren wie die Anzahl der Lastwiederholungen, dynamische Belastungen, Aufwölbungen bzw. Aufschüsselungen durch Temperatur- bzw. Feuchtigkeitsänderungen sowie die Eigenschaften der Tragschicht und des Untergrunds sowie deren Entwässerung zu berücksichtigen. [83]

Bei Betondecken bedeutet dies insbesondere im Fugenbereich eine hohe Belastung durch Überrollungen der Quer- und Längsfugen. Die Schädigung der Betonfahrbahn wird verstärkt durch den Salzeintrag des Winterdienstes in die Fugenkonstruktion bei geöffneten Fugen. Im Sommer führen hohe Temperaturen zu zusätzlichen Spannungen in der Fahrbahn. Dies führt u.a. zu Hitzeschäden bei Betonfahrbahnen. Sonnen- und UV-Einstrahlung beanspruchen das Material durch Versprödung.

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

Die Betondecke ist neben der Verkehrsbelastung einer Temperaturbeanspruchung ausgesetzt, wobei zwischen gleichmäßiger und ungleichmäßiger Temperaturänderung unterschieden wird. Maßgebend sind die Biegezugspannungen infolge einer Erwärmung von oben in Verbindung mit einer ungleichmäßigen Temperaturänderung über den Querschnitt. Die Betonplatte wölbt sich auf, wobei die Biegezugspannungen durch begrenzte Plattenformate reduziert werden können. [20, 32, 56]

Bei einer starren Auflagerung der Betondecke mit Verbund zwischen den Schichten, ist die Längenänderung der Betondecke behindert und führt zu Spannungen [32]. Durch einen mangelhaften Verbund können Hitzeschäden begünstigt werden [20, 117] und Wasser kann unter die Betondecke eindringen [25]. Ein Schichtverbund zwischen Betondecke und Tragschicht führt zu einer geringen Einsenkung nach der Balkenalogie von WEBER [89], wobei ein vollständiger Verbund ein theoretischer Grenzfall ist, der nur innerhalb einer Schicht und weniger zwischen einzelnen Schichten erreicht werden kann [92]. Durch konstruktive Maßnahmen, wie dem Aufbringen von Haftmitteln und hoher Rauigkeit der Grenzflächen, kann der Schichtverbund verbessert werden [123]. In der Praxis zeigt sich, dass ein dauerhafter Schichtverbund zwischen Betondecke und Tragschicht auch nach einer Lebensdauer von mehr als 20 Jahren

gegeben ist, wobei sich der Verbund aufgrund der größeren Beanspruchung am Fugenrand von der Fuge aus löst [20]. Einerseits erhöht ein Schichtverbund zwischen Betondecke und Asphaltauflagerung die Lebensdauer der Fahrbahn [17, 21]. Andererseits können durch das Auftragen von Haftmitteln zur Verbesserung des Verbunds zwischen Betondecke und AZS horizontale Abscherisse innerhalb der AZS entstehen [41].

Die verdübelte Bauweise bei Betondecken mit Ausbildung von Quer- und Längsscheinfugen hat sich in Deutschland bewährt. Durch verdübelte Querscheinfugen kann eine freie Rissbildung in den Platten vermieden bzw. gesteuert werden und eine wirksame Querkraftübertragung erreicht werden. Das Maß der Querkraftübertragung kann durch den Wirksamkeitsindex beschrieben werden. [24] Der Wirksamkeitsindex beträgt nach 30 Jahren Liegedauer über 60 % [34].

Im Folgenden Kapitel werden die unterschiedlichen Tragschichtkonstruktionen unter Betondecken genauer betrachtet.

2.2 Gebundene Tragschichten unter Betondecken

Die RDO Beton 09 [119] betrachtet die Betondecke als selbständiges Bauteil. Bei einer Dimensionierung nach RDO Beton 09 [119] wird ausschließlich die Dicke der Betondecke dimensioniert. Die Dimensionierung der Tragschicht erfolgt ausschließlich nach konstruktiven und stofflichen Gesichtspunkten sowie zur Erzielung des frostsicheren Befestigungsaufbaus. Die Auflagerungskonstruktion fließt über einen Lagerungsfaktor und Kontaktfaktor in die Dimensionierung ein. Der Lagerungsfaktor bezieht sich auf die ungleichmäßige Auflagerung, wobei der Einfluss des Faktors bei der Dimensionierung aufgrund der geringen Unterscheidung zwischen den unterschiedlichen Tragschichtkonstruktionen (variiert zwischen 0,74 und 1,0) als sehr gering zu bewerten ist. Der Kontaktfaktor unterscheidet nicht zwischen den gebundenen Tragschichten (für alle gebundenen Tragschichten 1,0). Faktoren wie die

- Oberflächenbeschaffenheit der Tragschicht,
- Qualität und Materialeigenschaften der Tragschicht,
- Schichtdicke der Tragschicht und
- Verbundwirkung der Betondecke zur Tragschicht

werden bei einer Dimensionierung nach RDO Beton 09 [119] nicht berücksichtigt.

Eine vollständige Dimensionierung aller Schichten des Gesamtsystems ist daher nach RDO Beton 09 [119] nicht möglich.

Weiter geht in die Dimensionierung nach RDO Beton 09 [119] die Spaltzugfestigkeit als Materialkennwert, anstatt der Biegezugfestigkeit des Betons ein. Grundsätzlich sollte das Prüfverfahren zur Bestimmung des Materialkennwertes der realen Beanspruchung möglichst nahe kommen, um reproduzierbare Materialkennwerte bestimmen zu können [87]. Da die Biegezugfestigkeit analog der realen Beanspruchung an der Unterseite des auf Biegung beanspruchten Probekörpers ermittelt wird, ist die Biegezugfestigkeit für die Dimensionierung maßgebend. Die Spaltzugfestigkeit wird an Bohrkernen orthogonal zur eigentlichen Lasteintragung geprüft und ist für die Dimensionierung der Betondecke nicht maßgebend.

Die Bedeutung der Tragschichtkonstruktion und auch die Unterschiede der Tragschichtkonstruktionen unter Betondecken werden durch eine Dimensionierung nach RDO Beton 09 [119] nicht hinreichend berücksichtigt.

Die Bedeutung und auch der Einfluss der unterschiedlichen Tragschichtkonstruktionen auf das Gesamtsystem wird im Folgenden ausgeführt.

2.2.1 HGT unter Betondecken

Seit den 1970er Jahren werden in Deutschland zunehmend Betondecken auf einer HGT gelagert. Seither gibt es zahlreiche Untersuchungen, Forschungen und Erfahrungen hinsichtlich des Langzeitverhaltens. Die HGT übernimmt die Lastverteilung aus der Betondecke in den Untergrund. In erster Näherung nimmt die Biegebeanspruchung mit dem Quadrat der Deckendicke ab. Aus wirtschaftlichem Aspekt ist es günstig diesen Effekt zur Reduzierung der Beanspruchung einer Betondecke durch Anordnung einer gebundenen Tragschicht mit geringerem Bindemittleinsatz zu erzielen. Die mittragende Wirkung der HGT ist von der Steifigkeit der HGT sowie dem Verbund zwischen HGT und Betondecke abhängig, wobei bei einem System mit Verbund der mittragende Einfluss der HGT wesentlich größer ist. [7]

Die Einbaudicke muss im verdichteten Zustand in Abhängigkeit des Größtkorns mindestens 120 mm bzw. 150 mm betragen. Wenn eine HGT als unmittelbare Tragschicht unter der Betondecke dient, ist diese nach dem Fugenplan der Betondecke zu kerben. Die Kerbung kann durch das Einlegen eines Vliesstoffes entfallen. [114] Eine HGT soll nach ZTV Beton - StB 07 [114] eine mittlere Druckfestigkeit von 15 N/mm²

aufweisen, u.a. zur Vermeidung von Erosionen an der HGT und zur Sicherung der dauerhaften Gebrauchstauglichkeit [74, 119]. Die Erosionsbeständigkeit einer HGT wächst progressiv mit der Festigkeit der HGT an [28].

Die HGT reißt infolge der Beanspruchung aus Baustellenverkehr und Temperatur. Ein Problem bei direkter Überbauung der HGT mit einer Betondecke ist die Reflexionsrissbildung. Darunter versteht man, ein Durchschlagen von Rissen der HGT in die darüber liegende Betondecke infolge der Querschnittsschwächung der HGT durch Risse. [76] Um die Abstände der Risse zu verringern bzw. zu vergleichmäßigen, werden Kerben bzw. Scheinfugen an der HGT angeordnet [45, 94]. Die durch Fugen unterteilten Platten der HGT werden bei Einwirkung des Verkehrs auf Biegung beansprucht, wobei die größte Einwirkung während der Bauzeit durch den Baustellenverkehr entsteht [57].

Die Anordnung einer HGT wirkt sich günstig auf das Tragverhalten eines Deckensystems aus, da die Beanspruchung der darüber liegenden Betondecke infolge der mittragenden Wirkung und Lastabtragung der HGT reduziert wird. Die Beanspruchung aus Baustellenverkehr bewirkt eine rauere Oberflächenstruktur, die sich positiv auf die Verbundwirkung auswirkt. [7, 25] Das gleichmäßige und gleichzeitige Reißen der Fugen wird durch eine Auflagerung auf einer hydraulisch gebundenen Tragschicht begünstigt [7, 34]. Der Einbau einer HGT bietet baupraktische Vorteile, da die HGT als witterungsunabhängige Baustraße und standfeste Grundlage für den Einbaudeckenzug dient [7, 25].

Die HGT ist eine relativ steife Tragschicht, die den temperaturbedingten horizontalen Verformungen der Betondecke einen Widerstand bietet. Die direkte Auflagerung einer Betondecke auf einer HGT ist hinsichtlich Verformungsbeständigkeit und Wasserdurchlässigkeit kritisch zu bewerten. Eine numerische Analyse zeigt, dass die Schäden an einer HGT bei direkter Auflagerung weniger auf Verkehrslasten als auf thermische und hygri sche Beanspruchungen zurückzuführen sind. [74]

In Folge der Schadensbilder an Bestandsstrecken bei der Bauweise direkter Verbund zwischen HGT und Betondecke, die man auf Erosion der Tragschicht in Verbindung mit veränderten Auflagerungsbedingungen für die Betondecke zurückführt [74], ist die Bauweise mit direktem Verbund zwischen HGT und Betondecke nur noch bei örtlich positiven Erfahrungen in Deutschland anzuwenden [124].

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

In Bezug auf die Verkehrslasten bewirkt die HGT aufgrund der großen Steifigkeit der Unterlage eine günstige mittragende Wirkung, die für die Bauweise AZSuB genutzt werden kann. Die Oberflächenrauheit der HGT begünstigt die Verbundwirkung und das Reißen der Querscheinfugen. Kritisch für die Belastung der HGT ist der Bauzustand und die damit verbundene Belastung durch Witterung und Baustellenverkehr, die zum Reißen der HGT führt. Die Risse der HGT können bei direkter Auflagerung in die Betondecke durchschlagen. Zahlreiche Bestandsstrecken zeigen bei direkter Auflagerung der Betondecke auf einer HGT Schäden, die auf eine geringe Verformungsbeständigkeit der starren HGT bei thermischer und hygrischer Beanspruchung zurückzuführen sind. Die HGT bildet in Bezug auf die Verkehrsbelastung eine tragfähige Unterlage für die Betondecke. Jedoch behindert die starre HGT die Betondecke in der Längenänderung und führt zu Schäden bei der Bauweise HGT unter Betondecken.

2.2.2 HGT unter Betondecken mit Vliesstoff

Die erste Anwendung der Bauweise HGT unter Betondecke mit Vliesstoff in Deutschland geht auf das Jahr 1981 zurück und stellt somit eine junge Bauweise dar. Der Vliesstoff unter der Betondecke hat folgende Aufgaben [25, 62, 83, 91]:

- Trennfunktion: Der Vliesstoff trennt die Betondecke von der HGT und verhindert eine Reflexionsrissbildung. Eine Kerbung der HGT entfällt hierdurch.
- Bettungsfunktion: Der Vliesstoff schafft für die Betondecke eine gleichmäßige Auflagerung, die aufgrund der Elastizität des Vliesstoffs trotz Verformungen und Verschiebungen der Betondecke langfristig erhalten bleibt. Jedoch muss die Betondecke aufgrund der größeren Einsenkungen einhergehend mit einer zusätzlichen Biegebeanspruchung dicker ausgeführt werden.
- Dränfunktion: Der Vliesstoff soll in den Oberbau eindringendes Wasser innerhalb der Faserstruktur ableiten, wodurch die Fließgeschwindigkeit und der Wasserdruck reduziert werden und somit Erosionen verhindert werden sollen.

Die Drainagefunktion des Vliesstoffs kann jedoch nicht, wie anfangs vermutet, nachgewiesen werden [25, 51, 62]. Vielmehr wird das Wasser über die Hohlräume der HGT, deren Durchlässigkeitswert BIRMAN [25] mit $k = 0,02 \text{ mm/s}$ bestimmt, abgeführt. Bei gebundenen Tragschichten mit sehr geringer Durchlässigkeit ist mit einer Wasseranreicherung an der Betondeckenunterseite zu rechnen [25].

Die größeren Einsenkungen und Biegespannungen (teilweise 30 % höher [62]) sind auf die elastische Auflagerung und Verformung des Vliesstoffs zurückzuführen. Die größeren Beanspruchungen der Betondecke werden gemäß Regelwerk durch eine Verdickung der Betondecke um 10 mm kompensiert [62, 111, 124]. BIRMANN [25] empfiehlt unter Betrachtung der kritischen Lastfälle Plattenrand und Plattenecke sogar eine Verdickung der Betondecke von 20 mm.

Anfangs wird vermutet, dass aufgrund der geringen Verbundwirkung des Vliesstoffs ein erhöhtes Risiko für Paketreißen der Fugen auftreten kann. Untersuchungen ergeben jedoch, dass spätestens vier Tage nach der Betonage mehr als 95 % der Querschnittsfugen an den untersuchten Strecken gerissen sind [51].

ZACHLEHNER [33] stellt fest, dass durch das Zwischenschalten einer Vliesstoffeinlage zwischen der Betondecke und HGT die Rissneigung der Betondecke reduziert wird. Zusätzlich zeigt sich, dass die horizontale Längenänderung der Betondecke deutlich größer ist als die der HGT. Damit zeigt sich, dass der Vliesstoff als eine Gleitschicht dient. Für die Fugenöffnungsweite kann bei der Bauweise mit Vliesstoff von einer frei beweglichen Platte ausgegangen werden [91]. Durch den geringen Reibbeiwert von 0,5 bis 0,6 ist auf eine hinreichende Befestigung des Vliesstoffes zu achten und die Befahrung mit Baustellenverkehr auf ein Mindestmaß zu reduzieren [25, 62].

Beim Betonieren dringt Zementleim in den Vliesstoff ein und bewirkt einen sehr guten Verbund zur Betondecke. Bei starker Durchdringung entsteht zusätzlich ein Verbund zur HGT. Der gute Haftverbund führt zu einer Einschränkung beim Wiederverwenden des Betons. Der Beton kann derzeit nur durch hohen technischen und wirtschaftlichen Aufwand vom Vliesstoff getrennt werden. [62, 91]

Weiterhin stellt LEYKAUF [62] fest, dass das Eindringen des Zementleims und die Versteifung des Vliesstoffs durch wiederholte Belastung das elastisch-plastische Verformungsverhalten des Vliesstoffes beeinflusst. So kann an einem 1 mm dicken mit Zementleim durchdrungenen Vliesstoff ein Anstieg des Bettungsmoduls um mehr als 50 % festgestellt werden.

BIRMANN [25] empfiehlt aufgrund der fehlenden Drainwirkung und Verdickung der Betondecke keine allgemeine Anwendung des Vliesstoffes. Vielmehr ist der Einsatz auf steife Untergrundverhältnisse, wie Felsboden, bei einer bestehenden entspannten Betondecke zu beschränken oder bei klaffenden Rissen in der HGT bzw. Betontragschicht, um Reflexionsrisse zu vermeiden.

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

Es kann festgehalten werden, dass sich eine gleichmäßige, elastische Auflagerung einer Betondecke günstig auf die Dauerhaftigkeit und das Rissverhalten der Betondecke auswirkt. Einerseits erhöht die Elastizität des Vliesstoffs die Einsenkungen und bewirkt damit einhergehend zusätzliche Biegebeanspruchungen in der Betondecke, die nur durch eine Erhöhung der Betondeckendicke ausgeglichen werden können. Andererseits kompensiert die Elastizität des Vliesstoffs temperatur- und feuchtebedingten Spannungen in der Betondecke. Eine Wiederverwendung des Betons der Betondecke ist aufgrund der guten Verbundwirkung zwischen Betondecke und Vliesstoff derzeit nur mit hohem technischen und finanziellen Aufwand möglich.

Aufgrund der überwiegenden Nachteile wird die Bauweise HGT unter Betondecken mit Vliesstoff im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht weiter betrachtet.

2.2.3 Asphalttragschichten unter Betondecken

Die Vorteile einer Asphaltauflagerung liegen in der gleichmäßigen, flexiblen und erosionsbeständigen Auflagerung der Betondecke. Die Asphalttragschicht hat sich als Unterlage für Betondecken bewährt und stellt eine flächenhafte Homogenität der Tragschicht sicher [125, 126, 130].

Bei Asphalttragschichten ist der auch über Jahrzehnte hinweg anhaltende gute Verbund mit der Betondecke hervorzuheben [20, 32]. Anders als bei der Bauweise HGT unter Betondecken mit Vliesstoff wirkt sich eine Asphaltauflagerung nicht ungünstig auf das Recyclingverhalten der Betondecke aus. Eine Untersuchung von SOMMER [80] ergibt, dass keine Beeinträchtigung der Betoneigenschaften durch die von einem bituminösen Belag stammenden Asphaltanteile (bis zu einem Gehalt von 20 %) zu erwarten ist.

Bei einer Untersuchung von Betondecken mit über 20 Jahren Liegedauer wird eine 220 mm dicke Betondecke auf einer 80 mm bituminösen Tragschicht untersucht. Es stellt sich nach einem Monat das sog. Paketreißen ein, das heißt, dass nur jede sechste Querscheinfuge gerissen ist. Nach einem Jahr ist jede Querscheinfuge gerissen. [60] Die Erosion der bituminösen Tragschicht infolge von Hohllagerungen unter der Betondecke ist auf den Hohlraumgehalt des Asphalts von > 11 % sowie den Wassereindrang durch Fugen und den Wasserrückstau infolge des fehlenden Gegengefälles am hochgelegenen Fahrbahnrand zurückzuführen.

Als Fazit wird nachgewiesen, dass die Anordnung einer bituminösen Tragschicht trotz der dargelegten Defizite zu einer Liegedauer von mehr als 35 Jahre beiträgt. [60]

Auf einer Versuchsstrecke lagert eine neue Betondecke auf der alten, entspannten Betondecke und im weiteren Abschnitt auf einer bituminösen Tragschicht. Die entspannte Betondecke und die bituminöse Tragschicht weisen ein gleichwertiges Tragverhalten auf. Während einer Liegedauer von 3 Jahren wird keine Verschlechterung und ein intakter Verbund bei beiden Bauweisen festgestellt. [24]

Eine Untersuchung an einer Betondecke an der BAB A 5 nach 30 Jahren Liegedauer mit unterschiedlichen Tragschichten ergibt, dass eine Asphalttragschicht für die Verwendung unter Betondecken geeignet ist und auch nach langer Liegedauer einen guten Verbund zwischen Betondecke und Asphalttragschicht aufweist. Im Rahmen der Untersuchung werden die von EISENMANN [28] definierten Anforderungswerte an das Asphaltmischgut unter Betondecken mit einem Mindestbindemittelgehalt von 4,2 % bzw. 3,8 % und ein maximaler Hohlraumgehalt von 5 % bis 6 % bestätigt. [28, 59]

Durch Messungen an einer Versuchsstrecke in Dreisen kann nachgewiesen werden, dass die Verformung von Betonplatten bei einer Erwärmung von oben zu einer plastischen Verformung der Asphalttragschicht führt, wodurch Hohllagen im Fugenbereich begünstigt werden [60]. Durch verdübelte Querfugen wird die nachteilige plastische Verformung der Asphalttragschicht vermieden [32].

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

HERZ [47] fasst die aufgeführten Vorteile der Auflagerung einer Betondecke auf einer Asphalttragschicht zusammenfassen und ergänzt diese, wie folgt:

- geringere Unebenheiten der Oberfläche, wodurch günstigere Auflagerungsbedingungen für die Betondecke erzielt werden
- eine Nachbehandlung und Anfeuchten der Unterlage vor Einbau des Deckenbetons zur Verhinderung des Wasserentzugs, wie bei einer HGT, entfällt
- die Frost- und Tausalzbeständigkeit ist gegeben
- keine Probleme mit der Erosionsbeständigkeit und Gleichmäßigkeit
- eine Kerbung mit Schwächung des Gesamtsystems ist nicht erforderlich
- kein zusätzlicher Unterhaltsaufwand durch Unterpressen von Hohllagen als Folge von Erosions- und Pumpvorgängen

Eine Auflagerung auf Asphalt ermöglicht eine gleichmäßige, flexible und erosionsbeständige Auflagerung der Betondecke. Die Bauweise mit ATS ist bereits im Regelwerk enthalten und hat sich bei Bestandsstrecken bewährt.

Für die Bauweise AZSuB kann die mittragende Wirkung der HGT unter Verkehrsbelastung mit den günstigen Auflagerungsverhalten einer Asphaltauflagerung bei thermischer und hygrischer Beanspruchung kombiniert werden.

2.2.4 Asphaltzwischenenschicht unter Betondecken

Im deutschen Regelwerk ist die Bauweise AZSuB enthalten und sieht eine Anordnung einer Asphalttragschicht oder einer AZS unter Betondecken vor [124–126, 130]. In Österreich wird standardmäßig eine AZS unter Betondecken gebaut [132]. In den Niederlanden wird unter einer durchgehend bewehrten Betondecke eine 50 mm dicke AZS auf einer 250 mm dicken HGT angeordnet [18].

Durch den Einbau einer AZS entfällt das Kerben der HGT [128]. Die HGT ist bei einer Asphaltüberbauung mit einer Bitumenemulsion nachzubehandeln [114].

Die RDO Beton 09 [119] weist darauf hin, dass die AZS hinsichtlich der Entwässerung von durch Fugen eintretenden Wasser eine Ausnahme unter den verschiedenen Tragschichtsystemen darstellt, da diese direkt an der Betondecke haftet. Gegenebenfalls erforderliche Entwässerungsmaßnahmen sind nicht beschrieben.

Nach SPRINGENSCHMID [83] ist die Bauweise AZSuB als Ersatz für den Vliesstoff eine bewährte Bauweise. Die Dicke der AZS wird mit 50 mm angegeben und als Material ist ein Asphaltdeckschichtmaterial zu verwenden, das wenig an der Betondecke haftet.

FREUDENSTEIN [41] stellt fest, dass eine verbundverbessernde Haftbrücke, die nach RDO Beton 09 [119] anzustreben ist, zwischen AZS und Betondecke zu einem Durchreißen innerhalb der AZS führt. Bei horizontaler Beanspruchung bewegen sich die Asphaltoberflächen wie Schollen aufeinander und nutzen ab. Daher wird empfohlen durch Anwendung eines glatten Asphaltdeckschichtmaterials AC 8 DN nach „*Technische Lieferbedingungen für Asphaltmischgut für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen*“, Ausgabe 2007 in geänderter Fassung von 2013 “(TL Asphalt - StB 07/13) [112] den Verbund zwischen Betondecke und AZS zu reduzieren. Eine Dicke der AZS von 50 mm kann ein Durchschlagen von Reflexionsrissen verhindern.

ROOS [74] untersucht im Jahr 2006 Betonstrecken mit unterschiedlichen Tragschichten. Hierbei werden Strecken mit einer HGT, Verfestigung, Betontragschicht und Vliesstoff untersucht. Zwei Streckenabschnitte sind mit einer AZSuB auf HGT gebaut. Im Ergebnis können auch nach einer 15-jährigen Lebensdauer der Strecken mit einer AZSuB auffallend positive Ergebnisse in Bezug auf die Ergebnisse der visuellen Kontrolle, Zustandserfassungskampagne, Tragfähigkeit und Querkraftübertragung festgestellt werden. Die AZS führt zu einer günstigen Auflagerung der Betondecke durch elastische Verformung des Asphalts bei temperatur- und feuchtebedingten Bewegungen der Betondecke. Dadurch werden eine vollständige Plattenaullagerung sichergestellt, das Aufschüsseln der Plattenränder vermieden und Erosionsprozesse an der Tragschicht infolge einer Pumpbewegung reduziert.

Eine Langzeituntersuchung an der BAB A5 nach 30 Jahren Liegedauer ergibt bei der Bauweise mit einer bituminösen Zwischenschicht folgende Ergebnisse [59]:

- Erosionserscheinungen werden auf einen hohen Hohlraumgehalt von 7,8 Vol.-% und geringen Bindemittelgehalt von 4,7 Gew.-% zurückgeführt.
- Es besteht ein Verbund zwischen bituminöser Zwischenschicht und Betondecke.
- Es besteht kein Verbund zwischen Zwischenschicht und Betontragschicht.
- Erosionen an der Betontragschicht sind auf eine zu dünne bituminöse Zwischenschicht von 30 mm Schichtdicke zurückzuführen.
- Die Fugenbewegung scheint bei Asphaltauflagerungen größer zu sein.

Nach KASTL [52] ist die bituminöse Zwischenschicht eine Rissbremse gegen Horizontalbewegungen besonders bei Beton im jungen Alter. Um Reflexionsrisse zu vermeiden, ist ein Entspannen der Unterlage oder eine ausreichend dicke bituminöse Zwischenschicht anzuordnen. Die bituminöse Zwischenschicht soll dicht, beständig und relativ weich ausgebildet sein.

Nach SOMMER [81] bietet eine bituminöse Tragschicht unter Betondecken eine erosionsbeständige Unterlage, die Wasser seitlich abführt und bei entsprechender Verdickung eine provisorische Verkehrsführung ermöglicht. Eine direkte Lagerung der Betondecke auf aus frostempfindlichem Korn hergestellter Zementstabilisierung könnte unter Tausalzbeanspruchung Schäden bekommen. Zur Entwässerung der Betondecke im Bereich der Querscheinfugen erfolgt in Österreich seit 1990 der Einbau von sog. Flachdrains.

Nach PFEIFER [71] kann an Bestandsstrecken eine geringere Stufen- und Hohllagenbildung beim Zwischenschalten von bituminösen Zwischenschichten festgestellt werden. Ebenfalls kann weitestgehend ein Verbund zwischen Betondecke und bituminöser Zwischenschicht festgestellt werden. Zwischen der darunter befindlichen Zementbetonschicht und der bituminösen Zwischenschicht wird in keinem Fall ein Verbund festgestellt. PFEIFER [71] gibt als großen Vorteil eine sich vergrößernde Auflagerfläche für die Betonplatte bei thermischer Beanspruchung auf Grund des geringen E-Moduls und möglicher plastischer Verformungen an.

KASTL [52] führt als Vorteil den Schutz der zementgebundenen Tragschicht vor Erosion, die Verbesserung der Lagerungsbedingungen der Betondecke und die Verminderung von Rissen in der Betondecke durch Trennwirkung einer bituminösen Zwischenschicht unter Betondecken auf.

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

Die Bauweise AZSuB ist grundsätzlich im deutschen Regelwerk enthalten. Langzeituntersuchungen an Bestandsstrecken bestätigen die Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit der Bauweise AZSuB, jedoch zeigt sich, dass bestimmte Mindestanforderungen an die AZS eingehalten werden müssen (u.a. Mindestdicke, Begrenzung des Hohlraumgehaltes, Mindestbindemittelmenge). In Österreich und den Niederlanden wird eine AZS standardmäßig angeordnet. Neben den günstigen Auflagerungsbedingungen für die Betondecke schützt die AZS die mittragende HGT vor Erosion und dient gleichzeitig als Zwischenschicht, um ein Durchschlagen von Rissen der HGT in die Betondecke zu vermeiden. Gleichzeitig entfällt das Ankerben der HGT. Die AZS ermöglicht eine flexible Auflagerung der Betondecke bei thermischer und hygrischer Beanspruchung und trägt somit zum Spannungsabbau in der Betondecke bei. In Bezug auf das Erfordernis eines Verbunds zwischen Betondecke und AZS ist kein einheitlicher Kenntnisstand gegeben.

Im Folgenden wird aufbauend auf der Literaturrecherche ein Anforderungskonzept für die Bauweise AZSuB erarbeitet.

2.3 Anforderungskatalog für Asphaltzwichenschichten

Es kann festgehalten werden, dass sich eine steife Unterlage, wie die HGT, positiv auf die mittragende Wirkung und die Lastabtragung unter Verkehrsbeanspruchung auswirkt. Die HGT ist jedoch in Bezug auf die Bewegungen der Betondecke infolge thermischer und hygrischer Beanspruchung starr und unflexibel. Durch den guten Verbund zur HGT werden die Bewegungen der Betondecke behindert, wobei ein frühzeitiges Reißen der Fugen hierdurch begünstigt wird. Ebenso zeigt sich, dass die Risse der HGT in die Betondecke durchschlagen können. Durch Zwischenschalten einer flexiblen AZS, können die Nachteile der direkten Auflagerung einer Betondecke auf HGT ausgeglichen werden und die mittragende Wirkung zur Lastabtragung genutzt werden. Aufbauend auf der Literaturrecherche werden folgende Anforderungen an die Bauweise AZSuB aufgestellt:

- Dauerhafte Tragfähigkeit der Tragschichtkonstruktion für eine günstige mittragende Wirkung
- Erosionsbeständigkeit der AZS vor allem im Bereich der Fugen durch Einhalten eines Mindestbindemittelgehalts und eines maximalen Hohlraumgehalts
- Trenn- und Schutzfunktion der AZS, um Reflexionsrisse und Erosionsschäden durch die HGT zu vermeiden, wobei eine Mindestdicke einzuhalten ist
- Aufnahme der relativen Bewegung der Betondecke infolge von thermischen und hygrischen Beanspruchungen durch eine elastische und gleichmäßige Auflagerung
- Trennbarkeit der einzelnen Schichten, um ein wirtschaftliches Wiederverwenden der Baustoffe zu ermöglichen
- Wirtschaftlichkeit der Bauweise

Nach KASTL [52] entsteht der ökonomische Nutzen der Bauweise AZSuB durch eine Erhöhung der Lebensdauer der Gesamtkonstruktion und geringere Kosten für die Instandhaltung.

Ein Vorteil der Bauweise AZSuB liegt in der Kombination von unterschiedlichen Baustoffen mit unterschiedlichem Materialverhalten. Durch die Kombination von unterschiedlichen Baustoffen sollen die positiven Eigenschaften von Beton und Asphalt für eine dauerhafte und robuste Betondeckenkonstruktion bei der Bauweise AZSuB kombiniert werden.

3 Materialverhalten von Beton und Kennwerte

Im folgenden Kapitel wird das unterschiedliche Materialverhalten von Beton und Asphalt in Bezug auf die Bauweise AZSuB erläutert. Weiter wird die im Rahmen der Versuche festgestellte Ermüdung des Betons bzw. des Aufbaus dargestellt. Abschließend werden die verwendeten Materialkennwerte in einer zusammenfassenden Tabelle aufgeführt.

3.1 Materialverhalten von Beton

Beton erfährt bleibende Verformungen durch eine thermisch aktivierte und spannungsindizierte Hindernisüberwindung. Die Verformung besteht aus reversiblen, irreversiblen, spannungsunabhängigen und spannungsabhängigen Formänderungen. Spannungsabhängige Formänderungen können sofort oder verzögert bei einer kurzen oder langen Belastung eintreten. Die elastischen Anteile einer Deformation gehen nach Entlastung vollständig zurück. Plastische Anteile bleiben nach Entlastung bestehen und verursachen Eigenspannungen im Gefüge. Aufgrund der geringeren visko-elastischen Eigenschaften des Betons im Vergleich zu Asphalt ergibt sich in Abhängigkeit der Beanspruchung eine mehr oder weniger stark gekrümmte Spannungsdehnungslinie. [50] Da Betondecken stark auf Biegung beansprucht werden, ergibt sich, dass für Betondecken die geringere Zugfestigkeit für die Dimensionierung maßgebend ist [90].

Bei einer kurzzeitigen Druckbeanspruchung im Bereich der Gebrauchsspannungen (bis zu 40 % der Druckfestigkeit) verhält sich Beton näherungsweise nach dem Hook'schen Gesetz, das heißt, Spannung und Dehnung sind linear über den E-Modul miteinander verknüpft. Die Verformungen sind in diesem Bereich elastisch bzw. reversibel. Wird Beton durch höhere Spannungen beansprucht, kommt es zu einem überproportionalen Anstieg der Dehnungen und ein Teil der gesamten Verformung ist irreversibel. Das nicht-lineare Verhalten ist primär auf die Ausbildung von Mikrorissen im Zementstein und in der Verbundzone zwischen Gesteinskorn und Matrix zurückzuführen. Hierdurch kommt es zu Spannungsumlagerungen, die zu einer Abnahme des E-Moduls führen. Bereits bei niedrigen Spannungen ist die Dehnung größer, je länger sie aufgebracht wird. Nach Erreichen der aufnehmbaren Höchstspannung kommt es zu einer deutlichen Verminderung der Festigkeit von Beton, die aufnehmbare Spannung nimmt mit steigender Dehnung ab. [73]

3.2 Materialermüdung von Beton

Werden Baustoffe in erhöhtem Maße zyklisch beansprucht, können diese infolge von Materialermüdung auch deutlich unterhalb der Kurzzeitfestigkeit versagen. Je nach Höhe der zyklischen Ober- und Unterspannung bezogen auf die Festigkeit kann ein Bruch bereits nach einigen Hunderttausend oder erst nach mehreren Millionen Lastwechsel eintreten. Während der zyklischen Beanspruchung ändert sich das Betongefüge bis zum endgültigen Versagen kontinuierlich durch die Ausbildung von feinen Mikrorissen. Diese Degradation führt zu einer Gefügauflockerung, wodurch sich die Steifigkeit des Betons reduziert. [13]

Das Phänomen des Festigkeitsverlusts infolge Materialermüdung wird u.a. von WÖHLER für die Werkstoffe Stahl und Eisen formuliert und kann auf den Baustoff Beton übertragen werden. Eine Wöhlerlinie wird für eine konstante Mittellast im Druck-Schwellbereich, Wechselbereich oder Zugschwellbereich durchgeführt [107]. Wöhlerlinien von Beton sind für Zug-, Druck-, Biegezug- und Spaltzugbeanspruchungen ermittelt worden [50], wobei die Mehrzahl der Ermüdungsversuche in Form von Druckversuchen an Betonzylindern/ -Prismen und weniger als 5 Mio. Lastwechsel durchgeführt werden [21]. Um das Ermüdungsverhalten von Beton unter Wechselbeanspruchung zu beschreiben, gibt es zahlreiche Modelle, wovon für den Straßenbau relevante Modelle von EID [21] miteinander verglichen werden. Der Vergleich der Modelle ergibt bei gleichem Spannungsverhältnis deutliche Schwankungen.

Die Belastung durch den rollenden Verkehr bewirkt eine zyklische Belastung, die zusammen mit den von der Temperatur verursachten Wölbspannungen zur Abnahme der Festigkeit des Betons führt. Die Ermüdungsfestigkeit ist abhängig von der aufgetragenen bzw. vorhandenen Lastwechselzahl n bzw. Überrollungen durch den Verkehr. Der Zusammenhang zwischen der Schwingweite und der zulässigen Anzahl an Lastwechsel bei einer vorgegebenen Unterspannung ergibt die sog. Wöhlerlinie. [19]

Versuchstechnisch kann der Festigkeitsverlust mit dem „*Schwingfestigkeitsversuch – Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile*“, Ausgabe 2016 nach DIN 50100:2016 - 12 [107] bestimmt werden. Das Ergebnis des Versuchs ist die Wöhlerlinie, die in drei Abschnitte eingeteilt ist:

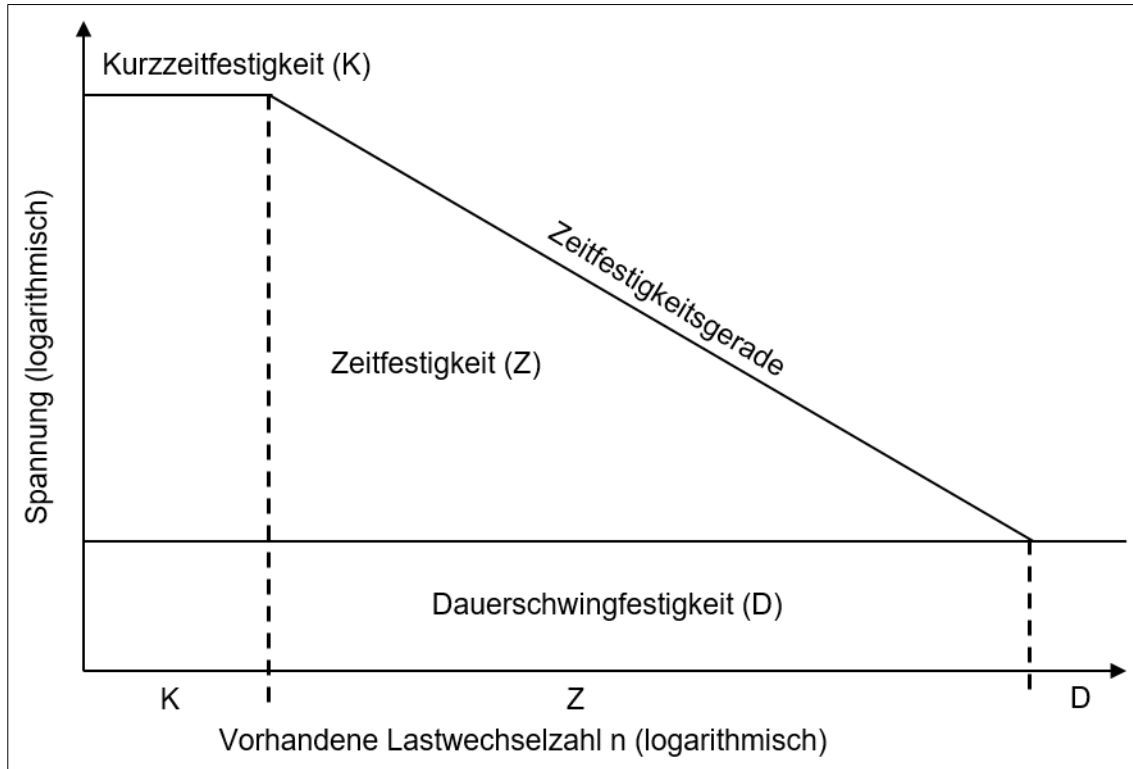


Abbildung 3: Ermüdung - Verlauf Wöhlerlinie nach [107]

Die Dauerschwingfestigkeit bezeichnet den Bereich, in dem die Schwingbeanspruchung theoretisch unendlich oft ertragen werden kann. Nach einer geringen Anzahl an Lastwechsel führt die Schwingbeanspruchung mit einer hohen Lastamplitude zum frühzeitigen Versagen (Kurzzeitfestigkeit). Die Zeitfestigkeit ist abhängig von der Höhe der Lastamplitude und der Anzahl der Schwingbeanspruchungen und führt zu einem Versagen der Probe. Der Verlauf der Wöhlerlinie kann bei doppelt-logarithmischer Darstellung durch die Zeitfestigkeitsgerade angenähert werden. Die Zeitfestigkeitsgerade beschreibt die Häufigkeit, mit der eine Lastamplitude ertragen werden kann, bis das definierte Ausfallkriterium erreicht wird. Die Versagens-Schwingspielzahl liegt meist zwischen 500.000 und 10.000.000 Schwingspielen, wobei diese von Werkstoffart, Geometrie und Temperatur abhängig ist. [19, 107] Die Ergebnisse von Wöhlerversuchen können in Diagrammen dargestellt werden. Eine bekannte Darstellung ist das Dauerfestigkeitsschaubild nach SMITH, bei dem die Mittelspannungen auf der Abszisse und die Oberspannungen und die Unterspannungen der Dauerfestigkeit auf der Ordinate aufgetragen sind. [21]

Bislang kann die Langzeitfestigkeit bzw. Dauerschwingfestigkeit für Beton experimentell nicht nachgewiesen werden, wobei theoretisch kein Zweifel an der Existenz einer Langzeitfestigkeit von Beton besteht [21, 50].

Durch die Zerstörung des Verbundes zwischen Gesteinskörnern und Matrix, das fortschreitende Wachstum der bereits im unbelasteten Beton vorhandenen Mikrorissen und durch die Vereinigung von Mikrorissen zu sichtbaren Makrorissen, entsteht ein Ermüdungsversagen im Beton. Bei einer Zugschwell- und Wechselbeanspruchung mit überwiegend Zugspannungen, wie diese bei der Beanspruchung des Oberbaus durch Verkehr und Temperatur maßgebend vorliegt, führt das Mikrorisswachstum zu einer Trennrissbildung weit unterhalb der statischen Zugfestigkeit (Zugversagen). [36]

Die Schädigungsphase der Ermüdung bei Betrachtung des Verformungsverlaufs in Abhängigkeit der Lastwechselzahl n , dargestellt als Verhältnis der vorhandenen Lastwechselzahl n zur zulässigen Lastwechselzahl N (Bruchlastspielzahl), können in drei Phase unterschieden werden. Die Dehnungszunahme ist üblicherweise durch einen dreiphasigen S-förmigen Verlauf geprägt [95]:

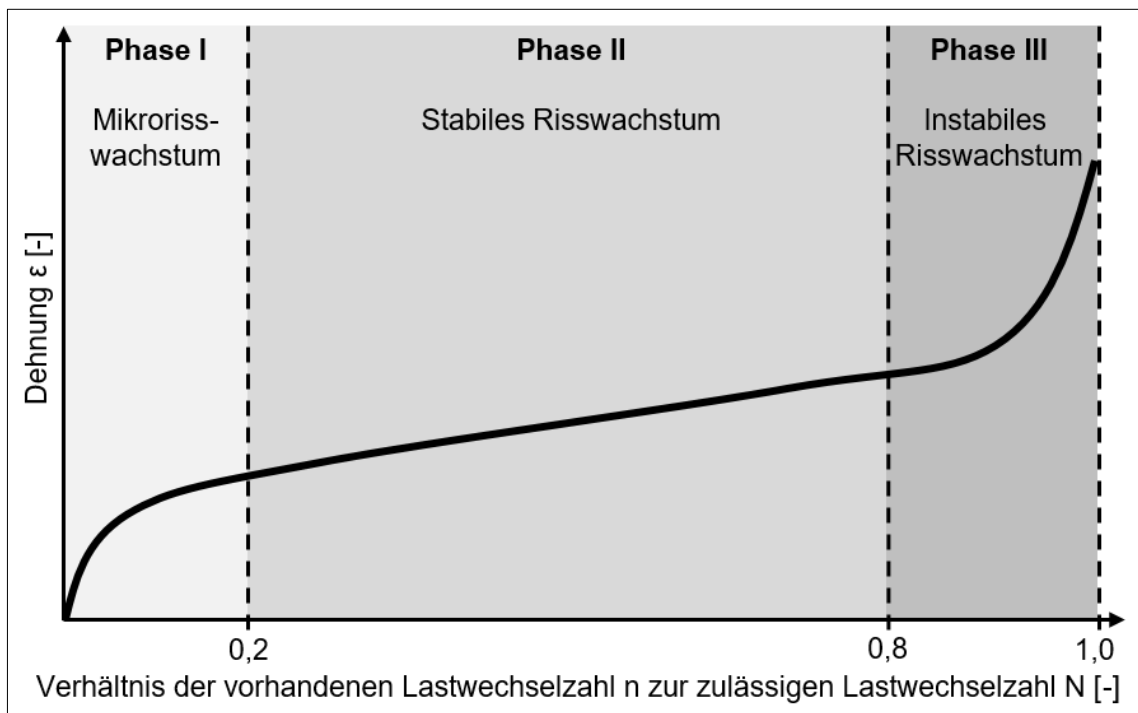


Abbildung 4: Ermüdung - Dehnungsentwicklung infolge Ermüdung nach [95]

In Phase I nimmt die Verformung nicht-linear zu und ist auf Rissbildung, Spannungsumlagerung und einen Ausgleich von Fehlstellen zurückzuführen. Die Phase II beginnt zwischen 10 % und 20 % der Bruchlastspielzahl mit dem Übergang in einen konstanten, geringen Verformungszuwachs. In Phase III wird bei rund 80 % die Bruchlastspielzahl erreicht. Die Gesamtverformungen nehmen überproportional zu, was zum Versagen des Betons führt. [50]

Der Widerstand gegen Ermüdung ist abhängig von der Steifigkeit, der Festigkeit, der Zusammensetzung und dem Alter bei Beginn der Belastung. Variabel bei der Versuchsdurchführung sind die Beanspruchungshöhe und Beanspruchungsart, Ruhephasen in der Beanspruchung, Frequenz, Betonfeuchtigkeitsgehalt und Umgebungsklima. [50]

Nach FITIK [36] kann der Schädigungsverlauf bei Normalbeton durch folgende Gleichung beschrieben werden:

$$y = a_F^{m_F} * (x + b_F)^{m_F} + c_F * (x + d_F)^{n_F} + e_F \quad 3-1$$

Die Gleichung kann vereinfacht werden mit $n_F = 1$ und $d_F = 0$ zu:

$$y = a_F^{m_F} * \left(\frac{n}{N} + b_F\right)^{m_F} + c_F * \left(\frac{n}{N}\right) + e_F \quad 3-2$$

Mit:

- a_F Höhe der Dehnung am ersten Wendepunkt [-]
- b_F Wert = - 0,5 [-]
- c_F Steigung der Geraden in Phase II des Schädigungsverlaufs [-]
- d_F Faktor [-]
- e_F verschiebt den Schädigungsverlauf durch den Ursprung [-]
- m_F Potenz der Gleichung als ungerade, positive und ganze Zahl frei wählbar (je größer die Potenz, um so kürzer sind die Phasen I und II)
- n_F Faktor [-]
- n Vorhandene Lastwechsel [-]
- N Zulässige Lastwechselzahl bis zum Bruch [-]

FITIK [36] schlägt für Normalbeton folgende Gleichung für den Dehnungsverlauf ε vor:

$$\varepsilon = 2,0^9 * \left(\frac{n}{N} - 0,5\right)^9 + 1,25 * \left(\frac{n}{N}\right) + 1,0 \quad 3-3$$

Der S-förmige Dehnungsverlauf kann bei den durchgeführten Laborversuchen der Stufe 1 der vorliegenden Arbeit mit Hilfe der Gleichung nach FITIK [36] extrapoliert und somit das Ermüdungsverhalten der unterschiedlichen Aufbauten bestätigt werden.

Untersuchungen von BREITENBÜCHER [13] ergeben, dass zyklische bzw. dynamische Belastungen infolge überlagerter Spannungen aus thermischen und hygri-schen Einflüssen und der Verkehrsbeanspruchung einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Steifigkeit des Straßenbetons haben. Nach wenigen Millionen Lastwechsel ist mit einer Abnahme der Steifigkeit von rund 10 % bis 15 % zu rechnen. Ebenfalls beeinflusst die Degradation des Betongefüges die Festigkeit des Betons. Bei zunehmender Lastwechselzahl n nimmt die Längsdehnung zu und die Steifigkeit des Betons wird reduziert. Die Dehnungszunahme ist dabei durch die drei Stufen des Modells zum Ermüdungsversagen von Beton beschrieben:

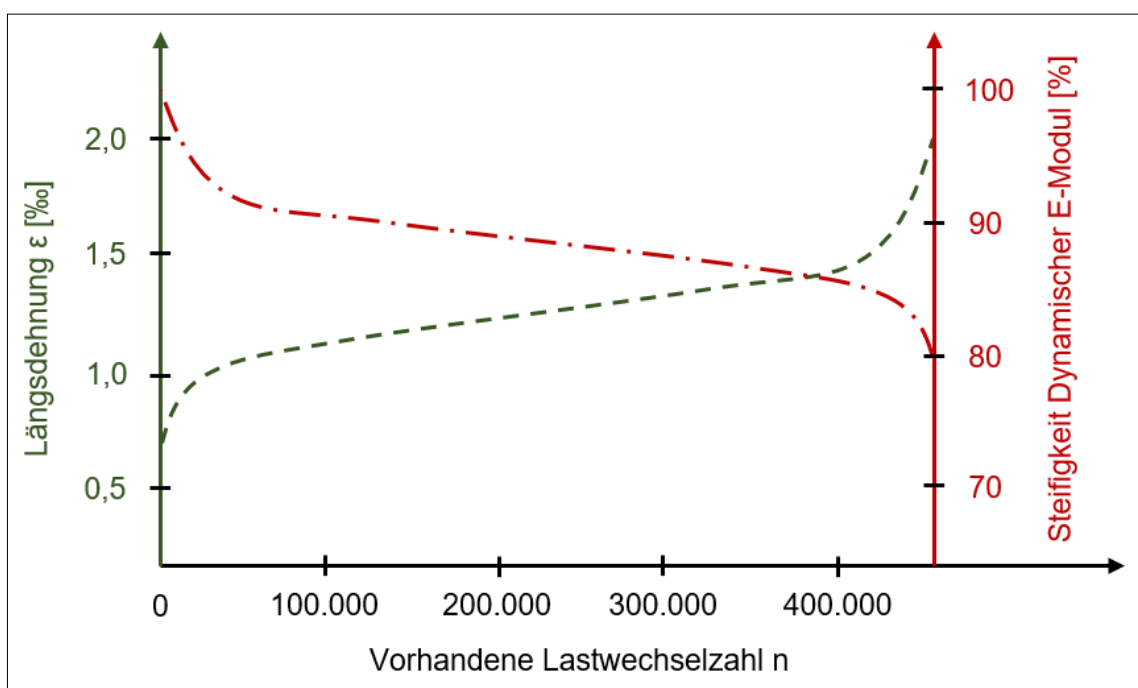


Abbildung 5: Ermüdung - Zunahme Dehnung und Abnahme E-Modul nach [13, 14]

Die von BREITENBÜCHER [13] festgestellte Dehnungszunahme bei steigender Lastwechselzahl in Verbindung mit einer Steifigkeitsabnahme des Aufbaus wird experimentell bei allen Versuchen der vorliegenden Arbeit festgestellt und kann mit Hilfe einer theoretischen Betrachtung bestätigt werden.

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

Zur Untersuchung des Ermüdungsverhaltens von Beton unter wiederholter Belastung existieren zahlreiche Ermüdungskriterien. Im Straßenbau ist eine Zugschwellbelastung wesentlich für das Versagen des Betons. [19] Zur Berechnung der zulässigen Lastwechselzahl existieren zahlreiche Modelle und Berechnungsmöglichkeiten, die sich im Ergebnis erheblich unterscheiden [19, 21]. Eine Gegenüberstellung einiger Modelle hinsichtlich der Parameter Biegezugfestigkeit, Verkehrs- und Temperaturbelastung ergibt eine hinreichende Berücksichtigung aller Parameter bei der Berechnung nach SMITH [19]. Das Modell nach SMITH wird im Weiteren angewendet.

Bei gleichbleibender Last nehmen die Dehnungen des Betons mit zunehmender Lastwechselzahl zu. Der Verlauf der Dehnung bei zunehmender Lastwechselzahl beschreibt dabei einen S-förmigen Verlauf. Die Dehnungszunahme ist auf eine Abnahme der Steifigkeit des Betons infolge von Ermüdungserscheinungen zurückzuführen. FITIK [36] gibt eine Formel für Normalbeton an, um den Dehnungsverlauf zu beschreiben. Die Formel nach FITIK [36] wird bei der Versuchsauswertung angewendet, um den Dehnungsverlauf infolge Ermüdung zu extrapolieren.

3.3 Materialkennwerte

Die Materialkennwerte sind entscheidende Eingangsgrößen bei der rechnerischen Dimensionierung im Straßenbau. Bei den angesetzten Materialparametern handelt es sich um Durchschnittswerte, die in der Praxis breit streuen und stark vom Prüfverfahren abhängen. Um mögliche Schwankungen des Materials und Prüfverfahrens bei den Berechnungen der vorliegenden Arbeit zu berücksichtigen, werden die Materialparameter im unteren Bereich der Literaturangaben gewählt.

3.3.1 Untergrund und Unterbau

Der Untergrund bzw. Unterbau muss die Anforderungen der „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau“, Ausgabe 2017 (ZTV E - StB 17) [127] erfüllen.

Nach RDO Beton 09 [119] kann für den Untergrund oder den Unterbau ein E_{v2} - Wert von 45 N/mm², bei einer Bodenverfestigung / qualifizierten Bodenverbesserung ein

E_{v2} - Wert von 70 N/mm² angesetzt werden. Im Allgemeinen wird der ungünstigere statische E_{v2} - Wert für die Dimensionierung angesetzt. [94] Für die Frostschuttschicht wird für die Dimensionierung ein E_{v2} - Wert von 120 N/mm² angesetzt [124]. Um ungünstige Bodenverhältnisse zu berücksichtigen, wird bei der Arbeit ein reduzierter E_{v2} - Wert von 80 N/mm² angesetzt. Für die Querdehnzahl des Untergrunds wird $\mu = 0,5$, also eine vollständige Inkompressibilität, angesetzt [4].

3.3.2 Hydraulisch gebundene Tragschicht

Eine HGT muss die Anforderungen der ZTV Beton - StB 07 [114] und der „*Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton*“, Ausgabe 2007 (TL Beton - StB 07) [113] erfüllen.

Das Merkmal der HGT ist die Herstellung nach bodenmechanischen Grundsätzen. Das heißt, der für die Verdichtung günstigste Wassergehalt ist maßgebend und nicht, wie in der Betontechnologie, der w/z-Wert. Die HGT ist eine Weiterentwicklung der Bodenverfestigung, die durch Zugabe eines bestimmten Wasser- und Bindemittelgehalts in ein vorhandenes Mineralstoffgemisch mittels Baumischverfahren oder Zentralmischverfahren hergestellt wird. [66] Im frischen Zustand ist die HGT hinsichtlich des Verdichtungsverhaltens und der Standfestigkeit der Bodenmechanik zuzuordnen, hinsichtlich der anschließenden Erhärtung und dem Langzeitverhalten eher der Betontechnologie. Der für die Verdichtung maßgebende Wassergehalt wird, wie in der Geotechnik üblich, mittels Proctorversuchen ermittelt. Die Bestimmung der Eigenschaften, wie mittlere Druckfestigkeit und Frostversuche der erhärteten HGT, erfolgen nach TL Beton - StB 07 [113]. Der Einfluss von gebrochenem Korn ist dabei größer als bei Beton [57].

Druck- und Zugfestigkeit

Die HGT ist hinsichtlich ihrer Steifigkeit zwischen einer starren Betontragschicht und einer weichen Asphalttragschicht einzuordnen [66]. Im Rahmen der Erstprüfung ist eine Druckfestigkeit der HGT unter Betondecken von ≥ 15 N/mm² gefordert [114].

Die HGT härtet im Laufe der Zeit nach. Dies wird im Rahmen von Untersuchungen an Bohrkernen an HGTeN mit einer Liegedauer von mehr als 20 Jahren festgestellt, wo mittlere Druckfestigkeiten von mehr als 35 N/mm² ermittelt werden [88].

Die statische Biegezugfestigkeit der HGT beträgt 20 % bis 25 % der Druckfestigkeit [8]. Die statische Biegezugfestigkeit lag im Jahr 1982 noch zwischen 0,6 N/mm² und 1,2 N/mm² [57]. Heute liegt die statische Biegezugfestigkeit der HGT bei 1,6 N/mm² [5, 43]. Anforderungen an die Biegezugfestigkeit einer HGT nach ZTV Beton - StB 07 [114] bzw. TL Beton - StB 07 [113] gibt es nicht. Für die statische Biegezugfestigkeit der HGT wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit ein Wert von 1,6 N/mm² angesetzt.

E-Modul

Im ungerissenen Zustand werden für den E-Modul einer HGT beim Betonstraßenbau in der Regel 10.000 N/mm² bis 20.000 N/mm² und 5.000 N/mm² bis 10.000 N/mm² im Gebrauchszustand (gerissener Zustand) in Ansatz gebracht [5, 8, 32, 43]. Aufgrund der großen Streuungen der Materialeigenschaften der untersuchten HGT empfiehlt GEISLER [43] bei Dimensionierungen die Werte für den E-Modul einer HGT in einem Bereich zwischen 3.000 N/mm² und 18.000 N/mm² anzusetzen. Im Rahmen der durchgeführten Berechnungen wird ein E-Modul für eine stark gerissene HGT von 5.000 N/mm² angesetzt, um mögliche Risse infolge Baustellenverkehr und Witterung zu berücksichtigen. Der gewählte E-Modul der HGT wird im unteren Bereich der Literaturangaben gewählt, um bei den Berechnungen mögliche Schwankungen bei der Materialbeschaffenheit, Einflüsse aus dem Prüfverfahren und Einbautoleranzen zu berücksichtigen.

Querdehnzahl

Für die Querdehnzahl der HGT wird in Anlehnung an die „*Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht*“, Ausgabe 2009 (RDO Asphalt 09) [118] ein Wert von 0,25 angesetzt.

Dauer-Biegezugfestigkeit

Eine HGT wird aufgrund des relativ hohen E-Moduls (auch im gerissenen Zustand) unter Verkehrslast auf Biegung beansprucht. Zur Beurteilung der Tragfähigkeit ist die Biegezugspannung σ_r an der Unterseite der HGT maßgebend. Die Biegezugspannung σ_r aus Verkehr muss kleiner als die Dauer-Biegezugfestigkeit oder

Zeit-Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der aufzunehmenden Lastwechsel sein. Die Dauer-Biegezugfestigkeit beschreibt die Biegezugfestigkeit, die bei mehr als 2 Mio. Lastwechsel ertragen werden kann, ohne dass es zum Bruch kommt. [94] Die Dauer-Biegezugfestigkeit einer konventionellen HGT beträgt etwa 50 % der statischen Biegezugfestigkeit [8, 69].

Ausgehend von einer statischen Biegezugfestigkeit der HGT von 1,6 N/mm² und einer Reduzierung um 50 %, beträgt die Dauer-Biegezugfestigkeit 0,8 N/mm² [5, 43]. Im Weiteren wird die Dauer-Biegezugfestigkeit der HGT mit 0,8 N/mm² angenommen.

3.3.3 Beton

Eine Betondecke muss die Anforderungen der ZTV Beton - StB 07 [114] sowie der TL Beton - StB 07 [113] erfüllen. Beton ist gekennzeichnet durch die Druck- und Zugfestigkeit, wobei die Zugfestigkeit das bemessungsrelevante Kriterium darstellt.

Druck- und Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit ist ein Bruchteil der Druckfestigkeit von Beton und ist versuchstechnisch schwer zu bestimmen. Daher wird stattdessen die Biegezugfestigkeit von Balken oder die Spaltzugfestigkeit von Zylindern oder Würfeln bestimmt. [83] Es ist zu beachten, dass sich die Ergebnismerte der einzelnen Verfahren stark unterscheiden. Nach SPRINGENSCHMID [83] beträgt die

- Zentrische Zugfestigkeit etwa 6 % bis 10 %
- die Spaltzugfestigkeit etwa 7 % bis 11 %
- die Biegezugfestigkeit etwa 12 % bis 20 % (bzw. 11 % bis 20 % nach [44], 10 % bis 20 % nach [43])

der Druckfestigkeit, wenn die Biegebalken in den Drittelpunkten (Vier-Punkt-Biegezugversuch) belastet werden.

Bei Straßenbeton ist im Rahmen der Erstprüfung bei hoch belasteten Straßen eine Biegezugfestigkeit von 4,5 N/mm², geprüft nach 28 Tagen an drei Prismen mit einem Querschnitt von 150 mm x 150 mm bei Belastung in den Drittelpunkten (Vier-Punkt-Biegezugversuch) nach DIN „Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern“, Ausgabe 2019 (DIN EN 12390 - 5:2019 - 10) [108], gefordert [113, 121].

Nach DIN EN 12390 - 5:2019 - 10 [108] gilt der Vier-Punkt-Biegezugversuch als Referenzverfahren. Die Prüfung mit einer mittigen Einzellast (Drei-Punkt-Biegezugversuch) ergibt 13 % höhere Prüfwerte als der Zweipunkt-Lasteintrag. Für die Dimensionierung im Straßenbau ist die Einzelrad-Verkehrsbelastung vergleichbar mit dem Prüfverfahren mit einer mittigen Einzellast (Drei-Punkt-Biegezugversuch). Die statische Biegezugfestigkeit des Betons wird für einen Drei-Punkt-Biegezugversuch mit $5,5 \text{ N/mm}^2$ angenommen [32]. Aufgrund der guten Vergleichbarkeit der Verkehrsbelastung mit der Biegezugfestigkeit aus dem Drei-Punkt-Biegezugversuch wird im Weiteren eine rechnerische Biegezugfestigkeit von $5,5 \text{ N/mm}^2$ angesetzt.

E-Modul

Nach RDO Beton 09 [119] sind folgende E-Moduln bei der rechnerischen Dimensionierung anzusetzen:

Tabelle 2: Materialkennwerte - E-Modul für Beton C30/37 nach [119]

Straßenbetonklasse	E-Modul [N/mm^2]
StC 30/37 – 3,0	37.000
StC 30/37 – 3,3	39.000
StC 30/37 – 3,7	41.000

Nach „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1 - 1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“, Ausgabe 2011 (DIN EN 1992 - 1 - 1:2011 - 01) [104] wird bei der rechnerischen Dimensionierung für den Beton im Hochbau der Betonfestigkeitsklasse C30/37 ein E-Modul von 33.000 N/mm^2 angesetzt und nach DIN-Norm „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206 - 1“, Ausgabe 2008 (DIN 1045 - 2:2008 - 08) [102] ein E-Modul von 32.000 N/mm^2 .

Untersuchungen von BREITENBÜCHER et al. [64] ergeben statische E-Moduln bei Oberbetonen von 34.600 N/mm^2 . Bei Unterbetonen schwankt der E-Modul in Abhängigkeit der Gesteinskörnung zwischen 29.000 N/mm^2 und 38.600 N/mm^2 .

Die Angaben der Literatur für den E-Modul des Betons schwanken zwischen 29.000 N/mm^2 und 41.000 N/mm^2 .

Der E-Modul ist keine Stoffgröße, sondern hängt nachweisbar vom konstruktiven Aufbau der Befestigung ab. In Untersuchungen nach VON BECKER [4] wird festgestellt, dass der E-Modul der einzelnen Schichten des Straßenaufbaus weit mehr von Gestaltseinflüssen wie Schichtdicke, Dickenverhältnis, Steifigkeit der Unterlage, Steifigkeitsabstufungen abhängt, als von den Materialeigenschaften.

Da der E-Modul sehr stark von Einflüssen wie der Betonrezeptur, dem Prüfverfahren bzw. Prüfbedingungen, den Gestaltseinflüssen und der Liegedauer abhängt, wird im Weiteren ein E-Modul von 30.000 N/mm² für Beton berücksichtigt. Eine Nacherhärtung des Betons wird nicht berücksichtigt. Der gewählte E-Modul des Betons wird im unteren Bereich der Literaturangaben gewählt, um bei den Berechnungen die oben genannten Einflüsse auf den Materialkennwert zu berücksichtigen.

Querdehnzahl

Die Querdehnzahl schwankt im Gebrauchsbereich zwischen 0,15 und 0,25. Mit steigender Betondruckfestigkeit nimmt die Querdehnzahl tendenziell zu. [6] Nach DIN EN 1992 - 1 - 1:2011 – 01 [104] ist der Einfluss der Querdehnung mit $\mu = 0,2$ zu berücksichtigen. Nach PFEIFER [72] kann $\mu = 0,2$ im Straßenbau übernommen werden, da die unbewehrte Betondecke für wenig Mikrorissbildung bemessen ist. Die RDO Beton 09 [119] sieht ebenfalls eine Querdehnzahl von $\mu = 0,2$ vor. Im Weiteren wird deshalb eine Querdehnzahl für Beton von $\mu = 0,2$ angenommen.

Zulässige Biegezugspannung unter zyklischer Belastung

Unter wiederholter Belastung ist bei Beton die Dauer-Biegezugfestigkeit in Ansatz zu bringen. Die zulässige Spannung bzw. Dauer-Biegezugfestigkeit des Betons in Abhängigkeit der Lastwechselzahl muss kleiner als die Summe der Spannungen aus Verkehrslast σ_Q und Temperatur (Wölbspannung) σ_w sein. [31, 32]

Nach NIEVELT [69] wird eine zulässige Spannung des Betons von 50 % der Balkenbiegezugfestigkeit angenommen. Nach LITZKA et al. [63] kann die Dauer-Biegezugfestigkeit des Betons bei Biegezugbeanspruchung mit 80 % der Biegezugfestigkeit angesetzt werden, um eine Aussage über die Dauerfestigkeit des Betons für eine vorgegebene konstante Unterspannung und eine überlagerte Verkehrsbeanspruchung zu treffen.

Nach dem Ansatz von KOENNECKE [55] beträgt die Dauer-Biegezugfestigkeit 50 % bis 60 % der Biegezugfestigkeit. Für eine Biegezugfestigkeit von 5,5 N/mm² ergibt sich somit eine Dauer-Biegezugfestigkeit von 5,5 N/mm² * 0,5 = 2,75 N/mm² bzw. 5,5 N/mm² * 0,6 = 3,3 N/mm². Untersuchungen von EID [21] ergeben eine Dauer-Biegezugfestigkeit von 51 % der statischen Biegezugfestigkeit und bestätigen den Ansatz von KOENNECKE [55].

Im Weiteren wird eine Dauer-Biegezugfestigkeit von 2,75 N/mm² für Beton angenommen, wodurch Einflüsse aus Lasteinleitung und Balkenhöhe beim Prüfverfahren berücksichtigt werden.

Mit Hilfe der Dauer-Biegezugfestigkeit kann mit dem Ansatz nach SMITH die zulässige Verkehrslastspannung als zulässige Schwellbeanspruchung bei vorgegebener konstant einwirkender Unterspannung aus ungleichmäßiger Erwärmung von oben für gewählte Lastwechselzahlen ermittelt werden. Für bis zu 2 Mio. Lastwechsel kann die zulässige Verkehrsspannung σ_Q nach SMITH wie folgt berechnet werden [32]:

$$\text{zul } \sigma_Q = \beta_{BZ} * \left[(\lg(n) - 2) * \left(0,0875 * \frac{\sigma_w}{\beta_{BZ}} - 0,07 \right) + 0,8 \right] - \sigma_w \quad 3-4$$

Mit:

zul σ_Q Zulässige Verkehrslastspannung [N/mm²]

β_{BZ} Biegezugfestigkeit des Betons [N/mm²]

n Lastwechselzahl: 5 % der äquivalenten Überrollungen einer 10 t-Achse [-]

σ_w Temperaturspannung (Wölbspannung) infolge Temperaturgradient [N/mm²]

Somit erhält man für eine Biegezugfestigkeit von $\beta_{BZ} = 5,5$ N/mm² bei 2 Mio. Lastwechsel und einer Wölbspannung $\sigma_w = 0$ N/mm² eine zulässige Verkehrslastspannung σ_Q von 2,74 N/mm². Bei einer Wölbspannung von 1,5 N/mm² erhält man eine zulässige Verkehrslastspannung σ_Q von 1,81 N/mm².

Der Übergang des Betons von der Zeitfestigkeit hin zur Dauer-Biegezugfestigkeit bei 2 Mio. Lastwechsel tritt in Realität nur bedingt ein. Wegen der mit der Zeit zunehmenden Festigkeit des Betons, bezogen auf die 28-Tage Festigkeit, liegt man mit der theoretischen Annahme auf der sicheren Seite. Bei der Betrachtung eines Jahres treten die kritischen Wölbspnungen an 5 % der Jahrestage auf [56]. Dahingehend kann bei gleichzeitiger Berücksichtigung von zulässiger Verkehrslastspannung und Wölbspannung infolge des Temperaturgradienten die Lastwechselzahl mit 5 % der äquivalenten Überrollungen einer 10 t-Achse eines Jahres gerechnet werden [29].

3.3.4 Asphalt

Die RDO Asphalt 09 [118] gibt Steifigkeitsmoduln für Asphalte in Abhängigkeit der Prüftemperatur von - 20 °C und + 50 °C sowie der Schicht an, die im Weiteren bei der Arbeit zugrunde gelegt werden. Mit zunehmender Temperatur und abnehmender Belastungsdauer wird die Querdehnzahl größer, gleichwohl wird für eine Berechnung nach RDO Asphalt 09 [118] mit einer konstanten Querdehnzahl μ von 0,35 gerechnet.

Tabelle 3: Materialkennwerte - Steifigkeitsmodul und Querdehnzahl nach [118]

Steifigkeitsmodul [N/mm ²] Querdehnzahl [-]	Temperatur [°C]					
	- 20 °C	0 °C	+ 10 °C	+ 25 °C	+ 40 °C	+ 50 °C
Tragschicht [N/mm ²]	26.720	15.109	10.725	4.377	1.011	327
Binderschicht [N/mm ²]	30.473	22.214	15.729	6.817	1.424	525
Deckschicht [N/mm ²]	26.319	16.255	10.729	3.425	850	360
Querdehnzahl [-]	0,162	0,198	0,239	0,364	0,420	0,458

Das ausgeprägte visko-elastische Verhalten von Asphalt wird durch den zeit-, temperatur- und frequenzabhängigen Steifigkeitsmodul berücksichtigt und kann somit zur Berechnung bei bituminösen Befestigungen im Rahmen von elastischen Rechenmodellen verwendet werden [68]. Zusätzlich ist es sinnvoll, die Schichten feiner zu unterteilen, um variierende E-Moduln infolge des Temperaturgradienten in der Schicht zu berücksichtigen [122]. Wie bei Beton, ergeben Nachuntersuchungen eine Nacherhärtung des Asphalts [60], die in der Arbeit nicht berücksichtigt wird.

Die zulässige Zeitfestigkeit σ_r (entspricht der Dauer-Biegezugfestigkeit bei Beton) bei einer Biegebeanspruchung liegt nach EISENMANN [32] in Abhängigkeit der Temperatur und der Lastwechsel (LW) bei 0,1 N/mm² bis 1,4 N/mm²:

Tabelle 4: Materialkennwerte - Zeitfestigkeit des Asphalts nach [32]

Temperatur [°C]	E_{dyn} [N/mm ²]	zul σ_r bei 10 ⁵ LW [N/mm ²]	zul σ_r bei 10 ⁶ LW [N/mm ²]
- 10	12.000 - 16.000	2,3	1,4
0	8.000 - 11.000	1,7	1,1
+ 10	4.000 - 6.000	1,2	0,8
+ 20	2.000 - 3.500	0,8	0,5
+ 30	5.000 - 1.500	0,3	0,2
+ 40	200 - 500	0,2	0,1

Um das visko-elastische Verhalten von Asphalt bei hohen und tiefen Temperaturen zu beachten, werden im Folgenden der Arbeit die temperaturabhängigen E-Moduln der Kalibrierasphalte nach RDO Asphalt 09 [118] angesetzt.

Als zulässige Dauer-Biegezugfestigkeiten für Asphalt werden die von EISENMANN [32] ermittelten Zeitfestigkeiten bei 10^6 Lastwechseln angenommen.

3.3.5 Zusammenfassung der Materialkennwerte

Zusammenfassend werden für die folgenden Berechnungen und Simulationen bei der Arbeit folgende Materialkennwerte angesetzt, wobei die Asphaltwerte temperaturabhängig sind:

Tabelle 5: Materialkennwerte - Zusammenfassung der Materialkennwerte

Material	E-Modul [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Dauer-Biegezugfestigkeit [N/mm ²]
FSS	80	0,5	---	---
HGT	5.000	0,25	1,6	0,8
Beton	30.000	0,2	5,5	2,75
Asphalt	327 (+ 50 °C) bis 26.720 (- 20 °C)	0,35	---	0,1 (+ 40 °C) bis 1,4 (- 10 °C)

Es sei angemerkt, dass die angesetzten Werte der vorliegenden Arbeit am unteren Bereich der Literaturangaben liegen, um auf der sicheren Seite liegend, Faktoren wie Materialschwankungen, Bautoleranzen, Gestaltseinflüsse und den Einfluss von Prüfbedingungen zu berücksichtigen.

4 Theoretische Betrachtung zur Dimensionierung der Bauweise

Die Betonfahrbahn ist einer dimensionierungsrelevanten Belastung durch Verkehr und Temperatur ausgesetzt. Zur Dimensionierung der Bauweise AZSuB werden im Folgenden die Spannungen aus Verkehr und horizontaler Belastung sowie die thermischen Spannungen berechnet.

Zur Berechnung der Verkehrslastspannung bei Betonfahrbahnen gibt es unterschiedliche Berechnungsverfahren. Die Berechnung der Verkehrslastspannung wird mit folgenden Rechenverfahren durchgeführt:

- Mehrschichtentheorie unter Anwendung der Software BISAR
- EISENMANN (Vierschichtsystem der Bauweise AZSuB mit Berücksichtigung der mittragenden Wirkung der Tragschicht)
- Finite-Elemente-Methode unter Anwendung der Software ANSYS

Die Grundlagen zu den Berechnungsverfahren sowie die Berechnungsformeln sind der Literatur zu entnehmen [4, 10, 21, 23, 29, 32, 35, 38, 39, 46, 57, 68, 70, 77, 93, 122].

Um die unterschiedlichen Berechnungsverfahren für Verkehrslastspannungen voneinander abzugrenzen, werden diese im Folgenden zunächst in Bezug auf die Bauweise AZSuB miteinander verglichen.

4.1 Vergleich der Verfahren zur Berechnung der Verkehrslastspannung

Das Verfahren nach EISENMANN [32] unter Berücksichtigung der mittragenden Wirkung der Tragschicht für ein Dreischichtsystem wird für die vorliegende Arbeit für ein Vierschichtsystem, wie es bei der Bauweise AZSuB vorliegt, weiterentwickelt.

Hierdurch können die Spannungen für den Lastfall mit oder ohne Verbund zwischen den einzelnen Schichten unter Verkehrsbelastung berechnet werden. Für den Lastfall ohne Verbund werden somit die Biegezugspannungen an der Unterseite der Betondecke, AZS und HGT ermittelt. Für den Lastfall mit Verbund können die Biegezugspannungen an der Ober- und Unterseite der einzelnen Schichten berechnet werden. Als Ersatzmodell dient ein Plattenbalken, bestehend aus einer Platte und zwei Stegen, deren Breite durch das Verhältnis der E-Moduln der Schichten beschrieben wird:

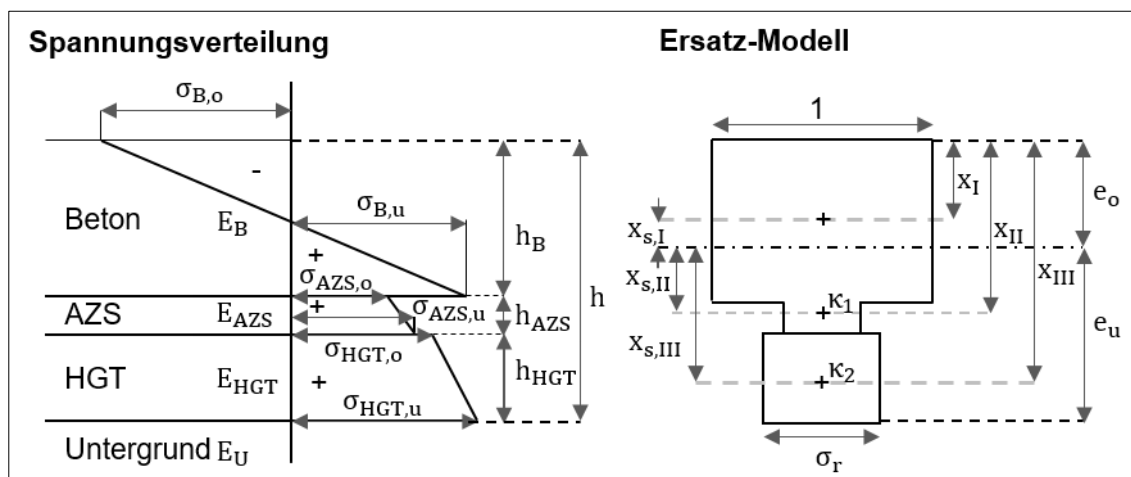


Abbildung 6: Dimensionierung - Spannungsverteilung nach [32]

Getrennt für den Lastfall mit Verbund (System II) und ohne Verbund (System I) ergeben sich folgende Berechnungsformeln zur Ermittlung der Biegezugspannungen bei der Bauweise AZSuB:

Tabelle 6: Dimensionierung - Berechnung Vierschichtsystem nach [32]

Vierschichtsystem System I (<u>ohne</u> Verbund)	Vierschichtsystem System II (<u>mit</u> Verbund)
E_B = E-Modul Betondecke E_{AZS} = E-Modul AZS E_{HGT} = E-Modul HGT E_U = E-Modul Untergrund	h_B = Schichtdicke Betondecke h_{AZS} = Schichtdicke AZS h_{HGT} = Schichtdicke HGT $c = 0,83$ für hydraulisch gebunden $c = 0,9$ für bituminös gebunden
Fiktiver Bettungsmodul k $k = \frac{E_U}{h^*} = \frac{E_U}{0,83 * h_B * \sqrt[3]{\frac{E_B}{E_U}} + 0,9 * h_{AZS} * \sqrt[3]{\frac{E_{AZS}}{E_U}} + 0,83 * h_{HGT} * \sqrt[3]{\frac{E_{HGT}}{E_U}}}$	
Dicke des Ersatzsystems h_I $= \sqrt[3]{\frac{E_B * h_B^3 + E_{AZS} * h_{AZS}^3 + E_{HGT} * h_{HGT}^3}{E_B}}$	Dicke des Ersatzsystems h_{II} $= h_B + 0,9 * h_{AZS} * \sqrt[3]{\frac{E_{AZS}}{E_B}} + 0,83 * h_{HGT} * \sqrt[3]{\frac{E_{HGT}}{E_B}}$
Ermittlung M_I für das Ersatzsystem k , h_I , E_B durch Berechnung von σ nach WESTERGAARD [93] für die Lastfälle Plattenmitte, Plattenrand, Plattenecke $M_I = \sigma * W_I = \sigma * \frac{h_I^2}{6}$	Ermittlung M_{II} für das Ersatzsystem k , h_{II} , E_B durch Berechnung von σ nach WESTERGAARD [93] für die Lastfälle Plattenmitte, Plattenrand, Plattenecke $M_{II} = \sigma * W_{II} = \sigma * \frac{h_{II}^2}{6}$
Biegespannung σ in Schicht 1, 2 und 3	Biegespannung σ in Schicht 1, 2 und 3 $\kappa_1 = \frac{E_{AZS}}{E_B}; \quad \kappa_2 = \frac{E_{HGT}}{E_B}$
$M_1 = M_I * \frac{E_B * h_B^3}{E_B * h_B^3 + E_{AZS} * h_{AZS}^3 + E_{HGT} * h_{HGT}^3}$	$I = \sum (I_i + F_i * x_s^2)$
$M_2 = M_I * \frac{E_{AZS} * h_{AZS}^3}{E_B * h_B^3 + E_{AZS} * h_{AZS}^3 + E_{HGT} * h_{HGT}^3}$	$e_o = \frac{\sum F_i * x_i}{\sum F_i} = \frac{F_1 * x_1 + F_2 * x_2 + F_3 * x_3}{F_1 + F_2 + F_3}$
$M_3 = M_I * \frac{E_{HGT} * h_{HGT}^3}{E_B * h_B^3 + E_{AZS} * h_{AZS}^3 + E_{HGT} * h_{HGT}^3}$	$e_u = (h_B + h_{AZS} + h_{HGT}) - e_o$
	$\sigma_{B,o} = \frac{M_{II}}{I} * e_o$
$\sigma_{B,u} = 6 * \frac{M_1}{h_B^2}$	$\sigma_{B,u} = \frac{M_{II}}{I} * (h_B - e_o)$
	$\sigma_{AZS,o} = \kappa_1 * \frac{M_{II}}{I} * (h_B - e_o)$
$\sigma_{AZS,u} = 6 * \frac{M_2}{h_{AZS}^2}$	$\sigma_{AZS,u} = \kappa_1 * \frac{M_{II}}{I} * e_u$
	$\sigma_{HGT,o} = \kappa_2 * \frac{M_{II}}{I} * (h_B - e_o)$
$\sigma_{HGT,u} = 6 * \frac{M_3}{h_{HGT}^2}$	$\sigma_{HGT,u} = \kappa_2 * \frac{M_{II}}{I} * e_u$

Im Folgenden werden Berechnungen mit einem Vierschichtsystem der Bauweise AZSuB (Betondecke auf AZS, HGT, Frostschuttschicht) und einem Dreischichtsystem für den Aufbau HGT (Betondecke auf HGT, Frostschuttschicht) miteinander verglichen. Abschließend wird der Einfluss der Betondeckendicke für ein Vierschichtsystem bewertet und mit den aufgeführten Rechenverfahren untersucht. Für die Berechnung werden folgende Schichtdicken, E-Moduln und Querdehnzahlen gewählt:

Tabelle 7: Dimensionierung - Festlegung der Kennwerte

Materialkennwert	Wert
Deckendicke Beton [mm]	260
Tragschichtdicke AZS [mm]	50
Tragschichtdicke HGT [mm]	150
E-Modul 1 Betondecke [N/mm ²]	30.000
E-Modul 2 AZS [N/mm ²]	3.425
E-Modul HGT [N/mm ²]	5.000
E-Modul FSS [N/mm ²]	80
Querdehnzahl Beton [-]	0,2
Querdehnzahl AZS [-]	0,35
Querdehnzahl HGT [-]	0,25
Querdehnzahl FSS [-]	0,5
Radlast [kN]	50

Im Folgenden werden ausschließlich die Spannungen an der Betondeckenunterseite und die Einsenkungen dargestellt, hierbei wird zwischen dem Lastfall mit Verbund und ohne Verbund unterschieden.

Die vollständigen Berechnungsergebnisse des Vergleichs der Spannungen σ und Einsenkungen y für ein Vierschichtsystem und ein Dreischichtsystem (Werte kursiv in Klammern angegeben) für den Lastfall Plattenmitte sind in *Anlage A. 1 Dimensionierung - Berechnung der Spannungen und Einsenkungen* aufgezeigt.

Im folgenden Diagramm werden zunächst die Spannungen für den Lastfall ohne Verbund im Vergleich für ein Vier- bzw. Dreischichtsystem mit unterschiedlichen Rechenverfahren dargestellt:

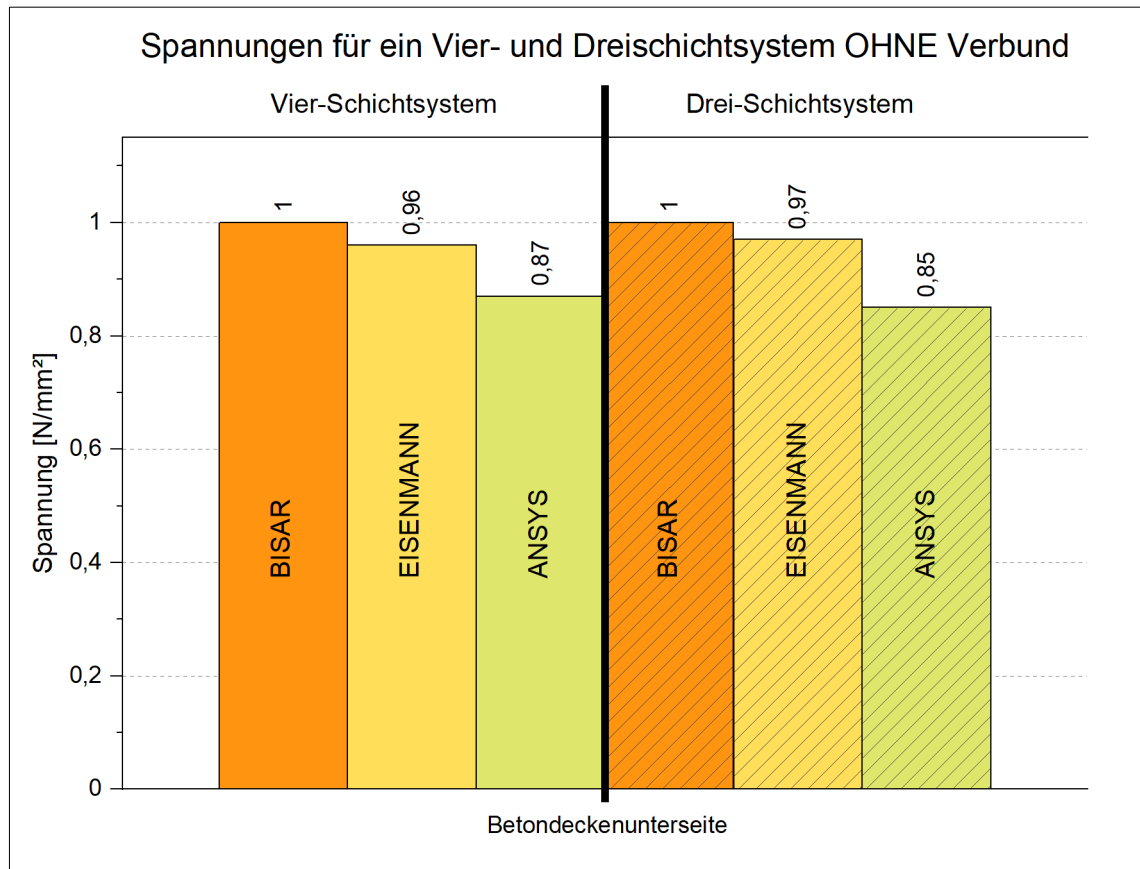
Vergleich der Berechnungsverfahren für den Lastfall ohne Verbund:

Abbildung 7: Dimensionierung - Spannung Vier- und Dreischichtsystem (oV)

Die Spannungen an der Betondeckenunterseite liegen je nach Rechenverfahren und Schichtsystem für den Lastfall ohne Verbund zwischen 1 N/mm² und 0,85 N/mm². Im Vergleich mit den anderen Rechenverfahren ergibt ANSYS eine um 0,13 N/mm² bzw. 0,15 N/mm² geringere Spannung. Für alle Rechenverfahren ergeben sich für den Fall ohne Verbund für beide Schichtsysteme nur geringfügige Abweichungen ($\leq 0,02$ N/mm²). Aufgrund der geringen Abweichungen können die Rechenverfahren für die Spannungsberechnung an der Unterseite der Betondecke als gleichwertig angesehen werden. Dies trifft sowohl auf ein Vier- als auch ein Dreischichtsystem zu.

Unter Berücksichtigung, dass die Dauer-Biegezugfestigkeit einer HGT von 0,8 N/mm² und die Dauer-Biegezugfestigkeit von Asphalt von 0,5 N/mm² (E-Modul von 2.000 N/mm² bis 3.500 N/mm²) bei allen Berechnungsverfahren (Ergebnisse der Spannungen für AZS und HGT siehe *Anlage A. 1 Dimensionierung - Berechnung der Spannungen und Einsenkungen*) eingehalten werden, liegen alle aufgezeigten Berechnungsverfahren auf der sicheren Seite.

Analog zur Spannungsberechnung, werden die Einsenkungen berechnet:

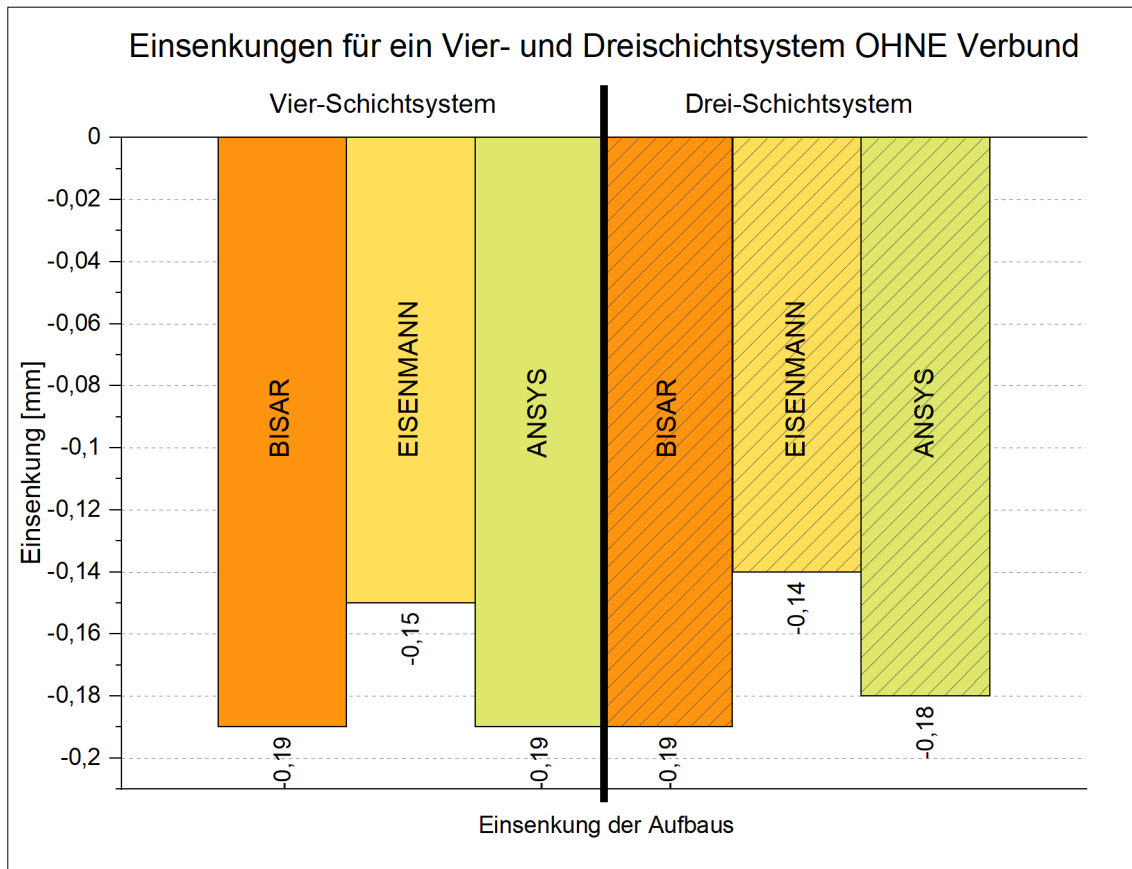


Abbildung 8: Dimensionierung - Einsenkung Vier- und Dreischichtsystem (oV)

Die Einsenkungsberechnung schwankt für alle Berechnungsverfahren bzw. Schichtsysteme zwischen - 0,14 mm und - 0,19 mm. Für das Verfahren EISENMANN ergeben sich die geringsten Einsenkungen. Aufgrund der geringen Abweichung zwischen den Berechnungsverfahren von $\leq 0,05$ mm sind alle Berechnungsverfahren zur Berechnung der Einsenkungen geeignet. Die Einsenkungen des Vier- und Dreischichtsystems unterscheiden sich bei allen Berechnungsverfahren nur geringfügig ($\leq 0,01$ mm) und können daher vernachlässigt werden.

Es zeigt sich, dass die Schicht der AZS für die Betrachtung, der für die Bemessung maßgebenden Biegezugspannungen an der Unterseite der Betondecke, für beide Lastfälle vernachlässigbar ist. Folglich kann für den Lastfall ohne Verbund vereinfacht mit einem Drei-Schichtsystem des Aufbaus HGT (Betondecke auf HGT, Frostschutzschicht) für die Bauweise AZSuB unter Vernachlässigung der AZS gerechnet werden.

Vergleich der Berechnungsverfahren für den Lastfall mit Verbund:

Im Folgenden sind die Berechnungsergebnisse für den Lastfall mit Verbund dargestellt:

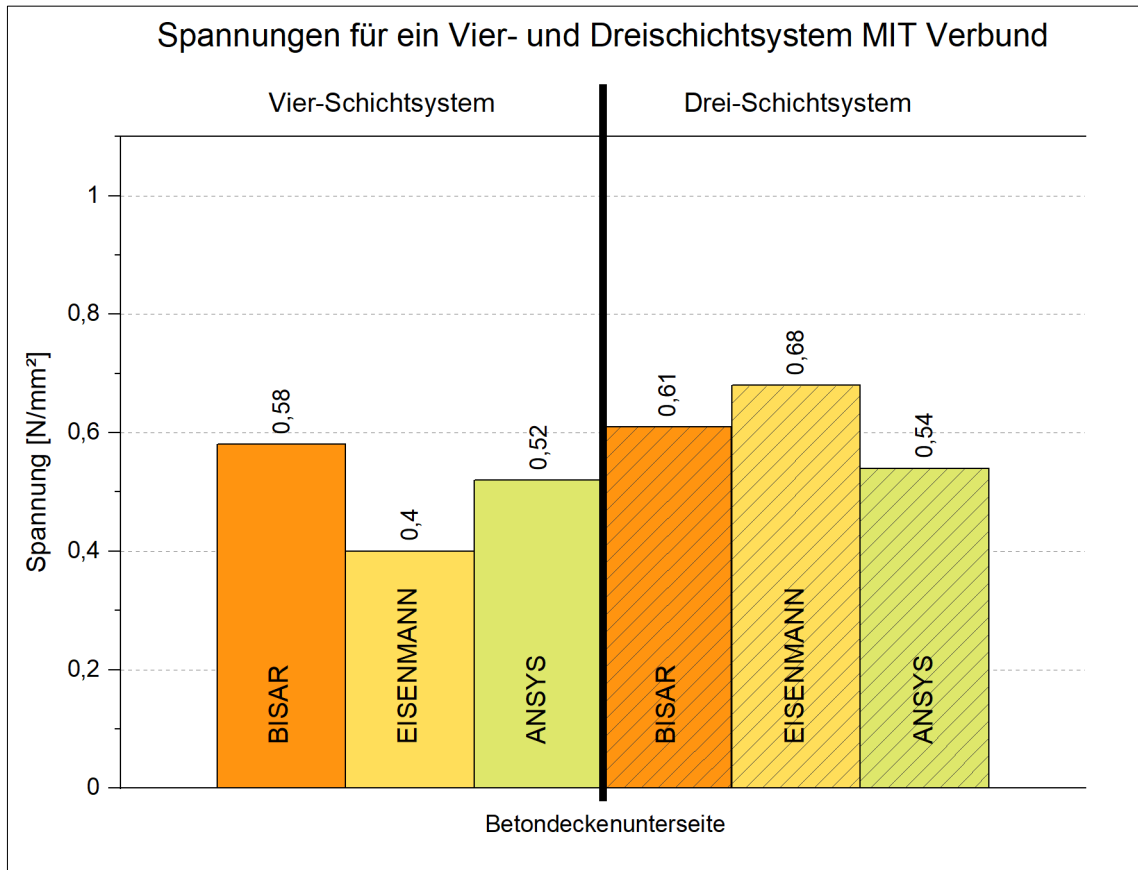


Abbildung 9: Dimensionierung - Spannung Vier- und Dreischichtsystem (mV)

Liegt eine Verbundwirkung zwischen allen Schichten vor, so reduzieren sich die Biegezugspannungen an der Unterseite der Betondecke grob um den Faktor 2 von $1,0 \text{ N/mm}^2$ auf $0,68 \text{ N/mm}^2$ bzw. $0,4 \text{ N/mm}^2$. Dahingehend führt ein Verbund der Schichten zu einer Spannungsreduzierung an der Betondeckenunterseite. In Bezug auf die Bauweise AZSuB ist daher ein Verbund zwischen Betondecke und AZS anzustreben.

Nach ANSYS und BISAR bewirkt die AZS für ein Vierschichtsystem eine geringere Spannungsreduzierung ($\leq 0,03 \text{ N/mm}^2$). Für das Vierschichtsystem nach EISENMANN mit Verbund ergibt sich an der Unterseite der Betondecke die geringste Biegezugspannung von $0,4 \text{ N/mm}^2$. Beim Verfahren nach EISENMANN bewirkt die mittragende Wirkung der AZS eine Reduzierung der Biegezugspannung um $0,28 \text{ N/mm}^2$. Die mittragende Wirkung der AZS wird folglich überschätzt. Um auf der sicheren Seite zu liegen, sollte beim Verfahren nach EISENMANN für ein

Vierschichtsystem der Bauweise AZSuB zur Berechnung der Biegezugspannung der Unterseite der Lastfall ohne Verbund betrachtet werden.

Im Folgenden sind die Einsenkungen für den Lastfall mit Verbund dargestellt:

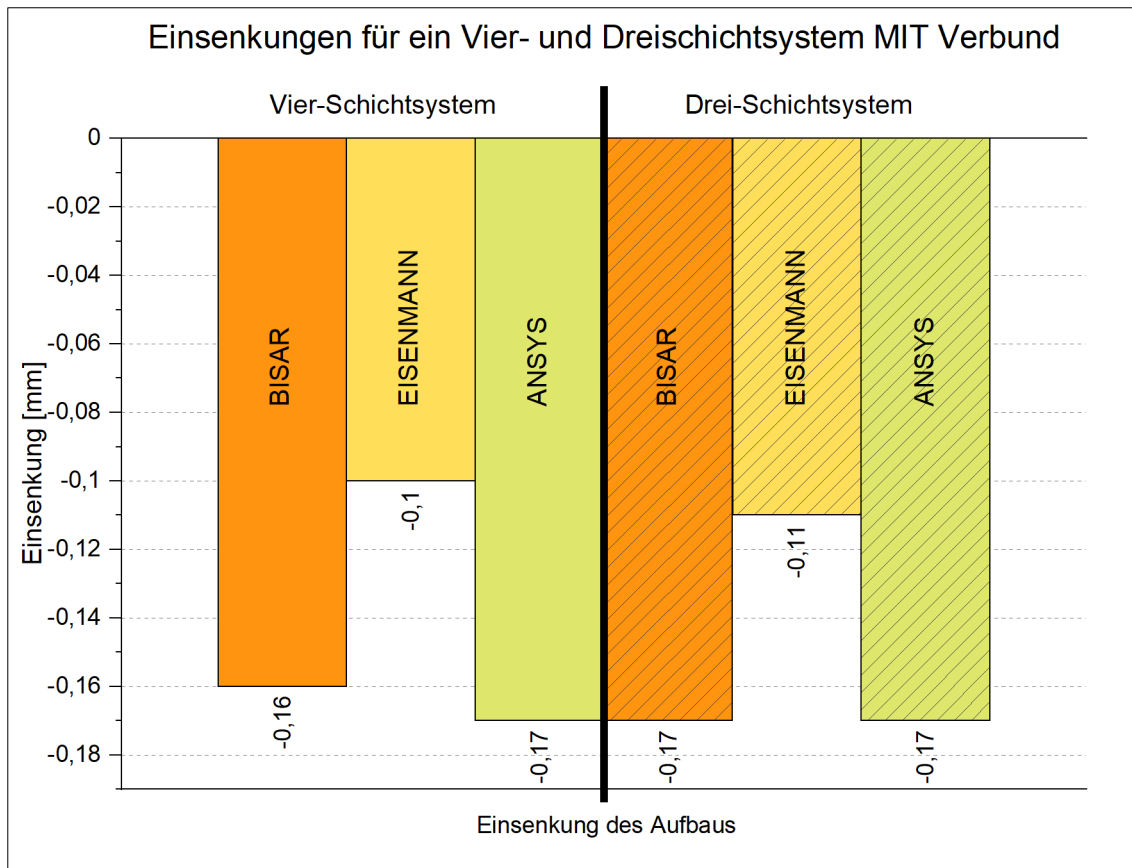


Abbildung 10: Dimensionierung - Einsenkung Vier- und Dreischichtsystem (mV)

Die Einsenkungen nehmen beim Lastfall mit Verbund nur gering ab ($\leq 0,05$ mm). Der Einfluss des Verbunds ist bei allen Verfahren als gering zu bewerten. Die Berechnung für ein Drei- oder Vierschichtsystem unterscheidet sich kaum ($\leq 0,07$ mm) und kann daher vernachlässigt werden.

Die Betrachtung zeigt, dass ein Verbund die Spannungen an der Betondeckenunterseite grob um den Faktor 2 reduziert, die Einsenkungen nehmen durch einen Verbund vernachlässigbar gering ab. Das Verfahren EISENMANN ergibt für den Lastfall mit Verbund für ein Vierschichtsystem der Bauweise AZSuB geringe Spannungen, da die mittragende Wirkung der AZS überschätzt wird. Die Ergebnisse der Spannungen nach EISENMANN für den Lastfall mit Verbund für die Bauweise AZSuB sind daher kritisch zu bewerten. Wie bereits beim Lastfall ohne Verbund zeigen sich bei den Ergebnissen der Einsenkungen und den Spannungen nach BIZAR und ANSYS zwischen einem Vier-

und Dreischichtsystem nur sehr geringe Unterschiede und bestätigen, dass vereinfacht mit einem Dreischichtsystem (Betondecke, HGT, Frostschutzschicht) für die Bauweise AZSuB gerechnet werden kann.

Im Weiteren wird der Einfluss der Betondeckendicke auf die Dimensionierung eines Drei- und Vierschichtsystems untersucht. Hierfür werden exemplarisch der Lastfall Plattenrand für das Rechenverfahren nach EISENMANN betrachtet.

Einfluss der Betondeckendicke

Die Beanspruchung einer Betondecke wird durch eine größere Deckendicke reduziert. In erster Näherung wird die Biegebeanspruchung mit dem Quadrat der Deckendicke abgebaut. Die mittragende Wirkung der Tragschicht führt für den Fall mit Verbund zwischen den Schichten zu geringen Biegezugspannungen in der Betondecke. [7] Im Folgenden sind die Spannungen an der Betondeckenunterseite in Abhängigkeit der Betondeckendicke für den Lastfall Plattenrand für ein Dreischichtsystem (Betondecke auf HGT, Frostschutzschicht) und ein Vierschichtsystem (Betondecke auf AZS, HGT, Frostschutzschicht) jeweils mit und ohne Verbundwirkung dargestellt.

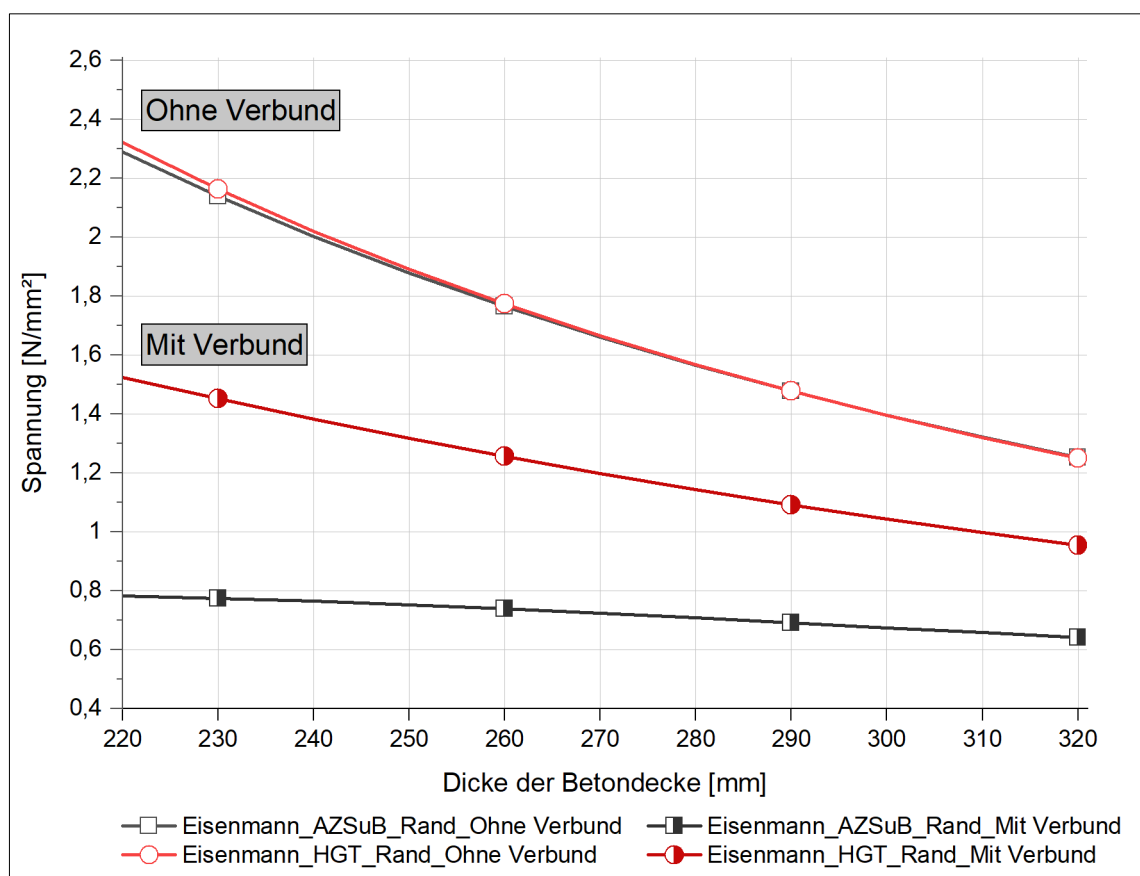


Abbildung 11: Dimensionierung - Biegezugspannung an Betondeckenunterseite

Die Spannungen an der Betondeckenunterseite nehmen bei einer Verdickung der Betondecke von 220 mm auf 320 mm für die Fälle

- ohne Verbundwirkung für ein Drei- und Vierschichtsystem von 2,3 N/mm² auf 1,25 N/mm² (Abnahme um 46 %),
- für Dreischichtsystem (Aufbau HGT) mit Verbund von 1,52 N/mm² auf 0,95 N/mm² (Abnahme um 38 %) und
- für ein Vierschichtsystem (Aufbau AZSuB) mit Verbund von 0,78 N/mm² auf 0,64 N/mm² (Abnahme um 18 %)

ab. Die Spannungen nehmen mit zunehmender Betondeckendicke insbesondere beim Lastfall ohne Verbund stark ab. Erneut zeigt sich, dass die Spannungen für ein Vierschichtsystem für den Lastfall Verbund nach EISENMANN geringe Werte ergeben. Um auf der sicheren Seite zu sein, sollte bei einer Berechnung nach EISENMANN für ein Vierschichtsystem der Bauweise AZSuB die Spannungen mit dem Lastfall ohne Verbund gerechnet werden.

Die Spannungsreduzierung an der Betondeckenunterseite wird maßgeblich von der Betondeckendicke beeinflusst. Um den Einfluss der Betondeckendicke für die Dimensionierung der AZS zu vermeiden, wird im Weiteren mit einer konstanten Betondeckendicke gerechnet.

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

Aufgrund der vergleichbaren Ergebnisse zwischen einem Drei- und Vierschichtsystem für die Lastfälle mit und ohne Verbund, ist der Einfluss der Schichtdicke der AZS im Rahmen der Dimensionierung gering. Dies kann auf die geringe Schichtdicke der AZS zurückgeführt werden.

Für die Bauweise AZSuB kann vereinfacht für den Lastfall ohne Verbund mit einem Dreischichtsystem nach EISENMANN gerechnet werden. Die angewendeten Rechenverfahren ergeben hierfür vergleichbare Ergebnisse. Es zeigt sich jedoch, dass das Verfahren nach EISENMANN bei einem Vierschichtsystem der Bauweise AZSuB für den Lastfall mit Verbund die mittragende Wirkung der AZS überschätzt. Die Ergebnisse der Spannungsberechnung für die Bauweise AZSuB nach EISENMANN für den Lastfall Verbund sind daher kritisch zu bewerten.

Der Ansatz der RDO Beton 09 [119] für die Bauweise AZSuB, dass die AZS bei der Dimensionierung durch eine Reduzierung der Betondeckendicke um 10 mm berücksichtigt werden darf, kann nicht bestätigt werden. Insbesondere unter dem Aspekt der Dauerhaftigkeit sollte die Betondeckendicke nicht weiter, wie derzeit im Regelwerk verankert, reduziert werden. Zusätzlich vermeiden die im unteren Bereich der Literatur gewählten Materialkennwerte der Berechnungen eine weitere Reduzierung der Betondeckendicke. Ein Verbund zwischen den Schichten führt grundsätzlich zu einer Reduzierung der maßgebenden Spannungen an der Betondeckenunterseite.

Es ist jedoch zu bedenken, dass bei einer direkten, steifen Auflagerung, wie bei der Bauweise Betondecke auf HGT, ein guter Verbund der HGT zur Betondecke die Längenänderung der Betondecke behindert und hierdurch zusätzliche Spannungen erzeugt. Dahingehend ist ein Verbund der Betondecke zur darunterliegenden Schicht in Verbindung mit einer flexiblen Auflagerung (wie bei einer Asphaltauflagerung), die die Bewegung der Betondecke ermöglicht, anzustreben.

Bei der Bauweise HGT unter Betondecken mit Vliesstoff nach der derzeit gültigen RStO 12 [124] ist der Verbund zwischen Betondecke und HGT durch den Vliesstoff unterbunden und somit in Bezug auf die Spannungsbetrachtung als ungünstig zu bewerten. Inwiefern eine Verdickung der Betondecke um 10 mm diesen Nachteil ausgleicht, ist in zukünftigen Untersuchungen zu prüfen.

Im Weiteren werden die erforderliche Schichtdicke der HGT sowie der AZS vertiefter untersucht. Um den Einfluss der Betondeckenschichtdicke bei der weiteren Dimensionierung zu vermeiden, wird mit einer konstanten Betondeckendicke von 260 mm gerechnet.

4.2 Berechnung der Verkehrslastspannung für AZSuB

Für die Ermittlung der Biegezugspannungen der Betondecke infolge Verkehrslast wird einheitlich als Bemessungslast die 10 t-Achse bzw. eine Radlast von 50 kN gewählt [29]. Zur Dimensionierung der Bauweise AZSuB wird eine Betondeckendicke von 260 mm angenommen und die darunterliegende Asphaltzwischenenschicht zwischen 30 mm und 60 mm variiert. Die HGT variiert zwischen 120 mm und 150 mm. Für die Dimensionierung wird der Temperatureinfluss unter Änderung des temperaturabhängigen E-Moduls des Asphalts berücksichtigt. Die Gesamtdicke des frostsicheren Oberbaus beträgt einheitlich 800 mm. Für die Dimensionierung werden folgende Materialparameter verwendet:

Tabelle 8: Dimensionierung - Festlegung der Kennwerte

Schicht	Schichtdicke [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]
Betondecke	260	30.000	0,2
AZS	30 bis 60	327 (Lastfall Sommer) 26.720 (Lastfall Winter)	0,35
HGT	120 und 150	5.000	0,25
FSS	Variabel	80	0,5

Der E-Modul des Betons wird im unteren Bereich der Literaturangaben mit 30.000 N/mm² gewählt. Für die AZS wird ein E-Modul nach RDO Asphalt 09 [118] für einen Kalibrierasphalt der Tragschicht angenommen (ungünstigere Werte als für eine Asphaltdeckschicht). Um den temperaturabhängigen E-Modul des Asphalts zu berücksichtigen, wird für die AZS ein E-Modul für den Lastfall Winter bei - 20 °C und für den Lastfall Sommer bei + 50 °C angesetzt. Es sei darauf hingewiesen, dass es sich hierbei um eine Extremwertbetrachtung handelt, da insbesondere der Lastfall Sommer für die AZS aufgrund der wärmeschützenden Wirkung der Betondecke als sehr ungünstig anzusehen ist.

Da die HGT in der Bauphase ohne schützende Wirkung durch die Betondecke bzw. AZS den Klimabedingungen sowie dem Baustellenverkehr ausgesetzt ist, kann davon ausgegangen werden, dass die HGT reißt. Die feinen Risse der HGT weisen eine sehr geringe Rissöffnung auf und bewirken eine Querkraftübertragung mit einem Wirksamkeitsindex von 60 % bis 80 %. Die Risse reduzieren die Steifigkeit der HGT. [39] Dies wird in der Berechnung durch Reduzierung des E-Moduls der HGT berücksichtigt.

Die Schichtdicke der Betondecke von 260 mm entspricht der Belastungsklasse Bk 100 nach RStO 12 [124] mit einer Asphalttragschichtauflagerung. Die Variation der AZS erfolgt in Anlehnung an die RDO Beton 09 [119], wobei die geringste Schichtdicke auf 30 mm reduziert wird. Die Schichtdicke der HGT entspricht der Festlegung der RStO 12 [124]. Die Reduzierung der HGT auf 120 mm folgt dem Ansatz nach dem „*Merkblatt für Planung, Konstruktion und Bau von Verkehrsflächen aus Beton – Teil 3 Container- und Logistikflächen*“, Ausgabe 2018 (M VaB Teil 3 18) [129].

Für die Dimensionierung wird der Lastfall Plattenmitte betrachtet, um einen Vergleich mit der Mehrschichtentheorie mit Hilfe der Berechnungssoftware BISAR zu ermöglichen. Für die Dimensionierung der Verkehrslast werden folgende Verfahren angewendet:

- Mehrschichtentheorie unter Anwendung der Software BISAR
- EISENMANN (Vierschichtsystem der Bauweise AZSuB mit Berücksichtigung der mittragenden Wirkung der Tragschicht)
- Finite-Elemente-Methode unter Anwendung der Software ANSYS

Annahmen und Lastfälle

Die Temperatureinflüsse werden durch einen variierenden E-Modul des Asphalts berücksichtigt. Es wird zwischen dem **Lastfall Sommer und Winter** unterschieden.

Anhand von Bohrkernen aus Laborversuchen sowie aus dem Feldversuch ist davon auszugehen, dass zwischen der Betondecke und der AZS ein Verbund über einen Großteil der Liegedauer hinweg gegeben ist. Ein Verbund zwischen AZS und HGT kann nicht bestätigt werden. Durch einen gelösten Verbund entsteht eine Relativverschiebung zwischen den Schichten. Die Relativverschiebung ist am Plattenrand dreimal größer als in Plattenmitte und führt zu einem Lösen des Verbunds ausgehend vom Fugenbereich [7]. Dies entspricht Untersuchungen an Bohrkernen zum Verbund an Bestandsstrecken [20, 88]. Um sowohl den Fall mit Verbund als auch Verbundtrennung für die Dimensionierung der Schichtdicke der AZS und der HGT zu berücksichtigen, werden bei den Berechnungen der **Lastfall mit und ohne Verbund** berücksichtigt.

Im Folgenden werden exemplarisch die Ergebnisse nach dem Rechenverfahren BISAR dargestellt.

Einfluss einer variierenden Schichtdicke von AZS und HGT

Zunächst werden die Biegezugspannungen an der Betondeckenunterseite bei einer variierenden Schichtdicke der AZS und HGT betrachtet. Die Schichtdicke der AZS wirkt sich nur geringfügig auf die kritischen Biegezugspannungen an der Unterseite der Betondecke aus. Die Schichtdicke der HGT wirkt sich ebenfalls nur geringfügig aus. Die Biegezugspannungen an der Betondeckenunterseite variieren für den **Lastfall Sommer ohne Verbund** zwischen 1,01 N/mm² und 1,03 N/mm²:

Tabelle 9: Dimensionierung - Spannung aus Verkehrslast (Sommer ohne Verbund)

Biegezugspannung [N/mm ²]	AZS: 30 mm	AZS: 60 mm	AZS: 30 mm	AZS: 60 mm
	HGT: 150 mm		HGT: 120 mm	
$\sigma_{B,o}$	- 1,247	- 1,250	- 1,259	- 1,259
$\sigma_{B,u}$	1,012	1,017	1,027	1,027
$\sigma_{AZS,o}$	- 0,006	- 0,007	- 0,007	- 0,007
$\sigma_{AZS,u}$	- 0,003	0,000	0,000	0,000
$\sigma_{HGT,o}$	- 0,100	- 0,091	- 0,080	- 0,080
$\sigma_{HGT,u}$	- 0,093	0,087	0,036	0,076

Die berechneten Biegezugspannungen für den Lastfall Sommer ohne Verbund liegen unter der Dauer-Biegezugfestigkeit von 0,1 N/mm² für Asphalt bzw. der Dauer-Biegezugfestigkeit von 0,8 N/mm² für die HGT. Die zulässigen Dauer-Biegezugfestigkeiten werden für alle Schichten bzw. Schichtdicken eingehalten.

Die höchsten Biegezugspannungen in den Schichten der AZS und HGT ergeben sich beim **Lastfall Winter mit Verbund**:

Tabelle 10: Dimensionierung - Spannung aus Verkehrslast (Winter mit Verbund)

Biegezugspannung [N/mm ²]	AZS: 30 mm	AZS: 60 mm	AZS: 30 mm	AZS: 60 mm
	HGT: 150 mm		HGT: 120 mm	
$\sigma_{B,o}$	- 0,971	- 0,905	- 0,929	- 0,929
$\sigma_{B,u}$	0,404	0,277	0,301	0,301
$\sigma_{AZS,o}$	0,429	0,281	0,311	0,311
$\sigma_{AZS,u}$	0,574	0,504	0,549	0,549
$\sigma_{HGT,o}$	0,081	0,072	0,082	0,082
$\sigma_{HGT,u}$	0,154	0,132	0,118	0,138

Die erhöhten Biegezugspannungen sind auf die erhöhte Steifigkeit des Systems durch den hohen E-Modul der AZS von 26.720 N/mm^2 bei kalten Temperaturen im Winter zurückzuführen. Einerseits zieht eine steifere Schicht mit einem höheren E-Modul eine größere Biegebeanspruchung an. Andererseits erhöht sich hierdurch aber auch die zulässige Biegezugspannung bzw. Dauer-Biegezugfestigkeit (siehe *Tabelle 4: Materialkennwerte - Zeitfestigkeit des Asphalts nach* [32]). Die Dauer-Biegezugfestigkeiten von Asphalt werden im Lastfall Winter mit Verbund bei allen Schichtdickenvarianten der AZS und HGT nicht überschritten.

Die Dauer-Biegezugfestigkeit der HGT ($< 0,8 \text{ N/mm}^2$) wird sowohl bei einer HGT mit 120 mm als auch 150 mm eingehalten.

Die **Lastfälle Winter ohne Verbund** und **Sommer mit Verbund** sind in *Anlage A. 1 Dimensionierung - Berechnung der Spannungen und Einsenkungen* dargestellt. Für die Lastfälle werden die Dauer-Biegezugfestigkeiten für Asphalt und HGT eingehalten.

Die HGT ist in der Baustellenphase der größten Beanspruchung durch den Baustellenverkehr ausgesetzt. Die Schichtdicke der HGT von 150 mm stellt ein Mindestmaß dar, um eine Rissbildung der HGT infolge Baustellenverkehr auszuschließen [7, 57]. Unter Berücksichtigung eines E_{v2} - Wertes von 120 N/mm^2 nach ZTV E - StB 17 [127] ergibt sich für eine 150 mm dicke HGT für den Lastfall Plattenmitte ohne Verbund eine Biegezugspannung von $1,17 \text{ N/mm}^2$, bei einer Reduzierung auf 120 mm ergibt sich eine Biegezugspannung von $1,29 \text{ N/mm}^2$. Bei der Reduzierung der HGT auf 120 mm ist daher auf die Einhaltung des E_{v2} - Wertes von $\geq 120 \text{ N/mm}^2$ sowie die Einhaltung der Anforderungen an die Druckfestigkeit einer HGT nach ZTV Beton StB 07 [114] zu achten. Bei einer Unterschreitung des E_{v2} - Wertes auf 80 N/mm^2 erhöhen sich die Biegezugsspannungen an der Unterseite der HGT auf $1,59 \text{ N/mm}^2$ bei einer 120 mm dicken HGT. Dieser Wert erreicht die statische Biegezugfestigkeit der HGT und ist zu vermeiden.

Die AZS ist, wie die HGT, in der Baustellenphase einer großen Beanspruchung durch Baustellenverkehr ausgesetzt. Durch das Befahren der AZS besteht die Gefahr, dass Reflexionsrisse durch die HGT in der AZS oder Verdrückungen entstehen. Bei einer relativen vertikalen Fugenbewegung der Fugen und Risse der HGT von kleiner als 0,06 mm sind keine Reflexionsrisse bei einer dünnen Asphaltüberbauung (Überbauung mit 40 mm SMA) zu erwarten [26]. Messungen bei einer Überbauung einer Betondecke ergeben, dass insbesondere zu Beginn der Überbauung mit einer dünnen Asphaltenschicht die mittlere Fugenrandbewegung im Mittel bei 0,01 mm liegt [61].

Nach „RVS 08.17.01 - Mit Bindemittel stabilisierte Tragschichten“, Ausgabe 2019 (RVS 08.17.01) [131] sind bei zementstabilisierten Tragschichten nur dann Kerbfugen erforderlich, wenn im Rahmen der Erstprüfung eine 7-Tage-Druckfestigkeit von mehr als 5 N/mm² festgestellt wird. Nach ZTV RDO Beton - StB 20 [128] kann auf ein Kerben der HGT bei der Bauweise AZSuB komplett verzichtet werden. Bei der Begehung der Untersuchungsstrecke in Österreich (siehe *Kapitel 5.4 Feldmessung an der Tauernautobahn*) können keine Risse an der AZS oder Verdrückungen festgestellt werden. Daher ist davon auszugehen, dass durch die Befahrung mit Baustellenverkehr keine Reflexionsrisse oder Verdrückungen in der AZS zu erwarten sind. Auf eine weitere theoretische Betrachtung wird daher verzichtet. Nichts desto trotz ist die Befahrung der AZS auf ein Mindestmaß zu reduziert.

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

Es kann festgehalten werden, dass sich die untersuchte Schichtdicke der HGT und der AZS in einem vernachlässigbaren Maße auf die Biegezugspannungen an der Betondeckenunterseite auswirken. Grundsätzlich kann die Schichtdicke der AZS anteilig auf die Schichtdicke der HGT angerechnet werden und die Schichtdicke der HGT auf 120 mm reduziert werden. Hierbei ist jedoch auf einen ausreichenden E_{v2} - Wert ≥ 120 N/mm² der Frostschutzschicht zu achten, um wilde Risse in der Bauphase an der HGT zu vermeiden. Eine Reduzierung der Schichtdicke der HGT auf ein Mindestmaß von 120 mm und der AZS von 30 mm ist jedoch unter Berücksichtigung der Bauphase und des damit verbundenen Baustellenverkehrs kritisch zu bewerten.

Die Dicke der AZS ergibt sich nicht nur aus dimensionierungsrelevanten Aspekten, sondern auch aus den Anforderungen einer Mindestdicke in Abhängigkeit des Mischguts und des damit verbundenen Größtkorns. Die Mindestdicke für ein Tragschichtmischgut liegt nach „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen“, Ausgabe 2009 in geänderter Fassung von 2013 (ZTV BEA - StB 09/13) [120] für AC 16 TS bei 45 mm. Nach ZTV Asphalt - StB 07/13 [115] darf die Sollhöhe der Asphaltsschicht unter Betondecken nicht mehr als 5 mm überschreiten bzw. nicht mehr als 15 mm unterschreiten. Bei einer Dicke der AZS von 40 mm und einer zulässigen Einbautoleranz in der Sollhöhe der AZS von 15 mm, würden sich punktuelle Bereiche mit einer Schichtdicke der AZS von 25 mm ergeben.

Bei einer Untersuchung an Strecken mit einer bituminösen Zwischenschicht mit 30 mm kann festgestellt werden, dass diese nach 30 Jahren Lebensdauer aufgrund der geringen Schichtdicke der Zwischenschicht bereits erodiert ist [59]. Daher ist eine Schichtdicke der AZS (unabhängig von der Betondeckendicke) kleiner als 50 mm nicht zu empfehlen.

Die kritische Beanspruchung für die AZS und HGT ergibt sich aus der Baustellenphase und die direkte Befahrung der Schichten durch den Baustellenverkehr sowie meteorologische Einflüsse.

Als Fazit aus der Dimensionierung aus vertikaler Verkehrslast ergibt sich eine Mindestdicke der AZS von 50 mm und eine mögliche Reduzierung der HGT auf 120 mm, wenn ein ausreichender E_{v2} - Wert $\geq 120 \text{ N/mm}^2$ gewährleistet ist.

Im Weiteren werden Einflüsse aus horizontal wirkenden Belastungen sowie thermischer Beanspruchung betrachtet.

4.3 Berechnung der Horizontal wirkenden Belastungen

4.3.1 Schubspannungen infolge vertikaler Belastungen

Durch die Verkehrsbelastung wirkt an der Schichtgrenze zwischen Betondecke und AZS bzw. HGT eine horizontale Belastung in Form von Schubspannungen.

BIRMANN [7] 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. 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:

$$\tau_{zx}(x, z) = \frac{q(x) * S_y(z)}{I_y} \quad 4-1$$

Am Rand der Toplast p mit dem Belastungskreishalbmesser a wirkt die größte Querkraft, die mit zunehmender Entfernung hyperbolisch abnimmt:

$$q(x = a) = \frac{p * a}{2} \quad 4-2$$

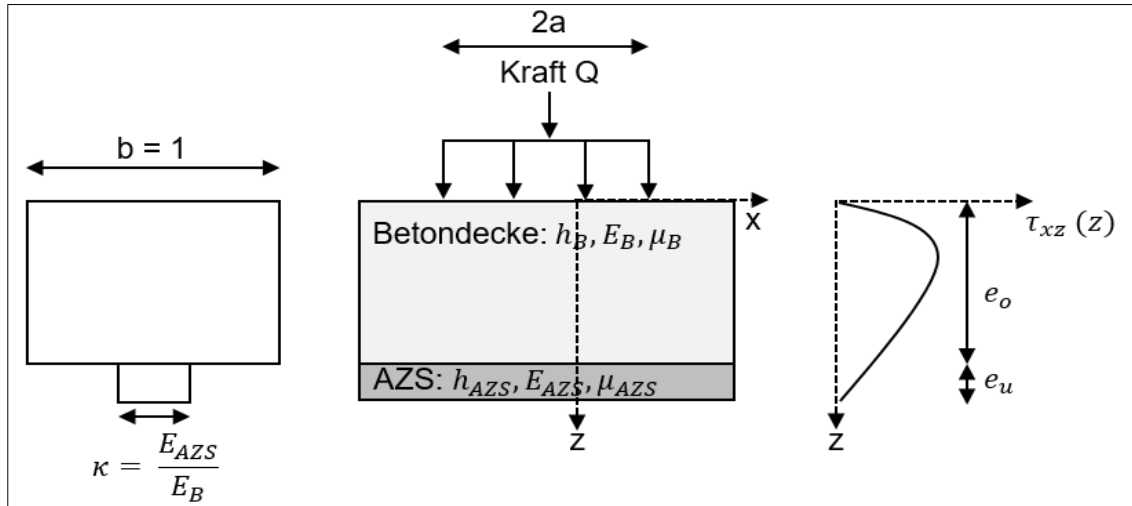


Abbildung 12: Dimensionierung - Schubspannungsmodell nach [18]

Kombiniert mit dem Plattenbalken-Ersatzmodell ergibt sich für eine Betonplatte mit der Dicke h_B folgende Herleitung der Schubspannung nach [7].

Der Plattenbalken kann mit folgenden Größen beschrieben werden:

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

$$e_o = \frac{h_B * (0,5 + \kappa * \beta * (1 + \frac{\beta}{2}))}{1 + \kappa * \beta} \quad 4-4$$

$$\kappa = \frac{E_{AZS}}{E_B}; \quad \beta = \frac{h_{AZS}}{h_B} \quad 4-5$$

Das Flächenträgheitsmoment I_y des Plattenbalkens ergibt sich zu:

$$I_y = \frac{i * h_B}{1 + \kappa * \beta} \quad 4-6$$

Der Schubfluss T an der Schichtgrenze $z = h_B$ berechnet sich zu:

$$T(\kappa, \beta) = \frac{6 * (1 + \beta)}{\frac{1}{\kappa * \beta} + 4 + 6 * \beta + 4 * \beta^2 + \kappa * \beta^3} \quad 4-7$$

Die Schubspannung an der Schichtgrenze über den Querschnitt berechnet sich wie folgt:

$$\tau_{zx}(z = h_B) = \frac{q(x) * (e_o * h_B - 0,5 * h_B^2)}{I_y} = \frac{q(x) * T(\kappa, \beta)}{h_B} \quad 4-8$$

Bei einer dicken Platte ist das Maximum der Schubspannung in der Schichtgrenze kleiner und liegt außerhalb der Belastungsfläche. Dies kann durch den Faktor V , der eine Lastausstrahlung unter 45° bis zur Schwerachse $z = e_0$ annimmt, berücksichtigt werden:

$$\max \tau_{zx} = p * a * \frac{T(\kappa, \beta)}{2 * h_B * V} \quad 4-9$$

$$V = 1 + h_B * \frac{(1 + \kappa * \beta * (2 + \beta))}{2a * (1 + \kappa * \beta)} = \frac{a + e_0}{a} \quad 4-10$$

Für eine Abschätzung kann der Faktor $V = 1$ vereinfacht werden [21].

Bei einer Zunahme der Betondeckenschichtdicke reduzieren sich die Schubspannungen an der Schichtgrenze. Bei einer 50 mm dicken AZS betragen die max. Schubspannungen für den Lastfall Winter für eine 200 mm dicke Betondecke 0,11 N/mm², für eine 320 mm dicke Betondecke 0,04 N/mm². Bei einer Verdickung der AZS von 30 mm auf 60 mm und der Zunahme der Betondeckenschichtdicke von 200 mm auf 320 mm nimmt der Verhältniswert β aus den Schichtdicken zu. Der Abstand e_0 zur Schwerpunktsachse nimmt zu, folglich verschieben sich die max. Schubspannungen zur Schichtgrenze. Die Zunahme der Verhältniszahl β und das Verschieben des Schwerpunktabstands für den Lastfall Winter bei einer 260 mm dicken Betondecke sind in der folgenden Tabelle aufgezeigt:

Tabelle 11: Dimensionierung - Verhältniszahl und Schwerpunktabstand

Verhältniszahl β Schwerpunktabstand e_0	AZS: 30 mm	AZS: 40 mm	AZS: 50 mm	AZS: 60 mm
Verhältniszahl β [-]	0,12	0,15	0,19	0,23
Schwerpunktabstand e_0 [mm]	144	148	153	157

Für die Bauweise AZSuB ergeben sich folgende maximale Schubspannungen unter Berücksichtigung einer Lastausstrahlung (Faktor V wird berechnet) für eine Betondecke mit einer Schichtdicke von 260 mm für den Lastfall Plattenmitte am Rand der Topflast:

Tabelle 12: Dimensionierung - Schubspannungen bei vertikaler Belastung

Schubspannung [N/mm ²]	AZS: 30 mm	AZS: 40 mm	AZS: 50 mm	AZS: 60 mm
Winter	0,048	0,058	0,065	0,070
Sommer	0,0009	0,001	0,002	0,002

Es zeigt sich, dass der Lastfall Winter mit einem hohen E-Modul der AZS maßgebend ist. Die ermittelten Werte liegen unter der statischen Schubfestigkeit für Asphalt von $0,85 \text{ N/mm}^2$ nach ZTV Asphalt - StB 07/13 [115]. Nach DIRNHOFER [18] werden aus Bohrkernen einer Versuchsstrecke eine statische Festigkeit von $1,19 \text{ N/mm}^2$ und nach dem Verfahren PROT eine Dauer-Schubfestigkeit von $0,13 \text{ N/mm}^2$ für Asphalt ermittelt, wobei die ermittelte Dauer-Schubfestigkeit als sehr gering anzusehen ist. Ein Vergleich der zulässigen Biegezug- und Schubfestigkeiten zeigt, dass nach der Spannungshypothese von MOHR die zulässige Schubfestigkeit gleich 0,5 mal der zulässigen Biegezugspannung ist [35]. Somit ergibt sich für Asphalt für den Lastfall Sommer eine zulässige Schubspannung von $0,05 \text{ N/mm}^2$ und den Lastfall Winter eine zulässige Schubspannung von $0,7 \text{ N/mm}^2$. Die zulässigen Schubspannungen für Asphalt werden für alle Dicken der Betondecke von 200 mm bis 320 mm für eine Dicke der AZS von 30 mm bis 60 mm eingehalten.

Die Schubfestigkeit der HGT liegt bei $0,35 \text{ N/mm}^2$, die Dauer-Schubfestigkeit der HGT liegt bei $0,18 \text{ N/mm}^2$ [7]. Aufgrund fehlender, aktuellerer Werte zur Schubfestigkeit der HGT, wird auf diese Werte aus dem Jahr 1981 zurückgegriffen. Da die Schubspannung analog zu den Vertikalspannungen mit der Tiefe abklingen und in der ersten Schichtgrenze Werte unter der zulässigen Dauer-Schubfestigkeit der HGT erreicht werden, werden diese nicht weiter berücksichtigt.

Die Schubspannung ist proportional zur Querkraft, folglich kann die Schubspannung am Plattenrand bei einem Wirksamkeitsindex von 0 % bis auf das Doppelte ansteigen. Da die Vertikalspannungen jedoch in der Schichtgrenze außerhalb der Lastfläche hauptsächlich von der Steifigkeit der ersten und zweiten Schicht abhängen, kann in erster Näherung von der gleichen Vertikalspannung außerhalb der Topflast wie in Plattenmitte ausgegangen werden. Bei ungleichmäßiger Erwärmung verwölbt sich die Platte im Fugenbereich, womit durch das Eigengewicht der Betonplatte zusätzliche Querkräfte und Schubspannungen von $0,1 \text{ N/mm}^2$ entstehen. [7]

Unter Annahme einer doppelten Schubspannung im Fugenbereich einschließlich der Schubspannungen aus Eigengewicht, werden die zulässigen Schubspannungen für Asphalt von $0,05 \text{ N/mm}^2$ (Sommer) und von $0,7 \text{ N/mm}^2$ (Winter) eingehalten.

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

Es kann festgehalten werden, dass für alle untersuchten Varianten die zulässigen Schubspannungen an der Schichtgrenze eingehalten werden können. Selbst die als pessimistisch anzusetzende Dauer-Schubfestigkeit nach DIRNHOFER [18] kann für alle Aufbauten in Plattenmitte eingehalten werden.

4.3.2 Schubspannungen infolge horizontaler Belastungen

Horizontale Belastungen können infolge von Brems- bzw. Beschleunigungsvorgängen oder der Kurvenfahrt auf den Oberbau wirken.

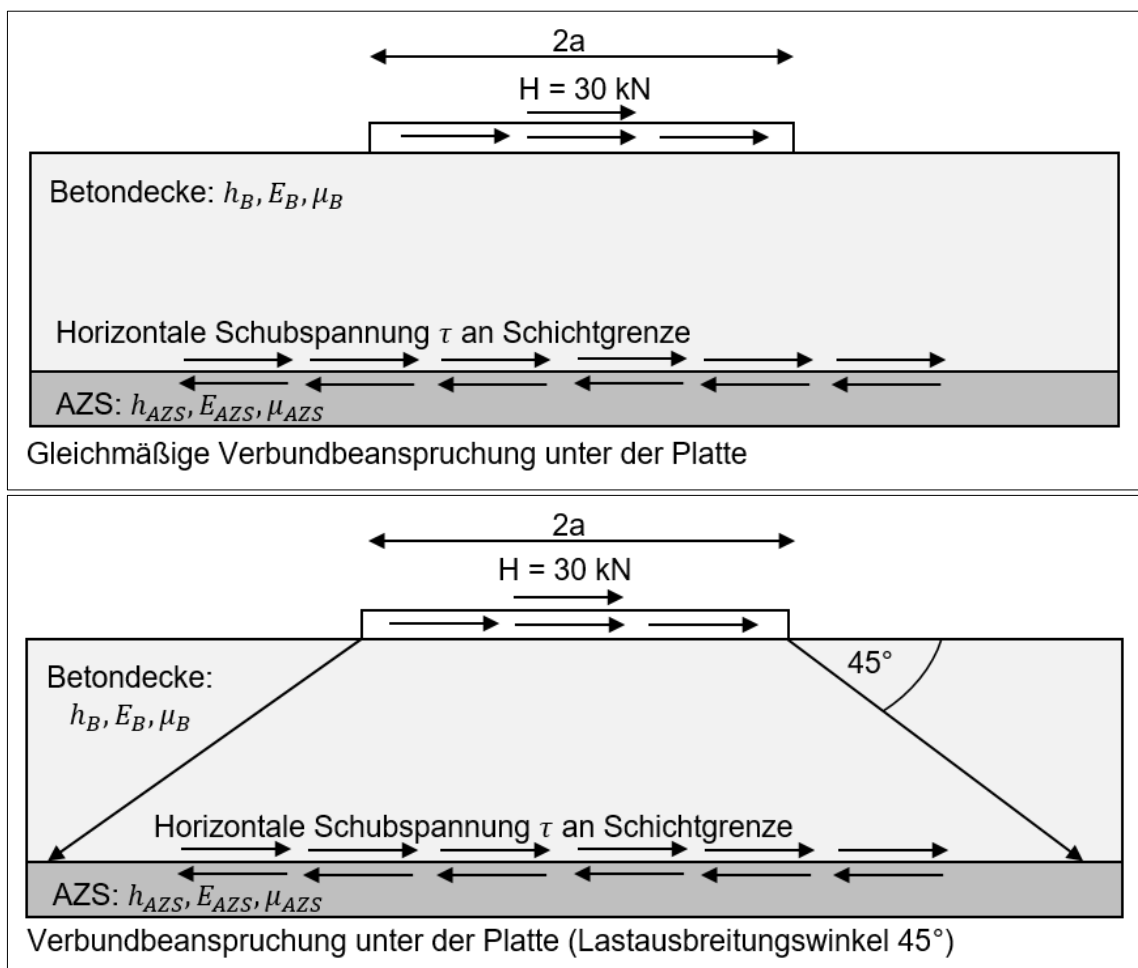


Abbildung 13: Dimensionierung - Schubspannung infolge horizontaler Belastung

Unter Berücksichtigung eines Lastausbreitungswinkels von 45° berechnet sich die wirkende Schubspannung beim Bremsvorgang mit der Horizontalkraft H an der Schichtgrenze zu:

$$\tau = \frac{H}{(a + h_B)^2 * \pi} \quad 4-11$$

Mit zunehmender Betondeckenschichtdicke reduzieren sich die horizontalen Schubspannungen. Beim Bremsvorgang unter der Annahme einer Horizontalkraft von 30 kN ergeben sich Schubspannungen von $0,08 \text{ N/mm}^2$ für eine 200 mm dicke Betondecke und $0,04 \text{ N/mm}^2$ für eine 320 mm dicke Betondecke.

Für einen Bremsvorgang kann nach „Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2 Verkehrslasten auf Brücken – Nationaler Anhang“, Ausgabe 2012 (DIN EN 1991 - 2/NA:2012 - 08) [105] eine wirkende Horizontalkraft von 180 kN je Doppelachse mit einer Lasterverteilung über vier Aufstandsflächen von je 400 mm x 400 mm angesetzt werden.

$$\tau = \frac{H}{4 * (400 + 2 * h_B)^2} \quad 4-12$$

Die Schubspannung infolge eines Bremsvorgangs liegt für eine 260 mm dicke Betondecke bei $0,04 \text{ N/mm}^2$ und bei einer Schichtdicke der Betondecke von 200 mm bei $0,07 \text{ N/mm}^2$.

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

Die Schubspannung wird fast vollständig durch die Betondecke aufgenommen. Die Schubspannung infolge Bremsen ist für die Bauweise AZSuB vernachlässigbar.

4.3.3 Schubspannungen an der Schichtgrenze infolge Querkraftübertragung

Im Fugenbereich der Betondecke ist die AZS einer Schubspannung τ_D infolge der Querkraftübertragung der Betondecke an der Fuge ausgesetzt.

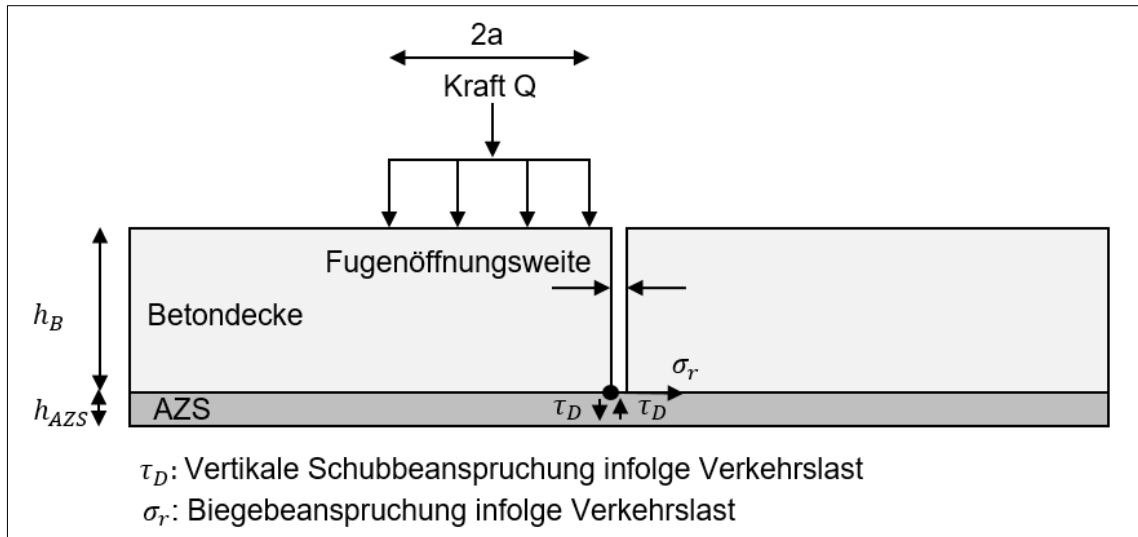


Abbildung 14: Dimensionierung - Schubspannung infolge Querkraft nach [21, 57]

Die Schubspannungen sind abhängig von der Kraft Q , dem Wirksamkeitsindex W , dem Belastungskreishalbmesser a sowie der Schichtdicke der Betondecke h_B und der Asphaltzweischichtdicke h_{AZS} [21, 57]:

$$\tau_D = \frac{Q}{2} * \frac{1}{h_{AZS} * (2 * a + 2 * h_B + h_{AZS})} * \left(1 - \frac{W}{100}\right) \quad 4-13$$

Für die Bauweise AZSuB ergibt sich für eine Betondecke mit einer Schichtdicke von 260 mm, einem ungünstigsten Wirksamkeitsindex $W = 0 \%$ und einer Schichtdicke der AZS von 30 mm eine Schubspannung $\tau_D = 0,98 \text{ N/mm}^2$, wohingegen sich diese bei einer Schichtdicke der AZS von 50 mm auf $0,57 \text{ N/mm}^2$ reduzieren lässt. Eine Erhöhung der AZS auf 60 mm bewirkt eine nur geringe weitere Reduzierung auf $0,47 \text{ N/mm}^2$. Die Schubspannung an der Querkraftfuge nimmt mit zunehmendem Wirksamkeitsindex, der Betondeckendicke und Dicke der AZS ab. Der E-Modul der Schichten fließt nicht in die Berechnung ein.

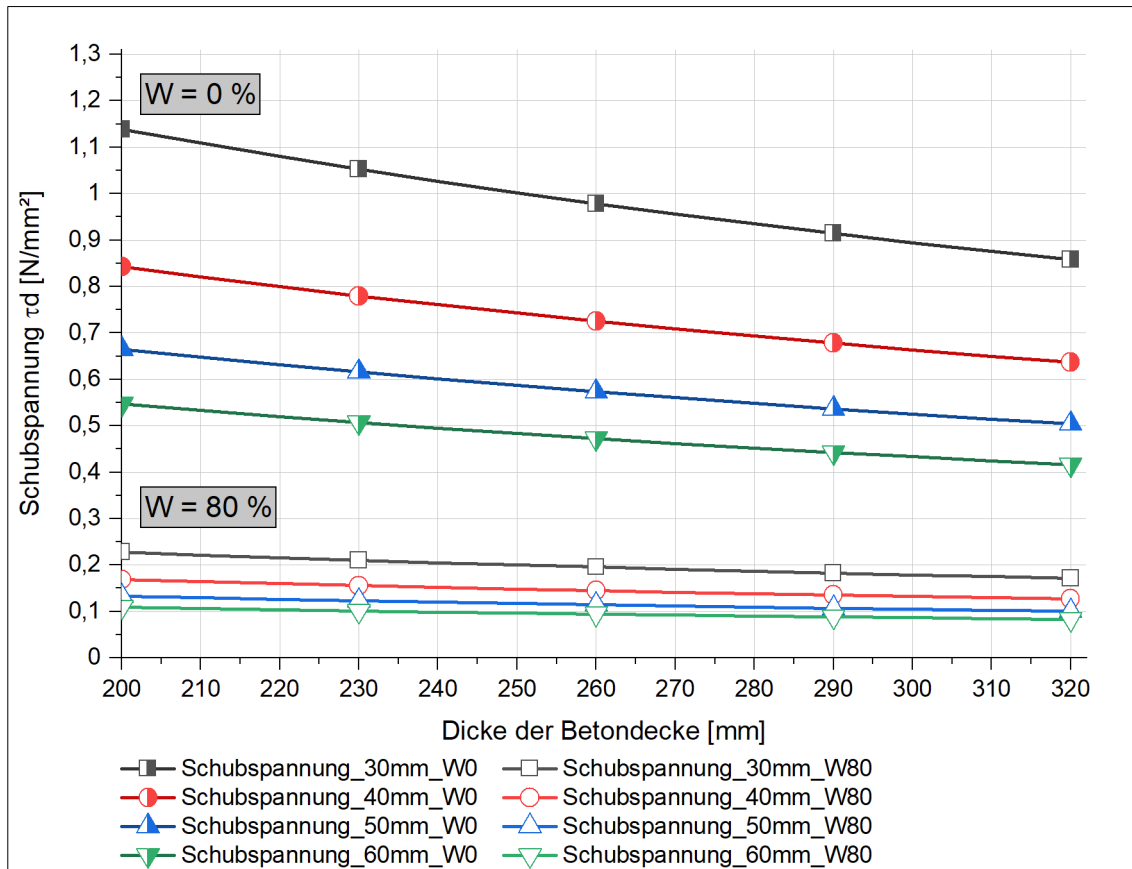


Abbildung 15: Dimensionierung - Schubspannung infolge Querkraft

Die Schubspannung ist bei einem Versagen der Querkraftübertragung ($W = 0\%$) am größten. Je dünner die AZS ist, umso größer sind die Schubspannungen. Am ungünstigsten ist ein Wirksamkeitsindex $W = 0\%$ mit einer Schichtdicke der AZS von 30 mm. Bei einem Versagen der Querkraftübertragung ($W = 0\%$) und einer Schichtdicke der AZS von 30 mm beträgt die Schubspannung $\tau_D = 1,14 \text{ N/mm}^2$ bei einer Betondeckendicke von 200 mm. Bei einer Betondeckendicke von 320 mm beträgt die Schubspannung $\tau_D = 0,86 \text{ N/mm}^2$. Bei einer Schichtdicke der AZS von 50 mm reduziert sich die Schubspannung bei $W = 0\%$ von $0,67 \text{ N/mm}^2$ bei einer Betondeckendicke von 200 mm auf $0,50 \text{ N/mm}^2$ bei einer Betondeckendicke von 320 mm.

Eine Erhöhung der Schichtdicke der AZS um 10 mm bewirkt folglich bei einer fehlenden Querkraftübertragung $W = 0\%$ eine höhere Reduzierung der Schubspannung als die Erhöhung der Betondeckendicke.

Bei einer Betondeckendicke von 260 mm und $W = 0\%$ reduziert sich die Schubspannung für eine 50 mm dicke AZS von $0,57 \text{ N/mm}^2$ auf $0,47 \text{ N/mm}^2$ für eine 60 mm dicke AZS, wohingegen eine 40 mm dicke AZS eine Schubspannung von

0,73 N/mm² erfährt. Ausgehend von einer 50 mm dicken AZS bewirkt eine Reduzierung auf 40 mm eine Steigerung der Schubspannung von 0,16 N/mm² (+ 28 %), eine Erhöhung der AZS um 10 mm bewirkt eine Reduzierung um 0,1 N/mm² (- 17 %). Die AZS sollte folglich ein Mindestmaß von 50 mm aufweisen.

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

Um eine Überbeanspruchung der AZS mit der Folge von Rissen in der AZS bei nachlassender Querkraftübertragung im Fugenbereich zu vermeiden, ist die Dicke der AZS mit mindestens 50 mm festzulegen. Die Schichtdicke der AZS ist unabhängig von der Dicke der Betondecke und soll immer ein Mindestmaß von 50 mm aufweisen. Dies deckt sich mit den bisherigen Erkenntnissen. Eine Reduzierung der AZS unter das Mindestmaß von 50 mm kann beim Verlust der Querkraftübertragung zu einem Versagen der AZS führen.

Die bisherige Betrachtung bezieht sich auf die Betrachtung von Spannungen infolge einer Verkehrsbelastung. Im Folgenden werden Spannungen infolge thermischer Belastung untersucht.

4.4 Berechnung der thermischen Spannungen

Jeder Baustoff dehnt sich bei Erwärmung aus und verkürzt sich bei einer Abkühlung. Wenn die Verformungen behindert werden, entstehen bei Erwärmung Druckspannungen bzw. bei Abkühlung Zugspannungen. Bei einem visko-elastischen Werkstoff mit einem E-Modul, der sich über die Zeit hinweg verändert, liegt der spannungsfreie Zustand bei unterschiedlichen Temperaturen vor. Folglich ist die Nullspannungstemperatur keine Konstante. Veränderungen der Temperatur oder der Feuchte des Betons ggü. dem eingprägten Nullspannungszustand führen bei einer Verformungsbehinderung zu Zwangs- und Eigenspannungen im Beton. Der Nullspannungszustand wird dem Beton in den ersten Tagen eingprägt und enthält alle Einflüsse, die zu Zwangsspannungen führen, wie Hydratationswärme, klimatische Randbedingungen sowie Einflüsse aus Schwind- und Quellverformungsneigung. [11]

Bei den Temperatur- und Schwindspannungen ist zwischen dem Zustand direkt nach der Herstellung des Betons, der Erhärungsphase und dem Gebrauchszustand nach dem Erhärten des Betons zu unterscheiden [32].

4.4.1 Erhärtungsphase des Betons

Im Rahmen der Versuche werden die Dehnungen, Einsenkungen, Temperatur und elektrischer Widerstand während der Erhärtungsphase des Betons gemessen. Daher wird im Folgenden der Stand der Forschung der Erhärtungsphase des Betons betrachtet.

Wenige Stunden nach der Herstellung des Betons tritt infolge der Hydratation eine Wärmeentwicklung auf. Je nach Temperatur des Betons, der Witterungsbedingungen sowie der einwirkenden Sonneneinstrahlung wird nach 4 bis 20 Stunden das Temperaturmaximum erreicht. Die Druckspannungen werden zusätzlich durch Relaxation des Betons weiter abgebaut. Nach dem Erreichen des Maximums der Hydratationswärme beginnt der Beton wieder langsam abzukühlen, die Druckspannungen werden abgebaut, bis ein Nullspannungszustand erreicht wird. Durch die weitere Abkühlung des Betons und des damit einhergehenden Verkürzens des Betons, entstehen Zugspannungen im Beton: [32]

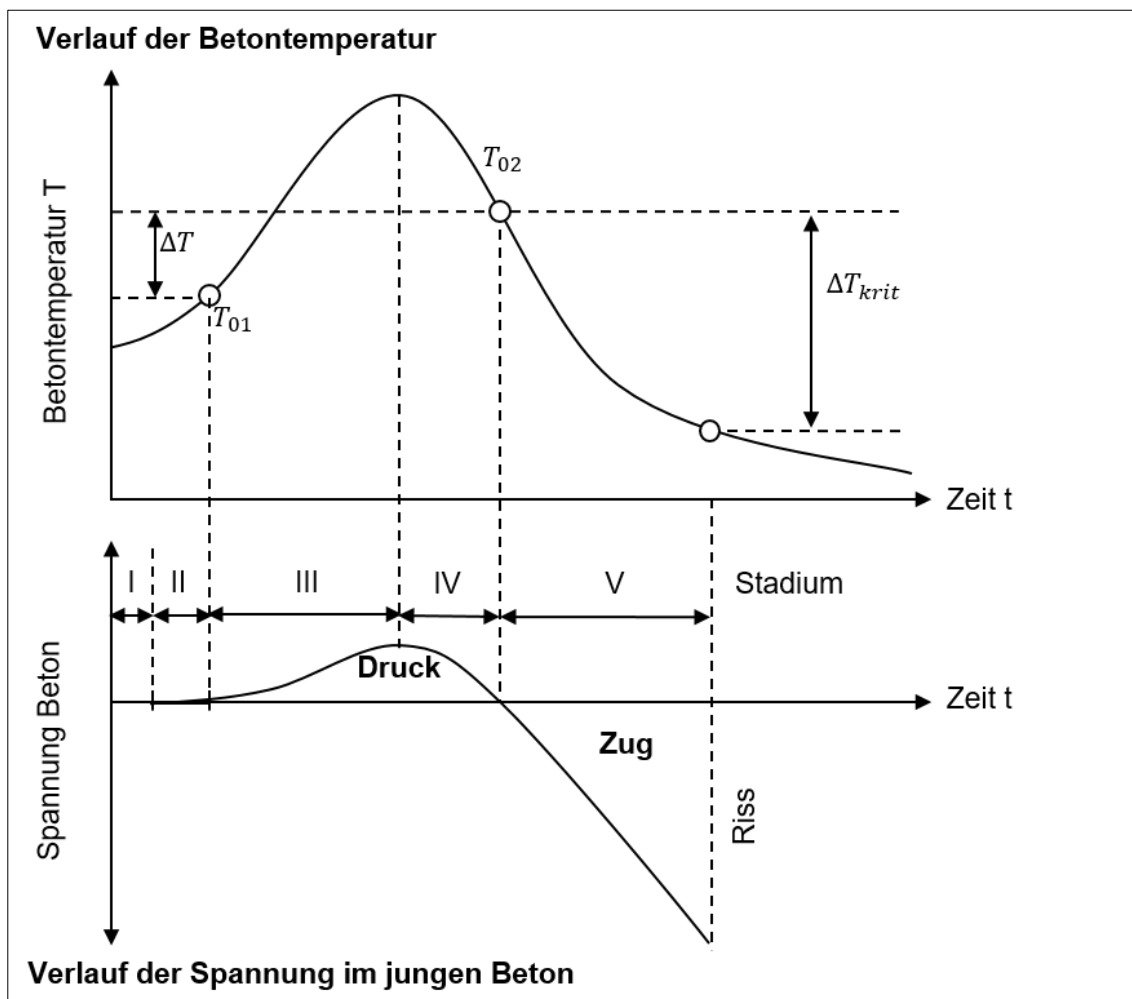


Abbildung 16: Dimensionierung - Temperatur- und Spannungsverlauf nach [11]

In **Stadium I** ist die Betontemperatur nahezu unverändert, es wirken keine Spannungen im Beton. In **Stadium II** beginnt der Hydratationsprozess mit einer einhergehenden Wärmeentwicklung. Aufgrund der plastischen Verformbarkeit des Betons entstehen keine Druckspannungen. Je nach Betonrezeptur und Bauteilgeometrie beginnt nach rund drei bis sechs Stunden das **Stadium III**. Die Betontemperatur und der E-Modul steigen an, der Beton verkürzt sich und Druckspannungen bauen sich auf. Die Druckspannungen werden durch das Relaxationsvermögen des Betons abgemindert. Durch die Relaxation wird das Maximum der Druckspannungen vor der höchsten Betontemperatur erreicht. Die Temperatur des Betons zu Beginn des Stadiums III wird als Nullspannungstemperatur T_{01} bezeichnet. Nach dem Erreichen des Temperaturmaximums beginnt **Stadium IV**, die Druckspannungen bauen sich infolge der Relaxation und des weiterhin ansteigenden E-Moduls ab und es wird erneut ein spannungsfreier Zustand erreicht. Die vorhandene Betontemperatur wird als Nullspannungstemperatur T_{02} bezeichnet. Die Nullspannungstemperatur T_{02} liegt über der Nullspannungstemperatur T_{01} und ggf. nur wenige Grad unter dem Temperaturmaximum während der Hydratationsphase. Bei weiterer Abkühlung entstehen in **Stadium V** Zugspannungen im Beton, die durch die Relaxation in nunmehr geringem Maße reduziert werden. [11]

Der Verlauf der Nullspannungstemperatur ist von verschiedenen Faktoren wie Zementart und Zementmenge, Nachbehandlung und Klima abhängig und kann daher nur schwer bis gar nicht in Versuchen dargestellt werden [40]. Der ungünstigste Fall ergibt sich, wenn eine große Temperaturdifferenz zwischen Betonoberseite und Betonunterseite herrscht. Dies ist der Fall, wenn auf eine kalte Unterlage betoniert wird und die Oberseite einer starken Sonneneinstrahlung ausgesetzt ist. Es ergibt sich ein ungünstiger Gradient der Nullspannungstemperatur, der zu Spannungen führt. [48] Günstig für die Nullspannungstemperaturverteilung ist eine kühle Unterlage bei gleichzeitiger Abkühlung von oben, da mit dem Temperatenausgleich eine günstige Druckvorspannung an Ober- und Unterseite der Platte entsteht [84].

Bei starker Sonneneinstrahlung erhärtet der Beton an der Oberfläche schneller als an der Plattenunterseite [99]. Selbst bei einer theoretischen gleichmäßigen Abkühlung über den Betonquerschnitt (kein Temperaturgradient) ergeben sich an der Oberfläche größere Zugspannungen. Bei Überschreitung der Zugfestigkeit entstehen Oberflächenrisse, die sich zu durchgehenden Rissen ausweiten können. [32] Bei Betonstraßen ist eine Verkürzung der 5 m langen Platten von 0,6 mm bis 1,0 mm infolge

des Schwindverhaltens möglich. Das Schwinden ist nach 5 bis 8 Jahren Liegedauer weitgehend abgeschlossen. [60] Verformungen aus Schwinden werden oft als fiktive Temperaturdehnungen angesetzt, die einem äquivalenten Temperaturgradient von bis zu $-0,16 \text{ K/mm}$ entsprechen [56, 79].

Während der Erhärtung einer Betondecke tritt in der Regel eine ungleichmäßige Temperaturverteilung über den Querschnitt auf. Einen Einfluss auf den sich einstellenden Temperaturgradienten haben u.a. die Umgebungstemperatur, die Sonneneinstrahlung, der Wind, die Betontemperatur, die Betonrezeptur und die Nachbehandlung. Insbesondere die Temperatur der Tragschicht hat durch die große Masse einen sehr hohen Einfluss auf die Temperaturentwicklung im erhärtenden Beton. Wird im Sommer betoniert, kann der Untergrund die tagsüber aufgenommene Wärme an den Beton abgeben. Umgekehrt kann eine ausgekühlte Tragschicht dem frischen Beton Wärme entziehen. [12] Je geringer der Temperaturunterschied zwischen frisch eingebautem und erhärtetem Beton ist, umso weniger Risse entstehen im Beton [33].

Die unterschiedliche Feuchteverteilung über den Betonquerschnitt führt, wie die Temperatureinwirkung, zu Längs-, Biege- und Eigenspannungen. Je nachdem wie stark das Austrocknen an der Oberseite bzw. der Feuchtegehalt an der Unterseite der Betondecke ist, führt die hygri-sche Beanspruchung zum Aufschüsseln der Platten. [12] In Bezug auf die Feuchtigkeit ist davon auszugehen, dass der Beton an der Unterseite vor Austrocknung geschützt ist und dauernd feucht gehalten wird. Die Betonoberfläche hingegen wechselt in Abhängigkeit der Witterung zwischen einem feuchten und trockenen Zustand. [90]

Ergänzend zur Entwicklung der Spannungen im Beton infolge thermischer und hygri-scher Beanspruchung entstehen weitere Spannungen in der Betondecke aufgrund der Reibung mit der Tragschicht. Die Verkürzung der Betondecke durch einen Temperaturabfall wird durch die aktivierte Reibkraft zwischen Betondecke und Tragschicht behindert. Zusätzlich wird, die durch die Reibkraft aktivierte Zugspannung, durch Schwindspannungen des Betons überlagert, die durch eine weitere Abkühlung von oben vergrößert werden. [32]

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

Die Entwicklung der Temperatur und der Spannungen im jungen Beton kann durch *Abbildung 16: Dimensionierung - Temperatur- und Spannungsverlauf nach [11]* beschrieben werden. Die Entwicklung kann in fünf Stadien eingeteilt werden. Mit Beginn des Hydratationsprozesses bauen sich Druckspannungen auf und die Temperatur im Beton steigt an. Die Druckspannungen bauen sich infolge Relaxation und ansteigendem E-Modul des Betons ab, wodurch ein spannungsfreier Zustand bei der Nullspannungstemperatur vorliegt. Bei weiterer Abkühlung (Schwinden des Betons) entstehen Zugspannungen im Beton, die bei Überschreitung der Zugfestigkeit zu Rissen im Beton führen können.

Die Temperaturentwicklung im jungen Beton ist dabei durch die Umgebungstemperatur und die Temperatur des Frischbetons und der Tragschicht beeinflusst, wodurch die Rissneigung im Beton geprägt ist.

Verformungen aus Schwinden des Betons können mit einem äquivalenten Temperaturgradienten von $-0,16 \text{ K/mm}$ theoretisch ermittelt werden.

In Bezug auf den Feuchteverlauf im jungen Beton zeigt sich an der Betonunterseite eine dauernd anhaltende Feuchte, wobei die Betonoberseite zwischen einem trockenen und feuchten Zustand mit der Witterung wechselt.

Die Spannungen aus thermischer und hygriischer Beanspruchung werden durch Spannungen infolge der wirkenden Reibkraft zwischen Betondecke und Tragschicht vergrößert. Hierdurch wird ein Reißen der Querscheinfugen begünstigt. Bei einer flexiblen Auflagerung, wie der AZS, wirkt ein geringer Reibwiderstand, wodurch ein frühzeitiges Reißen der Querscheinfugen behindert und das Paketreißen begünstigt wird.

Eine theoretische Betrachtung der Erhärtingsphase des Betons wird in der vorliegenden Arbeit nicht durchgeführt.

4.4.2 Gebrauchszustand des Betons

Bei einer Erwärmung bzw. Abkühlung der Betondecke von oben stellen sich über den Querschnitt unterschiedliche Temperaturen ein. Dies wird angegeben durch den Temperaturgradienten, der die Differenz der Temperatur an Betonoberseite und der Betonunterseite im Verhältnis zur Betondeckendicke wiedergibt.

Unter einer Erwärmung der Betondecke von oben versucht sich die Betonplatte in Plattenmitte hochzuwölben bis hin zu einer nur mehr eckgestützten Platte. Das Eigengewicht wirkt dem Hochwölben entgegen und aktiviert somit ein Biegemoment, das an der Unterseite der Platte zu Biegezugspannungen bzw. Wölbspansungen führt. In Süddeutschland kann bei einer Erwärmung von oben und Betondeckendicke zwischen 220 mm und 300 mm ein positiver Temperaturgradient von 0,06 bis 0,09 K/mm entstehen, wobei diese Werte nur an wenigen Tagen im Jahr auftreten. [29, 32, 56, 99]

Im Falle einer Abkühlung von oben wölben sich die Plattenränder verbunden mit Biegezugspannungen infolge Eigengewicht an der Oberseite der Betonplatte (Aufschüsselung) auf. Bei einer Abkühlung liegt der Maximalwert des negativen Temperaturgradienten - 0,035 K/mm. [32] Die Wölbspannung infolge einer Abkühlung von oben und das Abheben der Plattenränder kann durch eine elastische Unterlage aufgrund der Einsenkung in der Plattenmitte abgebaut werden [100]. Die ungestörten Biegezugspannungen sind 60 % kleiner als bei einer Erwärmung von oben. Daher kann der Lastfall Abkühlung von oben bei der Dimensionierung vernachlässigt werden. [63]

Die Größe der Aufwölbung hängt von der Plattengeometrie, dem Eigengewicht der Platte sowie der Verformbarkeit der Auflagerung ab. Bei einer unendlich steifen Auflagerung wird die Platte nur an den Ecken bzw. in Plattenmitte abgestützt, wodurch das Eigengewicht der Platten einer weiteren Aufwölbung entgegenwirkt. Eine vollkommen plastische Auflagerung, wie Flüssigkeit, kann sich entsprechend der Aufwölbung der Platte verformen. Durch die Verformung der Auflagerung wird die Wirkung des Eigengewichts kompensiert. Bei einer weichen Auflagerung verformt sich die Unterlage, verbunden mit einer Vergrößerung der Auflagerungs- bzw. Stützfläche und reduziert somit die Wölbspansungen. [99]

Die Herleitung zur Berechnung der Wölbspansungen nach EISENMANN ergeben sich nach [12, 18, 21, 22, 32, 56, 99].

Für die Berechnungen wird ein fehlender Verbund zwischen Betondecke und AZS angenommen, wodurch der ungünstige Fall betrachtet wird. Für die Berechnung werden folgende Parameter gesetzt:

Tabelle 13: Dimensionierung - Festlegung der Kennwerte

	Kennwert	
Dicke Betondecke [mm]	Von 200	Bis 320
Dicke AZSuB [mm]	Von 30	Bis 60
E-Modul Betondecke [N/mm ²]	30.000	
E-Modul AZS [N/mm ²]	327	
Querdehnzahl Beton [-]	0,2	
Temperaturausdehnungskoeffizient Beton [1/K]	0,00001	
Temperaturgradient [K/mm]	0,09	
Plattenlänge [m]	5,0	
Plattenbreite [m]	4,0	

Die von EISENMANN angeführten Formeln zur Ableitung der Wölbspannungen in Betonplatten basieren auf der Stabtheorie und gehen von einheitlichen Auflagerungsbedingungen (Bettungsmodul k) ohne Variation der Temperaturgradienten aus. Um die Verdrehung φ an den Plattenenden und die Steifigkeit der Auflagerung zu berücksichtigen, wird anhand der Bettungsmodultheorie die Auflagerbreite a' berechnet. Die Auflagerbreite a' ist abhängig vom Verhältnis der Betondeckendicke h_B zum Bettungsmodul k der Auflagerung. In der Regel wird im Straßenbau eine konstante Auflagerbreite a' von 600 mm (für Bettungsmodul $k = 0,15 \text{ N/mm}^3$, Betondeckendicke $h_B = 200 \text{ mm}$) angenommen [32]. Hierbei werden jedoch die Wölbspannungen meistens überschätzt [63]. In dem österreichischen Regelwerk „RVS 03.08.69 - Rechnerische Dimensionierung von Betonstraßen“, Ausgabe 2020 (RVS 03.08.69) [133] wird die Auflagerung durch die Auflagerbreite C , gebildet aus dem Verhältnis der Betondeckendicke zu Bettungsmodul und Temperaturgradient, berücksichtigt.

Im Folgenden werden die Wölbspannungen für eine konstante Auflagerbreite a' von 600 mm und 1.200 mm sowie einer mit dem Systemaufbau variierenden Auflagerbreite a' und Auflagerbreite C dargestellt:

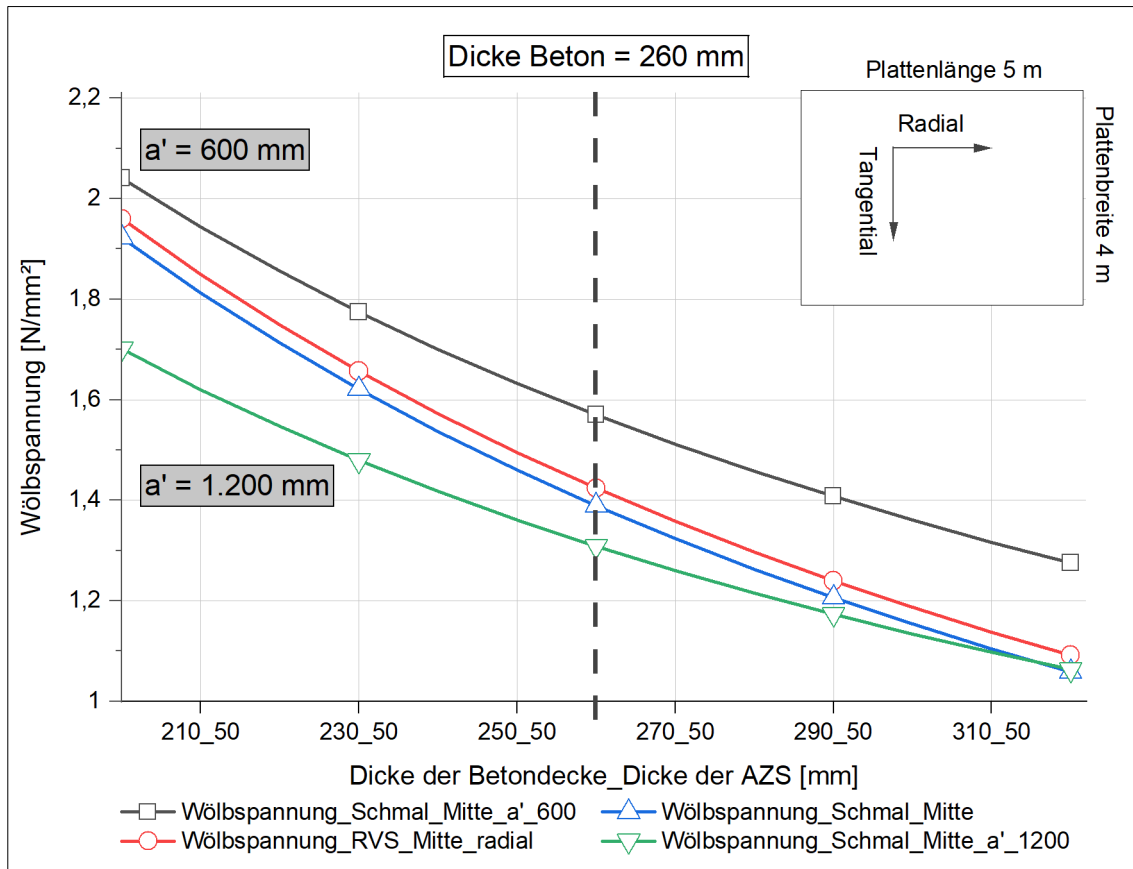


Abbildung 17: Dimensionierung - Berechnungsverfahren für Wölbspannungen

Sowohl nach EISENMANN als auch nach RVS 03.08.69 [133] nehmen die Biegezugspannungen in Plattenmitte mit der Betondeckendicke ab. Bei einer Verdopplung der Auflagerbreite a' von 600 mm auf 1.200 mm reduzieren sich die Wölbspannungen von 1,57 N/mm² ($a' = 600$ mm) auf 1,31 N/mm² ($a' = 1.200$ mm) für eine Betondecke von 260 mm. Bei einer Verdopplung der Auflagerbreite a' nehmen die Wölbspannungen somit um rund 17 % ab. Eine Auflagerung mit einer großen Auflagerfläche der Plattenränder bewirkt eine Reduzierung der Wölbspannungen.

Sowohl die Auflagerbreite a' als auch die Auflagerbreite C variieren in Abhängigkeit der Schichtdicken zwischen den angesetzten Auflagerbreiten $a' 600$ mm und 1.200 mm. Die Auflagerbreite a' liegt hierbei zwischen 802 mm (Betondecke = 200 mm) und 1.214 mm (Betondecke = 320 mm), die Auflagerbreite C schwankt zwischen 738 mm (Betondecke = 200 mm) und 1.117 mm (Betondecke = 320 mm). Für eine 260 mm dicke Betondecke ergeben sich somit Wölbspannungen von 1,39 N/mm² ($a' = 1.009$ mm) nach EISENMANN und 1,42 N/mm² ($C = 928$ mm) nach RVS 03.08.69 [133]. Beide Verfahren ergeben unter Berücksichtigung einer variierenden Auflagerbreite a' und Auflagerbreite C vergleichbare Ergebnisse für die Bauweise AZSuB.

Zur Quantifizierung des Einflusses der Auflagerbreite a' von der Steifigkeit der Auflagerung sind weitergehende Untersuchungen durchzuführen. Hierbei ist für die Bauweise AZSuB der Einfluss einer höheren Steifigkeit des Asphalttragschichtmaterials im Vergleich zu einem Asphaltdeckschichtmaterial zu untersuchen.

Eine Reduzierung der Wölbspannung wirkt sich günstig aus, da hierdurch die zulässige Verkehrslastspannung zunimmt. Nach SMITH kann mit der Annahme einer Lastwechselzahl von 2 Mio. und einer rechnerischen Biegezugfestigkeit von $5,5 \text{ N/mm}^2$ die Wölbspannung und die zulässige Verkehrslastspannung ermittelt werden:

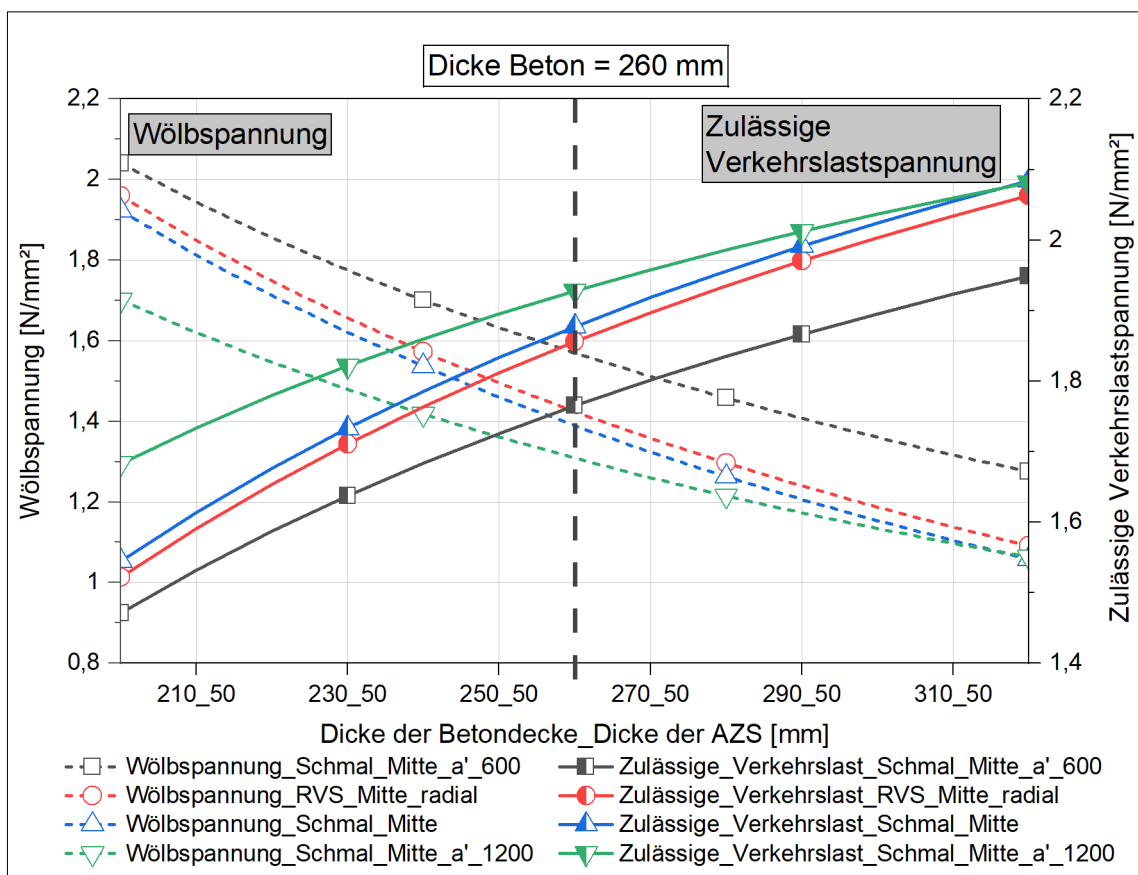


Abbildung 18: Dimensionierung - Wölbspannung und Verkehrslastspannung

Für eine 260 mm dicke Betondecke ergibt sich für eine ungünstige Auflagerbreite von $a' = 600 \text{ mm}$ eine zulässige Verkehrslastspannung von $1,77 \text{ N/mm}^2$, wohingegen sich die zulässige Verkehrslastspannung im günstigsten Fall mit einer Auflagerbreite von $a' = 1.200 \text{ mm}$ auf $1,93 \text{ N/mm}^2$ erhöht. Dies entspricht einer Zunahme der zulässigen Verkehrslastspannung um 9 %. Folglich führt eine Reduzierung der Wölbspannung zu einer Steigerung der zulässigen Verkehrslastspannung bzw. eine Erhöhung der zulässigen Lastwechsel, wodurch sich die Dauerhaftigkeit der Konstruktion erhöht.

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

Die Wölbspannung wird maßgeblich durch das Plattenformat und die Betondeckendicke bestimmt. Zusätzlich kann die Wölbspannung durch eine flexible und elastische Auflagerung der Betondecke reduziert werden, da sich die Stützfläche bzw. Auflagerbreite vergrößert und somit Spannungen abgebaut werden. Je kleiner der Bettungsmodul ist, desto größer ist die Auflagerbreite. Eine flexible und elastische Auflagerung der Betondecke, wie eine AZS, führt zu einer Reduzierung der Wölbspannung und erhöht die zulässige Verkehrslast und Lastwechselzahl.

4.5 Ergebnis der theoretischen Betrachtung

Die Biegezugspannung an der Betondeckenunterseite ist maßgeblich von der Dicke der Betondecke abhängig.

Die Schichtdicke der HGT kann aufgrund der vorliegenden theoretischen Betrachtung von 150 mm auf 120 mm reduziert werden. Folglich kann die Dicke der AZS auf die Schichtdicke der HGT angerechnet werden, wodurch die AZS ein Bestandteil des Tragschichtsystems bildet. Die größte Beanspruchung ergibt sich in der Bauphase durch das direkte Befahren der HGT. Einerseits wird hierdurch die Rissbildung der HGT gefördert, andererseits wirkt sich eine nicht gezielte Rissbildung ungünstig aus. Bei einer Reduzierung der Schichtdicke der HGT auf 120 mm ist auf einen ausreichenden E_{v2} - Wert $\geq 120 \text{ N/mm}^2$ der Frostschutzschicht zu achten.

Die Mindestschichtdicke der AZS ergibt sich aus dem sicheren Abtragen der Schubbeanspruchung infolge vertikaler Belastung im Fugenbereich. Bei einer nachlassenden Querkraftübertragung im Fugenbereich erhöht sich die Schubspannung im Asphalt. Die Mindestschichtdicke der AZS von 50 mm ist unabhängig von der Betondeckendicke bzw. der Schichtdicke der HGT und ist immer einzuhalten.

Zusätzlich bewirkt eine flexible und elastische Auflagerung in Verbindung mit einer größeren Auflagerbreite a' eine Reduzierung der Wölbspannungen. Die zulässigen Lastwechselzahlen bzw. Verkehrslastspannungen erhöhen sich hierdurch. Inwiefern sich die unterschiedlichen Steifigkeiten eines Asphaltdeckschichtmaterials im Vergleich zu einem Asphalttragschichtmaterial bei der Bauweise AZSuB auswirken, ist in künftigen Forschungen zu untersuchen.

5 Labor- und Feldversuche

Im Rahmen eines dreistufigen Laborversuchskonzepts und eines Feldversuchs zur Bauweise AZSuB werden aufeinander aufbauende Versuche am Prüfamt für Verkehrswegebau der Technischen Universität München durchgeführt.

Um die, für die Versuche erforderliche Messtechnik zu validieren, wird in Stufe 0 ein Vier-Punkt-Biegezugversuch an vier Balken aus Beton nach DIN EN 12390 -5:2019 - 10 [108] durchgeführt. Hierbei werden unterschiedliche Messtechniksysteme eingesetzt und miteinander verglichen.

In der weiteren Stufe 1 werden unterschiedliche Asphaltmischgutsorten für die AZS eingesetzt. Dabei sollen die unterschiedlichen Asphaltmischgutsorten in Bezug auf die Oberflächenebenheit und den Schichtverbund, die Erosionsbeständigkeit der AZS, den Einfluss der AZS auf die Dehnungen an der Unterseite der Betondecke sowie die Einsenkung im Fugenbereich untersucht werden.

Die Kenntnisse aus den ersten beiden Versuchsstufen werden im Rahmen eines Großversuchs (Stufe 2) umgesetzt. Ziel des Großversuchs ist die vergleichende Untersuchung der Betondecke in Abhängigkeit der Auflagerung. Es werden drei unterschiedliche Tragschichtkonstruktionen untersucht. Dabei werden die Aufbauten im jungen Beton, unter quasi-statischer Belastung sowie unter dynamischer Belastung miteinander verglichen. Hierfür wird u.a. die Dehnung an der Unterseite der Betondecke, Einsenkung, die Temperatur und der elektrische Widerstand der Aufbauten gemessen. Anhand von Bohrkernen werden Abscherversuche zur Beurteilung des Schichtverbunds durchgeführt.

Um die Kenntnisse der Laborversuche zu ergänzen, werden im Rahmen eines Feldversuchs an einer neu gebauten Betondecke in Österreich die Dehnungen an der Unterseite der Betondecke gemessen. Zusätzlich wird die Wirksamkeit der in Österreich eingesetzten Flachdrains unter Fugen zur Ableitung von eindringendem Oberflächenwasser untersucht. Um die Wirksamkeit dieser Entwässerungsmaßnahme im Fugenbereich zu prüfen, werden ergänzend im Labor Entwässerungsversuche durchgeführt.

5.1 Stufe 0 - Auswahl der Messtechnik

Mechanische Spannungen werden entweder nach der Theorie der Werkstofffestigkeit oder durch Messungen mit Dehnungsmessstreifen (DMS) ermittelt, wobei die mechanischen Spannungen nicht direkt gemessen werden können.

Elektrische Dehnungsmessstreifen

Konventionell werden zur Dehnungsmessung elektrische DMS eingesetzt, die auf dem von Wheatstone und Thomson erforschten Prinzip basieren. Ein Metalldraht, der eine Dehnung erfährt, ändert proportional zur Dehnung den elektrischen Widerstand. Im Bereich kleiner Dehnungen steigt dieser linear an:

$$\frac{\Delta R}{R_0} = k * \varepsilon \quad 5-1$$

Mit:

$\frac{\Delta R}{R_0}$ relative elektrische Widerstandsänderung [-]

R elektrischer Widerstand [Ω]

ε Dehnung (Verhältnis aus Längenänderung Δl zu Ursprungslänge l_0) [m/m]

k Dehnungsempfindlichkeit bzw. Proportionalitätsfaktor zwischen relativer elektrischer Widerstandsänderung $\Delta R / R_0$ und der zu messenden Dehnung ε

Die Spannung kann nach dem Hook'schen Gesetz, das für den elastischen Verformungsbereich linear-elastischer Werkstoffe gilt, berechnet werden. Unter Kenntnis des Elastizitätsmoduls kann die Spannung berechnet werden:

$$\sigma = E * \varepsilon \quad 5-2$$

Mit:

σ Spannung [N/mm²]

E Elastizitätsmodul [N/mm²]

ε Dehnung (Verhältnis aus Längenänderung Δl zu Ursprungslänge l_0) [m/m]

Zur Messung der Dehnungen an der Unterseite der Betondecke werden eigene Dehnmesskörper mit applizierten DMS am Lehrstuhl und Prüfamtl für Verkehrswegebau der Technischen Universität München entwickelt und hergestellt. Ein Dehnmesskörper (DMK) besteht aus einem dünnen Flachstahl, an dem jeweils auf der Unter- und Oberseite des Flachstahls ein DMS vom Typ 6/120 LY61 appliziert ist, um die Dehnungen unter Belastung an der Betondeckenunterseite zu messen. Die DMS werden durch eine PVC-Hülle vor einer Beschädigung geschützt.



Abbildung 19: Messtechnik - DMK mit applizierten DMS und Schutzhülle

An den Enden des Flachstahls werden jeweils ein Sporn angeschweißt, um eine Verzahnung mit der Betondecke zu erreichen und die Bewegungen der Betondecke aufzunehmen. Das gebaute Trägermedium nimmt die Dehnungen der Betondecke an der Unterseite auf. Die Erfassung erfolgt durch die applizierten DMS an der Ober- und Unterseite des Flachstahls.

Der gebaute DMK stellt somit einen Zugstab mit überlagerter Biegung dar, an dem

- die Gesamtdehnung an der Oberseite ε_o bzw. Unterseite ε_u und
- die durch die Normalkraft verursachte Dehnungskomponente ε_N

gemessen werden kann.

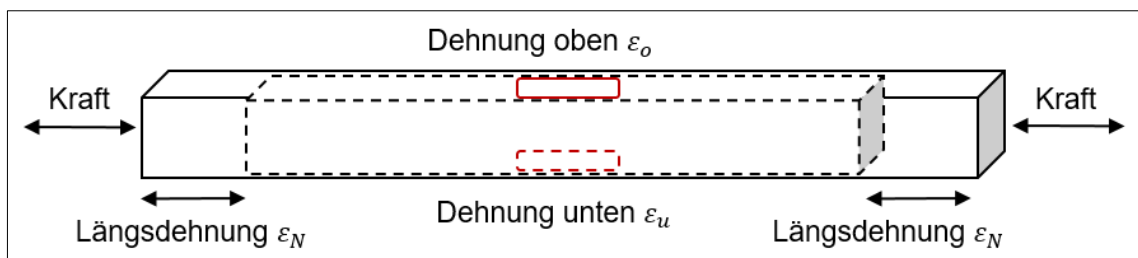


Abbildung 20: Stufe 0 - Wirkungsweise Dehnmesskörper

Da für die Versuche die Dehnung in Längsrichtung ε_N des DMK bzw. die Dehnung an der Unterseite der Betondecke bestimmt werden soll, ergibt sich diese zu:

$$\varepsilon_N = \frac{1}{2}(\varepsilon_o + \varepsilon_u) \quad 5-3$$

Mit:

- ε_N Dehnung in Längsrichtung [$\mu\text{m}/\text{m}$]
- ε_o Gemessene Dehnung an der Oberseite [$\mu\text{m}/\text{m}$]
- ε_u Gemessene Dehnung an der Unterseite [$\mu\text{m}/\text{m}$]

Die DMS werden bei allen Versuchen mit Hilfe einer Viertelbrückenschaltung gemessen. Die Dehnung wird für jeden auf dem DMK applizierten DMS einzeln gemessen. Die Dehnung des DMK in Längsrichtung wird als Mittelwert aus beiden DMS gebildet.

Eine Differenz aus ε_o und ε_u ergibt das Biegemoment. Das Biegemoment der DMK wird für alle Versuche überprüft und kann aufgrund der geringen Größe im Rahmen der vorliegenden Arbeit vernachlässigt werden.

Optische Sensoren

Zur flächenhaften Messung von Dehnungen und Durchbiegungen von Bauteilen werden in den letzten Jahren vermehrt optische DMS (werden auch Faser-Bragg-Gitter-Sensoren oder wie im Weiteren optische Sensoren genannt) eingesetzt. Optische Sensoren messen nicht nur die Dehnungen, sondern können in verschiedene Arten von Aufnehmern integriert werden, wie Temperatur, Beschleunigung oder Weg. Gemessen wird beim Faser-Bragg-Gitter-Verfahren die Verschiebung der Peak-Wellenlänge in Abhängigkeit von der Temperatur und der Dehnung. Das heißt, neben der Dehnung kann zusätzlich die Temperatur gemessen werden. Glasfasern und optische Sensoren sind nicht stromleitend, elektrisch passiv und nicht anfällig ggü. Rauschen durch elektromagnetische Störung. [2]

Optische Messung

Optische Systeme können zur berührungslosen Bewegungs- und Verformungsanalyse von Bauteilen eingesetzt werden. Dabei können u.a. Verformungen, Dehnungen, Biegungen und Risse in Bauteilen beobachtet und gemessen werden. [67] Im Rahmen des Versuchs wird ein 2D Kamerasystem eingesetzt.

Die Funktionalität der DMK zur Erfassung der Dehnungen an der Unterseite der Betondecke wird mit alternativen Messtechniken verglichen und mit einer theoretischen Betrachtung verifiziert. Im Rahmen der Versuchskonzeptionierung werden drei unterschiedliche Messsysteme miteinander verglichen:

- Dehnungsmessstreifen: Typ 6/120 LY61 auf DMK appliziert
- Optische Sensoren für Dehnungs- und Temperaturmessung: Typ FS62RSS
- 2D Kamerasystem

Hierfür werden vier Balken (700 mm x 150 mm x 150 mm) hergestellt. In drei Balken werden jeweils ein DMK, ein optischer Sensor zur Dehnungs- und Temperaturmessung sowie ein Pt100 Thermoelement einbetoniert. Ein Balken dient zur Referenzmessung. Bilder zum Versuchsaufbau sind in *Anlage A. 2 Stufe 0 - Bilder zum Versuch* enthalten.

Der Versuch der Balken mit einem Betonalter von 28 Tagen wird an einen Vier-Punkt-Biegezugversuch nach DIN EN 12390 - 5:2019 - 10 [108] mit einer Lasteinleitung in den Drittelpunkten angelehnt. Der Abstand der oberen Belastungsrolle beträgt 100 mm, die unteren Auflagerrollen haben einen Abstand von 500 mm. Die Sensoren befinden sich symmetrisch, außermittig (jeweils 100 mm links und rechts versetzt zur Balkenmitte) auf einer Höhe von 40 mm (Bezug zur Unterseite des Balkens).



Abbildung 21: Stufe 0 - Versuchsaufbau

Abweichend zum Vier-Punkt-Biegezugversuch werden die Balken zunächst nicht bis zum Bruch belastet, sondern mit einer stufenweise steigenden Last belastet, um eine Verformung bzw. Biegung des Balkens zu erzielen.

Die Balken werden mit einem Zylinder und einer sinusförmigen Last beansprucht. Die Unterlast beträgt konstant 1 N/mm^2 . Die Oberlast beginnt mit $1,5 \text{ N/mm}^2$ und wird bis 10.000 Lastwechsel um $0,5 \text{ N/mm}^2$ alle 1.000 Lastwechsel gesteigert. Somit wird jeder Balken mit 40.000 Lastwechseln beansprucht. Zusätzlich werden variierende Frequenzspektren zwischen 3 Hz (Prüfstufe 1 bis 10), 5 Hz (Prüfstufe 11 bis 20), 10 Hz (Prüfstufe 21 bis 30) und 15 Hz (Prüfstufe 31 bis 40) untersucht. Die folgende Abbildung zeigt den gemessenen Dehnungsverlauf des DMK, des optischen Sensors sowie die theoretische Dehnung an einem Plattenbalken unter Biegebeanspruchung:

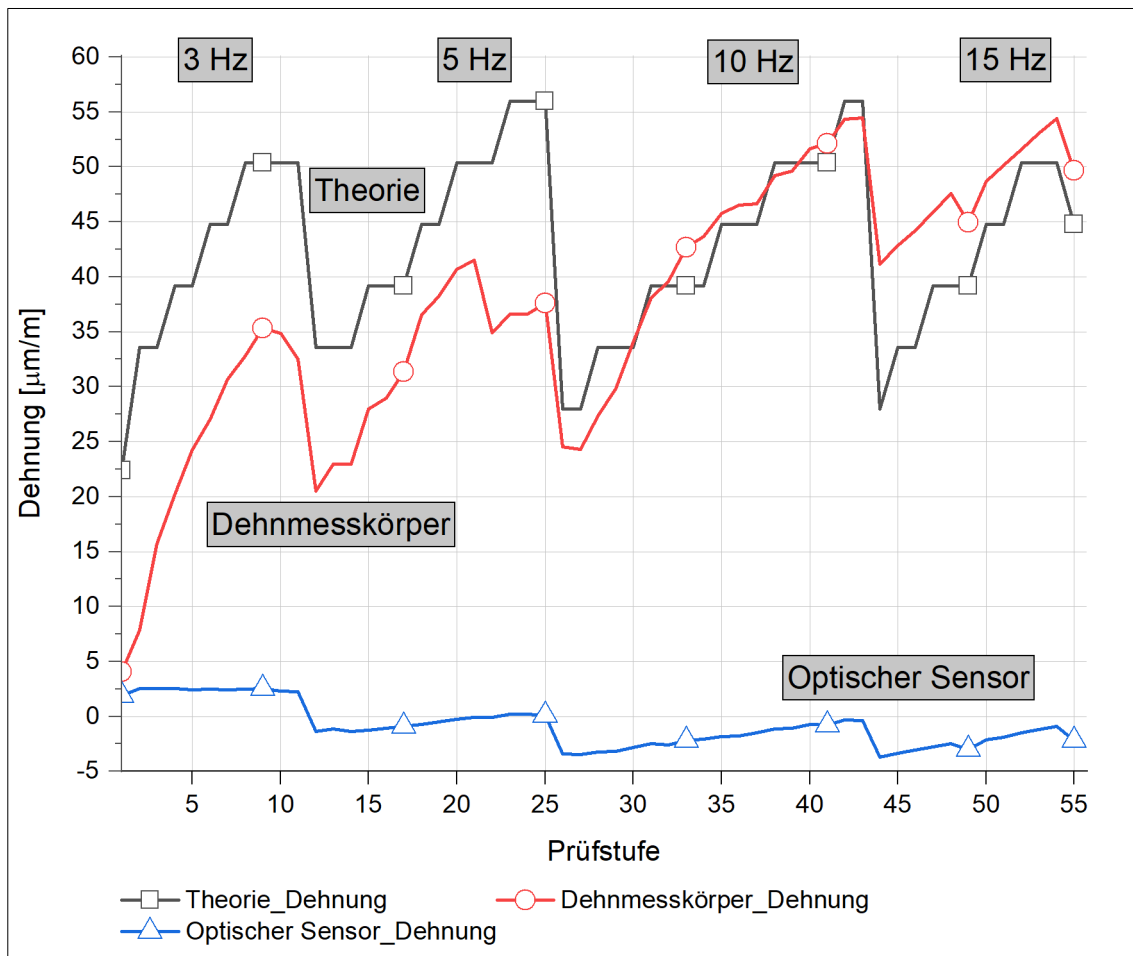


Abbildung 22: Stufe 0 - Dehnungsverlauf bei dynamischer Belastung

Es zeigt sich, dass sich die Messung der DMS bzw. des DMK sehr gut an die theoretisch berechneten Werte annähert. Die Laststeigerung der Oberlast ist durch die steigende Treppenform zu erkennen. Im unteren Frequenzbereich bewegen sich die DMS unterhalb der theoretisch berechneten Werte, bei 10 Hz kann die beste Übereinstimmung gemessen werden.

Die gemessene Dehnung der optischen Sensoren weicht stark von den theoretischen Werten ab. Die Laststeigerung der Oberlast wird abgebildet. Jedoch misst der optische Sensor eine Druckspannung, die mit zunehmender Frequenz ansteigt. Der Versuch wird als klassischer Biegebalken mit Druckspannungen an der Oberseite und Biegezugspannungen an der Balkenunterseite konzipiert. Das Messergebnis der optischen Sensoren erscheint daher unplausibel.

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

Als Fazit des Versuchs kann festgestellt werden, dass die DMK eine hinreichende Genauigkeit für die weiteren Versuche aufweisen. Ausreißer einzelner DMS sind eindeutig zu identifizieren und werden bei der Auswertung nicht berücksichtigt.

Die optischen Sensoren werden aufgrund der Messergebnisse für die weiteren Versuche nicht eingesetzt.

Die geringen Dehnungen des Betonbalkens können mit dem 2D-Kamerasystem nicht erfasst werden. Bei den Versuchen kommt das 2D-Kamerasystem nicht zum Einsatz.

Bei den weiteren Versuchen zeigt sich, dass Messungen mit DMS mit zunehmender Messdauer gewissen Einflüssen ausgesetzt sind. Messungen mit DMS unterliegen Störungen, wie dem Einfluss von Temperatur, Genauigkeit der Applikation der DMS oder thermische Drifteffekte. Ein Großteil des Temperaturfehlers kann durch die eingesetzte Wheatstone'sche Brückenschaltung kompensiert werden. [49] Im Rahmen der gesamten Versuche werden daher keine Temperaturkompensations-DMS eingesetzt. Die Applikation der DMS erfolgt nach Herstellerangaben, Einbau- Ungenauigkeiten bei der Applikation können jedoch nicht vollständig ausgeschlossen werden. Thermische Drifteffekte sind temperatur- und zeitabhängig, dabei werden nichtreversible Nullpunktänderungen des applizierten DMS verursacht. Bei auf Dauer dynamisch beanspruchten DMS können Unregelmäßigkeiten in der Dehnungsanzeige auftreten, die auf Störungen im Messgitter oder den Anschlüssen zurückzuführen sind. In Abhängigkeit von Amplitude und Lastspielzahl entsteht eine Zunahme des elektrischen Widerstands, die sich als dynamischer Nullpunktdrift äußert. [49] Bei den durchgeführten Messungen der Dehnungen mit DMS zeigen sich die genannten Störeffekte bei allen Versuchen mit zunehmender Messdauer. Bei zukünftigen Versuchen mit DMS, insbesondere bei Langzeit-Messungen, sind diese Einflüsse zu berücksichtigen und zu kompensieren.

5.2 Stufe 1 - Einfluss des Asphaltmischgutes

Ein weiches Bindemittel und ein hoher Bindemittelgehalt wirken sich günstig auf den Spannungsabbau aus. Nachdem die AZS durch die Betondecke vor extremer Sonneneinstrahlung geschützt ist, kann Spurrinnenbildung vernachlässigt werden. [57]

Folglich ist nach den RDO Beton 09 [119] für das Material einer AZS als Mischgutart ein Asphaltbeton mit einem weichen Bindemittel einzubauen:

- AC 11 DN mit 40 mm Schichtdicke, Bindemittel 70/100, Hohlraumgehalt $V_{\max} = 4,0 \%$
- AC 16 TL mit 50 mm Schichtdicke, Bindemittel 70/100, Hohlraumgehalt $V_{\max} = 5,5 \%$

Die Mischgutart muss die Anforderungen der TL Asphalt - StB 07/13 [112] erfüllen. Nach TL Asphalt - StB 07/13 [112] hat das Asphaltmischgut AC 16 TL einen Mindestbindemittelgehalt von 4,2 M.-% und ein Asphaltmischgut AC 11 DN einen Mindestbindemittelgehalt von 6,2 M.-% aufzuweisen.

Aufbauend auf dem Forschungsbericht von FREUDENSTEIN [41] und den Vorgaben von EISENMANN [28] werden als Mischgut für die AZS im Rahmen der Stufe 1 ein Gussasphalt (MA 11 S), ein Asphaltbeton für eine Deckschicht (AC 8 DN), ein gummimodifizierter Splittmastixasphalt für eine Binderschicht (SMA 16 BS RmB G) sowie ein Tragschichtmischgut (AC 16 TS) gewählt. Das Asphaltmischgut wird vom Asphaltmischwerk Kösching (Richard Schulz Tiefbau GmbH & Co. KG) und Rosenhof (Niederlassung Bayerische Asphaltmischwerke GmbH & Co.) bezogen.

Im Rahmen der ersten Versuchsstufe werden sechs unterschiedliche Aufbauten mit den Maßen von je 1,0 m Länge x 0,8 m Breite erstellt. Die Einbaudicke der AZS variiert in Abhängigkeit des Größtkorns des Mischguts zwischen 30 mm und 40 mm. Die Mindesteinbaudicke der Asphalttschicht muss im verdichteten Zustand mindestens das 2,5 - fache der oberen Siebgröße betragen [115]. Die Schichtdicke der AZS wird für den Versuch auf ein Mindestmaß reduziert, um den ungünstigsten Fall abzudecken.

Die Schichtdicke der Betondecke beträgt bei allen sechs Versuchsaufbauten einheitlich 220 mm. Das Material für die Betondecke und die HGT wird von der Ganser Beton GmbH&Co. KG geliefert (Mischwerk in Aubing und Brunenthal).

Für die Rezeptur wird ein Zement CEM II A-S 42,5 R verwendet. Der Wassergehalt der HGT beträgt 4,5 M.-% und der Zementgehalt bezogen auf das trockene

Gesteinsgemisch beträgt 4,0 M.%. [54] Für die Betondecke wird ein C 30/37 LP F3 GK 16 XC4, XD3, XF4, XM2 mit einem w/z-Wert von 0,45 und einem Zementgehalt von 350 kg verwendet [42]. Der Aufbau 1E wird mit einer Trennschicht, der Aufbau 1F mit einer 100 mm dicken ATS erstellt.

Die Nachbehandlung der HGT und der Betondecke erfolgt mit Folien, um ein Austrocknen der Probekörper zu verhindern.

Skizzen der Probekörper und des Versuchsaufbaus sind in *A. 3 Stufe 1 - Aufbau der Probekörper und Versuchsaufbau* enthalten.

Anbei sind die gewählten Aufbauten (Aufbau 1A bis 1F) tabellarisch aufgeführt:

Tabelle 14: Stufe 1 - Übersicht der Aufbauten 1A bis 1F

Parameter	Aufbau 1A	Aufbau 1B	Aufbau 1C
Betondecke [mm]	220	220	220
Asphaltzwischen-schicht [mm]	30	30	40
HGT [mm]	150	150	150
Asphaltmischgut	MA 11 S	AC 8 DN	SMA 16 BS
Bindemittel	20/30	70/100	RmB G 20/60-55
Bindemittelgehalt [M.-%]	7,2	6,4	6,0
Erweichungspunkt RuK [°C]	77,0	47	60,3
Hohlraumgehalt [Vol.-%]	---	2,2	3,8

Parameter	Aufbau 1D	Aufbau 1E	Aufbau 1F
Betondecke [mm]	220	220	220
Asphaltzwischen-schicht [mm]	40	---	---
Trennschicht [mm]	---	8	---
Asphalttragschicht [mm]	---	---	100
HGT [mm]	150	200	---
Asphaltmischgut	AC 16 TS	---	AC 32 TS
Trennschicht	---	KRAITEC topPV	---
Bindemittel	50/70	---	30/45
Bindemittelgehalt [M.-%]	4,4	---	4,0
Erweichungspunkt RuK [°C]	53,2	---	60,0
Hohlraumgehalt [Vol.-%]	5,4	---	5,7

Als Messtechnik werden in jeden Probekörper vier DMK auf der AZS bzw. Trenn- und Asphalttragschicht appliziert und in die Betondecke einbetoniert. Zur Messung der Dehnung an der Betonoberseite werden an der Oberfläche jeweils drei DMS vom Typ 100/120 LY41 appliziert. Die Einsenkung zwischen belasteter und unbelasteter Fuge wird mit zwei Wegaufnehmern (WA) aufgenommen. Die bis zur Tragschicht durchgehende Fuge der Betondecke wird ohne Dübel ausgeführt, um eine zusätzliche Beanspruchung zu bewirken. Die Belastung erfolgt auf der Plattenseite mit eingebauter Messtechnik, der verbleibende Probekörper dient als Messbasis für die WA.

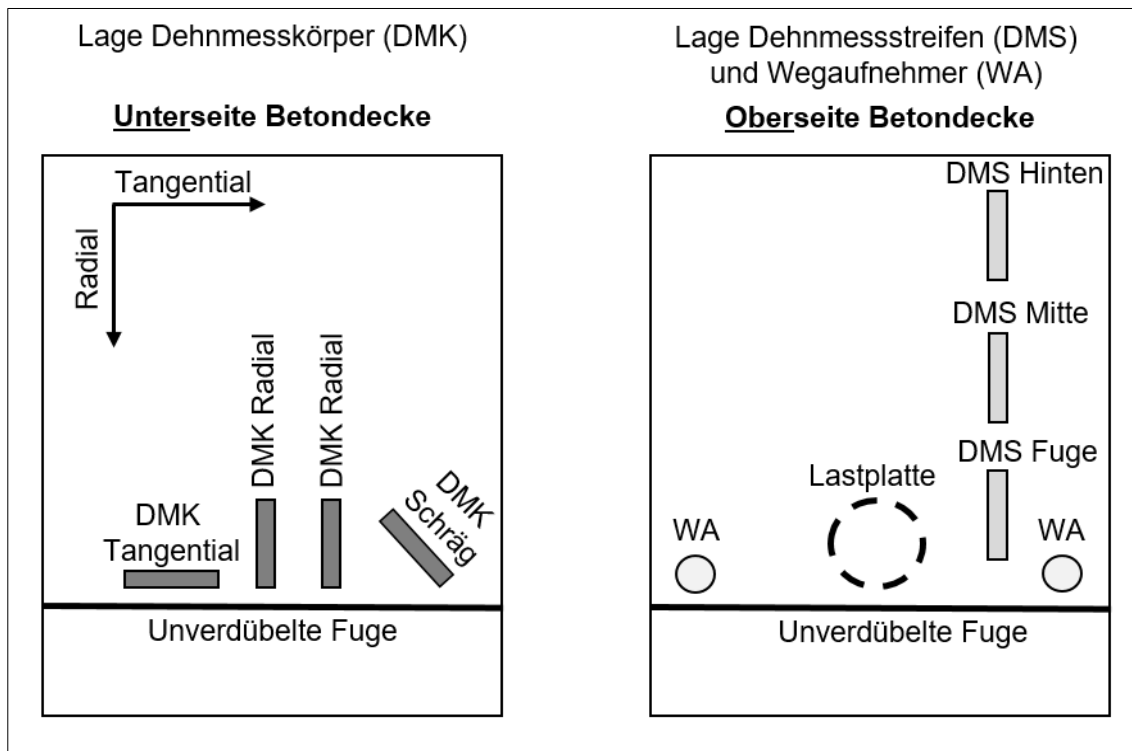


Abbildung 23: Stufe 1 - Anordnung Messtechnik

Die Auswertung der DMK erfolgt in Abhängigkeit der Anordnung der DMK:

- radial: Dehnung wirkt in Längsrichtung des Probekörpers
- tangential: Dehnung wirkt quer zur Längsrichtung und parallel zur Fuge
- schräg: Dehnung wird in einem 45°-Winkel in der Plattenecke gemessen

Die Aufbauten 1A / 1B sowie 1C / 1D werden gleichzeitig mit einer servo-hydraulischen Versuchseinrichtung belastet, die Aufbauten 1E und 1F werden aufgrund der unterschiedlichen Aufbauhöhen einzeln geprüft. Um eine gleichmäßige Lasteinleitung bei gleichzeitiger Belastung von zwei Probekörper sicherzustellen, wird eine Traverse über beide Probekörper eingebaut.

Aufgrund der Probekörpergeometrie wird eine Lastplatte mit den Maßen 160 mm x 200 mm verwendet, um einen Reifen im Fugenbereich zu simulieren. Die Probekörper werden während des Versuchs mit Wasser beregnet, um die Unterlage zusätzlich zu beanspruchen. Die Beregnungseinrichtung mit einer Leistung von 10 Liter pro Stunde wird direkt über der Fuge aufgebracht und entspricht einem leichten Regenereignis in Deutschland.

Die Probekörper werden mit einer Frequenz von 3,7 Hertz belastet, was einer Überfahrt eines LKWs mit 40 km/h entspricht. Maßgebend für die rechnerische Dimensionierung ist nicht die zulässige Achslast von 11,5 t gemäß Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung [16], sondern die Lastwiederholungen, die als Verkehrsbelastungszahl für die zu erwartenden äquivalenten 10 t-Achsen, aufgebracht werden. Daher werden die Probekörper mit einer pulsierenden Oberlast von 50 kN beansprucht, um eine Überrollung mit einem Einzelrad der äquivalenten 10 t-Achsen zu simulieren. Die Last wird pulsierend aufgebracht. Die Unterlast wird mit 5 kN festgelegt, wodurch eine Unterspannung im Beton erzeugt und eine Temperaturbeanspruchung simuliert wird. Eine vergleichbare konstante Spannung entsteht im Beton durch eine Erwärmung von oben oder durch unterschiedliche Austrocknung des Betonquerschnitts [34]. Die Belastung der Probekörper wird sinusförmig mit 2 Mio. Lastwechsel aufgebracht. Der Aufbau 1F wird aufgrund der Beschränkungen infolge der Pandemie nur mit 1,9 Mio. Lastwechsel beansprucht.



Abbildung 24: Stufe 1 - Versuchsaufbau mit Aufbau 1C und 1D

Bei allen DMK nehmen die Dehnungen an der Betondeckenunterseite mit steigender Lastwechselzahl zu. Die Dehnungszunahme an der Betondecke deutet auf eine beginnende Ermüdungserscheinung der Betondecke analog zum Ermüdungsverlauf nach *Abbildung 4: Ermüdung - Dehnungsentwicklung infolge Ermüdung nach [95]* hin:

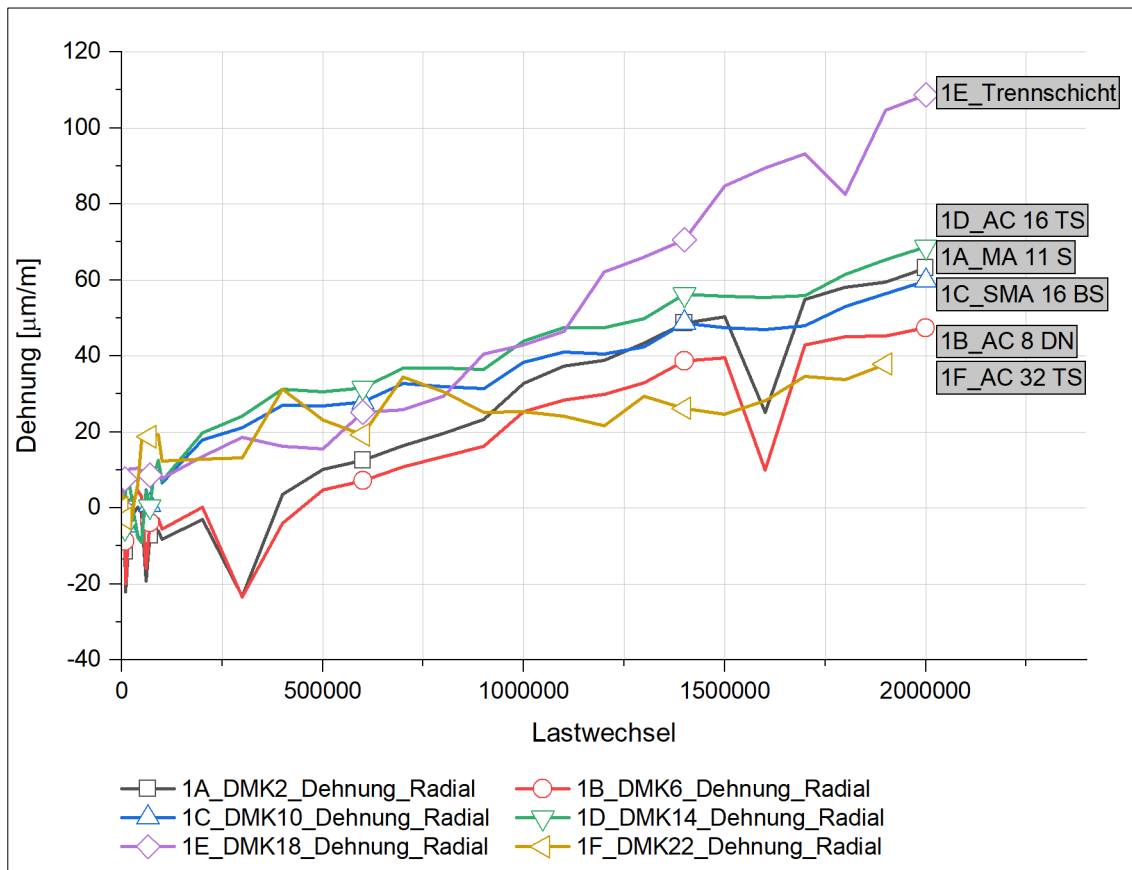


Abbildung 25: Stufe 1 - Dehnung der Aufbauten 1A bis 1F

Die Ausreißer der Graphen in Form von Spitzen sind auf Temperatureinwirkungen in der Prüfhalle, wie einem geöffneten Hallentor, und dem damit verbundenen Temperaturabfall zurückzuführen. Der Aufbau 1E weist die größten absoluten Dehnungen und Steigungen der Dehnungszunahmen auf. Die Dehnung der Aufbauten 1C und 1D steigen bis 250.000 Lastwechsel stark an, die Zunahme der Dehnung flacht anschließend ab. Die starke Zunahme der Dehnungen kann auf die große Einsenkung zu Beginn zurückgeführt werden. Die Dehnungen der Aufbauten 1A und 1B nehmen zu Beginn ab, und steigen ab 500.000 Lastwechsel kontinuierlich an. Nach 2 Mio. Lastwechsel sind die Dehnungen der Aufbauten 1A bis 1D vergleichbar, wobei der Aufbau 1A eine schnellere Zunahme der Dehnungen aufweist. Der Aufbau 1F mit einer Asphalttragschicht weist insgesamt die geringsten Dehnungen auf.

Alle Aufbauten werden nicht bis zum Bruch belastet. Um dennoch einen Schädigungsverlauf nach dem Modell von FITIK [36] zu extrapolieren, wird unter Annahme einer zulässigen Lastwechselzahl von 10 Mio. ein Schädigungsverlauf nach FITIK [36] für alle Aufbauten sowie für einen Normalbeton nach FITIK [36] bestimmt. Hierfür wird für jeden Probekörper die Formel von FITIK [36] für einen Normalbeton angewendet und für c_F (Steigung der Geraden in Phase II des S-förmigen Schädigungsverlaufs), die für die Graphen nach *Abbildung 25: Stufe 1 - Dehnung der Aufbauten 1A bis 1F* ermittelte Steigung der Regressionsgeraden zwischen 0,5 Mio. und 2 Mio. Lastwechsel, eingesetzt:

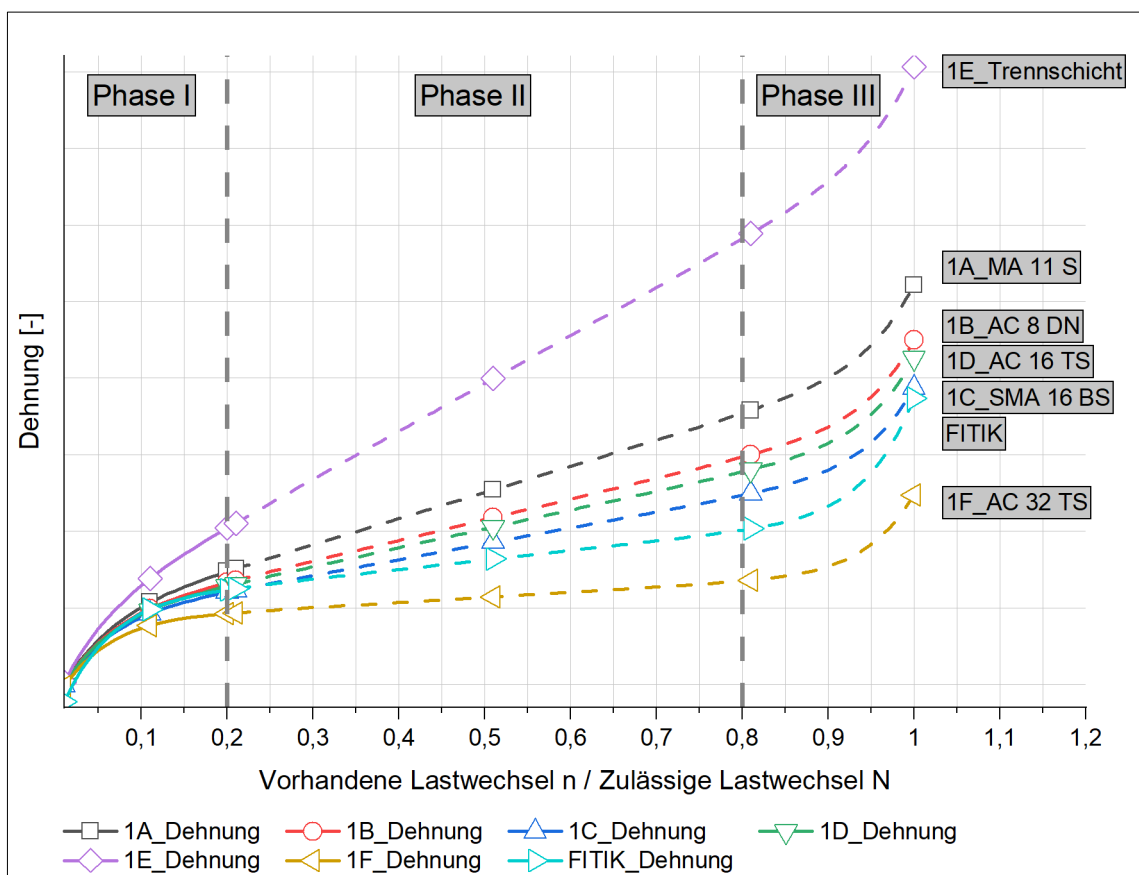


Abbildung 26: Stufe 1 - Dehnungsverlauf der Aufbauten 1A bis 1F (FITIK [36])

Nachdem die Aufbauten nicht bis zum Bruch belastet werden, können weder die zulässigen Lastwechselzahlen noch die Bruchdehnung beurteilt werden. Die Darstellung erfolgt daher nach 2 Mio. Lastwechsel strichpunktiert.

Nach dem Schädigungsmodell von FITIK [36] ist die Zugspannung durch die Steigung in Phase II beeinflusst (siehe *Kapitel 3.2 Materialermüdung von Beton*). Bei geringer Zugspannung fällt die Neigung der Geraden in Phase II flacher aus und bei zunehmender Zugspannung ist eine steilere Neigung in Phase II zu erwarten. [36] Es zeigt sich, dass die Steigungszunahme in Phase II als Folge der zunehmenden Dehnung von der Höhe der Zugbeanspruchung abhängt und damit die Aussage von FITIK [36] bestätigt werden kann. Ausgehend von einer gleichen Bruchdehnung der Aufbauten, ist anzunehmen, dass Aufbau 1E als erstes und der Aufbau 1F als letztes versagen wird.

Unter Anwendung des Hook'schen Gesetzes und mit einem für die Berechnung angenommenen E-Modul von 30.000 N/mm² kann die gemessene Dehnung in eine Spannung umgerechnet werden. Für den Vergleich der gemessenen Dehnung bzw. der hieraus berechneten Spannung mit der Theorie werden folgende Rechenverfahren angewendet:

- Mehrschichtentheorie unter Anwendung der Software BISAR
- EISENMANN (Vierschichtsystem der Bauweise AZSuB mit Berücksichtigung der mittragenden Wirkung der Tragschicht)

Die vollständigen Ergebnisse für den Lastfall mit Verbund und das Berechnungsverfahren BISAR sind tabellarisch in *Anlage A. 5 Stufe 1 - Vergleich zwischen Theorie und Messung* zusammengefasst.

Für die Berechnung mit der Software BISAR kann aufgrund der unendlich ausgedehnten Platte nur der Lastfall Plattenmitte berechnet werden, der im Rahmen des Versuchs nicht gemessen wird. Mit einem Wirksamkeitsindex $W = 0\%$ ergibt sich am freien Plattenrand die doppelte Spannung im Vergleich zum Lastfall Plattenmitte (siehe *Anlage A. 5 Stufe 1 - Vergleich zwischen Theorie und Messung*).

Die Ergebnisse nach EISENMANN mit Verbund ergeben geringe Spannungen für ein Vierschichtsystem (Aufbau 1A bis 1E) und bestätigen damit das Ergebnis im Rahmen der theoretischen Betrachtung. Die Spannungen für ein Vierschichtsystem der Bauweise AZSuB sind nach EISENMANN für den Lastfall mit Verbund als kritisch zu bewerten. Um auf der sicheren Seite zu liegen, ist hierfür mit dem Lastfall ohne Verbund zu rechnen.

Im Folgenden werden daher die Spannungen für den Lastfall ohne Verbund dargestellt. Als Referenzlinie dient für jeden Aufbau die Messung nach 2 Mio. Lastwechsel:

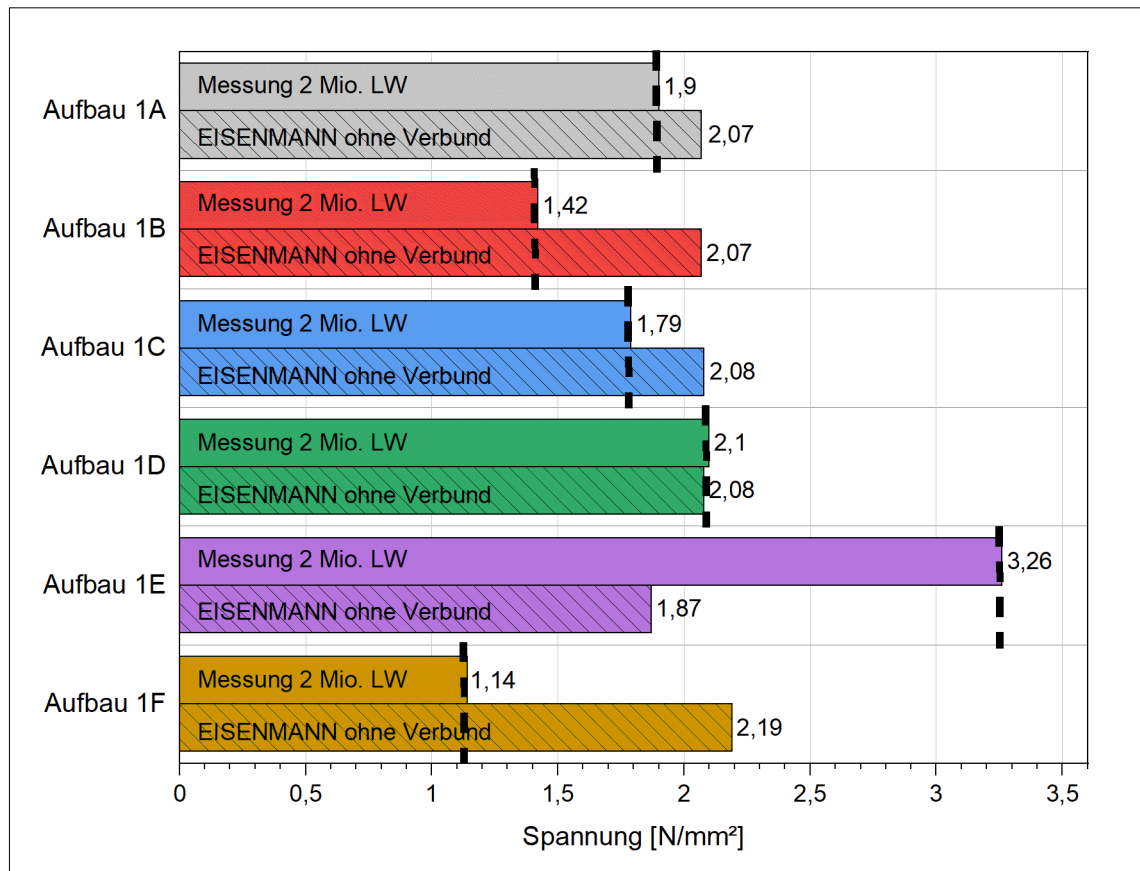


Abbildung 27: Stufe 1 - Vergleich Spannungen zwischen Messung und Theorie

Die gemessenen Spannungen liegen bei allen Aufbauten außer 1E unter der theoretisch berechneten Spannung nach EISENMANN ohne Verbundwirkung. Die mit dem Ansatz von KOENNECKE [55] bestimmte Dauer-Biegezugfestigkeit des Betons von 2,75 N/mm² (siehe *Kapitel 3.3.3 Beton*) kann für alle Aufbauten nach 2 Mio. Lastwechsel außer Aufbau 1E eingehalten werden.

Alle Aufbauten, ausgenommen 1E, erfüllen somit den Spannungsnachweis und können als tragfähig beurteilt werden.

Neben den Dehnungen werden die Einsenkungen der belasteten Platte im Vergleich zur unbelasteten Platte mit Hilfe von Wegaufnehmern im Bereich der Fuge gemessen:

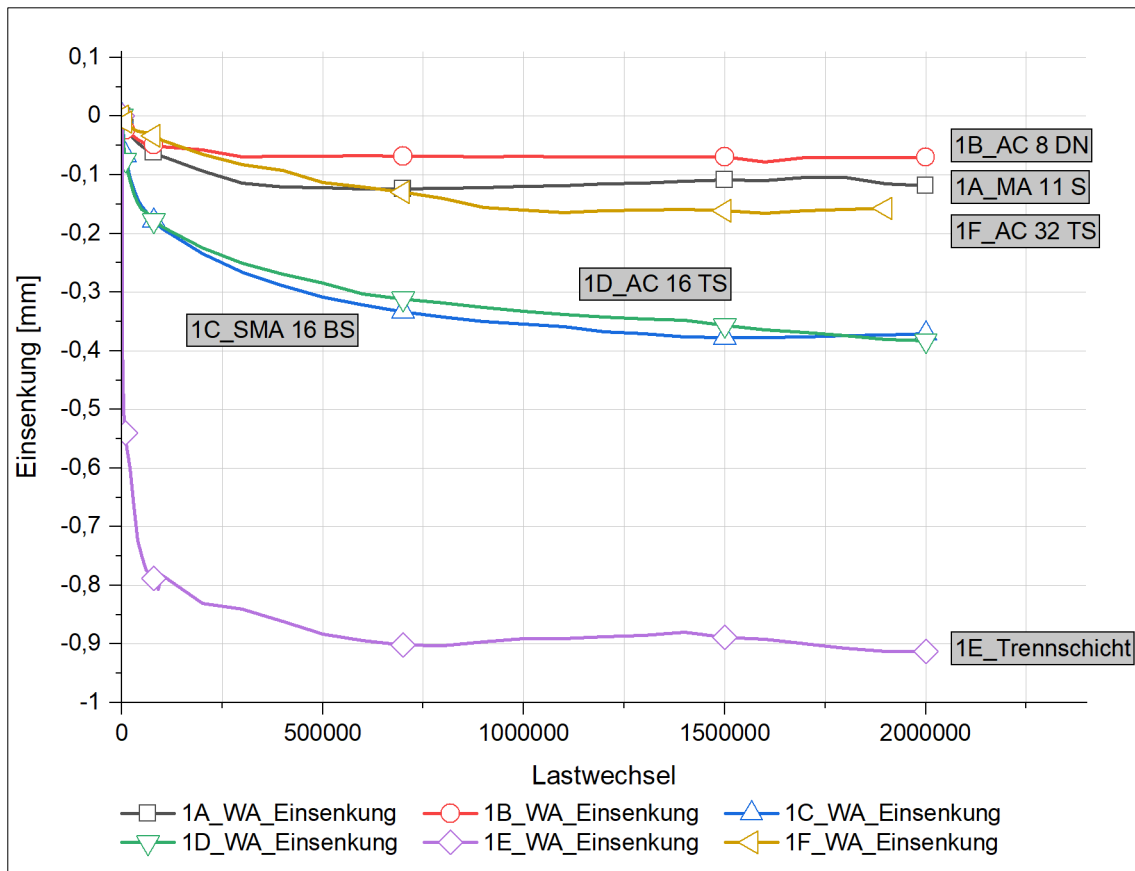


Abbildung 28: Stufe 1 - Einsenkung der Aufbauten 1A bis 1F

Beim Aufbau 1E werden Einsenkungen von über 0,9 mm gemessen. Untersuchungen ergeben bei einer Auflagerung auf Vliesstoffen eine 30 % größere Einsenkung bzw. Biegezugspannung [62], analog zu dem Messergebnis des vorliegenden Versuchs. Die gemessene Einsenkung beim Aufbau 1E mit Trennlage ist mehr als 143 % größer als bei den anderen Aufbauten. Die hohen Einsenkungen sind auf die sehr weiche Auflagerung der Trennlage (Granulatstruktur mit hohem Hohlraumgehalt) zurückzuführen. Die Aufbauten 1A und 1B weisen die geringsten Einsenkungen auf. Dies ist auf das dichte Asphaltdeckschichtmaterial mit einem hohen Bindemittelgehalt und geringem Hohlraumgehalt zurückzuführen. Die höhere Einsenkung der Aufbauten 1C und 1D kann auf die größere Schichtdicke der AZS sowie den größeren Hohlraumgehalt zurückgeführt werden. Die Aufbauten 1C und 1D weisen vergleichbare Einsenkungen von 0,37 mm auf. Beim Aufbau 1C, 1D und 1F nehmen die Einsenkungen langsamer mit den Lastwechseln zu, das Maximum wird nach 1 Mio. Lastwechsel erreicht. Dies deutet auf eine langsame Nachverdichtung des Asphalts hin.

Aufgrund der geringen Frequenz zur Belastung der Aufbauten können jedoch keine Pumperscheinungen durch die Bewässerung erzeugt werden.

Analog zu der Spannungsberechnung werden die gemessenen Einsenkungen nach 2 Mio. Lastwechsel mit der Theorie verglichen. Abweichend zu den Spannungen wird aufgrund der guten Vergleichbarkeit der Lastfall mit Verbund für das Verfahren nach EISENMANN aufgezeigt, die kompletten Berechnungsergebnisse sind in *Anlage A. 5 Stufe 1 - Vergleich zwischen Theorie und Messung* zusammengefasst:

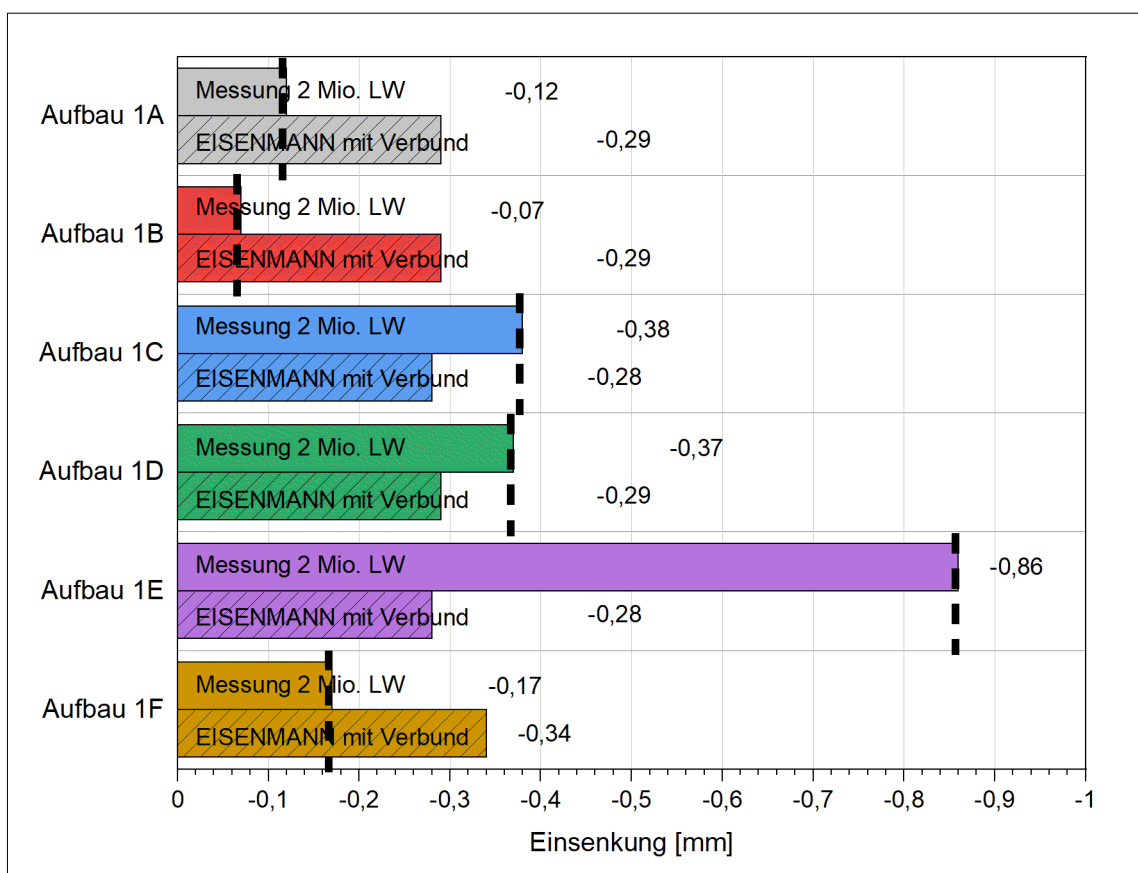


Abbildung 29: Stufe 1 - Vergleich Einsenkung aus Messung und Theorie

Die Aufbauten 1A, 1B und 1F sind vergleichbar mit den Ergebnissen nach BISAR (siehe *Anlage A. 5 Stufe 1 - Vergleich zwischen Theorie und Messung*), die Aufbauten 1C und 1D stimmen mit dem Rechenverfahren nach EISENMANN für den Lastfall mit Verbund überein. Der Aufbau 1E ist nicht mit der Theorie vergleichbar. Die gemessene Einsenkung des Aufbaus 1E ist um den Faktor 2 größer als beim Aufbau 1C und um den Faktor 12 größer als beim Aufbau 1B. Die gemessenen Einsenkungen aller Aufbauten liegen, ausgenommen des Aufbaus 1E, in einer vergleichbaren Größenordnung.

Am Ende des Versuchs werden aus jedem Probekörper jeweils drei Bohrkern gezogen. Dabei kann festgestellt werden, dass bei allen Aufbauten kein Verbund der AZS zu der darunterliegenden HGT vorhanden ist, wie bereits bei anderen Untersuchungsstrecken festgestellt (siehe *Kapitel 2.2.4 Asphaltzwischen­schicht unter Betondecken*). Der Verbund zwischen AZS bzw. Asphalttragschicht und Betondecke ist bis auf den Aufbau 1A bei allen Probekörpern gegeben. Der Aufbau 1A weist Schwierigkeiten beim Einbau auf, da die Temperatur des Asphaltmischguts beim Einbau zu stark abgekühlt ist und damit keine ausreichende Verdichtung erzeugt werden kann. Wie zu erwarten ist, besteht beim Aufbau 1E kein Verbund der Trennlage zur HGT bzw. zur Betondecke. Die Betondecke ist bei allen Aufbauten ohne optisch erkennbare Risse. Bei der AZS und Asphalttragschicht des Aufbaus 1B, 1C, 1D und 1F kann keine Erosion des Asphalts festgestellt werden, der optische Zustand der AZS ist in einem guten bis sehr guten Zustand. Beim Aufbau 1A und 1E können optisch am Bohrkern im Fugenbereich feine Ablagerungen beobachtet werden (siehe *Anlage A. 4 Stufe 1 - Bilder zum Versuch*) und deuten auf eine beginnende Erosion der AZS und der Trennlage hin.

Die Auswertung hinsichtlich der Bohrkern­e ist zusammenfassend dargestellt:

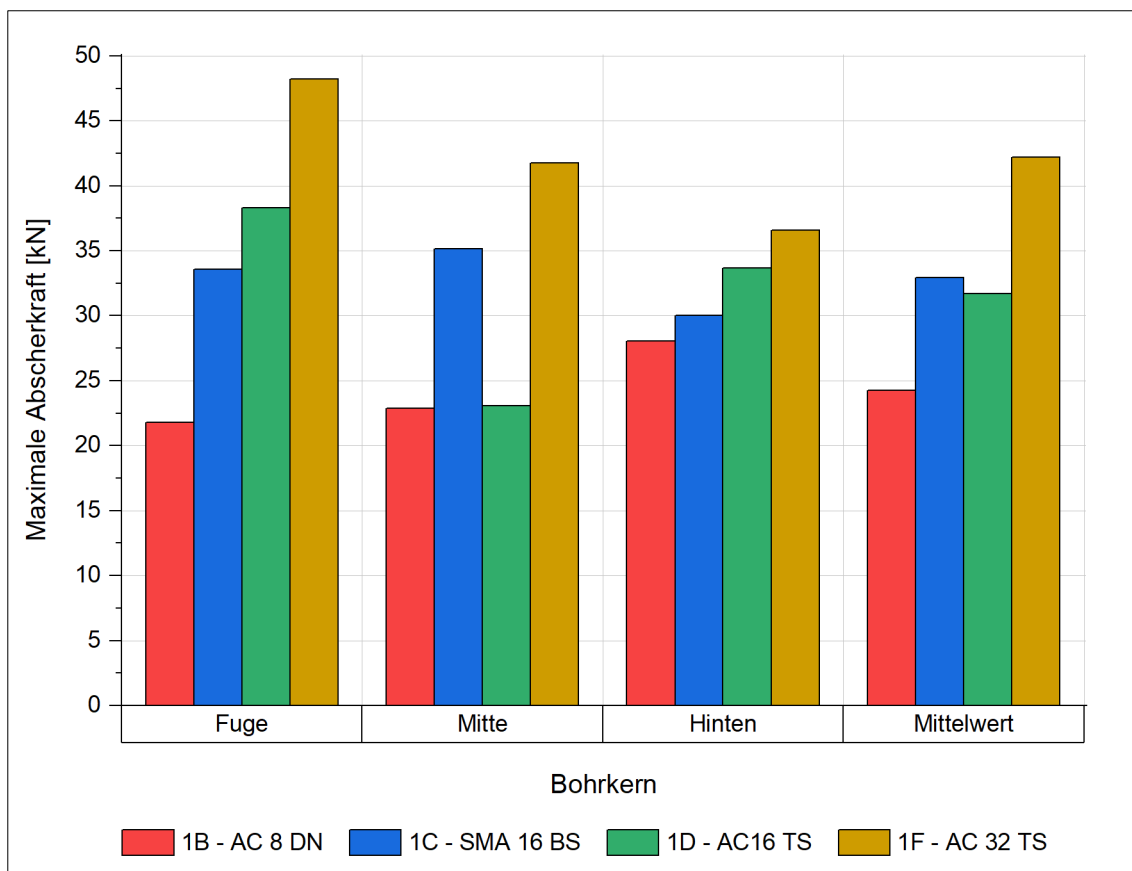


Abbildung 30: Stufe 1 - Auswertung Bohrkern­e Aufbau 1B, 1C, 1D, 1F

Der Verbund löst sich an den entnommenen Bohrkernen nicht für die Aufbauten 1B, 1C, 1D und 1F. Im Mittel ist beim Aufbau 1B mit einem Deckschichtmaterial eine geringere Verbundwirkung als bei den anderen Aufbauten festzustellen. Beim Aufbau 1C haftet Asphalt am Beton, dies ist auf den gummimodifizierten Splittmastixasphalt zurückzuführen.

Mit zunehmendem Größtkorn des Asphaltmischguts in Verbindung mit zunehmender Oberflächenrauheit kann eine zunehmende Verbundwirkung zwischen Beton und Asphalt festgestellt werden.

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

Die an der Betonoberfläche der Probekörper angebrachten DMS erbringen aufgrund der Temperaturempfindlichkeit der DMS und der Rauheit der Betonfläche in Verbindung mit einer erschwerten Applikation der DMS auf der Betonoberfläche für alle Aufbauten keine plausiblen Ergebnisse. Auf eine Darstellung wird daher verzichtet. Für zukünftige Versuche sind großformatige Plattenformate zu wählen, um größere Dehnungen zu erzeugen sowie Unterschiede in radialer und tangentialer Richtung zu messen. Die Verdichtung des Asphalts erfolgt beim Einbau mit Rüttelplatten, wodurch der Asphalt insbesondere in den Randbereichen nicht hinreichend gut verdichtet werden kann. Dies ist bei der Wahl der Probekörperabmessungen bei zukünftigen Versuchen zu berücksichtigen. Eine Untersuchung zur Wahl des Bindemittels bei Anordnung einer Asphaltenschicht unter Betondecken wird im Rahmen dieses Versuchs nicht durchgeführt.

Als Fazit der Stufe 1 kann festgehalten werden, dass grundsätzlich alle im Versuch angewendeten Asphaltarten für die Bauweise AZSuB angewendet werden können. Wobei der Einfluss der Steifigkeit in Bezug auf die Asphaltarten bei einer Erwärmung von oben im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht untersucht wird.

Unter Berücksichtigung der gemessenen Dehnungen ergeben die Aufbauten 1B mit AZS (AC 8 DN) und der Aufbau 1F mit einer Asphalttragschicht (AC 32 TS) die günstigsten Messergebnisse. Die Ergebnisse der Aufbauten 1A (MA 11 S), 1C (SMA 16 BS RmB G) und 1D (AC 16 TS) sind vergleichbar. Die errechneten Spannungen dieser Aufbauten liegen unterhalb der Dauer-Biegezugfestigkeit des Betons. Der Aufbau 1E bewährt sich aufgrund der Überschreitung der Dauer-Biegezugfestigkeit des Betons trotz der 200 mm dicken HGT nicht.

Die gemessenen Einsenkungen der Aufbauten 1A, 1B, 1C, 1D und 1F liegen alle in einer vergleichbaren Größenordnung und sind mit einer theoretischen Berechnung nach BISAR und EISENMANN vergleichbar. Die gemessenen Einsenkungen des Aufbaus 1E liegen um den Faktor 2 bzw. Faktor 12 über den Einsenkungen der anderen Aufbauten. Weiter ist der Aufbau 1E nicht mit der Theorie vergleichbar.

Trotz pessimistisch angesetzter Materialkennwerte bei der Berechnung und einer endlichen Plattengeometrie, sind die Messungen mit der Theorie bei allen Aufbauten, ausgenommen 1E, vergleichbar.

Der Aufbau 1B mit einem Asphaltdeckschichtmischgut und der Aufbau 1F mit einem Asphalttragschichtmischgut ergeben die günstigsten Messergebnisse in Bezug auf die Dehnungen an der Betondeckenunterseite und die Einsenkungen. Beide Asphaltarten werden aufgrund der guten Messergebnisse beim Großversuch eingesetzt.

Bei allen Aufbauten nehmen die Dehnungen mit zunehmender Lastwechselzahl zu. Die Dehnungszunahme kann mit einer beginnenden Ermüdung des Betons begründet werden. Der Verlauf der Dehnungszunahme wird für alle Aufbauten mit dem Modell nach FITIK [36] extrapoliert. Der Ansatz nach FITIK [36] zur Beschreibung der Ermüdung ist in zukünftigen Versuchen zu untersuchen.

Die Abscherversuche an den Bohrkernen nach dem Versuch ergeben, dass je größer das Größtkorn des Asphalts ist, desto größer ist die aufzubringende Abscherkraft bzw. desto besser ist die Verbundwirkung zwischen Tragschicht und Betondecke. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass mit einem großen Größtkorn die Oberfläche der Tragschicht rauer und ungleichmäßiger ist und damit ein besserer Verbund zwischen den Schichten, als bei einer glatten Oberfläche, erzielt wird. Die theoretische Betrachtung ergibt, dass sich ein Verbund zwischen der Betondecke und AZS günstig auf die Biegezugspannung an der Unterseite der Betondecke auswirkt. Im Rahmen der Stufe 1 kann kein eindeutiges Ergebnis in Bezug auf die Auswirkung des Verbunds zwischen AZS und Betondecke festgestellt werden und wird im Weiteren untersucht.

Das Aufbringen eines Haftmittels zur Verbesserung des Verbunds zwischen Betondecke und AZS wird auf Grundlage der Untersuchung von FREUDENSTEIN [41] nicht untersucht, da das Aufbringen eines Haftmittels auf der AZS die Gefahr eines horizontalen Abscherrisses innerhalb der AZS erhöht.

Der Aufbau 1E sollte aufgrund der schlechten Messergebnisse infolge einer zu weichen Auflagerung nicht weiterverfolgt werden.

5.3 Stufe 2 - Vergleich von Tragschichtkonstruktionen

Mit einem Großversuch wird die „technische Gleichwertigkeit“ der standardisierten Betondecken-Bauweisen der RStO 12 [124] auf unterschiedlichen Tragschichtkonstruktionen untersucht, um somit die Bauweise AZSuB von den anderen Tragschichtkonstruktionen abzugrenzen. Zusätzlich werden die Auswirkungen des Verbunds zwischen Tragschicht und Betondecke sowie die Dehnungszunahme infolge der Ermüdung, aufbauend auf Stufe 1, weiter untersucht.

Hierfür werden am Prüfamts für Verkehrswegebau der Technischen Universität München Betonfahrbahnen, bestehend aus zwei verdübelten Betonplatten, mit drei unterschiedlichen Tragschichtkonstruktionen unter Laborbedingungen nachgebaut. Die Betonfahrbahnen werden mit einer Verkehrs- und Temperaturbeanspruchung sowie einer simulierten Niederschlagsbelastung beaufschlagt. Der Versuch wird als Dauerschwingversuch mit 6 Mio. Lastwechsel pro Aufbau durchgeführt. Dabei wird vergleichend das Verformungs- und Tragfähigkeitsverhalten der Aufbauten bei unterschiedlicher Auflagerung untersucht. Die Belastung von 1 Mio. Lastwechsel entspricht dabei in etwa der Verkehrsbeanspruchung durch eine äquivalente 10 t-Achse der Bauklasse SV (heute Belastungsklasse Bk100) in einem Jahr [27].

5.3.1 Versuchsaufbau

Ein Probekörper hat eine Länge von 8,0 m und eine Breite von 1,0 m, der Abstand zwischen den Probekörpern beträgt 0,5 m. Die Aufbauhöhe der Probekörper beträgt einheitlich 0,8 m. Höhenunterschiede werden in der Schichtdicke der Frostschutzschicht ausgeglichen, um eine gleichzeitige Lasteinleitung über den Stahlträger und die Lastplatten zu ermöglichen. Die Krafteinleitung in jeden einzelnen Aufbau wird durch eine zwischen der Lastplatte und der servo-hydraulischen Versuchseinrichtung angebrachten Kraftmessdose (kalibriert) gemessen. Die verdübelte Querscheinfuge wird mit einer 2 mm breiten Fuge ausgebildet. Um einen Feuchtegradienten in der Betondecke zu erzeugen, wird die Fuge nicht mit einem Fugenverguss abgedichtet.

Eine Skizze des Versuchsaufbaus ist in *Anlage A. 6 Großversuch - Skizze des Versuchsaufbaus* dargestellt.

Im Folgenden ist der Prüfstand einschließlich Messbasis dargestellt:

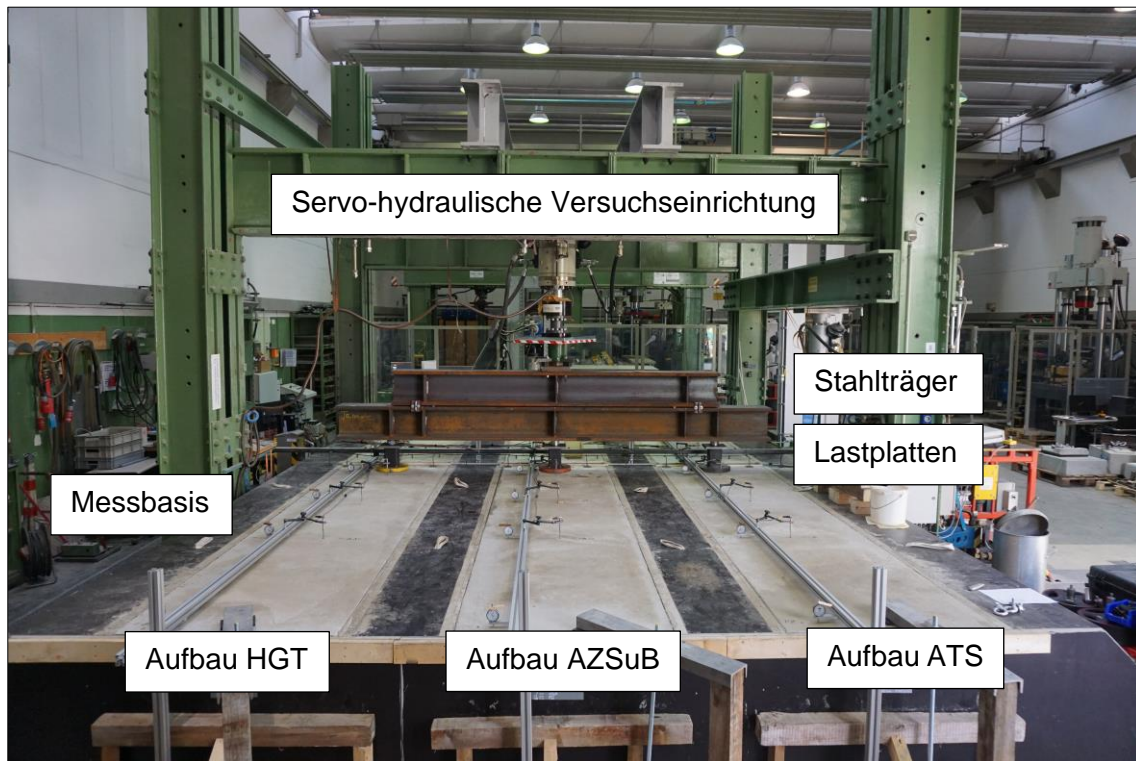


Abbildung 31: Großversuch - Prüfstand mit allen Aufbauten

Die gewählten Aufbauten orientieren sich an den standardisierten Regelaufbauten der RStO 12 [124]. Um ungünstige Verformungs- und Spannungsverhältnisse in der Betondecke zu erzeugen, wird die Betondecke einheitlich mit 220 mm Schichtdicke ausgeführt. Für den Großversuch werden drei Probekörper mit folgenden Tragschichtkonstruktionen untersucht:

Tabelle 15: Großversuch - Beschreibung der Aufbauten

Aufbau	Aufbau des Systems	Schichtdicke [mm]
Aufbau ATS	Betondecke	220
	Asphalttragschicht	100
	Frostschutzschicht	480
Aufbau HGT	Betondecke	220
	Hydraulisch gebundene Tragschicht	150
	Frostschutzschicht	430
Aufbau AZSuB	Betondecke	220
	Asphaltzwischen-schicht	50
	Hydraulisch gebundene Tragschicht	150
	Frostschutzschicht	380

Die Schichtdicke der AZS wird aufbauend auf der theoretischen Betrachtung mit 50 mm festgelegt. Die Schichtdicke der HGT wird aufgrund der eingeschränkten baulichen Verdichtungsmöglichkeiten der Frostschutzschicht mit 150 mm ausgeführt.

Es werden keine Haftmittel zur Verbundverbesserung auf den Schichten aufgebracht. Um einen Verbund der Aufbauten zur Schalung zu vermeiden, wird Schalöl eingesetzt.

Die Erstellung der Schalung sowie der Bau der Aufbauten erfolgt durch die Firmengruppe Max Bögl. Die Aufbauten bleiben während der gesamten Versuchsdauer in der Schalung. Bilder zum Versuchsaufbau sind in *Anlage A. 7 Großversuch - Bilder zum Versuch* enthalten.

Der komplette Versuchsaufbau wird vom 31.08.2020 bis 04.09.2020 errichtet. Die Betonage der Betondecke findet am 03.09.2020 statt. Die Messbasis wird einen Tag nach der Betonage am 04.09.2020 errichtet.

5.3.2 Messtechnik

Für den Großversuch wird folgende Messtechnik eingesetzt:

Tabelle 16: Großversuch - Eingesetzte Messtechnik pro Aufbau

Parameter	Messtechnik pro Aufbau
Hallentemperatur	Sensor am Messgerät der indirekten Feuchte
Dehnungen an der Unterseite der Betondecke	3 Dehnmesskörper (2 DMK in der belasteten Platte und 1 DMK in der unbelasteten Platte)
Dehnungen an der Unterseite der Asphaltenschicht	1 Dehnmesskörper in Asphaltenschicht (in der belasteten Platte)
Temperatur im Beton in verschiedenen Tiefen	4 Kupferkonstantan-Thermoelemente (in der unbelasteten Platte)
Indirekte Feuchte im Beton in verschiedenen Tiefen	2 bzw. 3 Sensoren zur Messung des elektrischen Widerstands (in der unbelasteten Platte)
Einsenkungen	6 Induktive Wegaufnehmer (je 3 Wegaufnehmer auf der belasteten und unbelasteten Platte, Anordnung mittig)
Fugenöffnung an den Querscheinfugen	Setzdehnungsmesser für Fugenöffnungsweite
Verwölbung der Platten	8 Messuhren (je 4 Messuhren auf der belasteten und unbelasteten Platte, Anordnung am Rand des Aufbaus)
Krafteinleitung in einzelne Aufbauten	Kraftmessdose (kalibriert)

Die Wegaufnehmer (WA) werden mittig in der Längsachse mit einem Abstand zum Rand von 0,5 m angeordnet. Die Messuhren werden mit einem Abstand zum Rand von 200 mm angeordnet. Eine Messuhr befindet sich an der Plattenecke mit einem Abstand zum Plattende von 100 mm. Die WA (WA1 bis WA18) und Messuhren (M1 bis M24) im Fugenbereich haben einen Abstand von 0,5 m zur Fuge. Die Dehnungen im Großversuch werden in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite im Bereich der Fuge gemessen. Zwei DMK werden auf der belasteten Platte direkt unterhalb der Lastplatte angeordnet (DMK_West und DMK_Ost) und auf der unbelasteten Platte mit einem Abstand von 300 mm. Die Sensoren zur Temperatur- und elektrischen Widerstandsmessung werden in den unbelasteten Platten angeordnet. Die Bolzen zur Messung der Fugenöffnung (S1 bis S3) werden am Rand angeordnet.

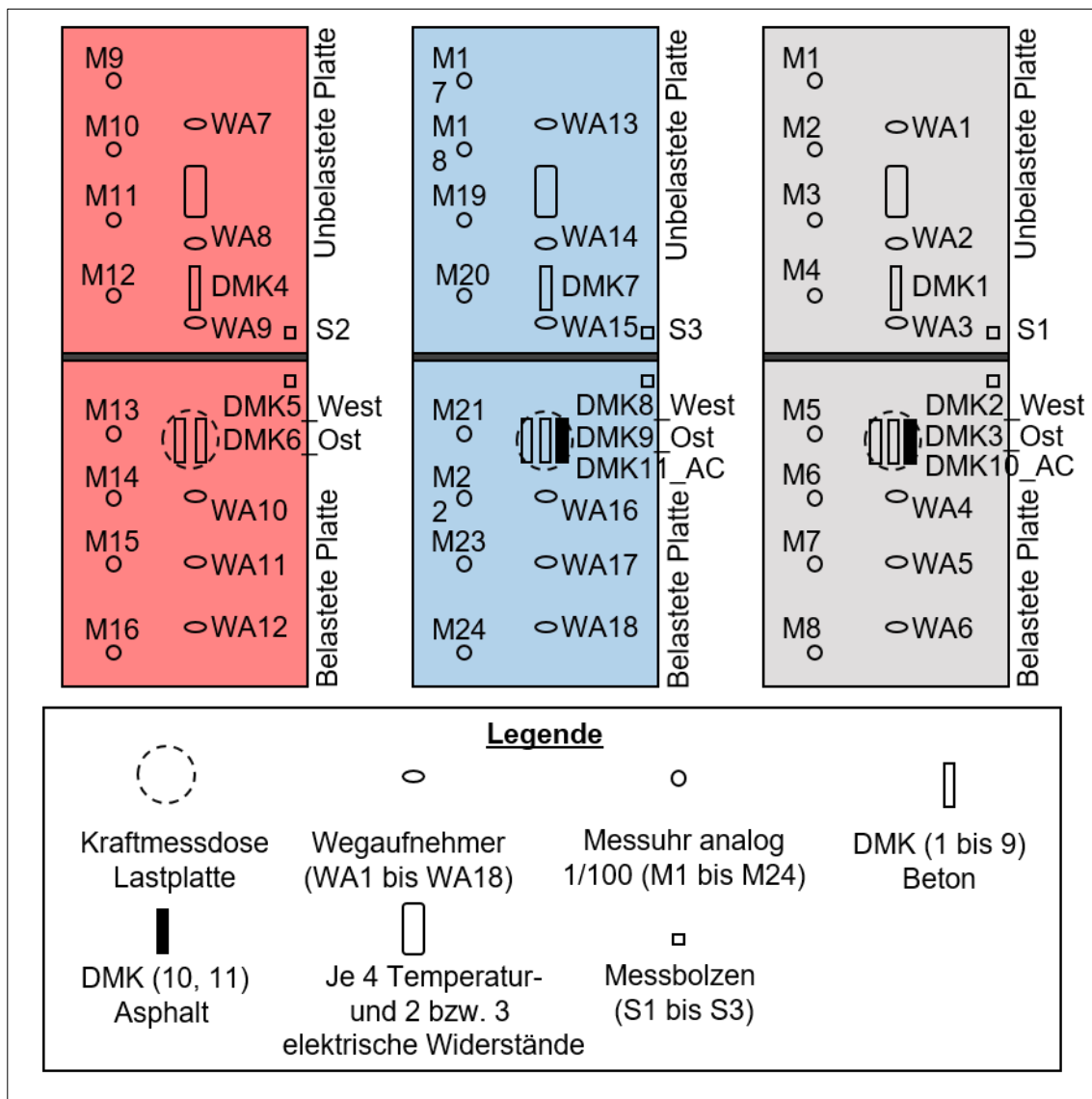


Abbildung 32: Großversuch - Skizze der eingebauten Messtechnik

Die Platten werden einseitig am Fugenrand belastet. Die mit der Kraft belastete Plattenhälfte wird für die Auswertung als „belastete Platte“ bezeichnet, die andere Plattenhälfte wird bei der Auswertung als „unbelastete Platte“ bezeichnet.

In *Anlage A. 7 Großversuch - Bilder zum Versuch* ist ein Bild der eingebauten Messtechnik exemplarisch für den Aufbau HGT dargestellt.

Nach dem Versuchsende werden je Aufbau drei Bohrkern (zwei Bohrkern an der unbelasteten Platte und ein Bohrkern an der belasteten Platte) zur Prüfung des Schichtverbunds entnommen und mit einem Abscherversuch untersucht.

5.3.3 Aufbau der Schichten

Frostschutz

Die Frostschutzschicht (FSS) besteht aus einem Kies-Sand-Gemisch mit einer variierenden Schichtdicke von 380 mm bis 480 mm, die auf einer starren 1 m dicken Betondeckenplatte (Hallenboden) aufgelagert ist. In der Stufe 1 zeigt sich, dass ein Zwischenschalten einer weichen Elastomer-Matte zur Simulation ungünstiger Bodenverhältnisse, den kompletten Probekörper bei Belastung ungleichmäßig bewegt. Daher wird im Großversuch darauf verzichtet. Zwischen der Schalung und der Frostschutzschicht wird eine Folie zum Auffangen des Wassers bei der Bewässerung eingelegt. Die Verdichtung erfolgt mit einer leichten Rüttelplatte. Dabei wird im Mittel folgender dynamischer E-Modul mit dem leichten Fallgewicht bestimmt:

Tabelle 17: Großversuch - Dynamischer E-Modul Frostschutzschicht

E-Modul [N/mm ²]	ATS	HGT	AZSuB
Dynamischer E-Modul	41,8	43,0	42,0
Umrechnung E _{v2} - Wert mit Faktor 2	83,6	86	84

Die gemessenen Werte des dynamischen E-Moduls liegen bei einer Umrechnung des dynamischen E-Moduls in einen E_{v2} - Wert mit dem Faktor 2 unter den geforderten E_{v2} - Werten ≥ 120 N/mm² nach ZTV - E StB 2017 [127]. Damit liegen ggü. der Praxis ungünstige Auflagerbedingungen, wodurch Streuungen aus der Praxis abgedeckt sind, vor.

HGT

Für die Rezeptur der HGT wird die gleiche Rezeptur, wie für die Probekörper der Stufe 1 gewählt. Es wird ein Zement CEM II A-S 42,5 R mit einem Wassergehalt von 4,5 M.-% und einem Zementgehalt bezogen auf das trockene Gesteinsgemisch von 4,0 M.-% verwendet [54]. Die Druckfestigkeit wird vom Institut cbm – Centrum Baustoffe und Materialprüfung, MPA BAU, Abteilung Baustoffe der Technischen Universität München bestimmt. Dabei ist nach Regelwerk im Rahmen der Erstprüfung eine Druckfestigkeit von 15 N/mm² nach 28 Tagen zu erreichen. Im Rahmen der durchgeführten Prüfung wird nach 28 Tagen jedoch nur eine Druckfestigkeit von 9,8 N/mm² ermittelt [53].

Die HGT wird beim Aufbau HGT unter der Querscheinfuge der Betondecke gekerbt. Die Kerbtiefe beträgt nach ZTV Beton - StB 07 [114] dabei 35 % der Einbaudicke. Bei der 150 mm dicken HGT beträgt die Kerbtiefe somit 53 mm.

Asphalt

Für die Rezeptur der Asphalttragschicht wird aufbauend auf den Erkenntnissen der Stufe 1 ein AC 22 TN mit einem Bindemittel 70/100 und Bindemittelgehalt von 4,1 M.-% und einem Hohlraumgehalt von 4,3 Vol.-% (ermittelt am Mischgut) verwendet [97].

Aufbauend auf der Stufe 1, der Empfehlung von SPRINGENSCHMID [83] und von FREUDENSTEIN [41] zu Asphaltzwischen-schichten wird für die AZS ein Asphaltdeckschichtmaterial AC 11 DN mit einem Bindemittel 70/100 gewählt. Der Bindemittelgehalt wird mit 6,1 M.-% und der Hohlraumgehalt mit 2,7 Vol.-% bestimmt [97].

Die Werte der Schichtdicke, der Verdichtungsgrad sowie Hohlraumgehalt können erst nach Versuchsende an jeweils zwei Bohrkernen für die Asphalttragschicht und Asphaltdeckschicht bestimmt werden. Die Schichtdicke der Asphalttragschicht beträgt im Mittel 85 mm, mit einem Hohlraumgehalt 5,3 Vol.-% und einem Verdichtungsgrad von 98,8 %. Die Schichtdicke der Asphaltdeckschicht beträgt im Mittel 51 mm, mit einem Hohlraumgehalt 4,5 Vol.-% und einem Verdichtungsgrad von 98,8 %. Die Bohrkernoberfläche der Asphaltdeckschicht ist ebenflächig und geschlossen. Die Oberflächenrauheit ist als sandpapierartig anzusehen. [98] Beide Asphaltarten erfüllen hinsichtlich Hohlraumgehalt und Verdichtungsgrad die Anforderungen der ZTV Asphalt - StB 07/13 [98, 115].

Die Anforderungen des Regelwerkes an das Asphaltmischgut werden eingehalten.

Beton

Für die einschichtige Betondecke wird ein C 30/37 mit einem Zement CEM II A-S 42,5 R und einem w/z-Wert von 0,45 bei einem Zementgehalt von 350 kg der Fa. Ganser Beton, Lieferwerk Aubing, verwendet [42]. Nach 28 Tagen wird ein mittlerer E-Modul von 28.237 N/mm² nach [106] und eine mittlere Druckfestigkeit von 37,3 N/mm² ermittelt. Die Biegezugfestigkeit wird nach [108] mit 5,1 N/mm² und nach [103] eine Spaltzugfestigkeit von 3,8 N/mm² bestimmt. Die Betondecke wird mit einer verdübelten Querscheinfuge nach ZTV Beton - StB 07 [114] ausgebildet. Um ein Reißen der Querscheinfuge sicherzustellen, wird eine Kerbtiefe von 30 % der Deckenhöhe ausgeführt. Die Kerbtiefe beträgt bei der 220 mm dicken Betondecke somit 66 mm. Die Fuge wird nicht abgedichtet. Die Nachbehandlung erfolgt durch ein chemisches Nachbehandlungsmittel.

Als Dübel werden gemäß TL Beton - StB 07 [113] ein Rundstahl mit einem Durchmesser von 25 mm und einer Länge von 500 mm verwendet. Die Dübel sind auf ganzer Länge mit einer Kunststoffbeschichtung versehen. Die Dübel werden mittig auf einer Höhe von 110 mm mit einem Dübelabstand von 250 mm angeordnet. Die Lagesicherung erfolgt durch einen Stützkorb.

5.3.4 Versuchsprogramm

Die dynamische Beanspruchung durch eine Überfahrt eines Schwerverkehrsfahrzeugs im Fugenbereich wird mit Hilfe einer servo-hydraulischen Versuchseinrichtung simuliert. Die drei Probekörper werden gleichzeitig im Fugenbereich mit einem Prüfszylinder statisch und dynamisch belastet. Für die dynamische Belastung wird eine Oberlast von 75 kN bis 125 kN und eine konstante Unterlast von 10 kN pro Probekörper festgelegt. Somit ergibt sich eine gleichzeitig aufzubringende Oberlast von maximal 375 kN und eine Unterlast von 30 kN. Die Probekörper werden gleichzeitig über Stahlträger und daran befestigten kreisförmigen Lastplatten mit einem Durchmesser von 300 mm (entspricht einer Radaufstandsfläche) belastet. Der Versuch wird mit 3 Hz durchgeführt.

In früheren Versuchen am Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau der Technischen Universität München zeigt sich, dass sich eine phasenverschobene und wechselseitige Belastung am Fugenrande günstiger als eine einseitige Belastung des Fugenrandes auswirkt. Aufgrund der hohen Querkraftübertragung bei wechselseitiger Belastung am Fugenrand ergeben sich geringere Schwingwege und Oberflächendehnungen als bei einer einseitigen Beanspruchung. [7]

Mit der maximalen Oberlast von 125 kN je Aufbau (entspricht dem 2,5 - fachen einer Einzelradlast von 50 kN), wird in der Fuge und an den Dübeln die gleiche Schubbeanspruchung erzeugt, wie bei einer wechselseitigen Belastung mit einer Oberlast von 50 kN [25]. Ebenso können durch eine Oberlast von 125 kN Radlasten aus ungleichmäßiger Beladung, bei einer Bogenfahrt aktivierte Radlastverlagerung und die dynamischen Radlastschwankungen berücksichtigt werden [35].

Zu Beginn, nach jeweils 1 Mio. Lastwechsel und am Ende des Versuchs werden jeweils quasi-statische Versuche (Phasennummer ist mit s gekennzeichnet) durchgeführt, um den dynamischen Versuch zu kalibrieren und eine gleichmäßige Lasteinleitung zu überprüfen. Für die quasi-statische Belastung (P werden fünf Rampen mit einer Oberlast von 25 kN / 50 kN / 75 kN / 100 kN / 150 kN und einer Unterlast von 10 kN pro Aufbau aufgebracht (Phase 0s bis Phase 7s). Insgesamt werden 6 Mio. Lastwechsel aufgebracht (Phase 1 bis Phase 6), wobei nach 1 Mio. Lastwechsel ein quasi-statischer Versuch durchgeführt wird (Phase 0s bis Phase 7s).

Tabelle 18: Großversuch - Prüfprogramm

Phase	Lastwechsel	Kraft [kN]	Temperatur [°C]	Bewässerung
0s	Quasi-statischer Versuch	25-150	Nein	Nein
1	0 bis 1.000.000	75	25	Nein
1s	Quasi-statischer Versuch	25-150	Nein	Nein
2	1.000.001 bis 2.000.000	100	25	Nein
2s	Quasi-statischer Versuch	25-150	Nein	Nein
3	2.000.001 bis 3.000.000	125	25	Nein
3s	Quasi-statischer Versuch	25-150	Nein	Nein
4	3.000.001 bis 4.000.000	100	25	Nein
4s	Quasi-statischer Versuch	25-150	Nein	Nein
5	4.000.001 bis 5.000.000	100	25	Ja
5s	Quasi-statischer Versuch	25-150	Nein	Nein
6	5.000.001 bis 6.000.000	100	40	Ja
7s	Quasi-statischer Versuch	25-150	Nein	Nein

Zusätzlich werden die Probekörper mit Wasser und / oder Temperatur an der Fuge beaufschlagt, um eine thermische und hygri-sche Beanspruchung im Labor zu simulieren. Für die Bewässerung werden die Aufbauten bei Phase 5 und 6 während der

dynamischen Belastung je dreimal am Tag für zehn Minuten bewässert. Um einen positiven Temperaturgradient zu erzeugen, werden die Aufbauten in Prüfphase 6 mit einer max. Temperaturbeanspruchung von 40 °C (gemessen an der Betonoberfläche) beheizt.

Es wird eine sinusförmige Belastung einseitig am Fugenrand gewählt, um ungünstige Verhältnisse zu erzeugen. Die Krafteinleitung in die einzelnen Aufbauten über die Stahlträger wird über kalibrierte Kraftmessdosen aufgezeichnet und somit sichergestellt, dass alle drei Aufbauten gleichmäßig belastet werden. Die maßgebende Belastung tritt am Fugenrand der Querscheinfuge aufgrund der fortwährenden Überrollungen mit Fahrzeugen auf. Im Rahmen des Versuchs wird daher ausschließlich der Belastungsfall Fugenrand an der Querscheinfuge der Betondecke der Aufbauten untersucht.

Die Auswertung der Versuche wird in folgende Abschnitte aufgeteilt:

- **Junger Beton** (Beginn: 03.09.2020, 8:05 Uhr, Ende: 30.09.2020, 8:20 Uhr)
- **Quasi-statische Versuche** Phase 0s bis Phase 7s (Beginn: 30.09.2021, 10 Uhr, Ende: 27.10.2020, 10 Uhr)
- **Dynamische Versuche** Phase 1 bis Phase 6 (Beginn: 30.09.2021, 15 Uhr, Ende: 27.10.2020, 7 Uhr)

Aus zeitlichen Gründen wird die Messung im jungen Beton bereits nach 27 Tagen abgeschlossen. Der Abschnitt des jungen Betons bezeichnet im Rahmen des Großversuchs den Zeitraum von der Betonage bis 27 Tage nach der Betonage.

Da es nach 2,7 Mio. Lastwechsel beim dynamischen Versuch mehrfach Probleme am Prüfstand gibt und eine Beschädigung der Messbasis durch herabfallende Schrauben infolge eines Sprödbruchs folgt, ergeben die weiteren Daten für die Wegaufnehmer sprunghaft erhöhte Messwerte, die nachträglich bereinigt werden, jedoch nicht mit Hilfe von Messuhren abgesichert werden können. Die Daten der Wegaufnehmer werden bis 3 Mio. Lastwechsel aufgezeigt. Die absolut gemessenen Dehnungen werden bis 6 Mio. Lastwechsel aufgezeigt, sind jedoch bzgl. des absoluten Werts ebenfalls kritisch zu bewerten, da ein Ausschlagen der servo-hydraulischen Prüfeinrichtung bei 2,7 Mio. Lastwechsel in Verbindung mit einem erhöhten Krafteintrag zu einem sprunghaften Anstieg der Dehnungen führt. Weiter ergeben sich mit zunehmender Messdauer Einflüsse aus Temperatur und thermische Drifteffekte bei der Messung mit DMS (siehe *Kapitel 5.1 Stufe 0 - Auswahl der Messtechnik*).

5.3.5 Auswertung - Junger Beton

Die Wegaufnehmer zeichnen die Plattenverformung in Längsachse der einzelnen Aufbauten auf, wodurch das Aufschüsseln der Platten im jungen Beton gemessen wird. Die Bezeichnung belastet bzw. unbelastet bezieht sich auf die Plattenhälfte, die bei den späteren quasi-statischen und dynamischen Versuchen belastet bzw. nicht belastet wird:

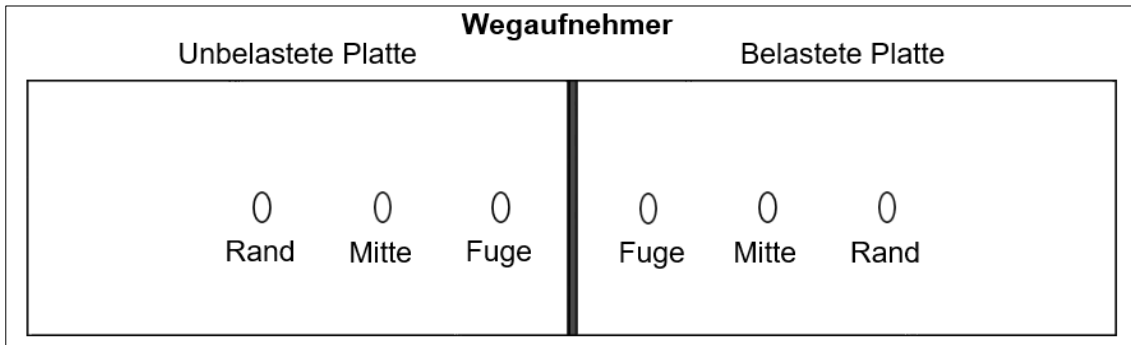


Abbildung 33: Großversuch - Bezeichnung Messtechnik

Aufgetragen über die Längsachse der Aufbauten, ergibt sich für den Aufbau AZSuB in Abhängigkeit der Stunden nach der Betonage der folgende Verlauf an den WA:

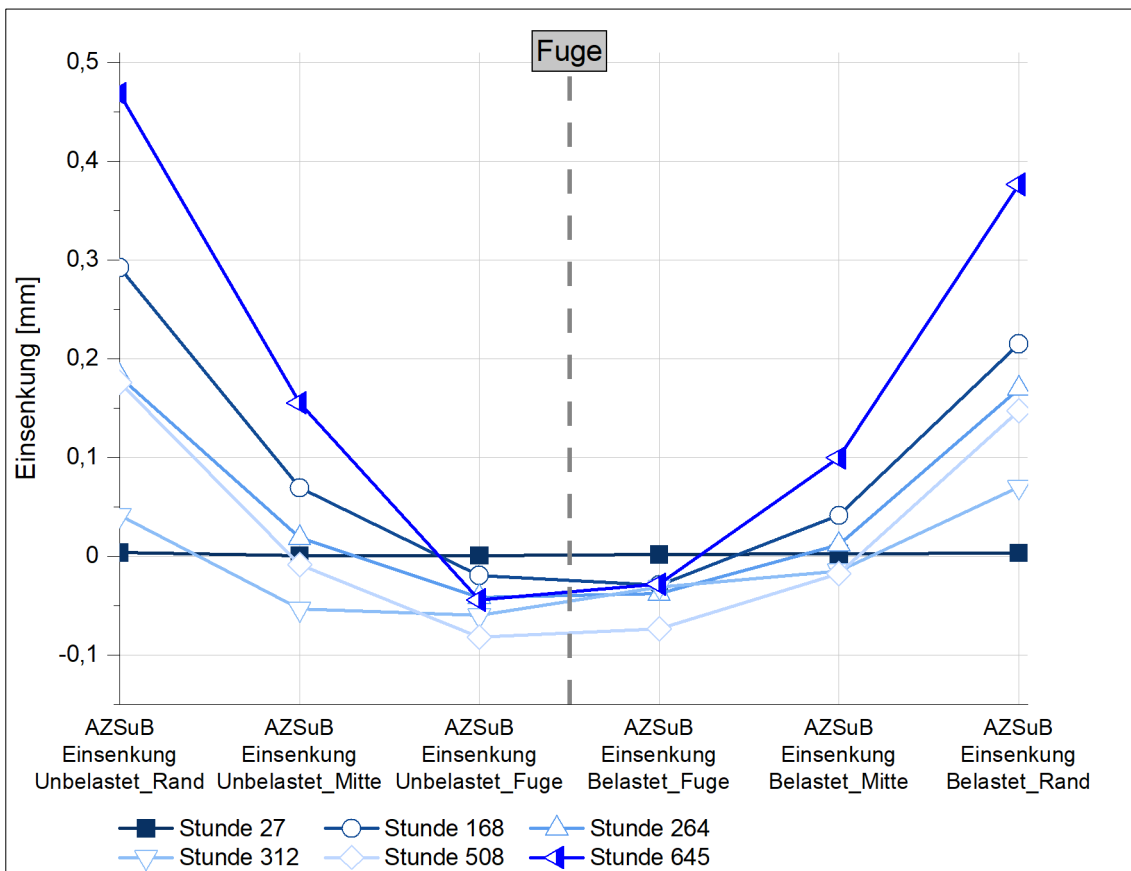


Abbildung 34: Großversuch - Aufwölben Plattenränder (AZSuB)

Einen Tag nach der Betonage (Stunde 27) verformt sich die Platte noch nicht. Nach einer Woche (Stunde 168) heben sich die Plattenränder um bis zu + 0,29 mm und die Platte senkt sich im Fugenbereich bis zu - 0,03 mm ein. Anschließend senken sich die Plattenränder wieder. Nach 27 Tagen (Stunde 645) heben sich die Plattenränder um bis zu + 0,47 mm. Die Form der Kurven ändert sich nicht. Es ist davon auszugehen, dass die Querscheinfuge nicht gerissen ist, da sich die Platte im Gesamten verformt. Der Aufbau ATS zeigt ein vergleichbares Verformungsverhalten (siehe *Anlage A. 8 Großversuch - Aufwölbung der Platten im jungen Beton*).

Bei allen Aufbauten kann beobachtet werden, dass sich die Platten infolge des Betonschwindens aufschüsseln.

Der Aufbau HGT weist hingegen eine unterschiedliche Verwölbung im jungen Beton zu den Aufbauten AZSuB und ATS auf:

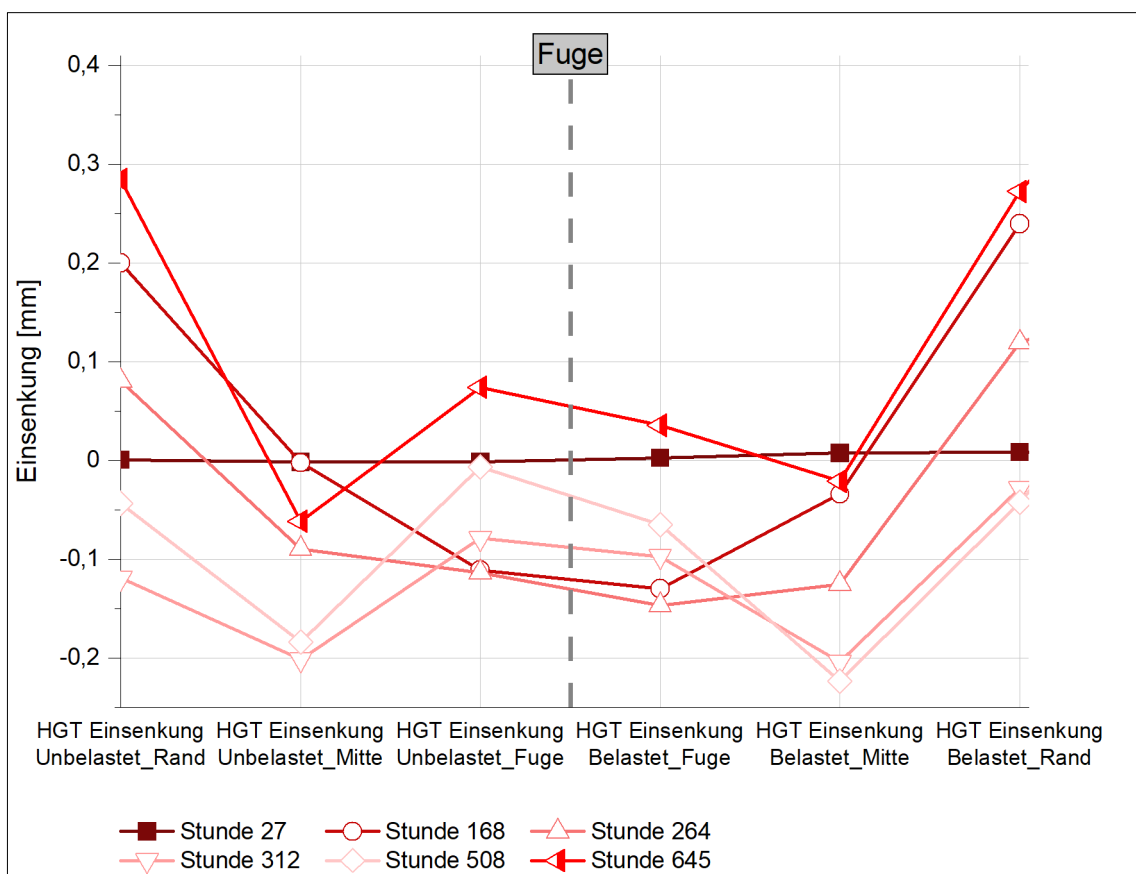


Abbildung 35: Großversuch - Aufwölben Plattenränder (HGT)

Einen Tag nach der Betonage (Stunde 27) verformt sich die Platte nicht. Nach einer Woche (Stunde 168) heben sich die Plattenränder um bis zu + 0,24 mm. Zwischen Stunde 264 und Stunde 312 ist die Querscheinfuge gerissen.

Bis Stunde 264 ist ein u-förmiger Kurvenverlauf zu erkennen, nachdem die Fuge gerissen ist, ist der Kurvenverlauf w-förmig. Die Plattenränder heben sich um bis zu + 0,28 mm, die Einsenkung in Plattenmitte vor dem Reißen beträgt - 0,15 mm und nach dem Reißen der Querscheinfuge beträgt die Einsenkung in Plattenmitte der nun einzelnen Platten - 0,22 mm. Durch das Reißen der Querscheinfuge ergibt sich eine höhere Einsenkung bzw. Abheben der Plattenränder.

ZACHLEHNER [99] misst die Aufwölbung von Betonplatten auf einer HGT unter natürlichen Witterungsbedingungen. Nach dem Reißen der Fugen wird eine mittlere Aufwölbung von 0,9 mm nach 24 Stunden gemessen. Die Fugen wirken hierbei wie ein Gelenk. Der von ZACHLEHNER [99] gemessene Wölbungsverlauf bei einer gerissenen Fuge kann bestätigt werden.

Das Reißen der Querscheinfuge wird ebenfalls durch das Messen größerer Fugenöffnungswerte bei den Setzdehnungsbolzen im Fugenbereich bestätigt. Das Reißen der Querscheinfuge zwischen dem 16.09.2020 (Stunde 264) und dem 18.09.2020 (Stunde 312) zeigt sich durch einen sprunghaften Anstieg der Fugenöffnung beim Aufbau HGT von 0,07 mm auf 0,35 mm. Die Fugenöffnungsweite beträgt nach 27 Tagen der Betonage für den Aufbau

- ATS 0,03 mm,
- HGT 0,61 mm und
- AZSuB 0,04 mm.

BIRMANN [7] kann unter Laborbedingungen ein Abheben der Plattenränder von 2 mm bzw. 3,5 mm messen, wobei bei den Untersuchungen von BIRMANN [7] die Nachbehandlung mit einer Folie erfolgt. Weiter untersucht BIRMANN [25] eine 220 mm dicke Betondecke auf einer 150 mm dicken HGT mit und ohne Vliesstoff. Beim Aufbau ohne Vliesstoff wird ein Aufwölben der Plattenecke von 1,5 mm gemessen und mit Vliesstoff von 2 mm. Anhand der Messuren wird im vorliegenden Versuch eine Aufwölbung von + 1,0 mm an den Plattenenden gemessen. Ein solch ausgeprägtes Verformen der Platten infolge von Schwinden im jungen Beton, wie bei BIRMANN [7, 25], kann bei dem vorliegenden Großversuch nicht gemessen werden. Ein Grund kann in der unterschiedlichen Nachbehandlung des Betons und der Betonrezeptur liegen.

Bei Untersuchungen von WITT [96] kann ebenfalls ein verzögertes Reißen der Querscheinfugen bei einer Asphaltauflagerung der Betondecke festgestellt werden, analog zu dem Ergebnis des vorliegenden Versuchs.

Die Auswertung der Plattenverformung im jungen Beton bestätigt die Aussage von BIRMANN [7], dass eine HGT-Auflagerung ein Paketreißen verhindern kann. Wie bereits bei anderen Untersuchungsstrecken festgestellt und durch den vorliegenden Versuch bestätigt, wirkt sich eine Asphaltauflagerung ungünstig auf ein frühzeitiges Reißen der Querscheinfugen aus.

ZACHLEHNER [99] stellt fest, dass die Rissneigung im jungen Beton bei einem System mit Verbund größer ist als bei einem System ohne Verbund. Dies kann auf einen sehr guten Verbund zwischen HGT und Betondecke beim vorliegenden Versuch hinweisen. Neben der guten Verbundwirkung bietet die HGT eine starre Auflagerung, die die Bewegung der Betondecke behindert und somit einen ausreichenden Widerstand für das Reißen der Querscheinfuge ermöglicht. Eine Asphaltauflagerung hingegen bietet aufgrund der flexiblen Auflagerung trotz Verbund zur Betondecke keinen ausreichenden Widerstand.

Es sei darauf hingewiesen, dass beim vorliegenden Laborversuch eine vergleichsweise konstante Hallentemperatur zwischen 19,3 °C und 27,6 °C vorliegt und die Randbedingungen somit nicht mit natürlichen Witterungsbedingungen (Einfluss u.a. durch Sonneneinstrahlung, Niederschlag, Luftfeuchte, Wind fehlt) vergleichbar sind. Temperaturschwankungen, die ein Reißen der Querscheinfuge begünstigen, liegen unter Laborbedingungen nicht vor. In künftigen Untersuchungen ist dennoch zu prüfen, ob bei einer Asphaltauflagerung gesonderte Maßnahmen ergriffen werden müssen, um ein frühzeitiges Reißen der Querscheinfugen zu bewirken und ein Paketreißen zu verhindern.

Bei den Messungen der Dehnungen an der Unterseite der Betondecke, der Temperatur sowie des elektrischen Widerstands an der Oberseite und der Unterseite der Betondecke zeigt sich folgender Verlauf für den Aufbau AZSuB von Betonage bis 27 Tage danach:

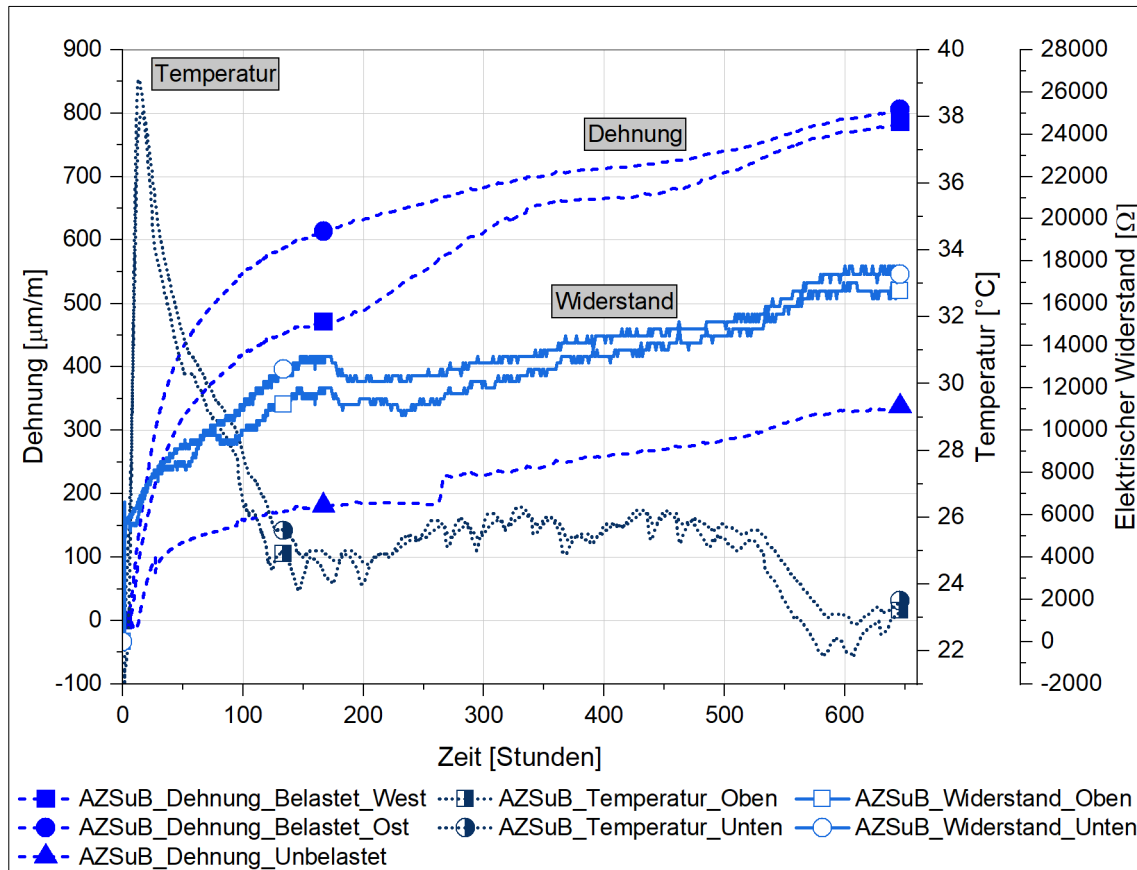


Abbildung 36: Großversuch - Dehnung, Temperatur und Widerstand (AZSuB)

Verlauf der Temperatur beim Aufbau AZSuB

Die Temperatur erreicht nach knapp 13 Stunden mit $39,1^{\circ}\text{C}$ das Maximum an der Betondeckenoberseite. Die Temperatur an der Betondeckenunterseite erreicht ein Maximum von $38,1^{\circ}\text{C}$ verzögert nach 15 Stunden und liegt im Weiteren bis zu 2 K über der Temperatur an der Betondeckenoberseite. Die Betondeckenoberseite wird stärker durch die Hallentemperatur und Umgebungsbedingungen beeinflusst. Die Temperatur der Betondecke passt sich eine Woche nach der Betonage der Hallentemperatur an. Die maximalen Temperaturen in der Hydratationsphase unter Laborbedingungen sind, im Vergleich mit den von WITT [96] gemessenen Temperaturwerten aus Feldmessungen im jungen Beton an Betondecken, geringer. Dies kann auf die fehlende Sonneneinstrahlung und Globalstrahlung unter Laborbedingungen zurückgeführt werden.

Ein positiver Temperaturgradient bedeutet, dass die Temperatur der Betondeckenoberseite größer als die der Betondeckenunterseite ist. Negative Gradienten treten häufiger auf als positive Temperaturgradienten [21, 56]. Dies ist auf das schnellere Aufwärmen infolge solarer Einstrahlung und dem langsameren Abkühlen unter Wärmeabgabe an die Umgebung zurückzuführen. Die positiven Gradienten weisen höhere Werte auf. Ein positiver Temperaturgradient ist auf eine starke und kontinuierliche Sonneneinstrahlung zurückzuführen, ein negativer Gradient herrscht infolge einer schnellen Abkühlung zum Beispiel nachts oder bei Gewitter. [21]

Aufgrund der vergleichsweise konstanten Temperatur und der fehlenden Umwelteinflüsse ergibt sich im Vergleich zu den Untersuchungen von WITT [96] ein vergleichsweise geringer maximaler Temperaturgradient von + 0,009 K/mm (siehe Anlage A. 11 Großversuch - Temperaturgradient im jungen Beton).

Verlauf des elektrischen Widerstands beim Aufbau AZSuB

Je trockener ein Material ist, desto geringer ist die elektrische Leitfähigkeit und umso höher ist der elektrische Widerstand (trockenes Material = großer elektrischer Widerstand, feuchtes Material = kleiner elektrischer Widerstand). So wird beispielsweise bei Holz bei einem elektrischen Widerstand $> 100 \text{ G}\Omega$ von einem sehr trockenen Material bzw. bei einem elektrischen Widerstand $< 10 \text{ k}\Omega$ von einem sehr feuchten Material gesprochen [75].

Der elektrische Widerstand an der Unterseite steigt bis zu einer Woche (168 Stunden) nach Betonage stark an. Folglich nimmt der Feuchtegehalt im Beton ab. Nach einer Woche flacht die Kurve ab und der elektrische Widerstand steigt weiterhin kontinuierlich an bzw. nimmt der Feuchtegehalt im Beton kontinuierlich ab. Der elektrische Widerstand weist analog zum Temperaturmaximum in der Hydratationsphase einen gedämpften Peak des elektrischen Widerstands auf. Der erste Peak des elektrischen Widerstands wird nach 148 Stunden mit $13.490 \text{ }\Omega$ erreicht, am Ende werden $17.400 \text{ }\Omega$ gemessen. Die Unterseite beim Aufbau AZSuB ist trockener als die Oberseite, wobei die Differenz gering ist. Der Feuchtegradient beim Aufbau AZSuB ist gering und überwiegend negativ.

Nach Untersuchungen von WITT [96] im jungen Beton an Betondecken ist ebenfalls ein steiler Anstieg des elektrischen Widerstands in der Anfangsphase bei einer Feldmessung zu erkennen. Ein vergleichbarer Wert des elektrischen Widerstands wird jedoch nach den Untersuchungen von WITT [96] zu einem früheren Zeitpunkt nach bereits 48 Stunden erreicht.

Der verzögerte Anstieg des elektrischen Widerstands im vorliegenden Versuch bzw. die Feuchteabnahme unter Laborbedingungen ist u.a. auf fehlende Witterungseinflüsse sowie eine vergleichsweise geringe und konstante Luftfeuchte im Labor zurückzuführen.

Verlauf der Dehnungen beim Aufbau AZSuB

Die Dehnungen in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite nehmen kontinuierlich zu. Das heißt, der Beton dehnt sich infolge der freigesetzten Hydratationswärme in Längsrichtung aus. Die Druckdehnung ist nach 10 Stunden mit $-16 \mu\text{m/m}$ relativ gering und tritt vor dem Temperaturmaximum ein. In den ersten 48 Stunden steigen die Dehnungen am stärksten an. Nach einer Woche flacht die Kurve ab und verläuft parallel zum elektrischen Widerstand. Nach 450 Stunden steigen der elektrische Widerstand und die Dehnungen parallel an. Dies deutet auf einen Zusammenhang zwischen der Entwicklung des elektrischen Widerstands und den Dehnungen im Beton hin. Bei 500 Stunden ist ein leichter Anstieg der Dehnungen feststellbar. Gleichzeitig nimmt die Temperatur an der Betondeckenunterseite ab und der elektrische Widerstand steigt an. Nach 600 Stunden flachen die Kurven ab, die Erhärtungsphase des Betons ist beendet. Die Dehnungen an den später belasteten Platten sind tendenziell höher als auf der später unbelasteten Platte.

Im Folgenden wird der Verlauf aller Aufbauten dargestellt, wobei die Diagramme analog zu *Abbildung 36: Großversuch - Dehnung, Temperatur und Widerstand (AZSuB)* für die Aufbauten HGT und ATS in *Anlage A. 10 Großversuch - Temperatur, Widerstand und Dehnung im jungen Beton* dargestellt sind.

Verlauf der Temperatur aller Aufbauten

Die Temperaturentwicklung im jungen Beton verläuft bei allen Aufbauten vergleichbar. Der Zeitpunkt des Temperaturmaximums während der Hydratation liegt zwischen 13 und 14 Stunden nach Betonage. Die Asphaltauflagerungen weisen ein Temperaturmaximum von 38,3 °C bzw. 39,1 °C auf und liegen deutlich über dem Temperaturmaximum beim Aufbau HGT. Die Betonage erfolgt einen Tag nach dem Asphalteinbau, folglich ist die Temperatur der Tragschicht bei den Aufbauten ATS und AZSuB höher als beim Aufbau HGT. Die Asphaltauflage führt durch die Abgabe der Restwärme zu einer Erhöhung der maximalen Temperatur um 4,7 K bzw. 5,5 K im Vergleich zum Aufbau HGT. Spätestens eine Woche nach der Betonage passt sich bei allen Aufbauten die Betontemperatur an die Hallentemperatur an. Die Werte liegen unter den von WITT [96] gemessenen maximalen Temperaturwerten bei Feldmessungen.

Der maximale positive Temperaturgradient tritt bei allen Versuchsaufbauten im Labor nach 12 Stunden auf und beträgt für den Aufbau ATS und AZSuB rund + 0,01 K/mm bzw. für den Aufbau HGT + 0,007 K/mm (siehe *Anlage A. 11 Großversuch - Temperaturgradient im jungen Beton*). Nach 18 Stunden wird bei allen Aufbauten ein negativer Temperaturgradient gemessen. Der Temperaturgradient beim Aufbau HGT liegt geringfügig über den Temperaturgradienten des Aufbaus ATS und AZSuB. Zwischen 20 Stunden und 450 Stunden nach Betonage liegt ein positiver Temperaturgradient vor. Dies ist auf die höhere Umgebungstemperatur zurückzuführen. Ab 500 Stunden sinkt die Hallentemperatur und es liegt ein negativer Temperaturgradient vor, der beim Aufbau AZSuB geringfügig größer ist.

Insgesamt sind die gemessenen Temperaturgradienten bei allen Aufbauten aufgrund der Laborbedingungen als sehr gering ggü. frei bewitterten Flächen zu bewerten. Der Temperaturgradient beim Aufbau HGT ist tendenziell höher als bei den Aufbauten mit einer Asphaltauflagerung. Es ist davon auszugehen, dass die Temperatur an der Unterseite der Betondecke durch eine Wärmefreisetzung des Asphalts größer ist.

Verlauf des elektrischen Widerstands aller Aufbauten

Bei allen Aufbauten steigt der elektrische Widerstand, folglich nimmt die Feuchte im Beton mit zunehmendem Betonalter ab. An der Unterseite zeigt sich ein erster Peak analog zum Anstieg des Temperaturanstiegs während der Hydratationsphase. Beim Aufbau ATS und AZSuB ist der erste Peak bei 13.490 Ω , beim Aufbau HGT ist dieser geringer bei 12.300 Ω . Der Anstieg des elektrischen Widerstands verläuft beim Aufbau AZSuB verzögerter ab. An der Oberseite der Betondecke nimmt der elektrische Widerstand beim Aufbau HGT am stärksten zu (Feuchte nimmt ab) bzw. weist die Betondeckenunterseite den geringsten elektrischen Widerstand auf (Feuchte nimmt zu). Es ergibt sich ein durchweg positiver Gradient des elektrischen Widerstands, das heißt, die Oberseite der Betondecke ist trockener als die Unterseite der Betondecke. Der w/z-Wert der HGT beträgt 0,8 beim Einbau. Die HGT ist beim Einbau der Betondecke fest und weist eine leicht feuchte Oberfläche auf. Ist die Tragschicht durchfeuchtet, saugt die Betondecke kapillar Wasser auf, so dass die Betondecke bis wenige Zentimeter unter der Oberfläche nahezu gleichmäßig feucht wird und quillt. Nur in den obersten Zentimetern trocknet die Betondecke aus und schwindet [85]. Bei w/z-Werten über 0,4 bleibt auch bei langer Hydratationsdauer noch Wasser in den Kapillarporen zurück und kann nahe der Oberfläche durch Verdunstung entweichen [83]. Diese beiden Aspekte können den im Vergleich zu den anderen Aufbauten geringeren elektrischen Widerstand bzw. größeren Feuchtegehalt an der Unterseite der Betondecke begründen, der sich durch ein Quellen der Betondecke an der Unterseite ungünstig auswirken kann. Der elektrische Widerstand beim Aufbau ATS gleicht sich nach 400 Stunden zwischen Ober- und Unterseite aus. Der elektrische Widerstand beim Aufbau AZSuB weist durchweg einen negativen Gradienten auf (siehe *Anlage A. 12 Großversuch - Gradient elektrischer Widerstand im jungen Beton*), folglich ist die Feuchte an der Oberseite größer als an der Unterseite, wobei der Unterschied vernachlässigbar gering ist. FOOS [37] untersucht den elektrischen Widerstand über die Tiefe einer Betondecke über einen Zeitraum von 550 Tagen bei einer Trocknung von oben und einer Befeuchtung von unten. An der Unterseite der Betondecke wird ein Widerstand von 200 Ω (nach 1 Tag), 9.000 Ω (nach 28 Tage) bzw. 2.000 Ω (550 Tage) und an der Oberseite von 200 Ω (nach 1 Tag), 700 Ω (nach 28 Tage) bzw. 2.000.000 Ω (550 Tage) gemessen. Die gemessenen Werte des vorliegenden Versuchs sind unter Berücksichtigung der fehlenden Befeuchtung bzw. Trocknung mit den Messungen von FOOS [37] vergleichbar und somit als plausibel zu bewerten.

Verlauf der Dehnungen aller Aufbauten

Die Dehnungen in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite zeigen bei allen Aufbauten einen Verlauf nach *Abbildung 16: Dimensionierung - Temperatur- und Spannungsverlauf nach* [11]. Direkt nach Betonage treten vor dem Temperaturmaximum die größten Druckspannungen auf, wobei diese beim Aufbau HGT max. $- 29 \mu\text{m/m}$ betragen bzw. zwischen $- 16 \mu\text{m/m}$ und $- 18 \mu\text{m/m}$ bei einer Asphaltauflagerung. Abschließend nehmen die Zugdehnungen an der Betondeckenunterseite infolge Betonschwindens ausgehend von der Betondeckenoberseite (Aufschüsseln der Platten) weiter zu. Ab 50 Stunden nach der Betonage steigen bei allen Aufbauten die Dehnungen flacher an. Die Dehnungen verlaufen bei allen Aufbauten synchron zum elektrischen Widerstand. Die Dehnungen beim Aufbau HGT steigen insgesamt flacher an und erreichen ein Maximum von $+ 283 \mu\text{m/m}$ bzw. $+ 159 \mu\text{m/m}$. Die Dehnungen beim Aufbau AZSuB sind um den Faktor 3 größer als beim Aufbau ATS und HGT. Die Betondecke kann sich aufgrund des geringen Reibwiderstands infolge der glatten Oberfläche der Asphaltdeckschicht in Längsrichtung und der flexiblen Asphaltauflagerung ausdehnen. Ab Stunde 500 sinkt bei allen Aufbauten die Temperatur an der Betondeckenunterseite, der elektrische Widerstand nimmt zu (Feuchtegehalt steigt) und die Dehnungen nehmen aufgrund des quellenden Betons zu. Die Kurven der Temperatur, des elektrischen Widerstands und der Dehnungen verlaufen hierbei bei allen Aufbauten synchron.

Zusammenfassend können folgende Extremwerte für alle Aufbauten im jungen Beton gemessen werden.

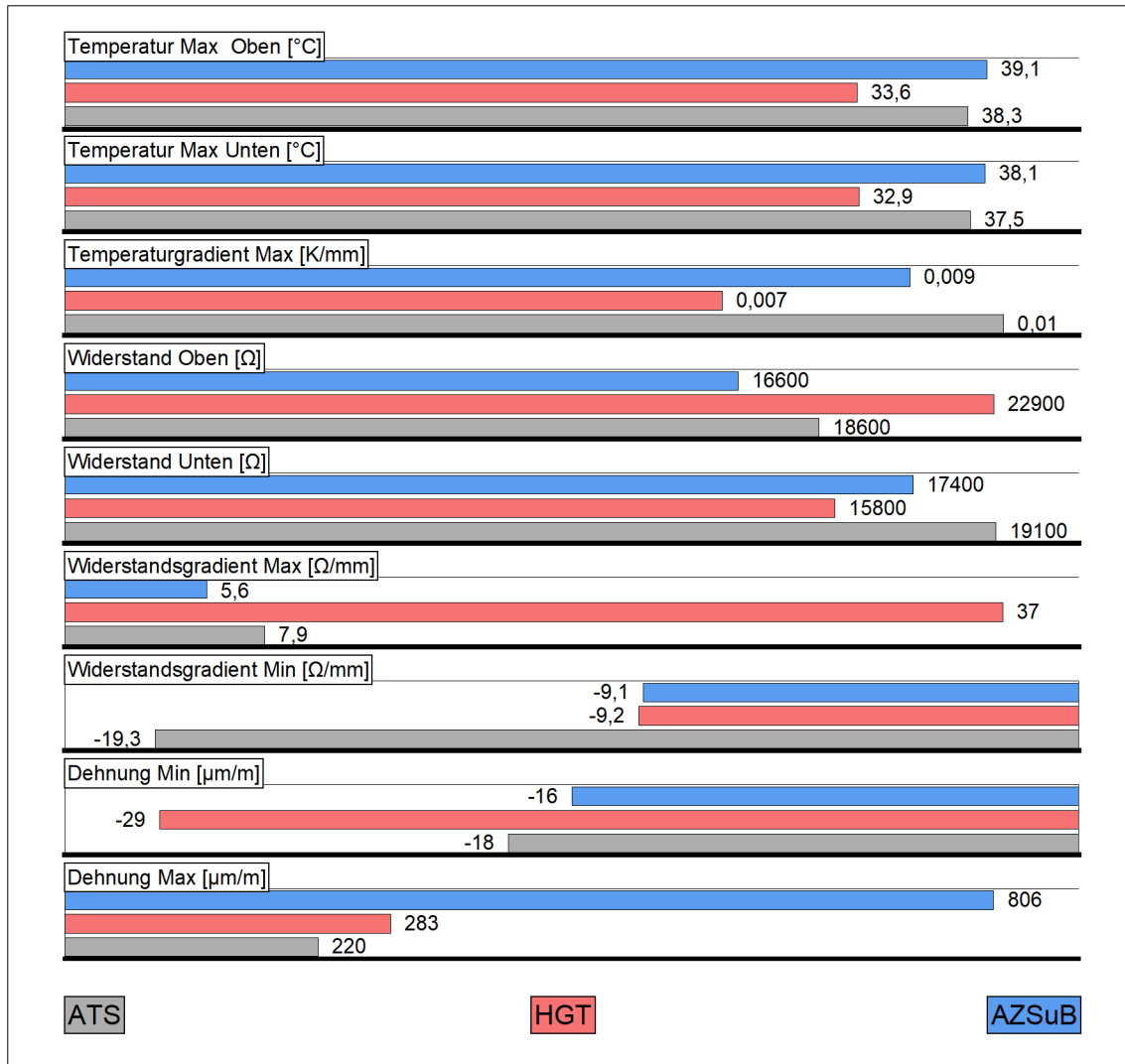


Abbildung 37: Großversuch - Übersicht Messergebnis im jungen Beton

In *Anlage A. 9 Großversuch - Zusammenfassung der Messwerte im jungen Beton* befindet sich die dazugehörige Übersichtstabelle, wobei dort in Klammern zusätzlich die Stunde der Messwertermittlung nach der Betonage angegeben ist.

Zusammenfassung

Der Temperaturverlauf ist bei allen Aufbauten während der Hydratationsphase gleich. Nach einer Woche gleicht sich die Betontemperatur an die Hallentemperatur an. Die noch warme Auflagerung beim Aufbau ATS und Aufbau AZSuB, vergleichbar mit einer Asphaltauflagerung unter sommerlichen Bedingungen, erhöht das Temperaturmaximum in der Hydratationsphase des Betons. Um Risse im jungen Beton bei starker Abkühlung zu vermeiden, sollte die Betonage der Betondecke unter sommerlichen Bedingungen in den frühen Morgenstunden erfolgen, um ein Aufwärmen der Unterlage und damit einhergehend des jungen Betons zu vermeiden.

Der elektrische Widerstand nimmt bei allen Aufbauten mit zunehmendem Alter zu, folglich nimmt der Feuchtegehalt im Beton ab. In der Anfangszeit ist ein starker Anstieg des elektrischen Widerstands zu verzeichnen. Nach 28 Tagen pendelt sich der Feuchtegehalt auf ein konstantes Niveau ein. Auffallend ist, dass beim Aufbau HGT die Oberseite der Betondecke stets trockener ist als die Unterseite der Betondecke. Die HGT scheint Wasser an die Betondeckenunterseite abzugeben, wodurch fortwährend ein positiver Gradient der Feuchte in der Betondecke wirkt. Für die Praxis ist daher ein ausreichendes Zeitfenster zum Trocknen der HGT einzuplanen, um Risse im jungen Beton infolge eines sich einstellenden Feuchtegradienten zu vermeiden.

Die Dehnungen in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite nehmen im jungen Beton bei allen Aufbauten, nach dem Erreichen der maximalen Druckdehnung, zu. Die Dehnungen der Betondecke sind bei einer glatten Oberfläche durch einen geringen Reibwiderstand um ein Vielfaches größer. Weiter ermöglicht eine flexible Asphaltauflagerung eine größere Bewegung der Betondecke.

Ein guter Verbund zwischen Tragschicht und Betondecke in Verbindung mit einer starren Unterlage, wie beim Aufbau HGT, wirkt sich günstig auf ein frühzeitiges Reißen der Querscheinfuge aus. Die Asphaltauflagerungen hingegen bieten keinen ausreichenden Widerstand, um ein frühzeitiges Reißen der Querscheinfugen zu begünstigen.

Bei allen Aufbauten kann ein Zusammenwirken zwischen den drei Parametern Dehnung, Temperatur und elektrischer Widerstand im jungen Beton festgestellt werden.

5.3.6 Auswertung - Quasi-statischer Versuch

Vor Versuchsbeginn wird die Messtechnik genullt. Der erste statische Versuch wird nach 28 Tagen der Betonage durchgeführt. Für die weitere Auswertung werden folgende Wegaufnehmer und DMK aufgezeigt:

Aufbau ATS:

- WA4 (ATS_Einsenkung_Belastet_Fuge)
- DMK3 (ATS_Dehnung_Belastet_Ost)

Aufbau HGT:

- WA10 (HGT_Einsenkung_Belastet_Fuge)
- DMK6 (HGT_Dehnung_Belastet_Ost)

Aufbau AZSuB:

- Aufbau AZSuB der WA16 (AZSuB_Einsenkung_Belastet_Fuge)
- DMK9 (AZSuB_Dehnung_Belastet_Ost)

Im Weiteren werden die Messdaten exemplarisch für eine Oberlast von 50 kN je Aufbau mit fünf Zyklen dargestellt.

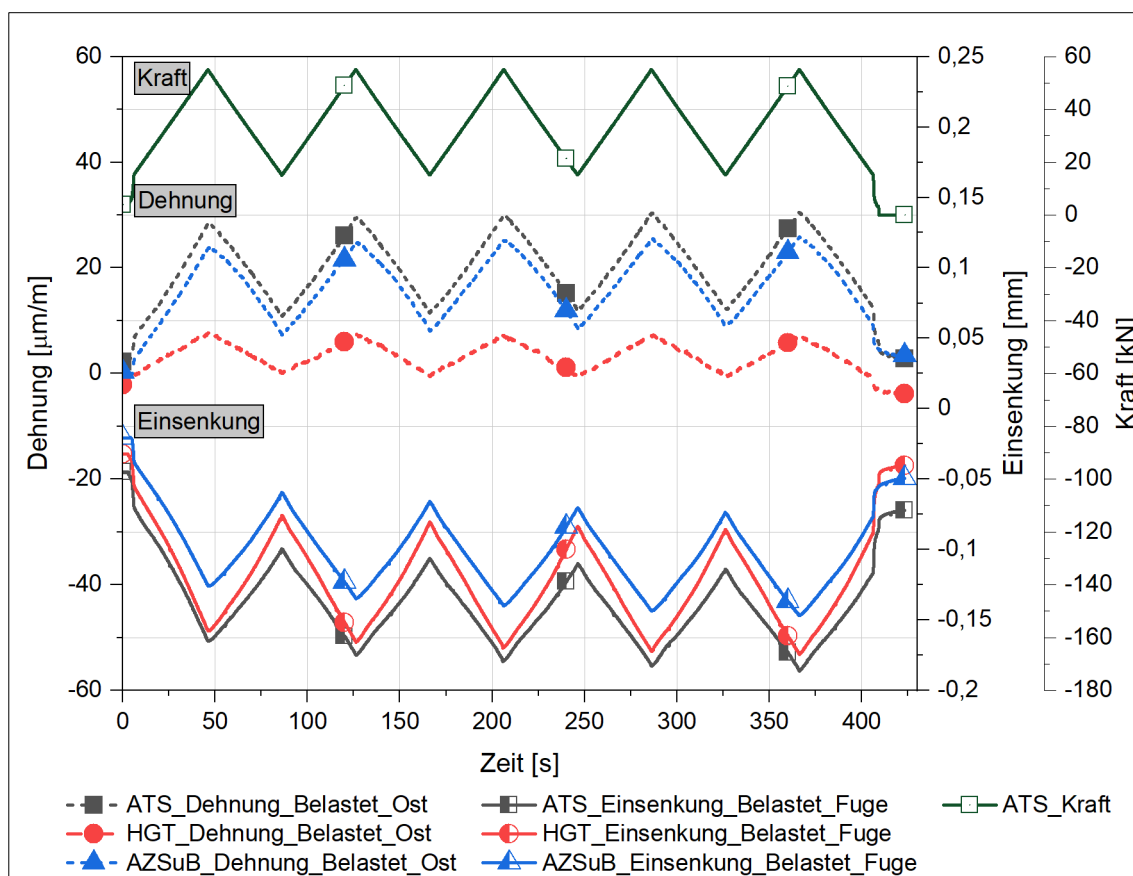


Abbildung 38: Großversuch - Kraft, Dehnung und Einsenkung (Phase 0s)

Sowohl die Dehnungen als auch die Einsenkungen nehmen mit zunehmender Krafteinleitung sowie aufgebrachtter Zyklen zu. Der Verlauf der Krafteinleitung spiegelt sich im Verlauf der Dehnungen und Einsenkungen wieder. Die Dehnungen des Aufbaus

- ATS ($\epsilon_{\min} = 13 \mu\text{m/m}$ bis $\epsilon_{\max} = 30 \mu\text{m/m}$) und
- AZSuB ($\epsilon_{\min} = 8 \mu\text{m/m}$ bis $\epsilon_{\max} = 26 \mu\text{m/m}$)

sind vergleichbar, die Dehnung des Aufbaus HGT ($\epsilon_{\min} = 0 \mu\text{m/m}$ bis $\epsilon_{\max} = 7 \mu\text{m/m}$) ist geringer und deutet auf einen sehr guten Verbund zwischen Betondecke und HGT hin.

Die Einsenkungen weisen bei allen Aufbauten eine vergleichbare Charakteristik auf. Der Aufbau AZSuB weist die geringsten Einsenkungen auf, wobei diese auf die tragfähige Bauweise in Verbindung mit einer größeren Gesamtschichtdicke zurückzuführen sind.

Die folgende Abbildung zeigt exemplarisch den Verlauf der Dehnung, Einsenkung und Kraft nach Phase 1s und ist charakteristisch für die Verläufe der weiteren Phasen:

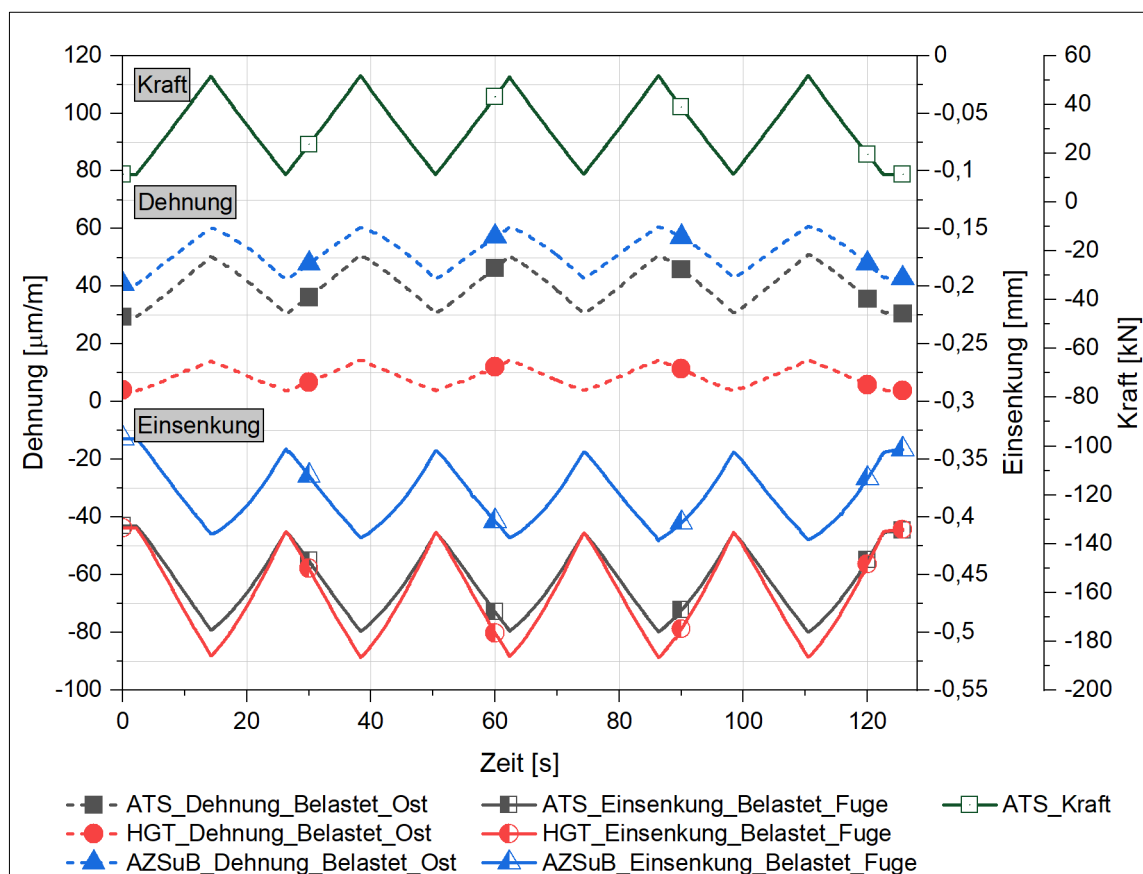


Abbildung 39: Großversuch - Kraft, Dehnung und Einsenkung (Phase 1s)

Die gemessenen Dehnungen und Einsenkungen sind bei Phase 1s größer als bei Phase 0s. Der Verlauf der Dehnungen und Einsenkungen folgt bei allen Phasen dem

Verlauf der Krafteinleitung. Die Dehnung beim Aufbau HGT ist am geringsten. Die Einsenkung bleibt beim Aufbau AZSuB ggü. den anderen Aufbauten am geringsten. Die Schwingweite der Dehnung (Differenz zwischen Minimum und Maximum) ändert sich mit zunehmender Lastwechselzahl nicht signifikant. Die Schwingweite schwankt zwischen

- 20,1 $\mu\text{m}/\text{m}$ und 26,2 $\mu\text{m}/\text{m}$ beim Aufbau ATS,
- 9,4 $\mu\text{m}/\text{m}$ und 18,4 $\mu\text{m}/\text{m}$ beim Aufbau HGT und
- 22,2 $\mu\text{m}/\text{m}$ und 24,7 $\mu\text{m}/\text{m}$ beim Aufbau AZSuB.

Die Schwingweite der Einsenkung schwankt bei allen Aufbauten zwischen 0,09 mm und 0,12 mm. Eine Zunahme der Schwingweite von Phase 0s bis Phase 7s kann nicht festgestellt werden.

Wie bereits bei den Versuchen der Stufe 1 festgestellt, nehmen die Dehnungen trotz konstanter Krafteinleitung zu. Die Dehnungen und Einsenkungen beim Großversuch zeigen die gleiche Charakteristik und nehmen von Phase 0s bis Phase 3s trotz konstanter Krafteinleitung von 50 kN bei allen Aufbauten zu:

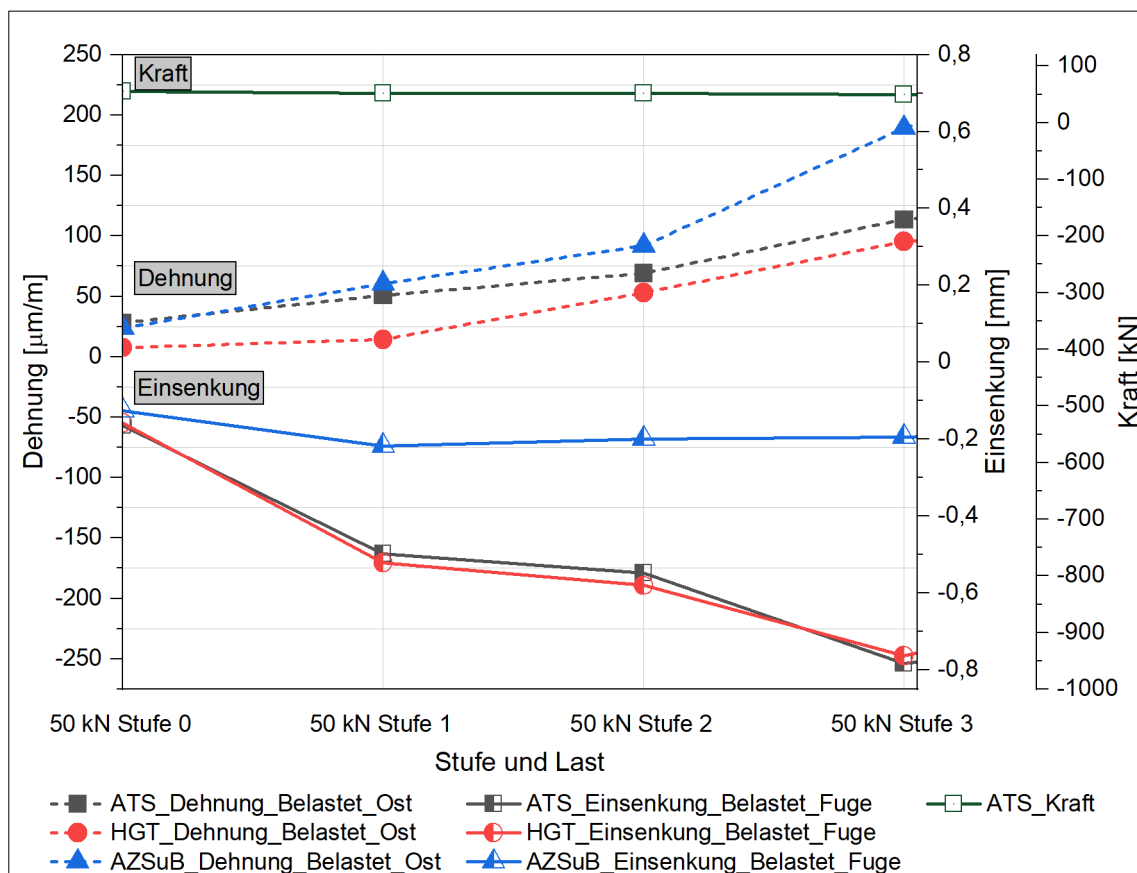


Abbildung 40: Großversuch - Kraft, Dehnung und Einsenkung (Phase 0s - 3s)

Die Zunahme der Einsenkung ist einerseits auf die gesteigerte Oberlast beim dynamischen Versuch zurückzuführen und den damit verbundenen Setzungen infolge einer Nachverdichtung der Frostschuttschicht. Andererseits kann die kontinuierliche Zunahme der Dehnungen durch eine fortschreitende Ermüdung mit einhergehendem Steifigkeitsverlust des Betons (siehe *Kapitel 3.2 Materialermüdung von Beton*) sowie einer abnehmenden Verbundwirkung zwischen Betondecke und Tragschicht erklärt werden.

Weiter beeinflusst der gewählte Versuchsaufbau durch die Plattengeometrie und die geringen Schichtdicken in Verbindung mit einer hohen Lasteinleitung die Ergebnisse.

Schlussfolgerung für die folgende theoretische Betrachtung

Es zeigt sich sowohl im jungen Beton als auch bei den quasi-statischen Versuchen, dass die Dehnungen beim Aufbau AZSuB aufgrund des geringen Reibwiderstands (glatte Oberfläche) und der damit verbundenen geringeren Verbundwirkung zwischen Betondecke und AZS im Vergleich zu den anderen Aufbauten größer sind. Zusätzlich begünstigt eine flexible Auflagerung die Längenänderung der Betondecke.

Für die Einsenkungen ergibt der Aufbau AZSuB bei den quasi-statischen Versuchen die geringsten Werte.

Als weiterer Aspekt kann, wie bereits bei den Versuchen der Stufe 1, bei allen Aufbauten eine Zunahme der Dehnungen mit aufgebrachtener Lastwechselzahl festgestellt werden. Die Zunahme der Dehnungen mit der Lastwechselzahl kann durch eine beginnende Ermüdung in Verbindung mit einer Steifigkeitsabnahme des Betons und der Auflagerung begründet werden.

Die gemessenen Einsenkungen und Dehnungen sind bei allen Aufbauten durch den gewählten Versuchsaufbau mit geringen Schichtdicken und der gewählten Plattengeometrie in Verbindung mit einer hohen Lasteinleitung beeinflusst.

Interpretation der Messergebnisse durch eine theoretische Betrachtung

Um die Messergebnisse der quasi-statischen Versuche zu interpretieren und verifizieren, werden die gemessenen Dehnungen mit einer theoretischen Betrachtung unter Anwendung der Finiten Elemente Methode (Software ANSYS) verglichen.

Hierfür wird die Verbundwirkung zwischen den Schichten unter Berücksichtigung des Lastfalls „Mit Verbund“ und „Ohne Verbund“ sowie eine Steifigkeitsabnahme infolge einer Ermüdung durch Reduzierung des E-Moduls mit Hilfe von Modellen in ANSYS betrachtet.

Die Kalibrierung der Modelle in ANSYS für die Aufbauten erfolgt an der gemessenen Einsenkung der Phase 1s. Die Temperaturbeanspruchung wird aufgrund des geringen Temperaturgradienten während des dynamischen Versuchs vernachlässigt. Für das ANSYS-Modell werden folgende Materialparameter nach *Kapitel 3.3.5 Zusammenfassung der Materialkennwerte* angenommen:

- E-Modul Beton = 30.000 N/mm², Querdehnzahl = 0,2 [-]
- E-Modul ATS = 4.377 N/mm², Querdehnzahl = 0,35 [-]
- E-Modul HGT = 5.000 N/mm², Querdehnzahl = 0,25 [-]
- E-Modul AZS = 3.425 N/mm², Querdehnzahl = 0,35 [-]

Der E-Modul des im Labor verwendeten Betons wird zu 28.237 N/mm² bestimmt [53] und bestätigt die getroffene Annahme. Der E-Modul der HGT wird als stark gerissen angenommen, um auf der sicheren Seite zu liegen. Der E-Modul der Asphaltsschichten wird nicht bestimmt. Daher werden die Werte der Kalibrierasphalte nach RDO Asphalt 09 [118] bei 25 °C angenommen.

Bei der Modellbildung werden die Frostschutzschicht und der Untergrund durch eine elastische Lagerung ersetzt. Die Seitenflächen werden elastisch, die Kanten der Platten werden fixiert gelagert. Die Krafteinleitung wird durch eine kreisrunde Platte mit den folgenden Werten simuliert:

- 0,692 N/mm² für den Aufbau ATS
- 0,768 N/mm² für den Aufbau HGT
- 0,745 N/mm² für den Aufbau AZSuB

Die unterschiedliche Kraft ergibt sich aus dem im Versuch gemessenen Mittelwert der Kraft für den jeweiligen Aufbau.

Die Dübel in der Betondecke werden durch zylinderförmige Geometrien abgebildet. Durch die Belastung ergibt sich exemplarisch für den Aufbau AZSuB folgende überhöht dargestellte Gesamtverformung am System für den Lastfall ohne Verbund:

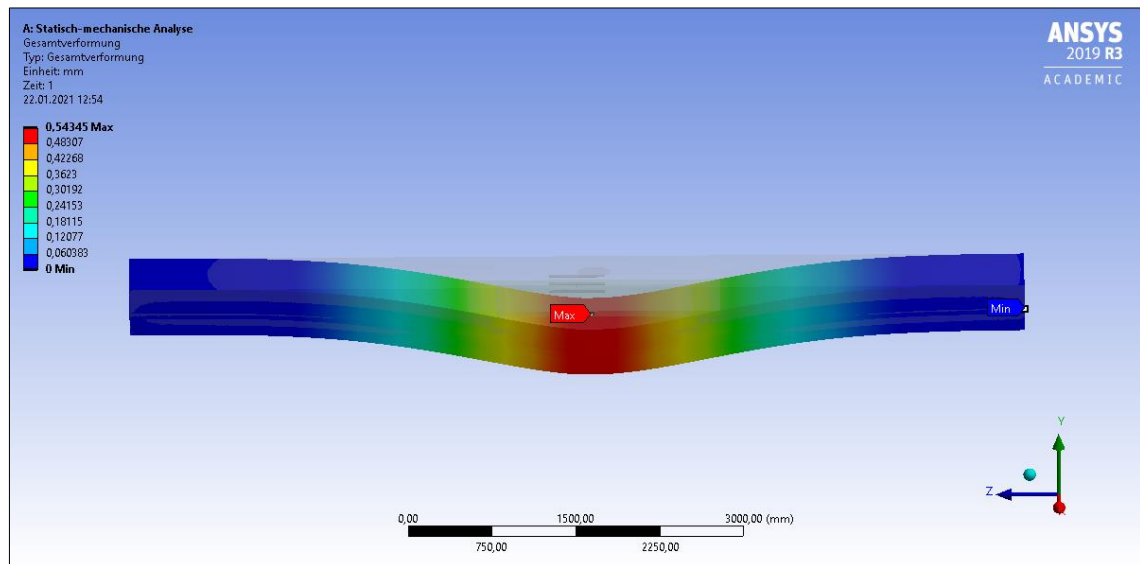


Abbildung 41: Großversuch - Gesamtverformung (AZSuB, oV)

Die Modelle werden für den Lastfall mit und ohne Verbund zwischen allen Schichten berechnet.

Die Einsenkungswerte werden an der Position des Wegaufnehmers beim Versuchsaufbau wiedergegeben und stellen daher nicht die maximale Einsenkung dar.

Verbundwirkung

Ein Vergleich der gemessenen Einsenkung mit ANSYS zur Kalibrierung des Modells ergibt folgende Ergebnisse für die belastete Platte nach 1 Mio. Lastwechsel (Phase 1s). Die gemessenen Einsenkungen der Phase 1s sind als Referenzlinien für den jeweiligen Aufbau markiert. Dargestellt sind die gemessene Einsenkung und die Einsenkungen nach ANSYS für den Fall mit und ohne Verbund:

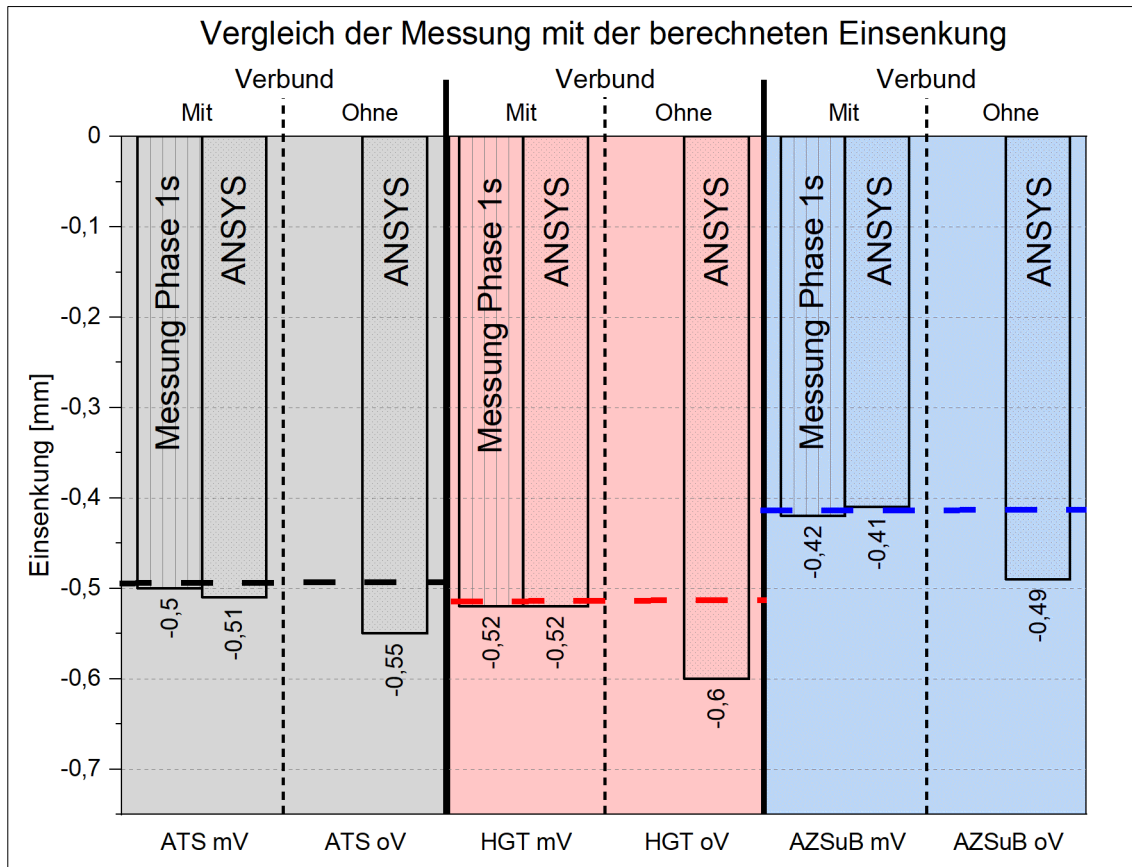


Abbildung 42: Großversuch - Einsenkung aus Messung und Theorie

Die Einsenkung bei Phase 1s stimmt bei allen Aufbauten für den Fall mit Verbund gut mit der Berechnung nach ANSYS überein (Abweichung $\leq 0,01$ mm bei Aufbau ATS und Aufbau AZSuB). Die ANSYS-Modelle werden daher für die weiteren Berechnungen der Dehnungen und Spannungen angewendet.

Beim Aufbau AZSuB werden geringere Einsenkungen als bei den Aufbauten HGT und ATS gemessen. In Bezug auf die Einsenkung bewirkt die AZSuB, sowohl theoretisch als auch experimentell gemessen, die geringsten Einsenkungen.

Beim Vergleich der Lastfälle mit und ohne Verbund zwischen Betondecke und Tragschicht ergibt sich theoretisch nach ANSYS eine Steigerung der Einsenkung beim Lastfall ohne Verbund von

- 7 % beim Aufbau ATS,
- 15 % beim Aufbau HGT und
- 19 % beim Aufbau AZSuB.

In Bezug auf die Dehnungen in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite ergibt ein Vergleich der gemessenen Dehnung mit der Berechnung nach ANSYS folgende Ergebnisse für die belastete Platte nach 1 Mio. Lastwechsel (Phase 1s):

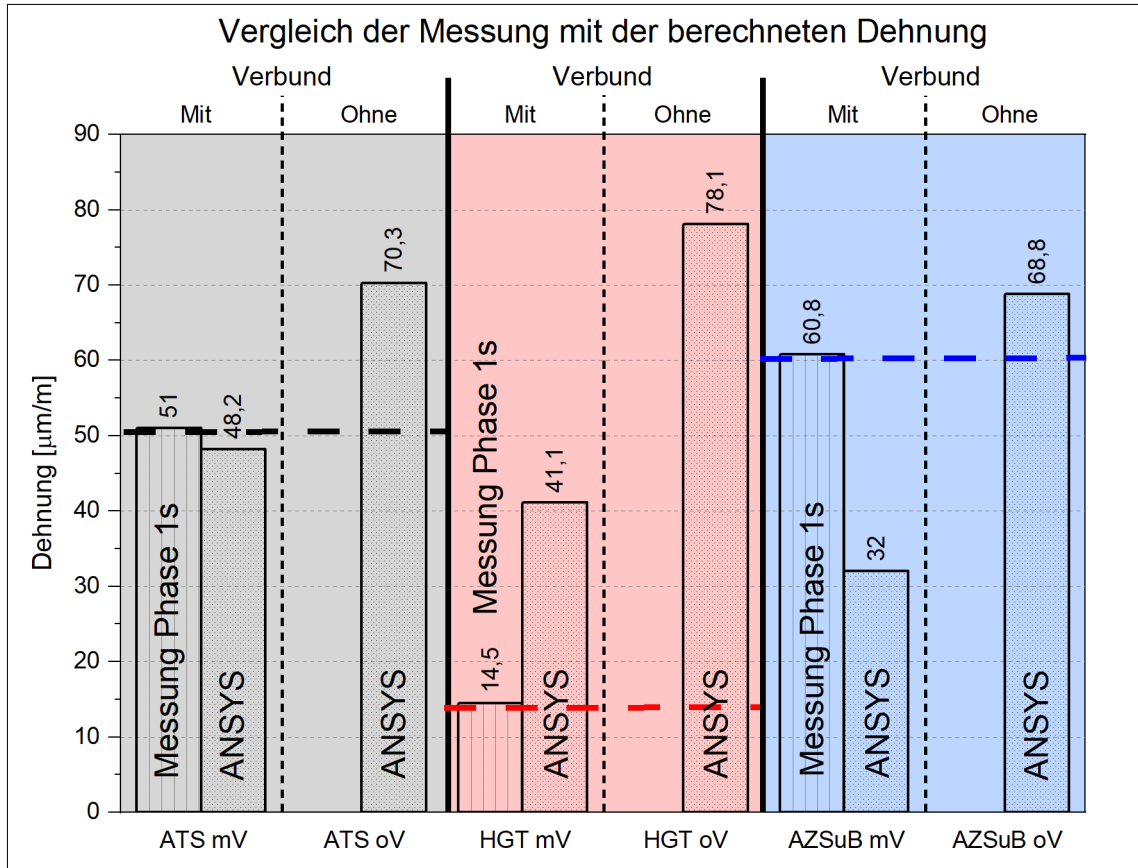


Abbildung 43: Großversuch - Dehnung aus Messung und Theorie

Die Dehnung der theoretischen Berechnung nach ANSYS stimmt beim Aufbau ATS gut mit den gemessenen Werten für den Fall mit Verbund überein (Abweichung von 5 %).

Der Aufbau HGT weist in Phase 1s eine deutlich geringere Dehnung als die anderen Aufbauten auf. Die Messung der Phase 1s weicht um 26,6 $\mu\text{m}/\text{m}$ von der Berechnung nach ANSYS für den Lastfall Verbund ab. Die Abweichung deutet auf eine sehr gute Verbundwirkung hin, wobei der Verbund an dieser Stelle sowie im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht weiter definiert wird. Die große Abweichung zwischen der Berechnung nach ANSYS und der Messung kann auch auf die in der Berechnung angenommenen niedrigen Materialkennwerte am unteren Rand der Literaturangaben zurückgeführt werden.

Die gemessene Dehnung des Aufbaus AZSuB stimmt gut mit dem Fall ohne Verbund nach ANSYS überein (Abweichung von 13 %). Aufgrund der glatten Oberfläche in

Verbindung mit einer flexiblen Auflagerung kann sich die Betondecke reibungsfreier ausdehnen als bei den anderen Aufbauten.

Beim Vergleich der Lastfälle mit Verbund und ohne Verbund zwischen Betondecke und Tragschicht ergibt sich theoretisch nach ANSYS eine Steigerung der Dehnung beim Lastfall ohne Verbund von

- 46 % beim Aufbau ATS
- 90 % beim Aufbau HGT und
- 115 % beim Aufbau AZSuB.

Beim Lastfall ohne Verbund erhöhen sich die Dehnungen, insbesondere beim Aufbau AZSuB, wesentlich mehr als die Einsenkung. Hierdurch erklären sich die beim Aufbau AZSuB im Vergleich zu den anderen Aufbauten hohen Dehnungen bei gleichzeitig geringen Einsenkungen.

Im Folgenden werden die gemessenen Dehnungen in eine Spannung umgerechnet. Als Referenzlinie dient die Messung nach 2 Mio. Lastwechsel (Phase 2s):

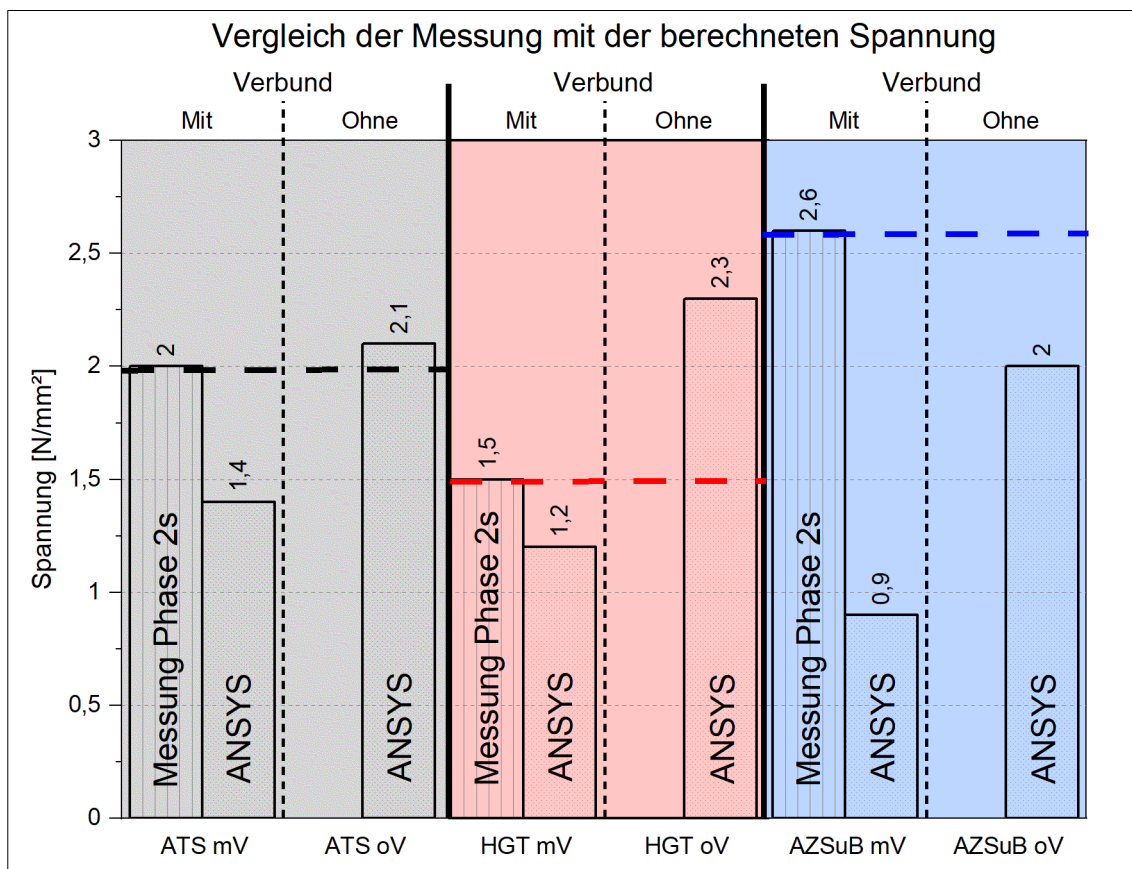


Abbildung 44: Großversuch - Spannung aus Messung und Theorie

Ein Vergleich der berechneten Spannung für den Lastfall mit Verbund beim Aufbau ATS mit der Messung bei Phase 2s ergibt eine 30 % größere Spannung der Messung ggü. der Theorie. Dies kann auf eine hohe Vorbelastung des Systems infolge Lasteinleitung bei Stufe 2 von 100 kN zurückgeführt werden.

Der Aufbau HGT ergibt für die Messung bei Phase 1s zu geringe Dehnungen und folglich Spannungen (siehe *Abbildung 43: Großversuch - Dehnung aus Messung und Theorie*). Nach 2 Mio. Lastwechsel sind die Spannungen jedoch vergleichbar mit der Theorie. Ein nachlassender Verbund zwischen Betondecke und HGT kann neben der hohen Lasteinleitung ein Grund für den starken Spannungsanstieg der Messung beim Aufbau HGT ab Phase 2s sein.

Die berechneten Spannungen der Messung aus Phase 2s beim Aufbau AZSuB ergeben vergleichsweise hohe Werte und sind mit der Theorie mit dem Fall ohne Verbund vergleichbar. Dies deutet auf einen geringeren Verbund zwischen der Betondecke und der AZS hin. Die Betondecke kann sich aufgrund des geringen Reibwiderstands der AZS in Verbindung mit einer flexiblen Auflagerung mehr ausdehnen. Wie bereits beim Aufbau ATS und HGT, beeinflusst die hohe Lasteinleitung in Verbindung mit dem gewählten Versuchsaufbau das Messergebnis und führt zu Abweichungen mit der theoretischen Betrachtung.

Schlussfolgerung für die weitere Arbeit

Um die Messergebnisse des Versuchs mit der Theorie zu interpretieren und zu verifizieren ergibt ein Vergleich mit ANSYS, dass sich der Verbund zwischen der Betondecke und der Tragschicht erheblich auf die Dehnungen in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite auswirkt. Die Dehnungen nehmen bei einem sich lösenden Verbund, insbesondere beim Aufbau AZSuB, im Vergleich zu den Einsenkungen stark zu. Die Dehnungen beim Aufbau AZSuB verdoppeln sich bei einem fehlenden Verbund, wohingegen die Einsenkungen nur um 19 % zunehmen. Die Messung im Rahmen des Versuchs ergibt das gleiche Ergebnis.

Beim Aufbau AZSuB werden die größten Dehnungen und die geringsten Einsenkungen gemessen. Die hohen Dehnungen der Betondecke ergeben sich aufgrund der glatten Oberfläche des Asphaltdeckschichtmaterials in Verbindung mit einem geringen Reibwiderstand zwischen Betondecke und AZS und einer flexiblen Asphaltauflagerung.

Die geringe Einsenkung ist auf die insgesamt dickere Tragschichtkonstruktion in Verbindung mit einer Auflagerung auf einer starren und tragfähigen HGT zurückzuführen.

Der gewählte Versuchsaufbau in Verbindung mit einer hohen Lasteinleitung führen zu einer zusätzlichen Beanspruchung des Systems und führt zu Abweichungen zwischen der Messung und der theoretischen Betrachtung bei allen Aufbauten.

Im Weiteren wird die Dehnungszunahme mit zunehmender Lastwechselzahl infolge einer beginnenden Ermüdung des Aufbaus untersucht.

Steifigkeitsabnahme infolge Ermüdung

Um die mit der Ermüdung einhergehende Steifigkeitsabnahme und Dehnungszunahme des Oberbaus zu prüfen, wird der E-Modul der Betondecke und der Auflagerung mit Hilfe von ANSYS jeweils um 20 % (siehe *Abbildung 5: Ermüdung - Zunahme Dehnung und Abnahme E-Modul nach [13, 14]*) und 50 % reduziert. Es sei angemerkt, dass eine Steifigkeitsreduzierung des Systems um 50 % eine sehr extreme und theoretische Betrachtung darstellt. Aspekte, wie eine Nacherhärtung des Materials mit zunehmendem Alter, zusätzliche Ermüdungserscheinungen aus einer dynamischen Belastung und Einflüsse auf die Materialermüdung zum Beispiel durch Tausalz-, Temperatur- und Feuchtebeanspruchung, sind in der vorliegenden Betrachtung nicht berücksichtigt.

Die Auswirkungen eines reduzierten E-Moduls des gesamten Aufbaus auf die Dehnungen der Betondecke an der Unterseite sind im Folgenden aufgezeigt.

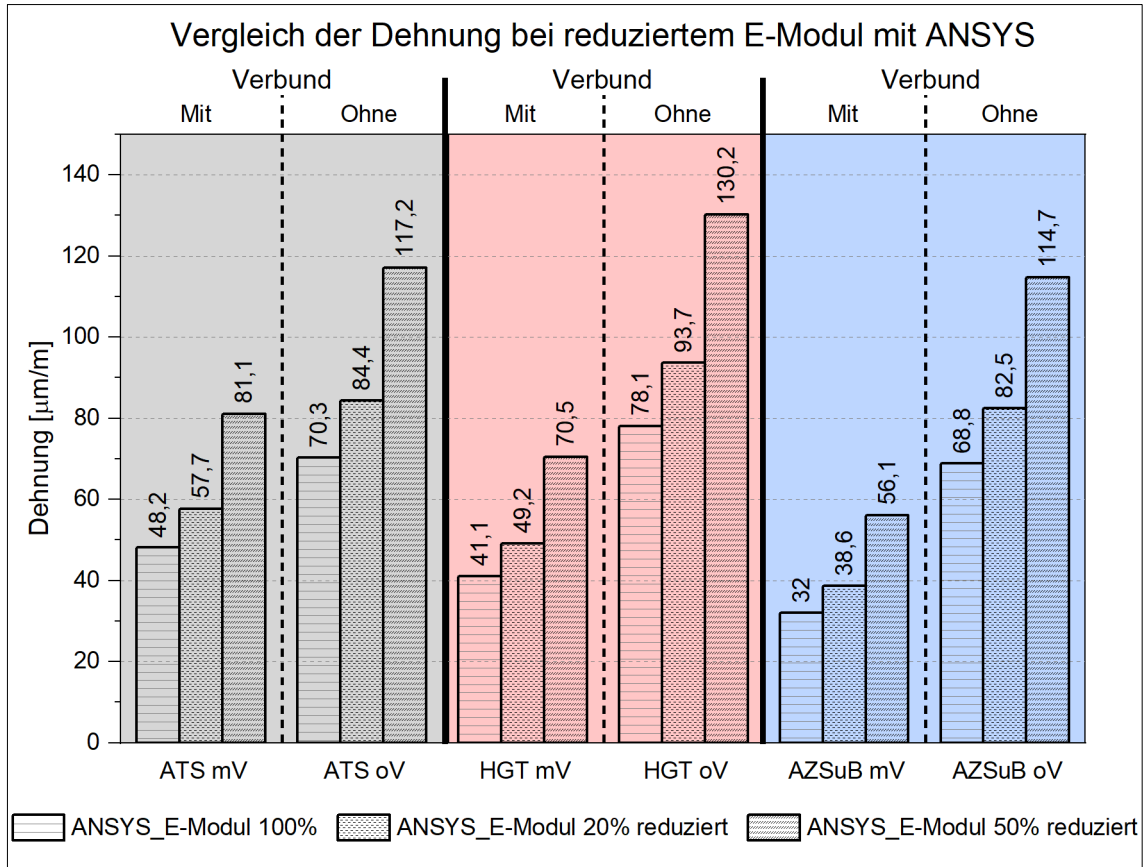


Abbildung 45: Großversuch - Dehnung bei reduziertem E-Modul (ANSYS)

Bei einem um 20 % reduzierten E-Modul in den einzelnen Schichten nehmen die Dehnungen an der Betondeckenunterseite bei allen Aufbauten beim Lastfall mit und ohne Verbund um 20 % zu.

Bei einem um 50 % reduzierten E-Modul in den einzelnen Schichten nehmen die Dehnungen an der Betondeckenunterseite um

- 68 % beim Aufbau ATS,
- 72 % beim Aufbau HGT und
- 75 % beim Aufbau AZSuB

beim Lastfall Verbund zu.

Beim Lastfall ohne Verbund nehmen die Dehnungen bei allen Aufbauten um 67 % zu.

Die theoretische Untersuchung zeigt bei allen Aufbauten eine starke Dehnungszunahme infolge eines durch die Ermüdung begründeten Steifigkeitsabfalls des Aufbaus sowohl beim Lastfall mit und ohne Verbund.

Im Folgenden sind die Auswirkungen eines reduzierten E-Moduls des gesamten Aufbaus auf die Einsenkungen der Betondecke dargestellt:

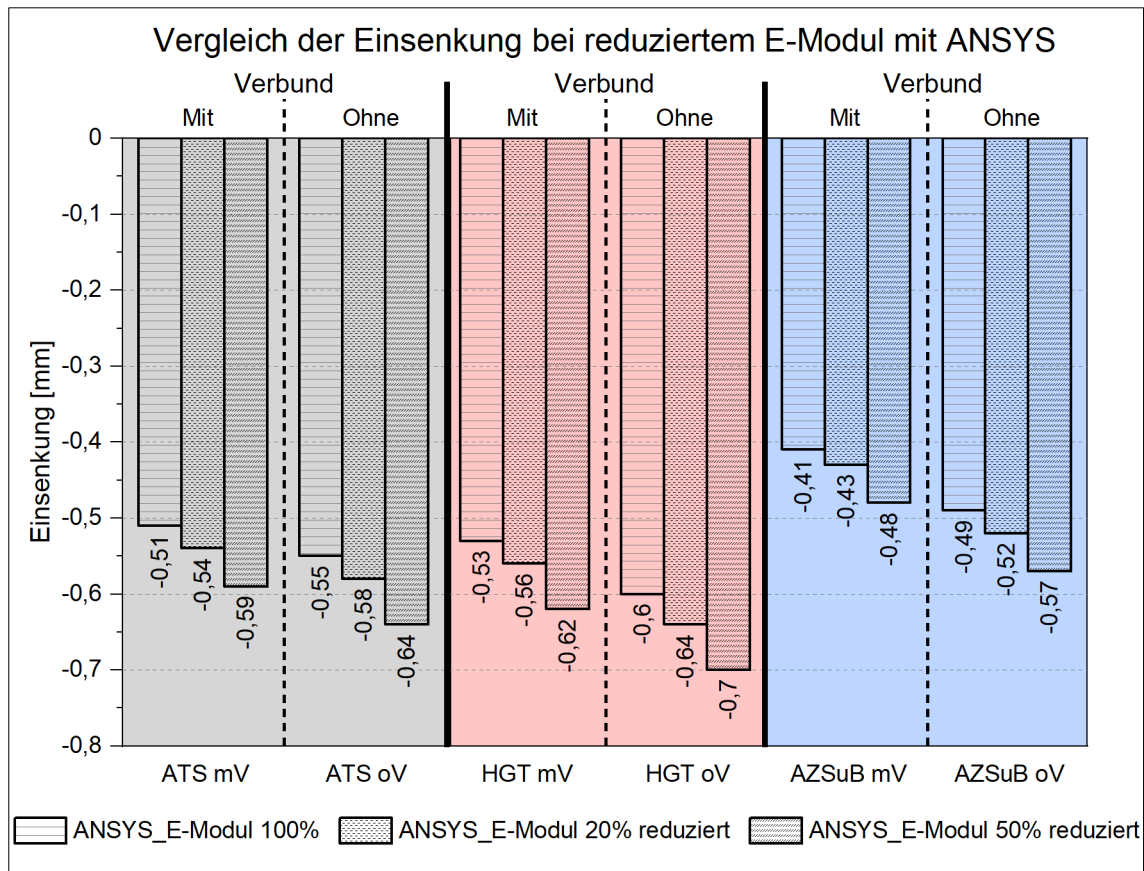


Abbildung 46: Großversuch - Einsenkung bei reduziertem E-Modul (ANSYS)

Die Einsenkungen nehmen bei allen Aufbauten bei einem um 20 % reduzierten E-Modul um 5 % bis 6 % zu.

Bei einem um 50 % reduzierten E-Modul nehmen die Einsenkungen beim Lastfall mit und ohne Verbund bei allen Aufbauten um 16 % bis 17 % zu.

Die Einsenkungen erhöhen sich infolge der Steifigkeitsabnahme des Aufbaus. Es zeigt sich jedoch, dass die Einsenkungen weniger vom E-Modul abhängen, als vom Unterbau. Wie von EISENMANN [30] bereits festgestellt wird, ist die Einsenkung linear von der Deckendicke und exponentiell von der Tragfähigkeit des Untergrunds abhängig.

Eine Reduzierung der Steifigkeit des Systems führt sowohl beim Lastfall mit Verbund als auch ohne Verbund zu einer erheblichen Zunahme der Dehnungen. Die Einsenkungen nehmen nur vergleichsweise gering zu.

Zusammenfassung

Es kann festgehalten werden, dass die Dehnungen in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite und Einsenkungen mit zunehmender Kräfteinleitung ansteigen bzw. bei abnehmender Kraft bei allen Aufbauten abnehmen. Die Dehnungen nehmen bei allen Aufbauten von Phase 0s bis Phase 7s zu. Dies deutet auf eine beginnende Ermüdung der Betondecke bzw. der Auflagerung, wie beim Versuch der Stufe 1, hin.

Beim Vergleich der Aufbauten weist der Aufbau AZSuB die größten Dehnungen und die geringsten Einsenkungen auf. Dieser Zusammenhang für die Bauweise AZSuB wird sowohl experimentell als auch theoretisch festgestellt. Die großen Dehnungen beim Aufbau AZSuB sind auf eine geringe Verbundwirkung zwischen Betondecke und AZS in Verbindung mit einer flexiblen Asphaltauflagerung zurückzuführen.

Die Messung des Aufbaus HGT ergibt im Vergleich zur Theorie geringe Dehnungen. Dies deutet auf eine sehr gute Verbundwirkung zu Beginn zwischen HGT und Betondecke hin, die jedoch während des Versuch abnimmt.

Der Aufbau ATS ergibt eine gute Übereinstimmung mit der Theorie sowohl bei den Dehnungen als auch den Einsenkungen.

Abweichungen zwischen den theoretischen und gemessenen Werten lassen sich aufgrund der Inhomogenität der Aufbauten und Ungleichmäßigkeiten der Auflagerbedingungen, die sich stark auf die Verformung und weniger auf die für die Bemessung maßgebende Beanspruchung auswirken, nicht ausschließen. Weiter werden für die Berechnung Materialkennwerte angenommen, die am unteren Bereich der Literaturangaben liegen. Der gewählte Versuchsaufbau und das Prüfprogramm bedingen zusätzlich eine hohe Beanspruchung aller Aufbauten.

Durch einen theoretischen Vergleich kann die starke Zunahme der Dehnungen durch eine Steifigkeitsabnahme des Systems infolge einer beginnenden Materialermüdung gezeigt werden. Neben der Materialermüdung führt ein zunehmender Verlust der Verbundwirkung zu einer Zunahme der Dehnungen an der Unterseite der Betondecke. Sowohl die Steifigkeitsabnahme als auch die abnehmende Verbundwirkung führen zu einer Zunahme der Einsenkung, jedoch ist die Zunahme wesentlich geringer als bei der Dehnung.

5.3.7 Auswertung - Dynamischer Versuch

Für die dynamischen Versuche wird die Kraft von Phase 1 mit 75 kN bis Phase 3 auf 125 kN je Aufbau gesteigert. Von Phase 3 bis Phase 6 beträgt die Oberlast je Aufbau 100 kN. Die Unterlast liegt bei konstant 10 kN je Aufbau.

In der folgenden Tabelle ist die prozentuale Abweichung der Krafteinleitung zum Soll-Wert für die jeweilige Phase dargestellt. Bei einer Überschreitung ($> 100\%$) der Soll-Oberlast wird eine höhere Krafteinleitung erreicht, bei Unterschreitung ($< 100\%$) wird die Soll-Oberlast nicht erreicht:

Tabelle 19: Großversuch - Krafteinleitung

Prozentuale Abweichung zum Soll [%]	ATS	HGT	AZSuB
Phase 1 (75 kN)	107	111	98
Phase 2 (100 kN)	111	115	102
Phase 3 (125 kN)	107	114	98
Phase 4 (100 kN)	105	110	109
Phase 5 (100 kN)	100	109	109
Phase 6 (100 kN)	101	109	109

Die maximal eingeleitete Oberlast je Aufbau schwankt bei allen Aufbauten während des dynamischen Versuchs und liegt tendenziell über dem Soll-Wert. Dies ist auf die unterschiedliche Verformung der Aufbauten sowie auf die nicht vermeidbaren Herstell- und Einbautoleranzen des Versuchsaufbaus zurückzuführen. Bei Phase 3 ist die Abweichung der Krafteinleitung zwischen dem Aufbau HGT und dem Aufbau AZSuB am größten. Dies ist auf ein unterschiedliches Nachverdichten der Aufbauten sowie die eingetretenen technischen Probleme (Sprödbruch von Befestigungsschrauben der Belastungseinrichtung) zurückzuführen. Nach Beendigung der Phase 3 wird der Stahlträger beim Aufbau ATS mit einem zusätzlichen Blechstreifen unterfüttert, um die entstandenen Höhenunterschiede auszugleichen. Somit kann ab Phase 4 eine gleichmäßige Krafteinleitung in die Aufbauten hergestellt werden.

Die in den folgenden Diagrammen dargestellte Kraft, gibt den Mittelwert der aufgetragenen Last wieder.

Dehnungen und Einsenkungen aller Aufbauten

Im Folgenden sind die Dehnungen, die Kraft und die Einsenkungen bis zu 3 Mio. Lastwechsel der belasteten Platte aufgezeigt (unbelastete Platte siehe Anlage A. 13 *Großversuch - Verlauf der Kraft, Dehnung und Einsenkung*):

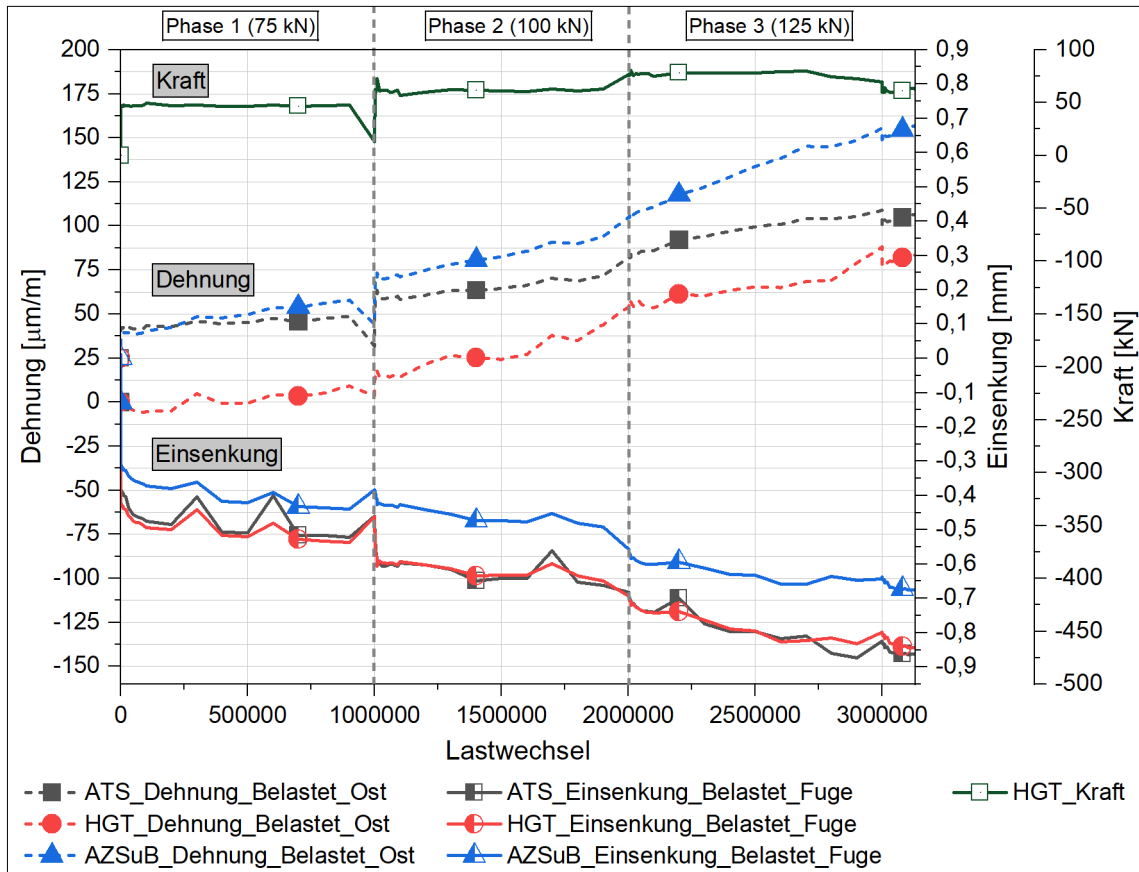


Abbildung 47: Großversuch - Kraft, Dehnung und Einsenkung belastete Platte

Die Dehnungen nehmen linear mit der Kraftsteigerung von Phase 1 bis Phase 3 zu und steigen innerhalb der Phase bei gleichbleibender Kräfteinleitung an. Die Zunahme der Dehnungen bei gleichbleibender Kraft kann auf eine beginnende Ermüdung des Betons hinweisen. Die Phase I des S-förmigen Ermüdungs-Schädigungsverlaufs (siehe *Abbildung 4: Ermüdung - Dehnungsentwicklung infolge Ermüdung nach [95]*), wird allem Anschein nach, durch die vorab durchgeführten quasi-statischen Versuche bereits durchlaufen. Daher steigen die Dehnungen direkt linear an. Wie bereits bei den quasi-statischen Versuchen festgestellt, ist die Dehnung beim Aufbau AZSuB am größten und der Aufbau HGT erfährt die geringsten Dehnungen. Dies kann auf die geringere Verbundwirkung in Verbindung mit einer flexiblen Asphaltauflagerung beim Aufbau AZSuB zurückgeführt werden.

Die Zunahme der Dehnung bei 2,7 Mio. Lastwechsel ist auf das Ausschlagen der servo-hydraulischen Belastungseinrichtung und die damit verbundene höhere Kräfteinleitung zurückzuführen. Einzelne Schwankungen bei der Lasteinwirkung zeigen sich direkt bei der Dehnungs- und Einsenkungsmessung.

Bei einer Regression des Dehnungs- und Einsenkungsverlauf mit einer Gerade für die Phase 1 bis 3 ergeben sich folgende Steigungen für die Dehnung und die Einsenkung:

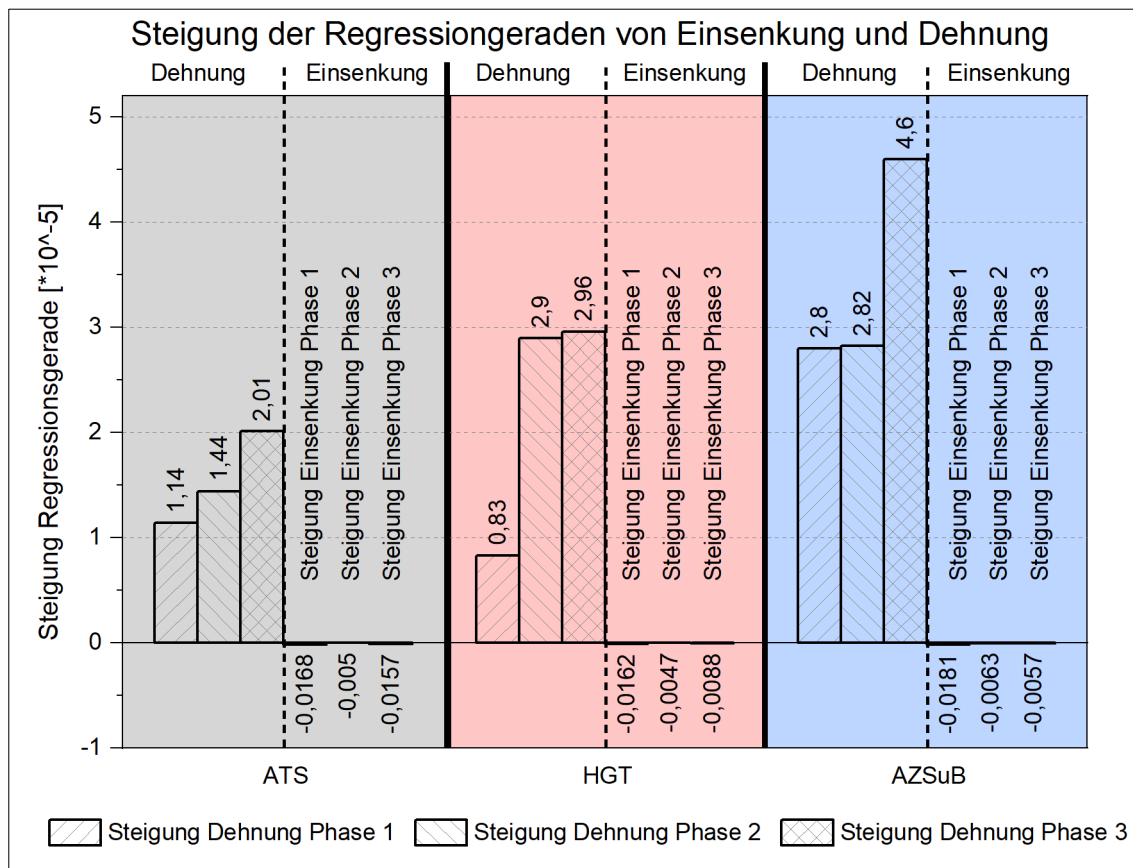


Abbildung 48: Großversuch - Regressionsgeraden zu Dehnung und Einsenkung

Die Steigungen der Dehnungen nehmen bei allen Aufbauten von Phase 1 bis Phase 3 zu. Insbesondere die Steigungen der Dehnungen beim Aufbau AZSuB nehmen bei der Phase 3 am stärksten zu. Durch eine Steigerung der Oberlast nehmen die Dehnungen schneller zu, wodurch es zu einem früheren Ermüdungsversagen kommen wird. Der starke Anstieg der Dehnungen beim Aufbau HGT zwischen Phase 1 und Phase 2 kann auf einen sich lösenden Verbund und die hohe Lasteinleitung in Verbindung mit einem geringen E_{v2} - Wert und einer geringen Betondeckendicke von 220 mm zurückgeführt werden.

Bei einer Regression der Einsenkungsverläufe mit einer Geraden ist der Unterschied zwischen den Aufbauten gering und nimmt tendenziell von Phase 1 bis Phase 3 ab, wobei die Steigungen der Einsenkungen wesentlich flacher als bei den Dehnungen verlaufen. Die Einsenkung nimmt zu Beginn bis 0,5 Mio. Lastwechsel einen parabelförmigen Verlauf ein. Ab 0,5 Mio. Lastwechsel nehmen die Einsenkungen linear mit der Kraftzunahme zu. Die Einsenkungen nehmen innerhalb der Lastphase nur minimal zu und deuten auf eine Nachverdichtung aufgrund der dynamischen Belastung hin. Die Einsenkung ist beim Aufbau AZSuB am geringsten. Die Einsenkungen der Aufbauten HGT und ATS sind vergleichbar. Die größte Einsenkung wird bei der maximalen Kraft von 125 kN mit einem Wert von - 0,85 mm gemessen. Die Einsenkung der AZSuB erreicht bei - 0,65 mm das Maximum. Einzelne Spitzen sind auf Temperatureinflüsse der Messbasis zurückzuführen.

Elektrischer Widerstand aller Aufbauten

Um den Einfluss von Feuchte im Beton in Abhängigkeit der Auflagerung zu untersuchen, werden ab Phase 5 die Aufbauten im Fugenbereich bewässert und bei Phase 6 zusätzlich im Fugenbereich beheizt.

Es zeigt sich, dass durch die Bewässerung in Phase 5 bei allen Aufbauten der elektrische Widerstand sowohl an der Ober- als auch der Unterseite der Betondecke abnimmt und damit der Feuchtegehalt ansteigt.

Durch die Beheizung der Oberseite der Betondecke in Phase 6 nimmt der Feuchtegehalt an der Betondeckenoberseite spürbar ab. Die Bewässerung wirkt sich an der Oberseite der Betondecke nur geringfügig aus.

Der Verlauf des elektrischen Widerstands an der Oberseite und Unterseite der Betondecke ist in der folgenden Abbildung dargestellt:

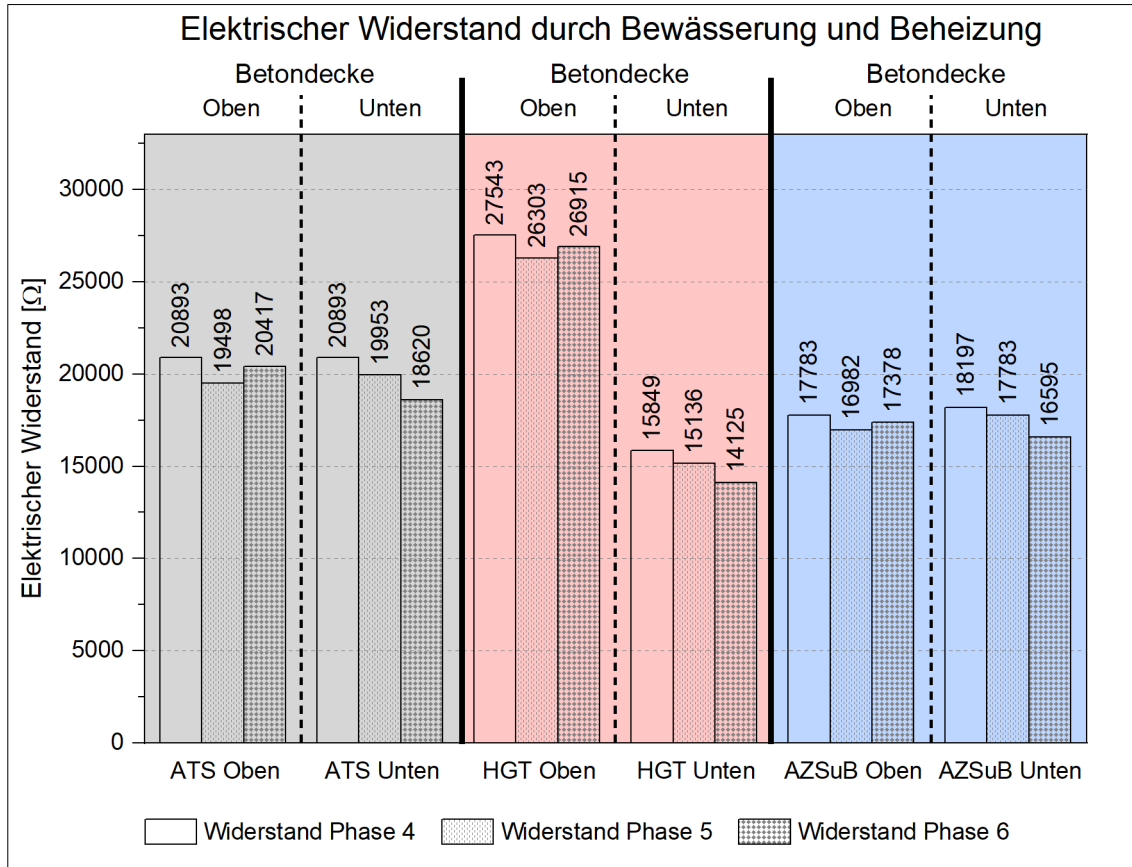


Abbildung 49: Großversuch - Entwicklung elektrischer Widerstand

Die Bewässerung in Phase 5 bewirkt eine Reduzierung des elektrischen Widerstands an der Oberseite der Betondecke / Unterseite der Betondecke um:

- - 1.395 Ω / - 940 Ω beim Aufbau ATS,
- - 1.240 Ω / - 713 Ω beim Aufbau HGT und
- - 801 Ω / - 414 Ω beim Aufbau AZSuB.

Durch die Fortsetzung der Bewässerung in Phase 6 reduziert sich der elektrische Widerstand an der Oberseite der Betondecke / Unterseite der Betondecke im Vergleich zur Phase 4 um insgesamt

- - 476 Ω / - 2.273 Ω beim Aufbau ATS,
- - 628 Ω / - 1.724 Ω / beim Aufbau HGT und
- - 405 Ω / - 1.602 Ω beim Aufbau AZSuB.

Der elektrische Widerstand beim Aufbau HGT an der Betondeckenoberseite ist im Vergleich zu den anderen Aufbauten am höchsten bzw. der trockenste Aufbau, wie bereits im jungen Beton festgestellt.

Durch die Asphaltauflagerung und die damit verbundene dichte Auflagerung ist eine Verdunstung nach unten gehindert. Dies führt im gesamten Aufbau zu einem geringeren elektrischen Widerstand bzw. zu einer größeren Feuchte in der Betondecke. Der Aufbau AZSuB ist über den gesamten Querschnitt am feuchtesten im Vergleich zu den anderen Aufbauten.

Der starke Abfall der Feuchte beim Aufbau ATS ergibt sich aufgrund des anhaltenden Wasserstaus in der Fuge. Beim Aufbau ATS und AZSuB stand das Wasser in der Fuge, beim Aufbau HGT versickert das Wasser kontinuierlich nach unten weg. Somit ist davon auszugehen, dass die Querscheinfuge beim Aufbau ATS und AZSuB bis zum Ende des Versuchs nicht gerissen ist und die Asphaltauflage nach unten hin abdichtet.

Durch die Bewässerung der Aufbauten zeigt sich, dass eine dichte Asphaltauflagerung im Vergleich zu einer HGT zu einer Erhöhung des Feuchtegehalts in der gesamten Betondecke führt. Der Aufbau HGT hingegen weist einen ausgeprägten positiven Feuchtegradienten auf, wobei der Feuchtegehalt an der Unterseite im Vergleich zu den anderen Aufbauten am höchsten ist (geringer elektrischer Widerstand) und der Feuchtegehalt an der Oberseite am geringsten ist (hoher elektrischer Widerstand). Der vorliegende ausgeprägte Feuchtegradient (oben trocken, unten feucht) beim Aufbau HGT, wie Untersuchungen von SPRINGENSCHMID [85] zur Ursache von Oberflächenrissen ergeben, kann zu Ausdehnungen und Aufschüsselungen in Verbindung mit Biegezug- und Zugeigenspannungen im obersten Bereich der Platten führen.

BIRMANN [25] stellt nach einer Bewässerung zusätzliche Hebungen der Plattenecken durch Quellen an der nassen Betondeckenunterseite von 0,1 mm fest. Ein Abheben der Plattenecken infolge der Bewässerung in einer vergleichbaren Größenordnung kann im vorliegenden Versuch nicht gemessen werden.

Temperaturverlauf aller Aufbauten

Durch die Beheizung im Fugenbereich wird die gemessene Betontemperatur um bis zu 2 K erhöht. Es sei angemerkt, dass die Temperatursensoren ca. 1 m von der Beheizung entfernt liegen und die Betontemperatur direkt im Fugenbereich höher sein wird. Die Temperatur des Aufbaus ATS ist geringer, aufgrund der Nähe zum Hallentor und der damit verbundenen Abkühlung. Der Aufbau HGT weist die höchsten Temperaturen auf. Die Hallentemperatur liegt im Durchschnitt bei 25 °C und schwankt zwischen 20 °C und 28 °C, die tageszeitlichen Schwankungen sind vernachlässigbar gering.

Anbei sind die Verläufe der Dehnung, Temperatur und des elektrischen Widerstands von allen Aufbauten der belasteten Platte bis 6 Mio. Lastwechsel dargestellt (unbelastete Platte siehe Anlage A. 14 Großversuch - Verlauf der Dehnung, Temperatur und Widerstand):

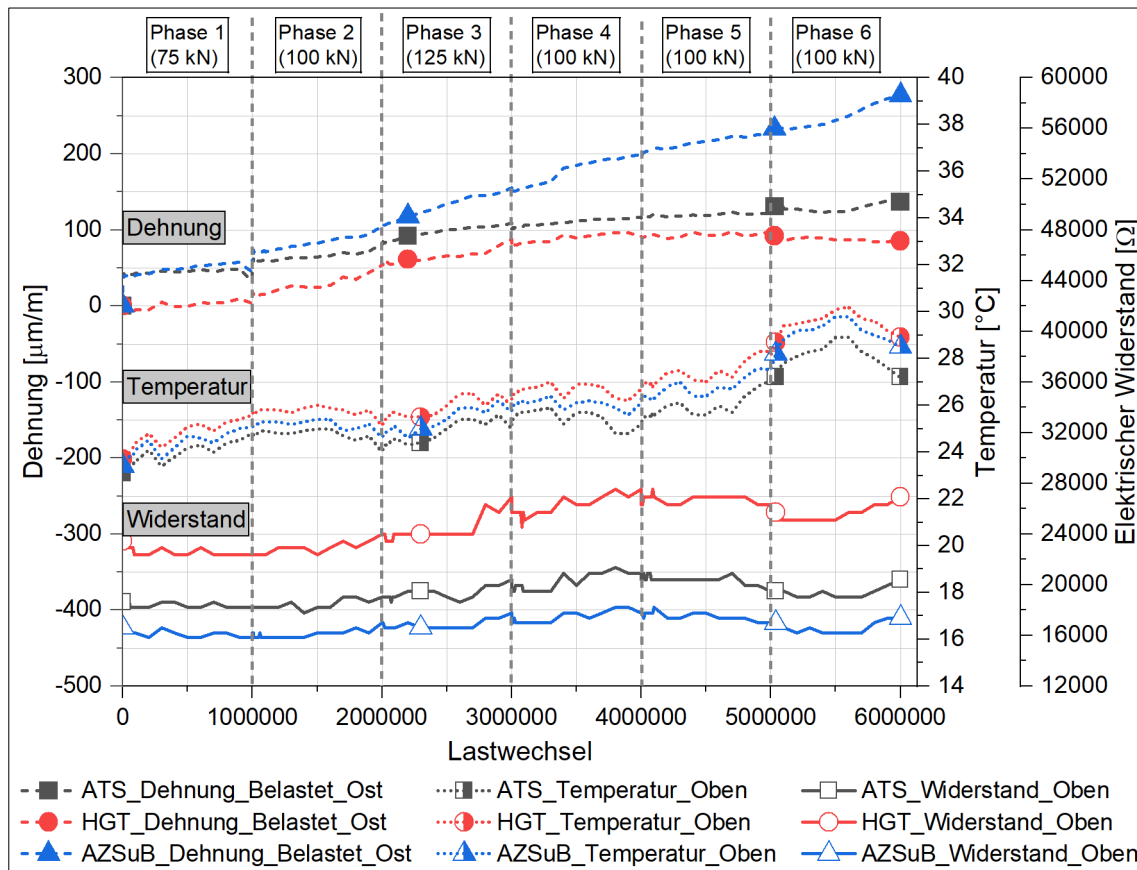


Abbildung 50: Großversuch - Dehnung, Temperatur und Widerstand

Ab 3 Mio. Lastwechsel wird eine konstante Last aufgebracht. Die Dehnungen der Aufbauten HGT und ATS nehmen bis 3 Mio. Lastwechsel zu, anschließend steigen die Dehnungen weiter an, jedoch in geringerem Maße.

Die Dehnungen des Aufbaus AZSuB nehmen bis 6 Mio. Lastwechsel kontinuierlich zu. Dies ist auf eine kontinuierliche Abnahme des Schichtverbunds in Verbindung mit einer flexiblen Auflagerung zurückzuführen.

Die Bewässerung ab Phase 5 und die Beheizung bei Phase 6 wirken sich nur beim Aufbau AZSuB durch eine stärkere Zunahme der Dehnungen ab Phase 4 aus. Bei den Aufbauten HGT und ATS ist keine Zunahme der Dehnungen durch die Bewässerung und Beheizung erkennbar.

Die Einsenkungslinie entlang der Achse der Aufbauten für die unterschiedlichen Phasen ist in der folgenden Abbildung für den Aufbau AZSuB dargestellt (Aufbau HGT und ATS sind in *Anlage A. 15 Großversuch - Verlauf der Einsenkung* dargestellt):

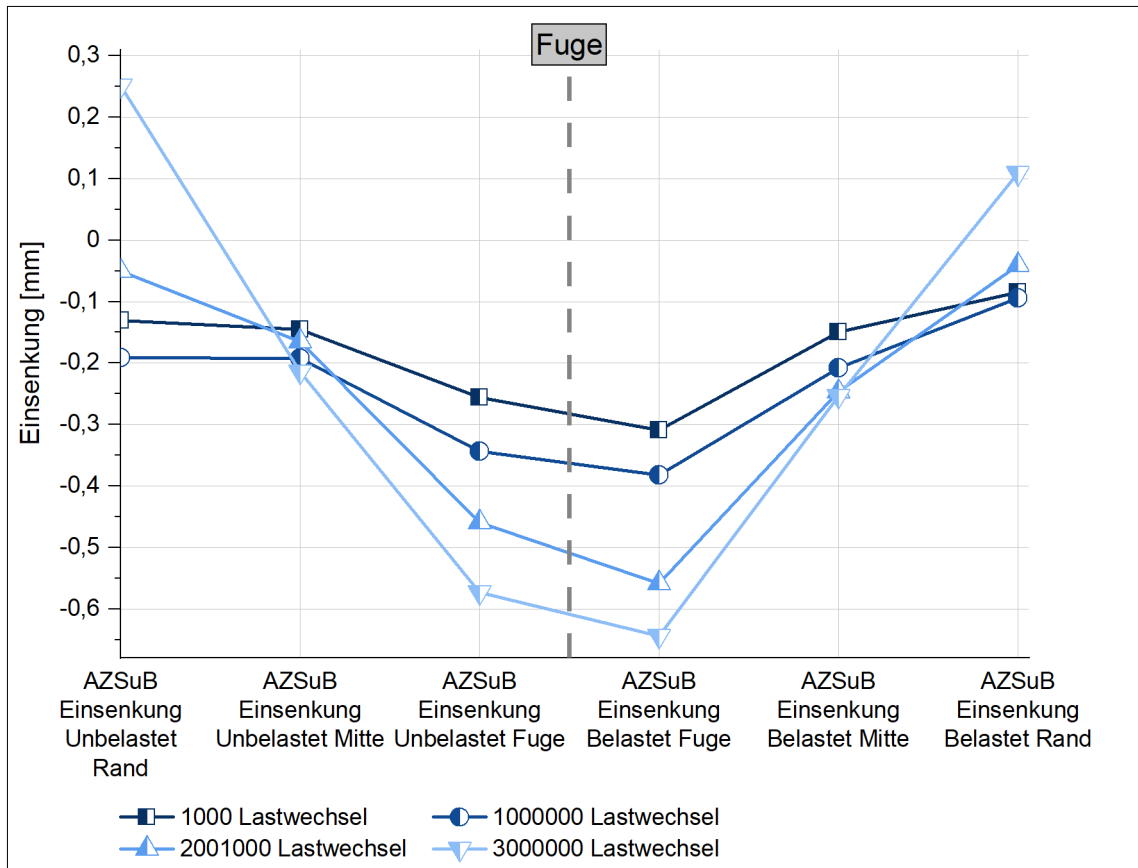


Abbildung 51: Großversuch - Verlauf Einsenkung (AZSuB)

Die maximale Einsenkung wird bei Phase 3 bzw. nach 3 Mio. Lastwechsel mit der maximalen Last erreicht. An den außenliegenden Wegaufnehmern wird ein Heben von bis zu + 0,25 mm gemessen. Die Einsenkungen des Aufbaus AZSuB sind ggü. den anderen Aufbauten am geringsten und weisen auf eine tragfähige Auflagerung hin.

Die Einsenkung an der belasteten Fuge ist bei allen Aufbauten am größten und klingt mit zunehmendem Abstand zur Belastung ab. Die Biegelinie steigt auf der belasteten Seite steiler als auf der unbelasteten Seite an. Der gleiche Verlauf kann bei den Dehnungen gemessen werden. Die konzentrierte Belastung führt auf der belasteten Platte zu höheren Einsenkungen und Dehnungen. Durch die Verdübelung und die damit verbundene Querkraftübertragung, wird die Beanspruchung an der belasteten Platte so verteilt, dass an der belasteten Platte eine wesentlich kleinere Biegebeanspruchung gegeben ist.

Abscherkraft aller Aufbauten

Nach dem Versuch werden aus jedem Aufbau drei Bohrkerns gezogen und mit einem Abscherversuch die Verbundwirkung geprüft:

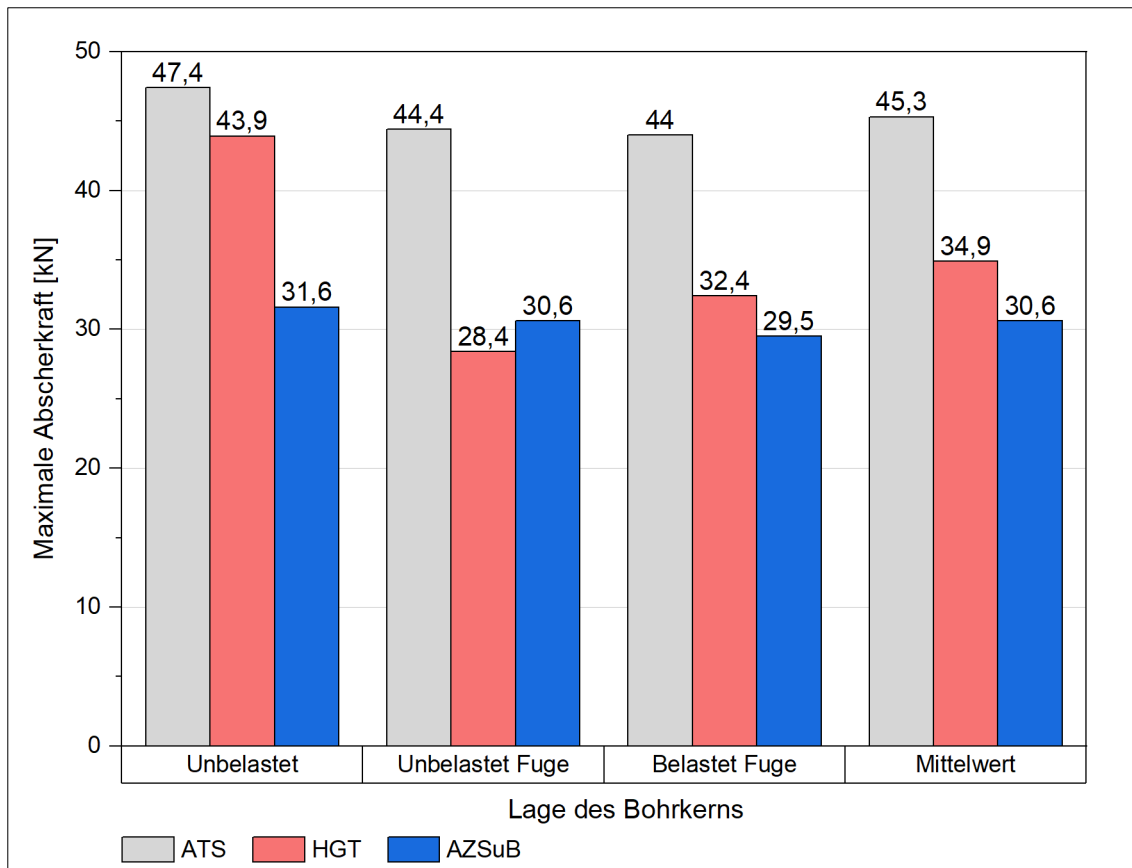


Abbildung 52: Großversuch - Auswertung Abscherversuche

Für den Aufbau ATS wird die höchste maximale Abscherkraft von im Mittel 45,3 kN aufgebracht und deutet auf einen sehr guten Verbund zwischen Betondecke und der Asphalttragschicht hin.

Die geringste Abscherkraft von im Mittel 30,6 kN wird beim Aufbau AZSuB aufgebracht. Dies bestätigt die These, dass die AZSuB mit einem Asphaltdeckschichtmaterial aufgrund der geringeren Verbundwirkung in Verbindung mit einer flexiblen Auflagerung zwischen Betondecke und AZS die höchsten Dehnungen an der Betondeckenunterseite erfährt.

Beim Aufbau HGT wird im Mittel eine Abscherkraft von 34,9 kN aufgebracht und deutet auf einen abnehmenden Verbund hin. Weiter ist beim Aufbau HGT ersichtlich, dass sich der Verbund im Fugenbereich zu lösen beginnt.

Fugenöffnungsweite aller Aufbauten

Die Fuge der Betondecke öffnet sich während des dynamischen Versuchs (ohne Berücksichtigung der Fugenöffnungsweite im jungen Beton) um

- 0,09 mm beim Aufbau ATS,
- 0,91 mm beim Aufbau HGT und
- 0,14 mm beim Aufbau AZSuB.

Die geringen Fugenöffnungsweiten der Aufbauten ATS und AZSuB zeigen, dass die Fugen bei den genannten Aufbauten bis zum Ende des Versuchs nicht gerissen sind. Die gemessene Fugenöffnung beim Aufbau ATS und AZSuB kann auf ein Verwölben der Platten zurückgeführt werden. Es zeigt sich bis zum Versuchsende, dass sich eine Asphaltauflagerung ungünstig auf das Reißen der Querscheinfuge auswirkt.

Beim Aufbau HGT öffnet sich die Fuge während des dynamischen Versuchs um weitere 0,91 mm.

5.3.8 Zusammenfassung und Schlussfolgerung des Großversuchs

Im Großversuch werden drei Auflagerungen mit ATS, HGT und AZSuB nach RStO 12 [124] im jungen Beton, unter quasi-statischer und dynamischer Belastung untersucht.

Im jungen Beton wird bei allen Aufbauten ein Abheben der Plattenecken von maximal 1,0 mm gemessen. Beim Aufbau HGT ist die Querscheinfuge gerissen, wodurch der Verlauf der Aufschüsselung durch eine w-förmige Kurve beschrieben wird. Die Querscheinfuge wirkt wie ein Gelenk und unterteilt die Gesamtplatte in zwei sich einzeln verformende Platten. Bei den Aufbauten ATS und AZSuB sind die Querscheinfugen nicht gerissen, hierbei ergibt sich ein u-förmiger Verlauf über die gesamte Plattenlänge. Die Querscheinfugen der Aufbauten ATS und AZSuB öffnen sich im jungen Beton weniger als 0,04 mm, die Querscheinfuge beim Aufbau HGT öffnet sich um bis zu 0,61 mm. Der Temperaturverlauf während der Hydratationsphase ist bei allen Aufbauten nahezu identisch. Bei den Aufbauten ATS und AZSuB ist das gemessene Temperaturmaximum an der Betondeckenunterseite um 4,7 K bzw. 5,5 K größer als beim Aufbau HGT. Die Temperatur der Unterlage beim Einbau der Betondecke hat somit einen erheblichen Einfluss auf das Temperaturmaximum in der Hydratationsphase. Die Temperaturunterschiede zwischen Ober- und Unterseite der Betondecke sind bei allen Aufbauten aufgrund des Einbaus im Labor gering. Der elektrische Widerstand nimmt in

der Hydratationsphase verzögert zum Temperaturanstieg zu, das heißt, der Feuchtegehalt im Beton nimmt ab. Der Unterschied des elektrischen Widerstands zwischen Ober- und Unterseite ist bei den Aufbauten ATS und AZSuB gering. Beim Aufbau HGT wird an der Unterseite der Betondecke ein geringerer elektrischer Widerstand als an der Oberseite gemessen. Folglich ist die Betondeckenunterseite feuchter als die Oberseite. Dies weist darauf hin, dass die Betondecke Wasser aus der HGT saugt und die HGT Kapillarporenwasser abgibt. Der ausgeprägte Feuchtegradient in der Betondecke kann zu Ausdehnungen und Aufschüsselungen in Verbindung mit Biegezug- und Zugeigenspannungen im obersten Bereich der Platten führen. Für die Praxis ist daher ein ausreichendes Zeitfenster für das Trocknen der HGT einzuplanen. Die Dehnungen im jungen Beton verlaufen bei allen Aufbauten analog zum Spannungsverlauf nach *Abbildung 16: Dimensionierung - Temperatur- und Spannungsverlauf nach* [11]. Nach zwei Tagen flachen die Dehnungen in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite ab und steigen in geringem Maße weiter an (Schwinddehnung ausgehend von der Betondeckenoberseite). Beim Aufbau AZSuB werden sehr hohe Dehnungen an der Betondeckenunterseite gemessen. Durch die geringe Verbundwirkung zwischen Betondecke und AZS infolge der glatten Asphaltdeckschichtoberfläche in Verbindung mit einer flexiblen Asphaltauflagerung kann sich die Betondecke weiter ausdehnen und wird nicht durch die Auflagerung in der Bewegung behindert (geringer Reibwiderstand zwischen Betondecke und AZS). Zwischen den Parametern Dehnung, Temperatur und elektrischer Widerstand ist bei allen Aufbauten im jungen Beton ein starker Zusammenhang bzw. Abhängigkeit beim Kurvenverlauf feststellbar. Bis zum Ende des Großversuchs ist bei den Aufbauten ATS und AZSuB die Querscheinfuge nicht gerissen. Um ein Paketreißen zu vermeiden, sind bei diesen Bauweisen ggf. weitere Maßnahmen erforderlich. Die Betonage bei einer Asphaltauflagerung sollte in den kühleren Tageszeiten bzw. ohne starke Sonneneinstrahlung erfolgen, um eine zusätzliche Erhöhung der maximalen Betontemperatur in der Hydratationsphase als Folge der aufgeheizten Asphaltauflagerung zu vermeiden. Insbesondere bei einer schnellen und starken Abkühlung des Betons erhöht sich die Gefahr von Rissbildungen in der Betondecke.

Die Aufbauten werden nach dem Erhärten mit insgesamt 6 Mio. Lastwechsel beansprucht. Dabei wird die Oberlast variiert sowie zusätzlich eine Bewässerung und Beheizung im Fugenbereich aufgebracht. Zu Beginn und am Ende sowie nach jeder Phase (bzw. 1 Mio. Lastwechsel) wird eine quasi-statische Rampe gefahren, um den dynamischen Versuch zu kalibrieren und eine gleichmäßige Lasteinleitung zu

überprüfen. Sowohl bei den quasi-statischen und als auch bei den dynamischen Versuchen kann bei allen Aufbauten eine Zunahme der Dehnungen und Einsenkungen mit zunehmender Kräfteinleitung sowie der aufgetragenen Lastwechselzahl gemessen werden. Die Zunahme der Dehnungen bei gleichbleibender Last und zunehmender Lastwechselzahl kann bei allen Aufbauten des vorliegenden Versuchs durch eine beginnende Ermüdungserscheinung verbunden mit einer Abnahme der Steifigkeit (Reduzierung E-Modul) begründet werden. Eine vergleichende Berechnung mit ANSYS ergibt, dass eine Reduzierung des E-Moduls um 20 % infolge Ermüdungserscheinungen verbunden mit einem Steifigkeitsabfall, zu einem Anstieg der Dehnungen um 20 % führt und die Einsenkungen nur um 5 % bis 6 % zunehmen. Für Phase 1s des quasi-statischen Versuchs ergibt sich eine gute Übereinstimmung beim Aufbau ATS mit ANSYS für den Lastfall mit Verbund und beim Aufbau AZSuB für den Lastfall ohne Verbund. Ebenfalls kann mit ANSYS bestätigt werden, dass sich der Verbund zwischen der Betondecke und der Tragschicht erheblich auf die Dehnungen an der Betondeckenunterseite auswirkt. Die Dehnungen beim Aufbau AZSuB verdoppeln sich bei einem fehlenden Verbund, wohingegen die Einsenkungen lediglich um 19 % zunehmen. Insgesamt werden beim Aufbau AZSuB die höchsten Dehnungen und geringsten Einsenkungen gemessen. Dies deutet auf eine tragfähige Unterlage hin, die aufgrund der Oberflächenbeschaffenheit durch die Asphaltdeckschicht eine geringe Verbundwirkung aufweist und in Verbindung mit einer flexiblen Asphaltauflagerung, große Dehnungen bzw. reibungsarme Bewegungen der Betondecke ermöglicht. Die geringere Verbundwirkung beim Aufbau AZSuB wird durch Abscherversuche an abschließend entnommenen Bohrkernen bestätigt.

Die theoretische Betrachtung zeigt, dass sich ein guter Verbund zwischen Tragschicht und Betondecke grundsätzlich günstig auf Spannungen und Einsenkungen auswirkt. Hierbei ist jedoch bei der Auflagerung zu unterscheiden. Ein Verbund der Betondecke zu einer starren HGT reduziert Spannungen bzw. Einsenkungen und begünstigt das frühe Reißen der Querscheinfugen. Dagegen behindert ein guter Verbund zur HGT eine Längenänderung der Betondecke und bewirkt hierdurch Spannungen. Eine Asphaltauflagerung mit geringerem Verbund zur Betondecke hingegen ermöglicht zwar eine Längenänderung der Betondecke, verhindert jedoch aufgrund des geringen Widerstands ein frühzeitiges Reißen der Querscheinfugen. In Bezug auf die Bauweise AZSuB wirkt sich ein Verbund zwischen Betondecke und AZS günstig aus. Der Einsatz eines Asphalttragschichtmaterials verbessert hierbei die Verbundwirkung. In Bezug auf die Problematik des Paketreißen sind ggf. weitere Maßnahmen erforderlich.

Durch die Bewässerung kann bei allen Aufbauten eine Reduzierung des elektrischen Widerstands und eine damit verbundene Erhöhung des Feuchtegehalts an der Betondeckenunterseite gemessen werden. Bei den Aufbauten ATS und AZSuB steht Wasser fortwährend in der Fuge und führt zu einem niedrigen elektrischen Widerstand bzw. hohen Feuchtegehalt über den gesamten Betondeckenquerschnitt. Der Aufbau HGT zeigt weiterhin einen ausgeprägten Feuchtegradienten. Das heißt, die Oberseite der Betondecke ist trocken und die Unterseite ist nass. An der Betondeckenoberseite kann bei allen Aufbauten ebenfalls eine geringe Abnahme des elektrischen Widerstands durch die Bewässerung gemessen werden. Durch die Beheizung der Aufbauten trocknet die Betondeckenoberseite und führt dort zu einer Zunahme des elektrischen Widerstands. Die Bewässerung und Beheizung zeigt nur beim Aufbau AZSuB einen geringen Anstieg der Dehnungen.

Eine dichte Asphaltunterlage begünstigt eine Zunahme des Feuchtegehalts über den gesamten Betondeckenquerschnitt. Beim Aufbau HGT wird ein ausgeprägter Feuchtegradient in der Betondecke gemessen, der wiederum zu Oberflächenrissen in der Betondecke führen kann. Mögliche Maßnahmen zur Entwässerung unter der Betondecke werden daher in der folgenden Feldmessung, ergänzt um weitere Laboruntersuchungen, durchgeführt.

Insgesamt sind bei dem gewählten Versuchsaufbau geringe Schichtdicken in Verbindung mit geringen Materialkennwerten (der E_{v2} - Wert der Frostschutzschicht, der E-Modul des Betons, die Druckfestigkeit der HGT) bei einer hohen Lasteinleitung gewählt worden, wodurch alle Aufbauten sehr stark belastet werden. Trotz der überdurchschnittlich hohen Belastung aller Aufbauten werden am Versuchsende bei keinem Aufbau Risse oder Beschädigungen festgestellt. Ebenso werden keine Erosionserscheinungen bei den Tragschichten festgestellt.

Aufbauend auf dem zu Beginn entwickelten Anforderungskatalog für die Bauweise AZSuB und den Ergebnissen des Großversuchs werden die untersuchten Bauweisen anhand gewählter Kriterien gegenübergestellt. Die Bewertung der Bauweisen erfolgt qualitativ nach folgendem Bewertungsmaßstab:

- + gut
- 0 befriedigend
- - ungünstig

Tabelle 20: Großversuch - Vergleich der Bauweisen (qualitativ)

	Kriterium	ATS*	HGT	AZSuB**
Anforderungskonzept	Dauerhafte Tragfähigkeit der Tragschichtkonstruktion	+	+	+
	Erosionsbeständigkeit der Tragschicht	+	+	+
	Trenn- und Schutzfunktion (Vermeidung von Reflexionsrisse)	+	-	+
	Aufnahme der relativen Bewegung der Betondecke infolge von thermischen und hygri-schen Beanspruchungen durch eine elastische und gleichmäßige Auflagerung	+	-	+
	Trennbarkeit der einzelnen Schichten (Recycling)	+	+	+
	Wirtschaftlichkeit (siehe <i>Kapitel 6 Wirtschaftlichkeitsbetrachtung</i>)	+	-	0
Großversuch	Frühzeitiges Fugenreißen	-	+	-
	Einfluss der Temperatur der Unterlage durch Wärmeabgabe an frischen Beton	-	+	-
	Einsenkung des Aufbaus (theoretisch und experimentell)	0	0	+
	Dehnung an Betondeckenunterseite in Längsrichtung (theoretisch)	0	0	+
	Dehnung an Betondeckenunterseite in Längsrichtung (experimentell)	0	0	-
	Feuchteverteilung über den Querschnitt	+	-	+
	Verbundwirkung zwischen Tragschicht und Betondecke	+	0	0

* ausgehend von einem Asphalttragschichtmaterial

** ausgehend von einem Asphaltdeckschichtmaterial

Es ist abschließend festzuhalten, dass alle Aufbauten, analog zur RStO 12 [124], als technisch gleichwertig betrachtet werden können.

Die Bauweise AZSuB reduziert die Einsenkungen, wodurch die Biegebeanspruchung der Betondecke reduziert wird.

Um hohe Dehnungen der Betondecke in Verbindung mit einem frühen Ermüdungsversagen zu vermeiden und ein frühzeitiges Reißen der Querscheinfugen zu begünstigen bzw. ein Paketreißen zu vermeiden, sollte ein Asphalttragschichtmaterial für die AZS verwendet werden, obwohl dies dem bisherigen Ansatz eines glatten und weichen Asphaltmischguts widerspricht.

Beim Vergleich der Steifigkeitsmoduln der Kalibrierasphalte nach RDO Beton 09 [119] zeigen sich zwischen einem Asphaltdeckschichtmaterial und einem Asphalttragschichtmaterial vergleichsweise geringe Steifigkeitsunterschiede. Je nach Temperatur ist entweder der Steifigkeitsmodul der Asphalttragschicht oder der Asphaltdeckschicht größer (Unterschied der Steifigkeitsmoduln schwankt zwischen 4 N/mm^2 und 1.146 N/mm^2). Dennoch ist die Auswirkung der Steifigkeit eines Asphalttragschichtmaterial im Vergleich zu einem Asphaltdeckschichtmaterial in künftigen Forschungen zu untersuchen, insbesondere aufgrund der geringen Erfahrungen mit dieser Bauweise in Deutschland.

Basierend auf den positiven Ergebnissen beim folgenden Feldversuch unter Anwendung eines Asphalttragschichtmaterials und der Möglichkeit nach RDO Beton 09 [119] ein AC 16 TN 70/100 für die AZS anzuwenden, wird der Einsatz eines Asphalttragschichtmaterials für die AZS empfohlen.

5.4 Feldmessung an der Tauernautobahn

5.4.1 Untersuchungsabschnitt

Im Zuge der Oberbauerneuerung an der A10 Tauernautobahn zwischen der Anschlussstelle Urstein und der Anschlussstelle Hallein (Bau-km 10,650 bis 15,800) wird eine bestehende Betonfahrbahn, aufgelagert auf einer Asphaltkonstruktion, aus dem Baujahr 1975 komplett erneuert und durch eine neue Betondeckenkonstruktion ersetzt.

Die neue verdübelte Betondecke mit einer Schichtdicke von 270 mm (zweischichtig mit Ober- und Unterbeton) ist im vorliegenden Untersuchungsabschnitt auf einer 50 mm dicken AZS (AC 16 Trag, Bindemittel 70/100) sowie einer 200 mm dicken zementstabilisierten Tragschicht nach RVS 08.17.01 [131] aufgelagert (Angaben in mm):

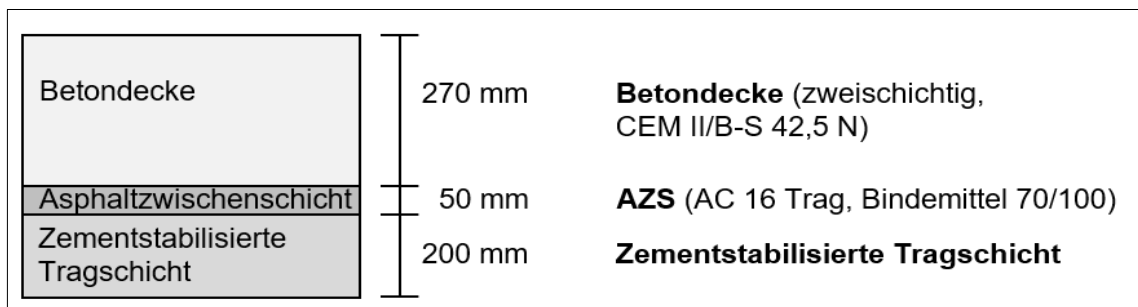


Abbildung 53: Feldversuch - Schichtaufbau neue Fahrbahn

Die zementstabilisierte Tragschicht wird mit einer Bitumenemulsion als Verdunstungsschutz versiegelt und zum Befahren abgestreut. Zum Erzeugen von Mikrorissen wird die zementstabilisierte Tragschicht mit einer Walze entspannt. Die Fahrbahnbreite beträgt im Untersuchungsabschnitt 12,50 m. Im Bereich der Querscheinfugen werden sog. Flachdrainprofile aus Kunststoff PE zur linienförmigen Entwässerung im Querscheinfugenbereich angeordnet einschließlich einem Anfräsen der Oberfläche (siehe *Anlage A. 16 Feldversuch - Bilder zum Versuch*). Die Verkehrsbelastung in diesem Abschnitt beträgt durchschnittlich 54.000 Kfz/24h. [1]

Im Rahmen des Feldversuchs werden in Zusammenarbeit mit der ASFINAG - Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft - an der Autobahn A10 in Österreich in Fahrtrichtung Villach (im Weiteren Tauernautobahn) die Dehnungen an der Unterseite der Betondecke mit Hilfe von DMK (siehe *Kapitel 5.1 Stufe 0 - Auswahl der Messtechnik*) gemessen, um Rückschlüsse auf die Spannungen an der Unterseite der Betondecke zu ziehen. Es werden zwei unterschiedliche Messbereiche an

Querscheinfugen betrachtet. Der Messquerschnitt A liegt an einer Querscheinfuge an der freien Strecke. Der Messquerschnitt B liegt an einer Querscheinfuge vor einem Bauwerk, über das die Betondecke weitergezogen wird. Wie bereits beim Großversuch wird keine zusätzliche Drift- oder Temperaturkompensation der DMS durchgeführt.

Neben den Dehnungen an der Unterseite der Betondecke im jungen Beton sowie im erhärteten Beton unter Verkehrsbelastung wird das Reißen der Querscheinfugen im jungen Beton sowie die Wirksamkeit der eingebauten Flachdrains zur Entwässerung im Fugenbereich untersucht.

5.4.2 Instrumentierung des Feldversuchs

Zur Messung der Dehnungen an der Unterseite der Betondecke werden die Messquerschnitte A und B mit jeweils acht DMK an einer Querscheinfuge im rechten Fahrstreifen der Tauernautobahn (1. Fahrstreifen) auf der AZS liegend instrumentiert.

Die acht DMK werden unter dem 1. Fahrstreifen im Bereich der Fahrspur mit einem Abstand von 2,5 m sowie im Eckbereich schräg angeordnet. Es werden jeweils vier DMK auf jeder Seite der Querscheinfuge angeordnet. Die radial angeordneten DMK liegen in Fahrtrichtung, die tangential angeordneten DMK liegen quer zur Fahrtrichtung. An den Messbereich B schließt ein Bauwerk an (Angaben in mm):

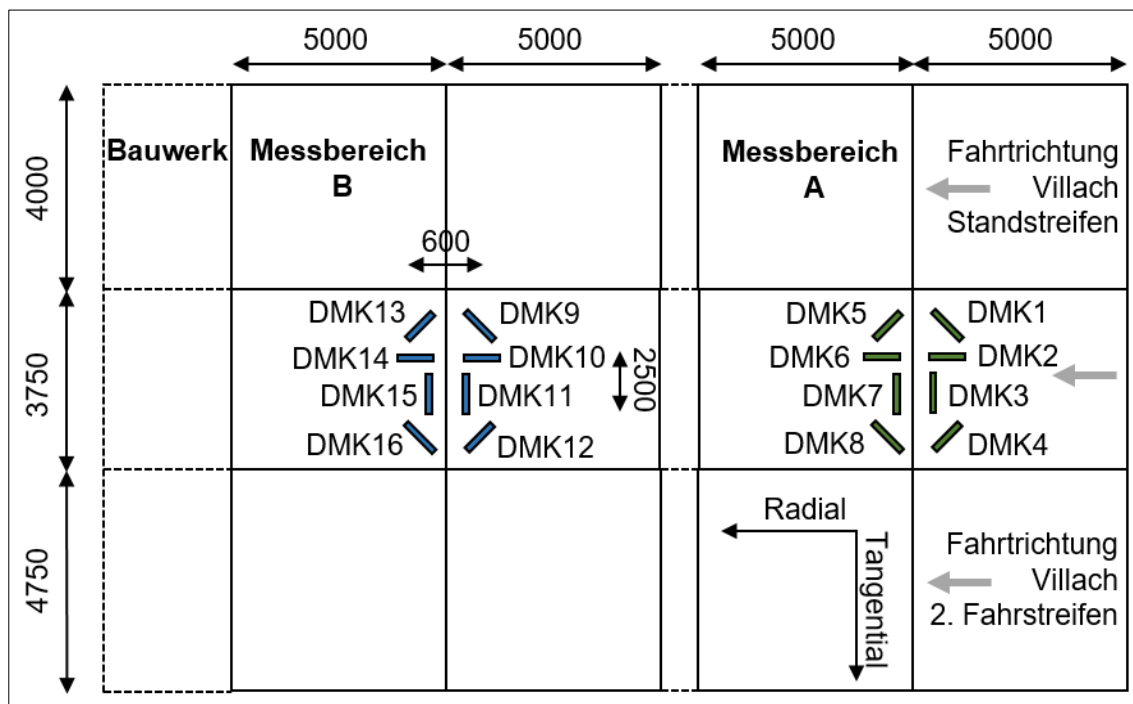


Abbildung 54: Feldversuch - Übersicht und Anordnung Messtechnik

Die DMK werden an der AZS durch die Baufirma ÖBA - Österreichische Betondecken Ausbau GmbH zur Lagesicherung angeheftet. Die Kabel werden zum Schutz in Kabelschlitzen im Asphalt nach außen geführt:



Abbildung 55: Feldversuch - Einbau Messtechnik (Bereich B)

Die Betonage der Betondecke mit einem Gleitschalungsfertiger im Bereich A findet am 18.06.2020 gegen 16:30 Uhr statt. Der Messquerschnitt A ist der Sonneneinstrahlung ausgesetzt. Die Außentemperatur beträgt bei Sonnenschein 21 °C. Die Betondecke im Messquerschnitt B wird am 22.06.2020 bei 12 °C in den Morgenstunden bei leichtem Nieselregen betoniert. Nach Angabe der örtlich Verantwortlichen werden die Fugen jeweils am darauffolgenden Tag geschnitten. Die Lufttemperatur der weiteren 28 Tage liegt zwischen 9 °C nachts und 31 °C untermittags.

Die Auswertung der Messung erfolgt mittels einer stündlichen Messung der Dehnungen für eine Dauer von 5 s mit einer Messrate von 0,01 Hz. Die dargestellte Auswertung der Messdaten der vorliegenden Arbeit erfolgt bis 03.12.2020. Am 22.03.2021 findet eine Nachmessung statt. Die Datenspeicherung erfolgt lokal.

Bei Bauarbeiten am 24.06.2020 werden im Messquerschnitt B die Kabel der DMK 15 und 16 komplett abgerissen, und die Kabel der DMK 13 und 14 so stark beschädigt, dass diese keine Messwerte mehr erbringen.

5.4.3 Auswertung - Junger Beton

Am Verlauf der Dehnungen an der Unterseite der Betondecke in den ersten drei Tagen nach der Betonage im Bereich A zeigt sich die Entwicklung der Dehnungen während der Hydratationsphase im jungen Beton. Ab einem Alter von elf Stunden bauen sich alle Druckdehnungen ab.

Der E-Modul des Betons nimmt allmählich zu und die Relaxation nimmt ab. Bei mittleren Bauteildicken ist das durch Hydratationswärme bedingte Temperaturmaximum nach ein bis zwei Tagen zu erwarten. [65] Das Maximum der Druckspannungen wird in der Regel vor dem Temperaturmaximum erreicht [79]. Folglich erreichen die Druckdehnungen des vorliegenden Versuchs in den ersten Stunden das Maximum. Das Maximum der Druckdehnungen wird nach elf Stunden bei den tangential angeordneten DMK erreicht, wie die folgende Abbildung zeigt. Dabei gibt bei der Legendenbezeichnung A bzw. B den Messquerschnitt an, gefolgt von der Nummer des DMK und die Bezeichnung radial, tangential oder schräg die Anordnung des DMK an. Die Abkürzung FR bedeutet, dass der DMK in Fahrtrichtung gesehen, in der ersten Platte liegt.

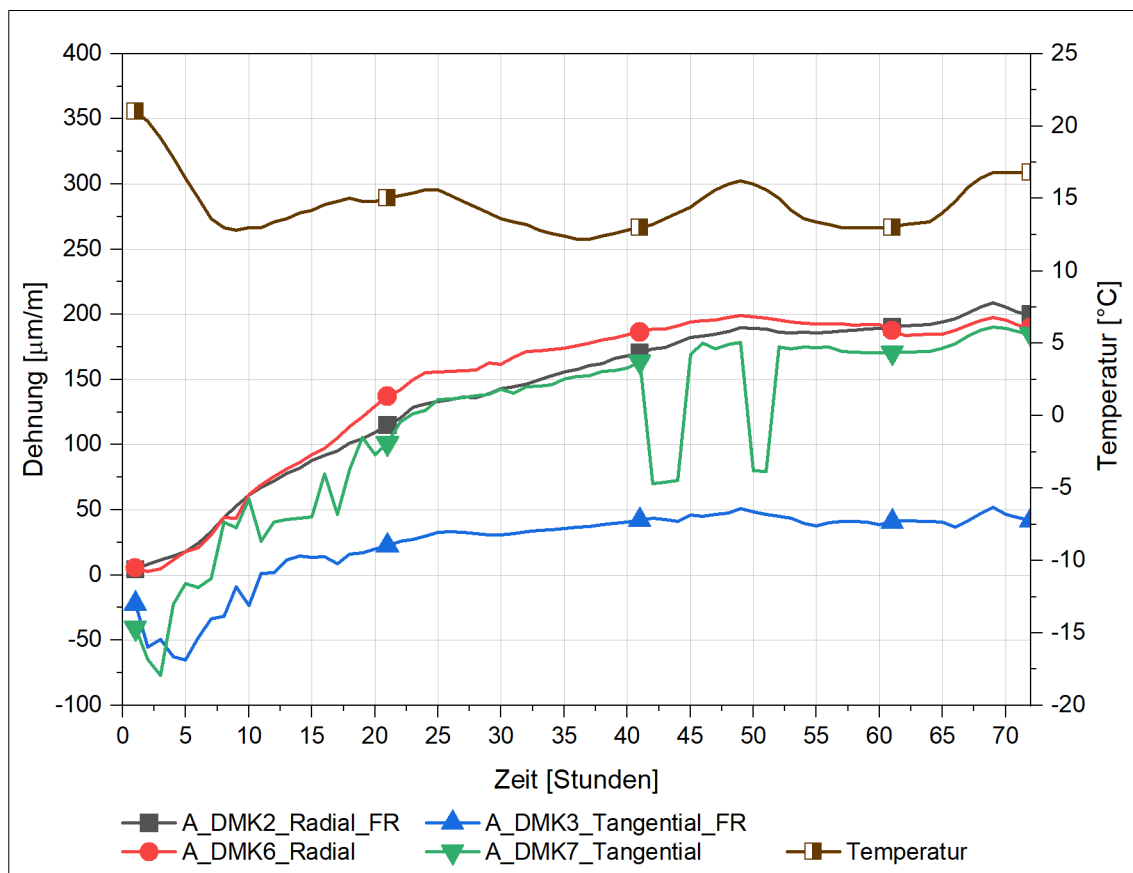


Abbildung 56: Feldversuch - Dehnungsverlauf nach drei Tagen

Die radial angeordneten DMK erfahren direkt nach der Betonage eine Zugdehnung. Die Betonplatten des Messquerschnitt A bilden die letzte Fuge des Tages (Tagesabschlussfuge). Folglich kann sich die Betondecke in radialer Richtung in den ersten Stunden frei ausdehnen (Zeitraum vor dem nächsten Betonierabschnitt). Die tangential angeordneten DMK erfahren innerhalb von sieben bzw. elf Stunden eine Druckdehnung, die sich dann in eine Zugdehnung ändert. In den ersten 48 Stunden nach dem Abbau der Druckdehnungen steigen die Dehnungen stark an und flachen dann ab. Die Dehnungen der tangential angeordneten DMK sind geringer als bei den radial angeordneten DMK. Die Ausreißer (Sprünge) bei DMK7 sind auf Ausfälle der Messtechnik zurückzuführen. Das Maximum der Zugdehnungen bei DMK2 ist nach etwa 69 Stunden mit + 214 $\mu\text{m}/\text{m}$ erreicht. Bei allen DMK kann festgestellt werden, dass sich der Beton infolge der freigesetzten Hydratationswärme nach dem Abbau der Druckdehnungen ausdehnt.

Beim Vergleich der Feldmessung mit dem Großversuch (Stufe 2) ist der Dehnungsverlauf im Feld mit den Messungen der Aufbauten ATS und HGT im Großversuch vergleichbar. Die gemessenen Dehnungen des Aufbaus AZSuB aus dem Großversuch sind wesentlich größer als die im Feld gemessenen Dehnungen. Diese können durch die vergleichsweise glatte Oberfläche der Asphaltdeckschicht im Großversuch und dem damit verbundenen geringeren Reibwiderstand bei der Ausdehnung der Betondecke begründet werden.

Die gemessenen Werte im Feld liegen über den gemessenen Dehnungen beim Großversuch beim Aufbau ATS und HGT, dies kann auf den Einfluss der Witterung zurückgeführt werden. Insgesamt sind die Witterungsbedingungen im Feld als ungünstig zu bewerten, da Temperaturunterschiede von über 20 K vorliegen, die zu einer raschen Abkühlung der Betondecke nachts bzw. einem schnellen Erwärmen der Betondecke untertags führen. Eine mögliche Rissbildung der Betondecke kann hierdurch begünstigt werden. Bei einer Begehung sieben Tage nach der Betonage können optisch keine Risse festgestellt werden.

Im Folgenden ist der Dehnungsverlauf von der Betonage bis 28 Tage danach aufgezeigt:

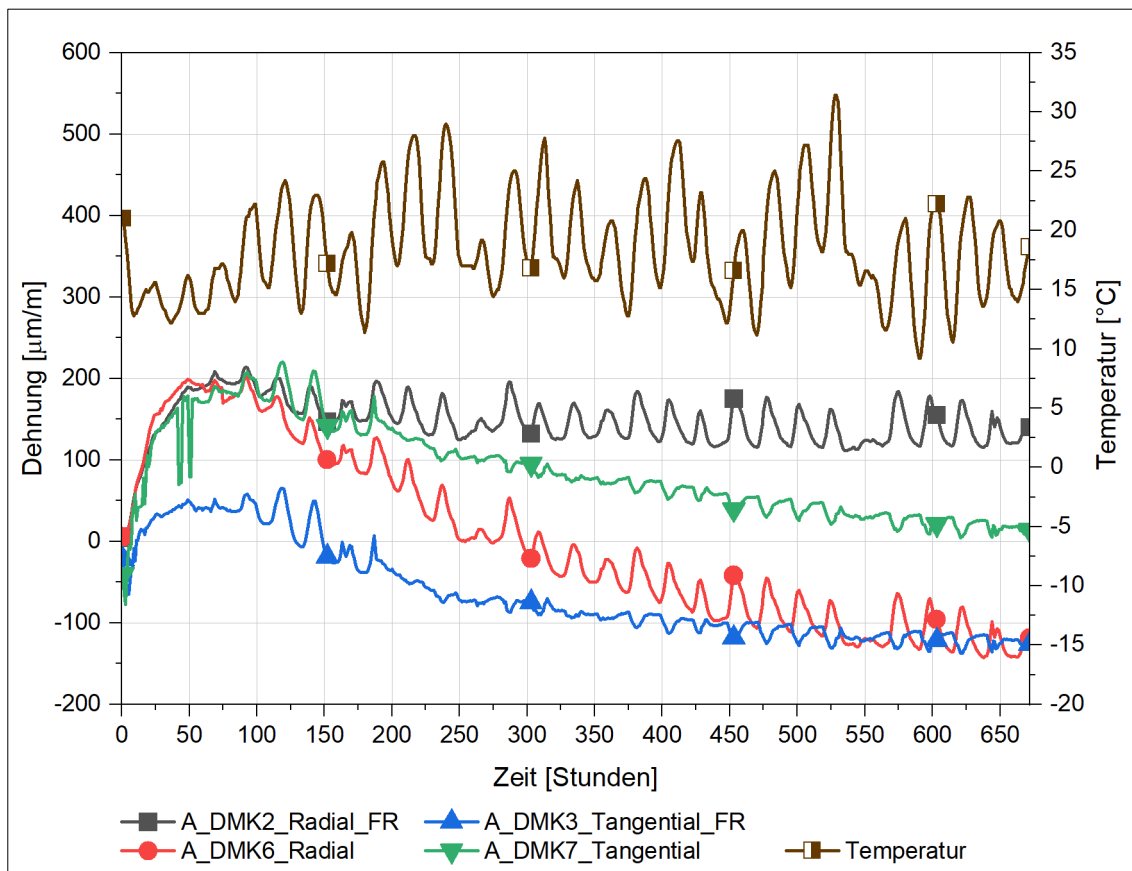


Abbildung 57: Feldversuch - Dehnungsverlauf nach 28 Tagen

Nach dem Erreichen des Maximums nehmen die Zugdehnungen infolge des Betonschwindens im weiteren Verlauf ab. Die Dehnungen des radial angeordneten DMK2 in Fahrtrichtung verbleiben im Zugbereich und schwanken zwischen + 200 $\mu\text{m/m}$ und + 110 $\mu\text{m/m}$. Die Dehnungen des DMK6 wechseln in den Druckdehnungsbereich und fallen auf - 142 $\mu\text{m/m}$ ab. 28 Tage nach der Betonage schwanken die Dehnungen der DMK zwischen einer Zugdehnung von + 200 $\mu\text{m/m}$ und einer Druckdehnung von - 142 $\mu\text{m/m}$.

Insgesamt zeigt sich bei der Feldmessung ein stark schwankendes Dehnungsverhalten der einzelnen DMK im jungen Beton. Das unterschiedliche Dehnungsverhalten kann auf eine unterschiedlich stark ausgeprägte Schwinddehnung innerhalb der Platte verbunden mit einem ungleichmäßigen Verformungsverhalten der Platten sowie auf eine ungleichmäßige Fugenöffnung zurückgeführt werden. Das Abnehmen der Dehnungen nach dem Erreichen der maximalen Zugdehnung in der Hydratationsphase ergibt sich aus dem Schwinden des Betons, wobei das Schwindmaß innerhalb der Platten sehr

unterschiedlich ist. Im Feld kann im Vergleich zum Großversuch (alle Dehnungen verlaufen im Zugdehnungsbereich) insgesamt ein stärkeres Schwinden des Betons festgestellt werden, wobei dies auf die schwankenden Witterungsbedingungen im Vergleich zu den Laborbedingungen zurückgeführt werden kann.

Die Plattengeometrie beeinflusst den Dehnungsverlauf ebenfalls. Die tageszeitlichen Temperaturschwankungen zeigen sich vor allem in den Dehnungen der radial angeordneten DMK. Dies begründet sich durch die horizontale Fugenbewegung der Querscheinfuge in Längsrichtung sowie die größere Plattenausdehnung infolge der größeren Plattenlänge von 5 m im Vergleich zur Plattenbreite von 3,75 m.

Bei einer Begehung der Strecke am 25.06.2020 werden die Fugenöffnungsweiten der Querscheinfugen gemessen. Dabei wird festgestellt, dass nach sieben Tagen der Betonage fast jede zweite Querscheinfuge gerissen ist. Die gemessenen Rissöffnungsweiten liegen zwischen 0,4 mm und 1 mm und damit im erforderlichen Soll-Bereich. Insgesamt kann bei dem Feldversuch kein Paketreißen festgestellt werden. Das frühe und gleichmäßige Reißen der Querscheinfugen kann auf die vergleichsweise raue Oberfläche der Tragschicht der AZS mit einem 16 mm Größtkorn sowie den Frässtreifen zur Einlage des Flachdrains zurückgeführt werden.

5.4.4 Auswertung - Feldversuch unter Verkehrsbelastung

Kurz nach der Betonage ist ein Verlauf der Dehnungen analog zu den theoretischen Erkenntnissen des Spannungsverlaufs im jungen Beton (siehe *Abbildung 16: Dimensionierung - Temperatur- und Spannungsverlauf nach [11]*) zu erkennen. Anschließend pendeln sich die Dehnungen auf einem konstanten Niveau ein, gehen jedoch nicht auf null zurück. Es zeigt sich, dass durch eine Temperaturbeanspruchung eine Grundbeanspruchung in der Betondecke vorliegt, die bei Laborversuchen durch eine Unterspannung simuliert wird. Während der Erhärtungsphase der Feldmessung wird ausschließlich die Temperaturbeanspruchung ohne Verkehrsbelastung in der Betondecke gemessen. Der Dehnungsverlauf ist dabei stark von den ersten 92 Stunden und den vorherrschenden Witterungsbedingungen geprägt.

Am 31.07.2020 (nach 1.030 Stunden) wird der Standstreifen und der 1. Fahrstreifen für den Verkehr freigegeben (1. Verkehrsfreigabe). In den Messdaten der Dehnungen kann zunächst keine Veränderung festgestellt werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der 1. Fahrstreifen, in dem die Messtechnik eingebaut ist, nur von nicht messbarem PKW-Verkehr befahren wird.

Am 25.08.2020 (nach 1.630 Stunden) wird der 1. Fahrstreifen und der 2. Fahrstreifen dem Verkehr freigegeben (2. Verkehrsfreigabe). Der Standstreifen ist weiterhin für Restarbeiten gesperrt. Die Dehnungen steigen nach der 2. Verkehrsfreigabe langsam an.

Am 01.09.2020 (nach 1.800 Stunden) erfolgt die komplette Verkehrsfreigabe auf allen Fahrstreifen (gesamte Verkehrsfreigabe). Die Dehnungen steigen bis zu 500 Stunden nach der gesamten Verkehrsfreigabe um den Faktor 4 an im Vergleich zu den Dehnungen mit einer reinen Temperaturbelastung vor der 1. Verkehrsfreigabe.

In der folgenden Abbildung sind ausgewählte DMK seit Beginn der Aufzeichnung von Juni 2020 bis Anfang Dezember 2020 aufgezeigt. Die Auswertung des Dehnungsverlaufs erfolgt aus den Mittelwerten der stündlichen Aufzeichnung:

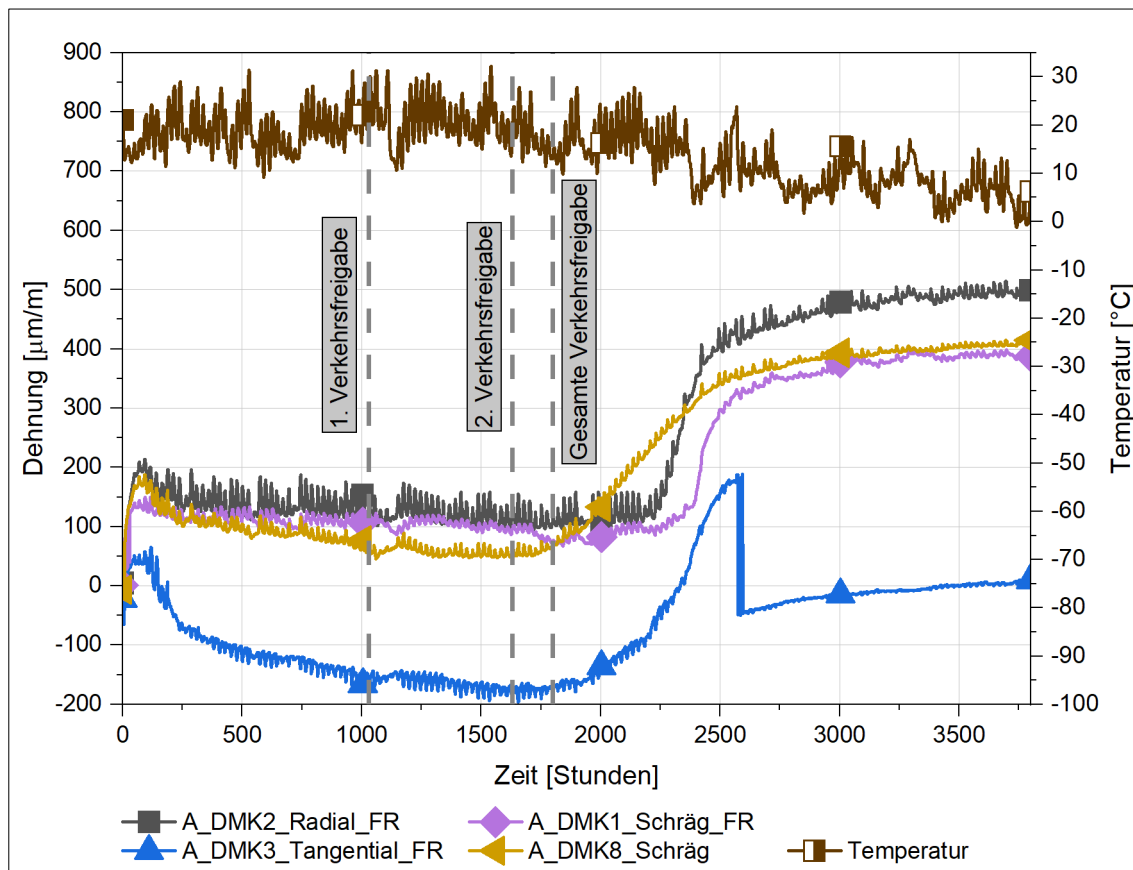


Abbildung 58: Feldversuch - Dehnungsverlauf unter Verkehrsbelastung

Insbesondere die Dehnungen der radial und schräg angeordneten DMK, der ersten Platte in Fahrtrichtung gesehen, steigen verzögert, aber dann sprunghaft und schnell infolge der Verkehrsbelastung an. Bei DMK3 ist der Sprung der Dehnung nach 2.500 Stunden durch einen Ausfall der Messtechnik zu begründen.

Die Dehnung der tangential und schräg angeordneten DMK, der zweiten Platte in Fahrtrichtung gesehen, steigen im Vergleich dazu langsamer an. Es ist davon auszugehen, dass die DMK1, 2, 5, und 6 bzw. DMK9, 10, 13 und 14 erst zu einem späteren Zeitpunkt befahren werden und daher die Dehnungen verzögert ansteigen. Nach der gesamten Verkehrsfreigabe liegen die Dehnungen aller DMK an der Betondeckenunterseite im Zugdehnungsbereich.

Bei allen DMK ist ein Anstieg der Dehnungen durch die Verkehrsbelastung zu verzeichnen. Die Dehnungen aller DMK pendeln sich etwa 500 Stunden nach der gesamten Verkehrsfreigabe auf ein konstantes Niveau ein. Trotz der sinkenden Temperaturen auf unter 0 °C nehmen die Dehnungen nicht weiter ab. Ab Mitte September (etwa 2.700 Stunden) nehmen im Feld die tageszeitlichen Temperaturschwankungen ab, gleichzeitig reduzieren sich die gemessenen Peaks der Dehnungen. Dies kann auf abnehmende tageszeitliche Temperaturschwankungen im Herbst und Winter zurückgeführt werden.

Es kann festgehalten werden, dass die gemessenen Dehnungen aller DMK nach der gesamten Verkehrsfreigabe am 01.09.2020 infolge der Verkehrsbelastung um den Faktor 4 bzw. um bis zu 300 $\mu\text{m}/\text{m}$ ansteigen (im Vergleich zum Zustand vor der 1. Verkehrsfreigabe mit einer reinen Temperaturbelastung). Die Dehnungen bleiben dann auf einem konstant höheren Niveau als durch eine reine Temperaturbelastung vor der 1. Verkehrsfreigabe. Die gemessene Dehnung nach der gesamten Verkehrsfreigabe erscheint jedoch sehr hoch und ist daher kritisch zu bewerten.

Unter Berücksichtigung aller Messdaten einer 5 Sekunden Aufzeichnungsdauer, exemplarisch dargestellt für einen DMK (A_DMK2_Radial_FR) an jeweils drei Tagen vor und nach der gesamten Verkehrsfreigabe (siehe *Anlage A. 17 Feldversuch - Vergleich der Messdaten mit und ohne Verkehrsbelastung*) zeigt sich, dass die gemessenen Dehnungen infolge einer LKW-Überfahrt nur geringfügig ansteigen (Peaks < 10 $\mu\text{m}/\text{m}$). Beim Vergleich der stündlichen Messung um 8 Uhr, 12 Uhr und 17 Uhr mit und ohne Verkehrsbelastung zeigt sich, dass die Dehnungen weit mehr von der tageszeitlichen Temperatur als von der Verkehrslast abhängen. Die Dehnungen schwanken je nach Tageszeit und Temperatur mehr als 20 $\mu\text{m}/\text{m}$ an einem Tag und somit mehr als infolge einer Verkehrslast.

Die vergleichsweise geringe Zunahme der Dehnungen infolge einer Verkehrslast kann bei einer Nachmessung am 23.03.2021 bestätigt werden. Hierfür werden die Messkanäle genullt. Bei einer Überfahrt mit einem LKW kann ein Anstieg der Dehnungen von maximal 12 $\mu\text{m}/\text{m}$ gemessen werden. Eine theoretische Vergleichsberechnung für eine 50 kN Einzelradbelastung ohne Temperaturbelastung ergibt eine gute Übereinstimmung der Feldmessung mit der Theorie für den Lastfall Plattenmitte:

- ANSYS (Mit Verbund): 20 $\mu\text{m}/\text{m}$
- BISAR (Mit Verbund): 18 $\mu\text{m}/\text{m}$
- EISENMANN (Mit Verbund): 8 $\mu\text{m}/\text{m}$
- EISENMANN (Ohne Verbund): 28 $\mu\text{m}/\text{m}$

Die Übereinstimmung mit dem Lastfall Plattenmitte kann einerseits auf eine Lage der DMK in Richtung der Plattenmitte zurückgeführt werden. Andererseits führen die Belastungen unter einem mit hoher Geschwindigkeit fahrenden Rad zu einer geringeren Biegebeanspruchung [7]. Das Rechenverfahren EISENMANN für den Lastfall ohne Verbund liegt auf der sicheren Seite und sollte für eine Dimensionierung eines Vierschichtsystems für die Bauweise AZSuB berücksichtigt werden.

Gleichwohl erhöhen sich die gemessenen Dehnungen der Betondeckenunterseite im Feld infolge der Verkehrsbelastung um den Faktor 4 im Vergleich zum Zustand vor der 1. Verkehrsfreigabe mit einer reinen Temperaturbelastung. Die Verkehrsbelastung wirkt dabei wie eine konstante Dauerbeanspruchung in der Betondecke.

Die gemessenen Dehnungen unter Verkehrsbelastung erscheinen zu hoch und sind kritisch zu bewerten. Es ist davon auszugehen, dass die gemessenen Dehnungen durch Einflüsse in der Messtechnik, wie Temperatur und thermischer Drifteffekte, mit andauernder Messdauer beeinflusst werden (siehe *Kapitel 5.1 Stufe 0 - Auswahl der Messtechnik*). Die Höhe der Einflüsse aus Temperatur und thermischer Drifteffekte kann im Feld nicht gemessen werden. Bei künftigen Untersuchungen mit DMS in Betondecken ist daher der Einfluss aus Temperatur und thermischer Drifteffekte zu berücksichtigen. Weiter ist eine Langzeitmessung (> 12 Monate) in Betondecken mit DMS kritisch zu bewerten, da mit zunehmender Messdauer eine zunehmende Anzahl an Sprüngen (siehe Sprung DMK3 nach 2.500 Stunden in *Abbildung 58: Feldversuch - Dehnungsverlauf unter Verkehrsbelastung*) bzw. komplette Ausfälle bei der Messtechnik verzeichnet werden.

Schlussfolgerung für die folgende theoretische Betrachtung

Um die beim Feldversuch gemessenen Dehnungen mit der Theorie zu vergleichen und zu analysieren, wird eine Simulation mit der Methode der finiten Elemente zum Dehnungs-, Spannungs- und Einsenkungsverhaltens bei der Bauweise AZSuB durchgeführt. Für die Simulationen wird die Software ANSYS eingesetzt. Um die gemessenen Dehnungsverläufe im Feld zu analysieren, werden folgende Einflüsse im Rahmen einer Parameterstudie mit ANSYS untersucht:

- Einfluss der Schwinddehnung des Betons
- Einfluss von tageszeitlichen Temperaturschwankungen
- Einfluss der Temperatur- und Verkehrsbeanspruchung

Das ANSYS-Modell besteht aus neun Platten mit einer Gesamtlänge von 15,0 m bzw. einer Fahrbahnbreite von 12,5 m. Die Geometrie des Neun-Plattenmodells setzt sich wie folgt zusammen (Angaben in mm):

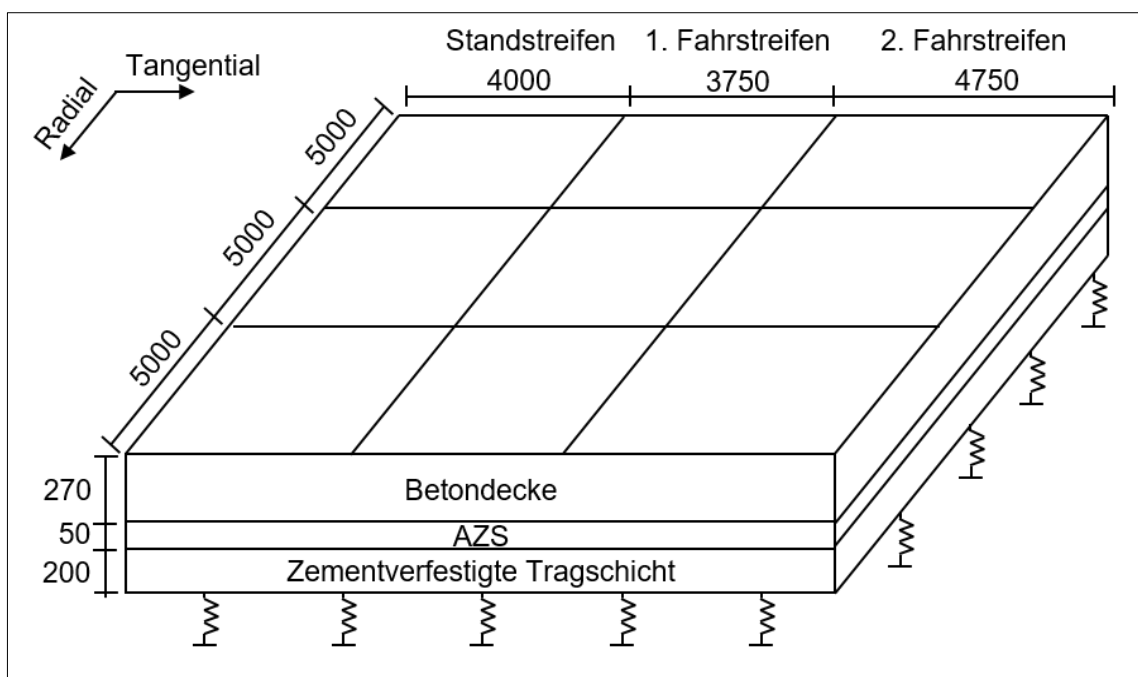


Abbildung 59: Feldversuch - Skizze ANSYS-Modell

Die Frostschutzschicht wird durch eine elastische Lagerung im Modell ersetzt. Die AZS und Zementstabilisierte Tragschicht werden als durchgehende Platte simuliert. Die Rissbildung der zementstabilisierten Tragschicht wird durch einen reduzierten E-Modul berücksichtigt. Die Betondecke ist durch Längsscheinfugen und Querscheinfugen mit einer Fugenöffnungsweite von 1 mm unterteilt.

Um die Kraftübertragung in der Fuge der Betonplatten zu untersuchen, werden die Stirnseiten der Betonplatten im Bereich der Fugen als Kontaktflächen ohne Verbund definiert. Eine Querkraftübertragung durch Rissverzahnung wird hierbei vernachlässigt, wodurch das Ergebnis auf der sicheren Seite liegt. Die Platten an der Längsscheinfuge werden durch Anker und an der Querscheinfuge durch Dübel miteinander verbunden. In der Simulation werden die Dübel und Anker dreigeteilt simuliert. Die Teilung der Dübel bzw. Anker erfolgt jeweils an dem Übergang von Betonplatte zu den Fugen, sodass der mittlere Teil des Dübels bzw. Ankers eine Länge von 1 mm, analog zur Fuge, aufweist. Die Teilstücke werden durch die Kontaktbedingung „Verbund“ und durch Definition einer Bauteilgruppe miteinander verbunden. Der Kontakt zwischen den Dübel-Elementen wird als „Verbund“ gewählt. Die Kunststoffummantelung des Dübels wird vernachlässigt.

Die Lagerung des Modells am seitlichen Fahrbahnrand erfolgt durch eine elastische Lagerung mit sehr geringer Steifigkeit, um einen geringen Widerstand des Banketts zu simulieren und dennoch eine Bewegung der Betonplatten zu ermöglichen. Die in Längsrichtung liegenden Flächen des Modells werden über eine Lagerung gehalten, die angrenzende Betonplatten simulieren. Folgende Materialkennwerte werden gewählt:

Tabelle 21: Feldversuch - Festlegung der Kennwerte (ANSYS)

	E-Modul [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]
Beton	30.000	0,2
AZS	Temperaturabhängig (Kalibrierasphalt nach RDO Asphalt 09 [118])	0,35
Zementstabilisierte Tragschicht	5.000	0,25
Dübel und Anker	210.000	0,3

Für alle Schichten wird eine Dichte von 2.400 kg/m³ und ein Temperatureausdehnungskoeffizient $\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$ angenommen.

Die maximale Oberflächentemperatur der Betondecke wird in Anlehnung an RDO Asphalt 09 [118] mit + 50 °C für den Lastfall Sommer und mit - 15 °C für den Lastfall Winter angenommen. Als Temperaturgradient wird nach RVS 03.08.69 [133] ein Temperaturgradient von 0,07 K/mm für den Sommer, 0,03 K/mm für den Herbst und 0,02 K/mm für den Winterzeitraum angesetzt. Nach EISENMANN [32] kann der maximale Temperaturgradient 0,09 K/mm und der minimale Temperaturgradient zu - 0,035 K/mm angesetzt werden.

Um den ungünstigsten Fall zu bewerten, werden die Werte nach EISENMANN [32] angesetzt. Weiter ergeben die Ergebnisse mit einem für eine 270 mm dicke Betondecke vergleichsweise hohen Temperaturgradienten von 0,09 K/mm gute Übereinstimmungen. Für einen maximalen Temperaturgradienten von 0,09 K/mm ergibt sich somit eine Temperatur der Betondeckenunterseite von + 26,1 °C (Fall Sommer im Weiteren). Für den minimalen Temperaturgradienten - 0,035 K/mm ergibt sich eine Temperatur der Betondeckenunterseite von - 5 °C (Fall Winter im Weiteren).

Als Verkehrslast wird eine Belastung mit einer Tandemachse und einer Tridemachse mit den Abmessungen in Anlehnung an RVS 03.08.69 [133] gewählt. Die Einzelräder werden mit einer Last von 50 kN über eine Toplast mit einem Belastungskreisradius von 150,79 mm belastet. Die Tandem-Radlaststellung ist in *Anlage A. 18 Feldversuch - Tandem-Radlaststellung für Modellbildung* dargestellt. Im Folgenden ist die Tridem-Radlaststellung aufgezeigt (Angaben in mm):

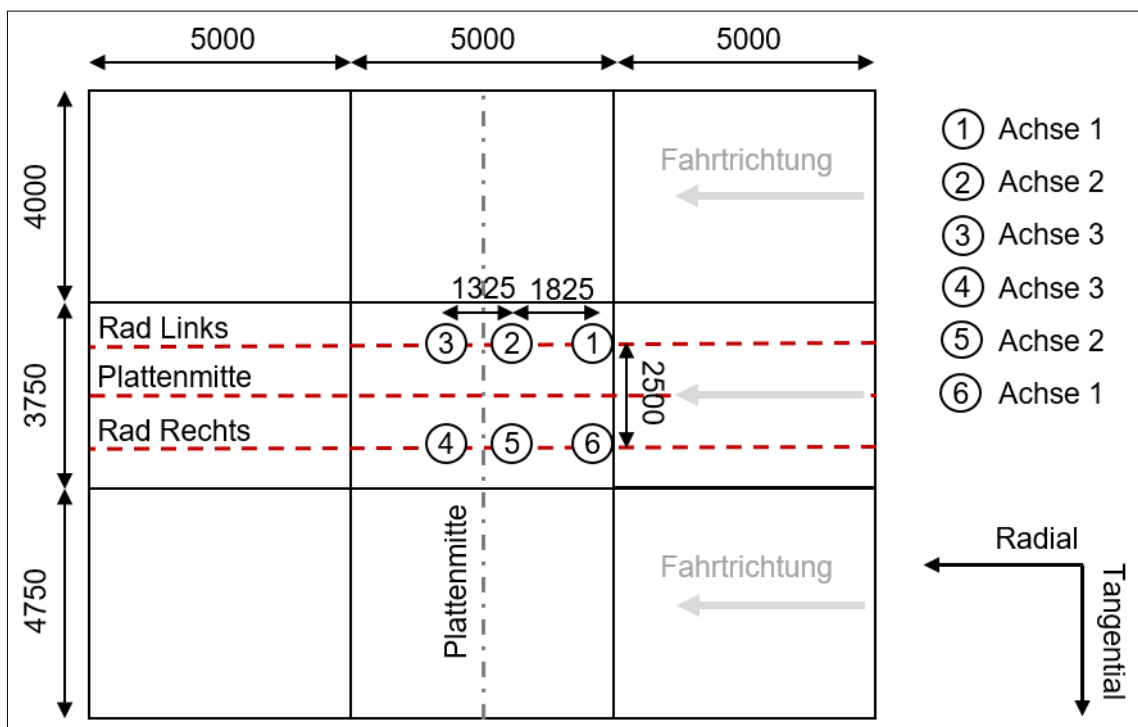


Abbildung 60: Feldversuch - Skizze ANSYS-Modell (Tridem-Radlaststellung)

Zwischen der Betondecke und der AZS wird voller Verbund angenommen, wie am entnommenen Bohrkern aus der Strecke festgestellt wird. Der Kontakt zwischen AZS und HGT wird als reibungsbehafteter Kontakt mit einem Reibbeiwert von 0,8 gewählt.

Einfluss der Schwinddehnung des Betons

Neben der Temperatur- und Verkehrsbelastung wird zuerst der Einfluss aus dem Schwinden des Betons betrachtet, um die im Feld gemessenen Dehnungen im jungen Beton zu verifizieren. Um eine Schwindverformung zu simulieren, wird eine fiktive Temperaturdehnung angesetzt, die einem äquivalenten Temperaturgradienten von $-0,16 \text{ K/mm}$ und einem Abheben der Ränder um mehrere Millimeter entspricht [56, 79].

Die minimale Schwinddehnung an der Betondeckenunterseite nach ANSYS beträgt in radialer Richtung $-182 \mu\text{m/m}$ und tangentialer Richtung $-127 \mu\text{m/m}$. Die maximal gemessene Schwinddehnung des jungen Betons beim vorliegenden Versuch liegt in vergleichbarer Größenordnung (gemessene Dehnung von $-142 \mu\text{m/m}$) und kann durch die Berechnung mit ANSYS bestätigt werden.

An der Betondeckenoberseite können nach der Berechnung mit ANSYS in Plattenmitte Biegezugspannungen von über 8 N/mm^2 erreicht werden, womit die zulässige Biegezugfestigkeit des Betons überschritten wäre und folglich Biegerisse entstehen könnten. Im Feld können optisch keine Biegerisse festgestellt werden. Aufgrund der chemischen Nachbehandlung der Betondecke treten die theoretisch ermittelten hohen Spannungen an der Betonoberseite im Feld nicht auf.

Nach der Berechnung mit ANSYS heben sich die Plattenecken beim Lastfall Verbund um bis zu $+1,58 \text{ mm}$ infolge des Schwindens ab und an den Plattenrändern der Querscheinfuge um bis zu $+0,33 \text{ mm}$. Die Platte senkt sich in Plattenmitte um bis zu $-0,62 \text{ mm}$. Die Verformung der Platten wird nur theoretisch bestimmt und nicht im Feld gemessen.

Einfluss von tageszeitlichen Temperaturschwankungen

Die Messung ergibt weiter, dass vor der Verkehrsfreigabe insbesondere die radial angeordneten DMK stark auf die tageszeitlichen Temperaturschwankungen reagieren. Daher werden im Folgenden der Einfluss von tageszeitlichen Temperaturgradienten betrachtet. Um die Dehnungen infolge einer Temperaturbelastung zu untersuchen, wird die Verkehrsbelastung im Weiteren vernachlässigt.

Die größten tageszeitlichen Temperaturänderungen und folglich schwankenden Temperaturgradienten treten während der Sommermonate auf.

Voraussetzung für das Entstehen großer positiver und negativer Temperaturgradienten ist eine lange und intensive direkte Sonneneinstrahlung bei fehlender Bewölkung. [56] Nach einer österreichischen Untersuchung werden deswegen tageszeitliche Temperaturgradienten in Abhängigkeit von Klimazonen ermittelt. Die Region um Salzburg ist in die Klimazone drei eingeteilt. Dabei sind folgende tageszeitliche Temperaturgradienten bei Tag und Nacht maßgebend: [19]

Tabelle 22: Feldversuch - Tageszeitlicher Temperaturgradient

Periode	Tageszeit	Temperaturgradient [K/mm]
1: 16. Dezember bis 15. März	Tag	0,05
	Nacht	0,00
2: 16. März bis 15. Mai	Tag	0,129
	Nacht	- 0,009
3: 16. Mai bis 15. Juni	Tag	0,179
	Nacht	0,025
4: 16. Juni bis 15. September	Tag	0,171
	Nacht	0,029
5: 16. September bis 16. Oktober	Tag	0,127
	Nacht	- 0,001
6: 16. Oktober bis 15. Dezember	Tag	- 0,067
	Nacht	- 0,005

Die aufgezeigten tageszeitlichen Temperaturgradienten aus Österreich sind als eine Extrembetrachtung zu werten, da die tageszeitlichen Temperaturgradienten weit über den Durchschnitts-Temperaturgradienten nach [21, 32, 56] liegen. Die tageszeitlichen Temperaturgradienten ergeben jedoch eine gute Übereinstimmung mit der Messung und werden daher in der vorliegenden Arbeit angewendet. Die Periode 4 ist maßgebend für die Messung des Feldversuchs bei Salzburg.

Es wird am Modell mit Verbund zwischen Betondecke und AZS ein Rechenlauf (Parameteranalyse) mit den Temperaturgradienten der Periode 4 mit 0,171 K/mm (tags) und 0,029 K/mm (nachts) durchgeführt.

Ein Vergleich der Messung mit den Ergebnissen der ANSYS-Berechnung für die Periode 4 ist in der folgenden Abbildung dargestellt:

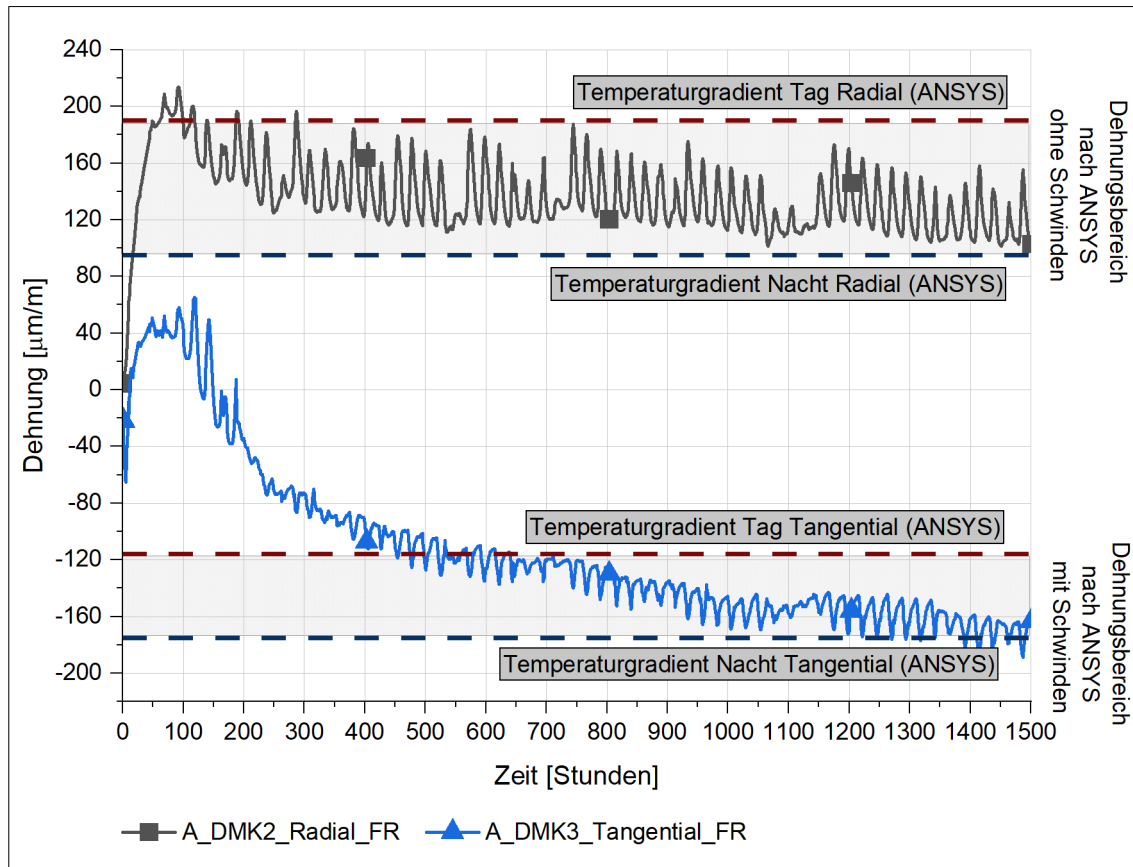


Abbildung 61: Feldversuch - Dehnungsverlauf (tageszeitlicher Temperaturgradient)

Die theoretischen Dehnungsbereiche nach ANSYS werden mit Referenzlinien (Temperaturgradient Tag bzw. Nacht und Radial bzw. Tangential) gekennzeichnet. Ohne Berücksichtigung einer Schwinddehnung, die bei DMK2 nicht ausgeprägt ist, schwanken die radialen Dehnungen nach ANSYS zwischen + 190 $\mu\text{m/m}$ untertags und + 95 $\mu\text{m/m}$ nachts. Bei dem theoretisch ermittelten Dehnungsbereich für DMK3 wird eine maximale theoretische Schwinddehnung von - 182 $\mu\text{m/m}$ berücksichtigt, wobei hierdurch von einer ausgeprägten Schwinddehnung auszugehen ist. Die theoretische Schwinddehnung wird mit ANSYS mit Hilfe einer fiktiven Temperaturbeanspruchung ermittelt.

Es zeigt sich, dass die gemessenen Dehnungen unter tageszeitlich schwankender Temperaturbelastung innerhalb des mit ANSYS ermittelten Dehnungsbereichs (mit und ohne Schwinddehnung) unter Berücksichtigung von tageszeitlichen Temperaturgradienten liegen. Die tageszeitlichen Schwankungen der gemessenen Dehnungen können somit bestätigt werden.

Sowohl bei der Messung im Feld als auch bei der theoretischen Betrachtung, unterscheiden sich die Dehnungen in radialer und tangentialer Richtung. Die Dehnungen in radialer Richtung sind größer und können auf eine größere Plattenlänge im Verhältnis zur Plattenbreite zurückgeführt werden.

Einfluss der Temperatur- und Verkehrsbeanspruchung

Im Weiteren werden die Einflüsse aus einer Temperatur- und Verkehrsbelastung untersucht, wobei hierbei von den mittleren Temperaturgradienten für den Lastfall Sommer und Winter ausgegangen wird.

In *Anlage A. 19 Feldversuch - Verformung der Platten nach ANSYS* sind die Plattenverformungen infolge eines positiven bzw. negativen Temperaturgradienten dargestellt.

In Bezug auf die Biegezugspannungen an der Betondeckenunterseite sind die radialen Spannungen im Lastfall Sommer maßgebend. Die höchsten Spannungen werden bei einem positiven Temperaturgradienten einschließlich Verkehrsbelastung mit einer Tridemachse in Plattenmitte in Höhe von $2,68 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Die Tandemachse ergibt geringere Spannungen in Plattenmitte von $2,3 \text{ N/mm}^2$. Mit einem positiven Temperaturgradienten ohne Verkehrsbelastung ergibt sich eine Spannung von $1,96 \text{ N/mm}^2$ aufgrund des Aufwölbens der Platten. Beim Lastfall Winter ist der Einfluss der Verkehrslast nur sehr gering. Beim Vergleich der mit ANSYS berechneten Spannungen mit der ertragbaren Dauer-Biegezugfestigkeit der Materialien, können die Dauer-Biegezugfestigkeiten von Beton und Asphalt eingehalten werden. Die Dauer-Biegezugfestigkeiten können trotz der auf der sicheren Seite gewählten Materialkennwerte und des hohen Temperaturgradienten von $0,09 \text{ K/mm}$ eingehalten werden. Weiter zeigt sich, dass die höchsten Spannungen aus der Temperaturbelastung infolge eines positiven Temperaturgradienten (Aufwölbung der Platten) resultieren. Der Einfluss der Verkehrsbelastung ist vergleichsweise gering.

Stellt man den radialen Spannungsverlauf an der Betondeckenunterseite in der Achse der Radüberrollung dar, ergibt sich folgender Verlauf:

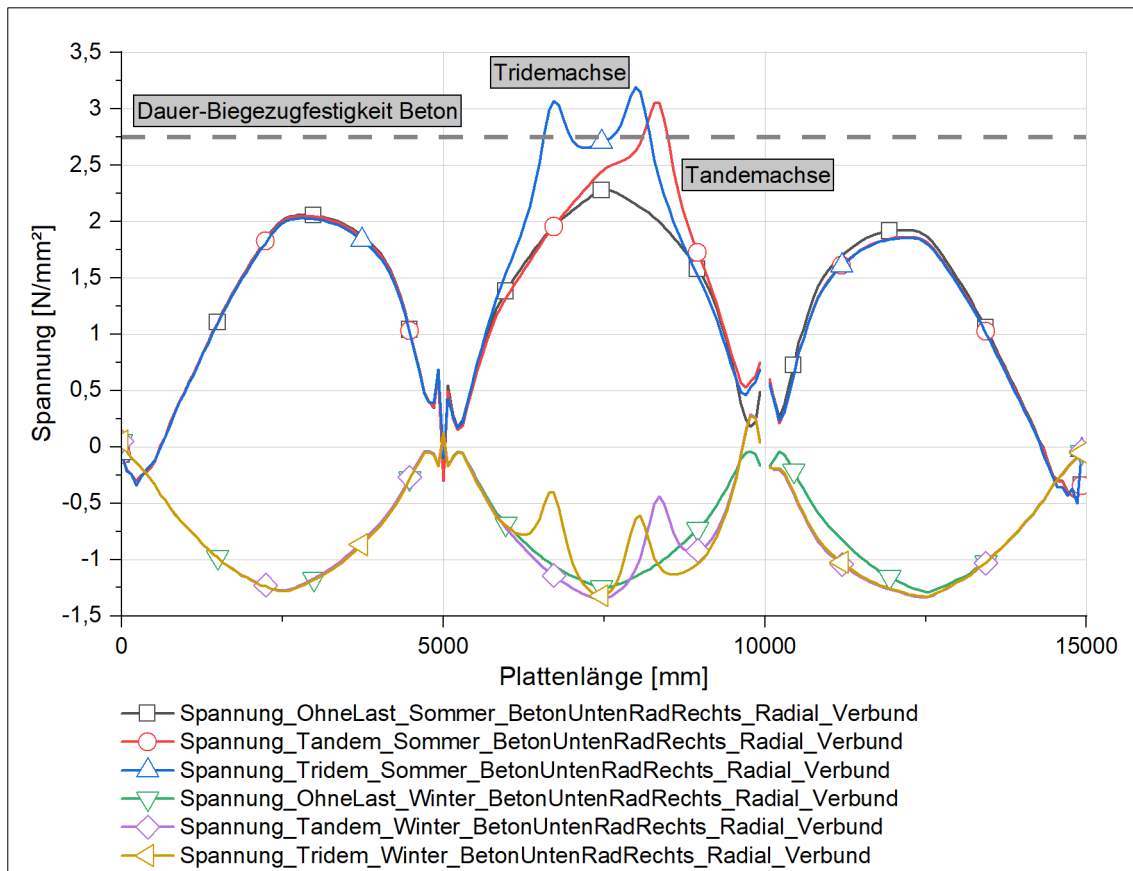


Abbildung 62: Feldversuch - Spannungsverlauf Betondeckenunterseite (ANSYS)

In den Randbereichen der Platten sind Unstetigkeiten im Modell durch die Lagerungsbedingungen (bei 0 mm und 15.000 mm) und die Fugenöffnung der Querscheinfuge (bei 5.000 mm und 10.000 mm) ersichtlich. Entlang der Belastungsachse in der Rollspur des Rades wird die angesetzte Dauer-Biegezugfestigkeit des Betons von 2,75 N/mm^2 überschritten. Durch die Verkehrsbelastung erhöhen sich die Spannungen direkt unter der Belastungsachse in der Rollspur des Rades beim Fall Sommer auf bis zu 3,2 N/mm^2 . Bei einem Temperaturgradienten von 0,09 K/mm und einer Dauer-Biegezugfestigkeit des Betons von 2,75 N/mm^2 könnten Risse unter Verkehrsbelastung an der Betondeckenunterseite entstehen. Die unterschiedlichen Peaks bei einer Tandem- und Tridemachslaststellung ergeben sich aufgrund der Achslaststellung mit unterschiedlichen Achsabständen (siehe Anlage A. 18 Feldversuch - Tandem-Radlaststellung für Modellbildung).

Die Berechnung der Einsenkung ergibt in Plattenmitte beim Lastfall Sommer ohne Verkehrsbelastung ein Aufwölben von bis zu 1,43 mm, längs des Plattenrandes wird ein Aufwölben von 0,86 mm ermittelt. Die Verwölbungen werden bei dem Feldversuch nicht gemessen. Frühere Untersuchungen von BIRMANN [7] ergeben jedoch bei einer Erwärmung der Betonoberfläche von 11 K ein Hochwölben in Plattenmitte von 1,2 mm und längs des Plattenrandes von 0,8 mm. Die mit ANSYS berechneten Aufwölbungen sind vergleichbar mit den Messungen von BIRMANN [7]. Die Verkehrsbelastung wirkt der Aufwölbung infolge einer Erwärmung von oben entgegen und reduziert die Aufwölbung in Plattenmitte auf 1,16 mm bei einer Tandembelastung bzw. 0,93 mm bei einer Tridembelastung. Beim Lastfall Winter senkt sich die Platte in Plattenmitte um bis zu - 0,4 mm ein, wobei sich die Einsenkung durch die Verkehrsbelastung erhöht (ohne Verkehrsbelastung - 0,33 mm). Die berechneten Einsenkungen in Plattenmitte sowie die sich ergebende Verformung sind in *Anlage A. 19 Feldversuch - Verformung der Platten nach ANSYS* dargestellt.

Sowohl die Spannungen an der Unterseite der Betondecke als auch die Einsenkungen erhöhen sich infolge einer zusätzlichen Verkehrsbelastung. Der Lastfall Sommer ist dabei der kritische Lastfall, der bei der Dimensionierung maßgebend ist.

Im Rahmen der Messung beim Feldversuch kann ein stark schwankender Dehnungsverlauf der einzelnen DMK in Abhängigkeit der tageszeitlichen Temperaturschwankungen festgestellt werden. Bei Berücksichtigung unterschiedlicher Lastfälle (tageszeitliche Temperaturschwankungen, Schwinden, mit und ohne Verkehrsbelastung), zeigt sich ein vergleichbarer Dehnungsbereich zwischen den theoretisch ermittelten und experimentell gemessenen Dehnungen:

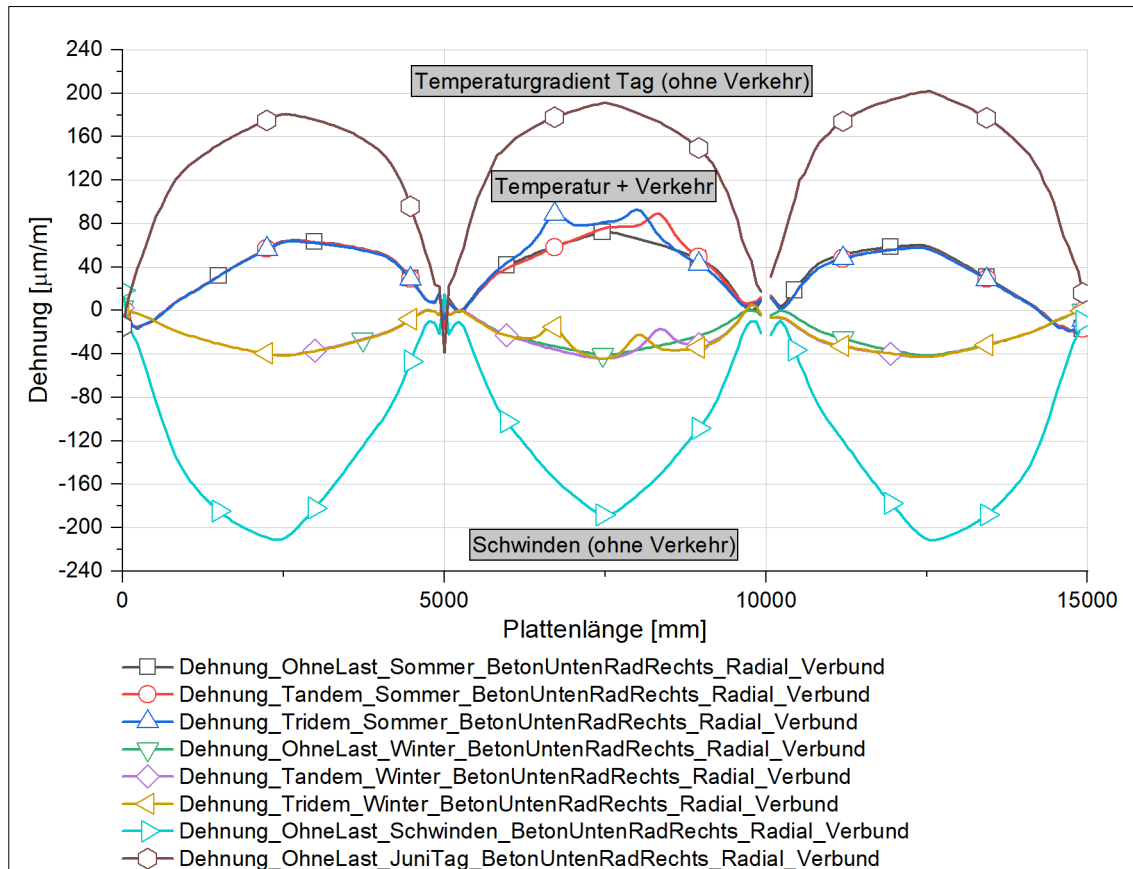


Abbildung 63: Feldversuch - Dehnungsverlauf Betondeckenunterseite (ANSYS)

Die theoretisch ermittelten Dehnungen schwanken je nach Lastfall zwischen maximal $+200 \mu\text{m/m}$ und $-200 \mu\text{m/m}$. Die Messung im Feld ergibt Schwankungen der Dehnungsverläufe vor der 1. Verkehrsfreigabe mit reiner Temperaturbelastung zwischen maximal $+214 \mu\text{m/m}$ und $-142 \mu\text{m/m}$ und liegt damit im theoretisch ermittelten Bereich.

Beim Vergleich der theoretisch ermittelten radialen Dehnungszunahme infolge einer zusätzlichen Verkehrsbelastung erhöht sich die Dehnung im Lastfall Sommer von $58 \mu\text{m/m}$ (ohne Verkehr) auf eine Dehnung von $88 \mu\text{m/m}$ (mit Verkehr). Dies entspricht einer Zunahme der Dehnung um den Faktor 1,5 infolge der Verkehrsbelastung nach ANSYS. Im Rahmen der Messung im Feld ergibt sich jedoch eine Zunahme der Dehnung nach der gesamten Verkehrsfreigabe um den Faktor 4 im Vergleich zu einer reinen Temperaturbelastung vor der 1. Verkehrsfreigabe. Die gemessene Dehnung im Feld liegt deutlich über der mit ANSYS ermittelten Dehnungszunahme infolge einer Verkehrsbelastung und bestätigt, dass bei der Messung im Feld mit DMS Einflüsse aus Temperatur und thermischer Drifteffekte vorliegen. Dennoch kann die Dehnungszunahme einer Verkehrsbelastung sowohl theoretisch mit ANSYS als auch experimentell in der vorliegenden Messung nachgewiesen werden. Die Abweichung

zwischen den gemessenen Dehnungen und der theoretischen Betrachtung kann auf Einflüsse aus Temperatur und thermischer Driteffekte bei der Messung mit DMS zurückgeführt werden.

Zusammenfassung

Die gemessenen Dehnungsverläufe des Feldversuchs können anhand vergleichbarer Ergebnisse zwischen theoretischen Berechnungen mit ANSYS sowie Literaturangaben bestätigt und interpretiert werden.

Der Dehnungsverlauf im jungen Beton entspricht dem theoretischen Spannungsverlauf des Betons (*siehe Abbildung 16: Dimensionierung - Temperatur- und Spannungsverlauf nach [11]*). Eine Analyse der gemessenen Dehnungen im Feldversuch mit den Ergebnissen des Großversuchs im jungen Beton, ergibt vergleichbare Dehnungen mit dem Dehnungsverlauf der Aufbauten HGT und ATS aus dem Großversuch, wobei die Dehnungen im Feld aufgrund der Umgebungsbedingungen insgesamt höher sind.

Zusätzlich wird die Schwindverformung unter Anwendung eines fiktiven Temperaturgradienten mit ANSYS ermittelt. Die maximal gemessenen Dehnungen an der Unterseite der Betondecke sind mit den maximalen Schwinddehnungen nach ANSYS vergleichbar.

Der unterschiedliche Dehnungsverlauf der einzelnen DMK kann durch Betrachtung unterschiedlicher Lastfälle (Temperatur- und Verkehrsbeanspruchung) mit ANSYS bestätigt werden. Die unterschiedliche Verformung der Platten ist auf eine unterschiedlich stark ausgeprägte Schwinddehnung innerhalb der Platte sowie die Plattengeometrie zurückzuführen. Die theoretisch ermittelte Aufwölbung der Platten im Lastfall Sommer ergibt eine gute Übereinstimmung mit Untersuchungen im Feld von BIRMANN [7].

Mit Hilfe von tageszeitlichen Temperaturgradienten in der Sommerperiode (mit und ohne Berücksichtigung einer Schwinddehnung an der Betondeckenunterseite) und der Bestimmung eines theoretischen Dehnungsbereichs nach ANSYS, können die tageszeitlich schwankenden Dehnungen beim Feldversuch vor Verkehrsfreigabe begründet werden. Die Dehnungen der radial angeordneten DMK ergeben theoretisch und experimentell höhere Dehnungsschwankungen infolge der Plattengeometrie bei einer Temperaturbeanspruchung.

Nach der Verkehrsfreigabe steigen die gemessenen Dehnungen im Feld um bis zu $300 \mu\text{m/m}$ an. Die Dehnungen erhöhen sich um den Faktor 4 (im Vergleich zu einer reinen Temperaturbeanspruchung vor der 1. Verkehrsfreigabe) und verbleiben folgend auf einem konstanten Niveau. Die gemessene Verkehrsbelastung wirkt wie eine konstante Dauerbeanspruchung in der Betondecke. Der gemessene Anstieg der Dehnungen nach der Verkehrsfreigabe erscheint zu hoch und ist kritisch zu bewerten, da eine Vergleichsberechnung mit ANSYS eine Zunahme der Dehnungen um den Faktor 1,5 ergibt. Die hohen gemessenen Dehnungen können auf Einflüsse bei der Messtechnik zurückgeführt werden. Die Dehnungszunahme infolge einer Verkehrsbelastung kann sowohl theoretisch als auch experimentell bestätigt werden, wobei der Einfluss aus schwankender Temperaturbeanspruchung zu größeren Dehnungen führt ($\geq \pm 200 \mu\text{m/m}$), als der Einfluss aus einer reinen Verkehrsbelastung ($< 12 \mu\text{m/m}$). Die Abweichung zwischen der theoretischen Betrachtung und den Messergebnissen, kann durch Einflüsse aus Temperatur und thermischer Drift bei einer Messung mit DMS begründet werden (siehe *Kapitel 5.1 Stufe 0 - Auswahl der Messtechnik*). Die genannten Einflüsse bei einer Messung mit DMS werden messtechnisch in der vorliegenden Untersuchung nicht erfasst und sind daher bei künftigen Messungen zu berücksichtigen.

5.4.5 Auswertung - Entwässerung unter Betondecken

Das über undichte Fugen in den Oberbau eintretende Wasser führt unter der pulsierenden Belastung durch den Schwerverkehr zu einem hydrodynamischen Pumpen der Betonplatten, in deren Folge sich der Verbund zwischen Tragschicht und Betondecke am Fugenrand beginnend löst. Das in diesen anfangs noch sehr kleinen Hohlräumen befindliche Wasser wird bei jeder Überrollung impulsartig beschleunigt, wodurch Ausspülungen von Feinteilen verursacht werden, die sich zu ständig wachsenden Hohlraumbildungen weiter ausbreiten. Durch diese Auswaschungen kann es zu größeren Hohllagen der Platten in Verbindung mit Stufenbildung, insbesondere an Plattenecken bzw. -Rändern mit der Folge der Rissbildung kommen. Das Fernhalten des Wassers aus dem Straßenoberbau durch eine dauerhafte funktionierende Entwässerung ist wesentlich für eine lange Lebensdauer des Straßenaufbaus. Eindringendes Wasser ist durch ein wirksames Entwässerungssystem abzuleiten, ein Durchfeuchten der Unterlage ist zu vermeiden. [51]

Flächen, die auf einer Seite austrocknen, auf der anderen Seite aber befeuchtet werden, wie dies bei fehlender Entwässerung der Unterlage unter Betondecken der Fall sein kann, weisen eine stark unterschiedliche Feuchteverteilung auf, die zu Quell- und Schwindspannungen führen kann. Dort zeigen sich auch bei positiven Temperaturgradienten Aufschüsselungen an den Rändern. An den Betondecken sind grobe Netzkrisse und Längskrisse erkennbar. Die von SPRINGENSCHMID [85] untersuchten Strecken liegen alle auf einer Bodenverfestigung, HGT oder Betontragschicht, wodurch Erfahrungen aus den USA bestätigt werden, dass Betondecken auf einer zementgebundenen Tragschicht schlechtere Entwässerungseigenschaften als auf einer Asphalttragschicht oder ungebundenen Schicht aufweisen [58]. Die schlechten Entwässerungseigenschaften einer HGT können durch die Ergebnisse des Großversuchs bestätigt werden. Die Tragschichten sollten entweder so dicht sein, dass sie kein Wasser aufnehmen oder so durchlässig sind, dass Wasser schnell abfließt [85].

Um ein Eindringen von Wasser in die Betondecke zu vermeiden, müssten die Fugen vollkommen dicht sein. Der Fugenverguss dichtet eine Fuge nur eine begrenzte Zeit ab und bereits im Bauzustand gelangt durch die noch unvergossenen Fugen Wasser unter die Betondecke. [85] Nach Regenereignissen sind selbst bei bereits abgetrockneter Fahrbahn nasse Flecken im Bereich der Fugen zu beobachten. Dies deutet daraufhin, dass Wasser in die Fugen der Betondecke eingedrungen ist und sich durch die Überrollungen unter der Betondecke bewegt. Nach BREYER [15] treten bis zu 10 ml/s Wasser bei einer wirksamen Fugenspaltbreite von 0,5 mm ein. Es sei jedoch angemerkt, dass der Abfluss vergleichsweise langsam ist und somit die Fuge relativ schnell gesättigt ist und kein weiteres Wasser zufließt. Die bei Regen über nicht vergossene Fugen eindringende Wassermenge in den Oberbau ist mit wenigen Litern pro 500 m² relativ gering [51].

Untersuchungen zur Wirksamkeit von Maßnahmen zur Entwässerung unter Betonfahrbahnen ergeben folgende Ergebnisse [51]:

- Punktuelle Systeme sind nur beschränkt wirksam.
- Lineare Quersysteme mit Flachdrains oder Vliesstoffstreifen haben sich als nicht ausreichend erwiesen.
- Lineare Längssysteme mit Vollsickerrohren bzw. Dränbeton sind funktionsfähig, aber sehr aufwendig in der Herstellung.
- Vollflächige Systeme wie Vliesstoffe verbinden eine horizontale Wasserableitung mit günstigen Auflagerbedingungen.

Untersuchungen ergeben, dass an keiner Strecke mit Entwässerungsmaßnahmen ein offensichtlich anderes Verhalten ggü. Abschnitten ohne Entwässerungsmaßnahmen feststellbar ist. Zu den einzelnen Entwässerungssystemen unter Betondecken werden folgende Ergebnisse festgestellt [86]:

- Punktuelle Systeme haben bis zum Lösen des Verbunds keinerlei Wirkung.
- Lineare Quersysteme wie Flachdrains oder Vliesstoffstreifen haben keine ausreichende entwässernde Wirkung und können einen Wasserstau verursachen.
- Lineare Längssysteme wie Vollsickerrohr oder „Flow-Drain“ führen zum Teil erhebliche Wassermengen ab, wobei die hohe Menge auf die Senkenwirkung infolge der Drainageführung zurückzuführen ist.
- Flächige Drainsysteme wie Drainbeton und Drainsphalt führen erhebliche Wassermengen im Vergleich zu Vliesstoffschichten ab.
- Die gemessene Abflussmenge ist nicht allein maßgebend, Faktoren wie die Fugenöffnungsweite und der Tragschichtzustand beeinflussen das Verhalten.

Aus den angeführten Literaturangaben zeigt sich kein eindeutiger Kenntnisstand in Bezug auf geeignete Entwässerungsmaßnahmen unter Betondecken und zeigt den weiteren Forschungsbedarf hierfür. In der vorliegenden Arbeit wird eine Maßnahme zur Entwässerung unter Betondecken im Fugenbereich, die sog. Flachdrains, untersucht.

In Österreich wird bei hoch belasteten Strecken unter der Querscheinfuge ein Flachdrain angebracht, um das Wasser mit dem Quergefälle nach außen zu führen. Zur Lagefixierung wird ein „Bett“ mit einer Tiefe von 10 mm und 150 mm Breite in die AZS eingefräst. Der Flachdrain wird nicht über die gesamte Fahrbahnbreite angebracht,

sondern in der Regel bis zur entferntesten Längsfuge. Die dauerhafte Funktionstüchtigkeit ist bei mehr als 10 Jahre alten Flachdrains nachgewiesen. [9]



Abbildung 64: Feldversuch - Flachdrain und Messtechnik vor Betonage

Feldversuch

Zur Prüfung der Wirksamkeit der Flachdrains unter den Querscheinfugen wird Wasser über die gerissenen und noch nicht verfugten Fugen gegossen. Dabei zeigt sich, dass das Wasser unabhängig von der Fugenöffnungsweite (0,45 mm bis 1,0 mm) nach knapp einer halben Minute am tiefen Fahrbahnrand austritt. Zunächst fließt das Wasser nur oberhalb des Flachdrains ab, kurz darauf tritt es aus dem Flachdrain direkt bzw. unterhalb des Flachdrains aus. Selbst bei einem geknickten Flachdrain fließt Wasser aus dem Flachdrain und bestätigt die Wirksamkeit des Flachdrains. Insgesamt fließt ein Großteil des Wassers oberhalb oder unterhalb des Flachdrains ab. Insofern ist durch künftige Forschungen zu prüfen, ob die Flachdrains dauerhaft hinreichend Wasser abtransportieren. Dass große Wassermengen oberhalb bzw. unterhalb des Flachdrains abfließen, kann darauf zurückzuführen sein, dass das Flachdrain nicht über die gesamte Länge der Querscheinfuge verlegt wird und so das Wasser unterhalb des Flachdrains zufließt. Ebenso ist gut zu erkennen, dass der Vliesstoff um den Flachdrain sich mit Zementschlämme zusetzt und somit das Wasser oberhalb bzw. unterhalb des Flachdrains abfließt.

Laborversuch

Darauf aufbauend werden weitere Versuche im Labor durchgeführt, um die Wirkungsweise des Flachdrains zu prüfen. Bilder zu den Laborversuchen sind in *Anlage A. 20 Laborversuche zur Entwässerung* enthalten.

Im Labor werden sechs Probekörper mit den Maßen 600 mm x 600 mm und einer Schichtdicke von 150 mm, die alle auf einer HGT mit einer Höhe von 150 mm aufliegen, hergestellt. Mittig wird eine 2 mm dicke Fuge mit einem Fugenblech ausgebildet. Dabei werden folgende Entwässerungssysteme ausgeführt:

- Aufbau 1 mit Beton auf HGT
- Aufbau 2 mit Beton auf HGT mit einem Vliesstoff
- Aufbau 3 und 4 mit Beton auf HGT mit Flachdrain über die gesamte Fugenlänge
- Aufbau 5 und 6 mit Beton auf HGT mit Flachdrain über die halbe Fugenlänge

Bereits bei der Betonage zeigt sich, dass Wasser, das aus dem Beton stammt, über die Flachdrains nach außen gelangt. Beim Aufbau 1 und 2 gelangt kein Wasser nach außen.

Am 15.07.2020 werden Entwässerungsversuche an den sechs Probekörpern durchgeführt. Hierzu werden 50 ml in die unvergossene Fuge eingefüllt und das durch die Flachdrains austretende Wasser der Aufbauten 3 bis 6 mit Eimern gefasst. Die unvergossene Fuge ist bei allen Aufbauten durch Verschmutzung zugesetzt. Dies entspricht ebenfalls einer Fuge in der Praxis, die durch Verschmutzung über die Liegedauer hinweg zugesetzt. Beim Einfüllen des Wassers in der Fuge versickert das Wasser bei allen Aufbauten nur sehr langsam und steht mehrere Minuten in der Fuge, womit das Sicker- bzw. Sättigungsverhalten, das BREYER [15] aufgezeigt hat, bestätigt wird. Dies kann auf einen guten Verbund zwischen der Betondecke und der HGT zurückgeführt werden.

Bei den Aufbauten 1 und 2 kann keinerlei Wasseraustritt festgestellt werden. Insofern kann die Untersuchung von BREYER [15] und BIRMANN [25] bestätigt werden, dass die Anordnung eines Vliesstoffs zur Entwässerung unter Betondecken weniger geeignet ist.

Bei den Aufbauten 3 bis 6 mit Flachdrain kommt das Wasser mehrere Minuten verzögert und schwallartig durch den Flachdrain im Eimer an. Dies kann auf ein Zusetzen des Flachdrains mit Zementschlämme deuten. Die Beobachtung, dass Wasser oberhalb bzw. unterhalb des Flachdrains austritt, kann im Labor nicht bestätigt werden. Im Unterschied zu den im „Bett“ liegenden Flachdrains des Feldversuchs, besteht zwischen

der HGT und der Betondecke sowie dem Vliesstoff des Flachdrains ein guter Verbund, der keinen Wasseraustritt ermöglicht. Durch das Anfräsen der AZSuB, wie es beim Feldversuch durchgeführt wird, kann das Wasser unter dem Flachdrain nach außen fließen. Inwiefern hierdurch die Erosion der Tragschicht über die Liegedauer hinweg begünstigt wird, ist durch künftige Untersuchungen zu prüfen.

Um das Langzeitverhalten auch bei Regen zu untersuchen, werden die sechs Aufbauten im Freien des Versuchsgeländes gelagert, mit einer wasserdichten Folie abgedeckt und im Fugenbereich Aussparungen eingeschnitten. Um einen Wassereindrang von außen zu verhindern, werden die Aussparungen mit Silikon abgedichtet.

An der Versuchsstelle kann nach einem mäßigen Niederschlag in der Nacht vom 16.07.2020 die gleiche Beobachtung gemacht werden. Alle Aufbauten mit einem Flachdrain führen Wasser ab, jedoch schwankt die im Eimer gefasste Wassermenge sehr stark. Bei den Aufbauten 1 und 2 kann kein Wasseraustritt aus den Probekörpern festgestellt werden. Bei weiteren Kontrollen nach Regenereignissen zeigt sich das gleiche Bild. Die Flachdrains erweisen sich grundsätzlich als funktionsfähig.

Zusätzlich werden die Probekörper der Stufe 1 zu Entwässerungsversuchen herangezogen. Die unvergossene Fuge wird am Rand abgedichtet und an einer Seite der Fuge ein Plexiglas angebracht. Die Fuge wird mit Wasser beaufschlagt und beobachtet wie lange das Wasser zum Versickern benötigt, bzw. an welcher Stelle das Wasser versickert. Es zeigt sich, dass das Wasser bis zu 30 Minuten in der Fuge beim Aufbau 1F mit Asphalttragschicht steht. Je offenerporiger die Asphalttschicht, desto schneller versickert das Wasser. Im Vergleich versickert das Wasser beim Aufbau 1E mit einer Trennmatte innerhalb von 40 Sekunden. Insgesamt zeigt sich, dass alle Aufbauten mit einer Asphalttschicht eine dichte Unterlage besitzen.

Sowohl im Feld- als auch in den Laborversuchen kann gezeigt werden, dass die Flachdrains unter der Fuge Wasser führen, selbst wenn die Flachdrains beim Einbau mit einem Gleitschalungsfertiger geknickt werden. Die abgeführten Wassermengen im Flachdrain sind aufgrund eines Zusetzens des Vliesstoffs um den Flachdrain mit Zementschlämme sehr gering. Ebenso zeigt sich, dass die Asphaltunterlage als dicht anzusehen ist. Inwiefern sich die Flachdrains auf die Dauerhaftigkeit zum Beispiel durch eine Schwächung des Querschnitts oder Erosion durch Wasserzutritt unterhalb des Flachdrains auswirken, ist in künftigen Untersuchungen zu prüfen.

5.4.6 Zusammenfassung und Schlussfolgerung des Feldversuchs

Durch den Feldversuch kann der Verlauf der Dehnungen an der Unterseite der Betondecke im jungen Beton, unter Temperaturlast sowie unter Temperatur- und Verkehrsbelastung im erhärteten Beton gemessen werden.

Trotz eines stark schwankenden Dehnungsverhalten der einzelnen DMK ergeben Vergleichsberechnungen mit ANSYS gute Übereinstimmungen der Theorie mit den Feldmessungen. Die theoretischen Schwinddehnungen stimmen mit den gemessenen Ergebnissen gut überein, wobei sich eine differenzierte Schwindverformung innerhalb der Platten in Abhängigkeit der Plattengeometrie im Feldversuch zeigt.

Ein Paketreißen kann bei einer Begehung eine Woche nach der Betonage nicht festgestellt werden. Dies ist auf den guten Verbund zwischen Betondecke und AZS infolge der groben Oberflächenbeschaffenheit der AZS in Verbindung mit einem 16 mm Größtkorn des Asphalttragschichtmaterials und die Flachdrains zurückzuführen. Das Asphalttragschichtmaterial für die AZS ergibt beim Feldversuch gute Ergebnisse.

Nach Verkehrsfreigabe wird eine Zunahme der Dehnungen um den Faktor 4 im Vergleich zur reinen Temperaturbelastung vor der 1. Verkehrsfreigabe gemessen, wobei die Verkehrslast nach dem Anstieg als konstante Dauerbeanspruchung in der Betondecke wirkt. Mit einer Vergleichsberechnung nach ANSYS ergibt sich eine Zunahme der Dehnungen infolge Verkehrslast um den Faktor 1,5. Die absolut gemessenen Dehnungen nach der Verkehrsfreigabe sind daher zu hoch und kritisch zu bewerten. Die hohen Dehnungen im Feld sind auf Einflüsse bei der Messtechnik (u.a. durch Temperatur und thermischer Drift) zurückzuführen, die bei der vorliegenden Arbeit nicht gemessen wird und bei künftigen Messungen zu berücksichtigen ist. Weiter zeigt sich, dass die Dehnungen an der Betondeckenunterseite weit mehr durch eine schwankende Temperaturbeanspruchung ($\geq \pm 200 \mu\text{m/m}$) beeinflusst werden, als durch eine reine Verkehrsbelastung ($< 12 \mu\text{m/m}$).

Die grundsätzliche Funktionsfähigkeit der Flachdrains zur Entwässerung im Fugenbereich kann sowohl im Labor- als auch im Feldversuch bestätigt werden. Inwiefern sich die Flachdrains auf die Dauerhaftigkeit der Betondeckenkonstruktion auswirken, ist in weiteren Untersuchungen zu überprüfen.

Bei künftigen Versuchen mit unterschiedlichen Auflagerungen sollten die Dehnungen in Plattenmitte, die Temperatur und der elektrische Widerstand gemessen werden.

6 Wirtschaftlichkeitsbetrachtung

Neben den technischen Aspekten wird im Folgenden die Wirtschaftlichkeit der Bauweise AZSuB untersucht.

Grundlage zur Analyse der Wirtschaftlichkeit der gebundenen Tragschichtkonstruktionen mit ATS, HGT und AZS nach RStO 12 [124] bildet die „Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/ Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken“, Ausgabe 2004 (RI - WI - BRÜ) [101].

Das verwendete Verfahren basiert auf der Kapitalwertmethode, einem Verfahren zur dynamischen Investitionsrechnung. Zur Kapitalwertbildung werden alle auf einen Entscheidungszeitpunkt diskontierten Zahlungsströme der zu vergleichenden Varianten aufsummiert und als Kapitalwert einander gegenübergestellt. Der Kapitalwert entspricht daher dem Gegenstandswert künftiger Investitionen. Die Berechnung des Kapitalwerts bzw. der kapitalisierten Kosten erfolgt aus den:

- Kapitalisierte Kosten der Erstmaßnahme: Kosten für einen reinen Neubau $K_{B,EM}$
- Kapitalisierte Kosten der Zweitmaßnahme: Kosten für eine Erneuerung $K_{B,ZM}$
- Kapitalisierte Unterhaltungskosten
- Kapitalisierter Restwert am Ende des Betrachtungszeitraums

Die Berechnung der kapitalisierten Baukosten für die Erstmaßnahme bzw. den Neubau $K_{B,EM}$ ergibt sich zu:

$$K_{B,EM} = K_E + K_A + K_V \quad 6-1$$

Mit:

K_E Reine Baukosten des Neubaus [€]

K_A Kosten für den Abriss [€]

K_V Verwaltungskosten als 10 %-Pauschale aus Summe von K_E und K_A [€]

Die Berechnung der kapitalisierten Baukosten für die Zweitmaßnahme $K_{B,ZM}$ unter Berücksichtigung einer 3 %-igen Preissteigerung pro Jahr ergibt sich zu:

$$K_{B,ZM} = (K_E + K_A + K_V) * \left(\frac{1}{q^{TZM-TBZ}} \right) \quad 6-2$$

Mit:

K_E	Reine Baukosten der Erneuerung [€]
K_A	Kosten für den u.a. Abriss, Behelfe, Verkehrsführung [€]
K_V	Verwaltungskosten als 10 %-Pauschale aus Summe von K_E und K_A [€]
$q_{TZM-TBZ}$	Zinsfaktor der Kapitalisierung

Die Berechnung der kapitalisierten Baukosten aus Erstmaßnahme und Zweitmaßnahme $K_{B,VAR}$ ergibt sich zu:

$$K_{B,VAR} = K_{B,EM} + K_{B,ZM} \quad 6-3$$

Die Berechnung der kapitalisierten jährlichen Unterhaltungskosten aus Erstmaßnahme und Zweitmaßnahme $E_{U,EZ}$ ergibt sich zu:

$$E_{U,EZ} = \left(\frac{p_{EM}}{100} \right) * K_{U,EM} * r_{TZM-TBZ} + \left(\frac{p_{ZM}}{100} \right) * K_{U,ZM} * (r_{TEB-TBZ} - r_{TZM-TBZ}) \quad 6-4$$

Mit:

p_{EM}	Prozentsatz der jährlichen Unterhaltungskosten der Erstmaßnahme
p_{ZM}	Prozentsatz der jährlichen Unterhaltungskosten der Zweitmaßnahme
$K_{U,EM}$	Bezugsgröße der Erstmaßnahme = $1,1 * K_{E,EM}$
$K_{U,ZM}$	Bezugsgröße der Zweitmaßnahme = $1,1 * K_{E,ZM}$
$r_{TZM-TBZ}$	Rentenbarwertfaktor zwischen Bezugsjahr und Zweitmaßnahme
$r_{TEB-TBZ}$	Rentenbarwertfaktor für gesamte Nutzungsdauer

Der Rentenbarwertfaktor ist je für die Dauer der Erstmaßnahme $r_{TZM-TBZ}$ sowie der Gesamtmaßnahme $r_{TEM-TBZ}$ zu berechnen und ergibt sich zu:

$$r_b = \frac{q^{b_{N,E}} - 1}{q^{b_{N,E}} * (q - 1)} \quad 6-5$$

Mit:

q	Zinsfaktor der Kapitalisierung (hier 1,03)
$b_{N,E}$	Nutzungsdauer der Erstmaßnahme (hier 30 Jahre) bzw. Gesamtdauer (hier 60 Jahre)

Für die Berechnung des kapitalisierten Restwerts ist die theoretische Nutzungsdauer der Zweitmaßnahme m_{ZM} sowie die bisherige Nutzungsdauer der Zweitmaßnahme zum Ende des Bewertungszeitraums $n_{ZM,TEB}$ festzulegen. Der kapitalisierte Restwert R_{ZM} berechnet sich mit:

$$R_{ZM} = K_{B,EM} * \left(\frac{1}{q^{TEB-TBZ}} \right) * \left(\frac{m_{ZM} - n_{ZM,TEB}}{m_{ZM}} \right) \quad 6-6$$

Mit:

$q_{TEB-TBZ}$	Zinsfaktor der Kapitalisierung (hier 1,03)
m_{zm}	Theoretische Nutzungsdauer der Zweitmaßnahme
$n_{ZM,TEB}$	Bisherige Nutzungsdauer der Zweitmaßnahme bis Ende Betrachtungszeitraum

Die gesamten kapitalisierten Kosten K_{ges} , die im Rahmen der Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen betrachtet werden, berechnen sich mit:

$$K_{ges} = K_{B,VAR} + E_{U,EZ} - R_{ZM} \quad 6-7$$

Die Grundlage für die erstellte Wirtschaftlichkeitsuntersuchung ist der Preiskatalog (Stand 11-2019), worin Preisangaben in € positionsweise gegeben sind [3].

Für die Wirtschaftlichkeitsbetrachtung werden drei Aufbauten nach Tafel 2 der RStO 12 [124] sowie des Großversuchs mit einer Asphalttragschicht, einer HGT sowie einer AZS unter Betondecken untersucht. Ergänzend wird eine Variante der AZSuB mit einer 200 mm dicken Verfestigung statt einer 150 mm dicken HGT untersucht. Die Aufbauten werden für eine Belastungsklasse Bk100 betrachtet:

- Variante 1: 260 mm Betondecke, 100 mm Asphalttragschicht
- Variante 2: 270 mm Betondecke, 150 mm HGT
- Variante 3: 260 mm Betondecke, 50 mm AZSuB, 150 mm HGT
- Variante 4: 260 mm Betondecke, 50 mm AZSuB, 200 mm Verfestigung

Die Berechnung erfolgt über eine Streckenlänge von 1.000 m mit einer Fahrbahnbreite von 12 m (entsprechend einem zwei-streifigen Querschnitt RQ 31 nach den „*Richtlinien für die Anlage von Autobahnen*“, Ausgabe 2008 RAA 08 [116]). Die Nutzungsdauer für die Zweitmaßnahme wird in Anlehnung an die rechnerische Dimensionierung auf 30 Jahre festgelegt. Die gesamte Nutzungsdauer wird auf einen Lebenszyklus von 60 Jahre festgelegt.

Unter Bezugnahme auf die Variante 3 AZSuB mit HGT ergeben sich folgende prozentuale Abweichungen unter den Bauweisen:

Tabelle 23: Wirtschaftlichkeitsuntersuchung - Variantenvergleich

Variante 1 ATS	Variante 2 HGT	Variante 3 AZSuB mit HGT	Variante 4 AZSuB mit Verfestigung
93 %	110 %	100 %	70 %

Es zeigt sich, dass die Variante 2 mit einer HGT nach einer Nutzungsdauer von 60 Jahren den höchsten kapitalisierten Restwert aufweist und somit in Bezug auf die Nutzungsdauer mit einem Erneuerungsintervall die teuerste Variante im Vergleich zu den anderen Varianten darstellt. Die Kosten können durch die technisch erforderliche Erhöhung der Betondecke um 10 mm begründet werden. Der kapitalisierte Restwert der Variante 3 AZSuB mit HGT liegt 7 % über dem kapitalisierten Restwert der Variante 1 ATS. Die Variante 1 ATS ist von den im Großversuch untersuchten Bauweisen (Variante 1 bis 3) die kostengünstigste Bauweise.

Als besonders wirtschaftlich stellt sich die alternative Variante 4 AZSuB mit einer Verfestigung dar, da diese Variante einen 30 % geringeren kapitalisierten Restwert aufweist als Variante 3 ATS und günstiger ist als Variante 1 ATS.

Die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung zeigt, dass die Bauweise AZSuB sowohl mit einer HGT als auch einer Verfestigung eine wirtschaftliche Alternative zu den Bauweisen mit einer ATS und HGT darstellt.

7 Bewertung der Ergebnisse und Ausblick

7.1 Zusammenfassung und neue Erkenntnisse

Die geschichtliche Entwicklung des Betonstraßenbaus zeigt eine bis heute andauernde Weiterentwicklung bei der Bauweise mit Betondecke. Neben der Fugenkonstruktion und Plattengeometrie variieren die Auflagerkonstruktionen und die eingesetzten Baustoffe. Dies führt dazu, dass heute eine Vielzahl an unterschiedlichen Auflagerkonstruktionen unter Betondecken gebaut werden. Die aktuelle Ausgabe der RStO 12 [124] sieht als Auflagerkonstruktion für eine Betondecke eine ATS, HGT mit oder ohne Vliesstoff oder Schottertragschichten vor. Die im Rahmen der Arbeit untersuchte Bauweise AZSuB wird zwar textlich als Ersatz für einen Vliesstoff im Regelwerk abgehandelt, vertiefte Vorgaben zur Bauweise fehlen jedoch.

Das Ziel der Forschungsarbeit ist die Entwicklung einer dauerhaften Bauweise unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit. Die Erkenntnisse der vorliegenden Arbeit sollen als Grundlage zur Fortschreibung des Regelwerkes dienen.

Aufbauend auf einer Literaturrecherche wird ein Anforderungskonzept für die Bauweise AZSuB erarbeitet:

- Dauerhafte Tragfähigkeit der Tragschichtkonstruktion für eine günstige mittragende Wirkung
- Erosionsbeständigkeit der AZS vor allem im Bereich der Fugen durch Einhalten eines Mindestbindemittelgehalts und eines maximalen Hohlraumgehalts
- Trenn- und Schutzfunktion der AZS um Reflexionsrisse und Erosionsschäden durch die HGT zu vermeiden, wobei eine Mindestdicke einzuhalten ist
- Aufnahme der relativen Bewegung der Betondecke infolge von thermischen und hygri-schen Beanspruchungen durch eine elastische und gleichmäßige Auflagerung
- Trennbarkeit der einzelnen Schichten, um ein wirtschaftliches Wiederverwenden der Baustoffe zu ermöglichen
- Wirtschaftlichkeit der Bauweise

Weiter wird im Rahmen der Literaturrecherche das Material- und Ermüdungsverhalten von Beton und Asphalt in Bezug auf die Bauweise AZSuB dargestellt. Bei zunehmender Lastwechselzahl nimmt die Steifigkeit und damit einhergehend der E-Modul des Betons

ab. Das Ermüdungsversagen des Betons tritt durch eine Zerstörung des Verbunds zwischen Gesteinskörnern und Matrix, das fortschreitende Wachstum der bereits im unbelasteten Beton vorhandenen Unstetigkeiten und Mikrorisse sowie letztendlich durch die Vereinigung von Mikrorissen zu sichtbaren Makrorissen ein. Die Schädigungsphase der Ermüdung bei Betrachtung des Verformungsverlaufs in Abhängigkeit der Lastwechselzahl kann in drei Phasen unterschieden werden. Die Dehnungszunahme ist durch einen dreiphasigen und S-förmigen Verlauf geprägt. Eine Dehnungszunahme und der Beginn des Ermüdungsversagens können bei allen Versuchen festgestellt werden. Die zulässigen Lastwechselzahlen bis zum Riss bzw. Bruch der Probekörper werden bei keinem Versuch erreicht.

Für die Berechnung der Verkehrslastspannung wird das von EISENMANN entwickelte Berechnungsverfahren zur Berücksichtigung der mittragenden Wirkung von Tragschichten für ein Vierschichtsystem für den Lastfall mit und ohne Verbund für die Bauweise AZSuB fortgeschrieben. Das Rechenverfahren mit Verbund überschätzt die mittragende Wirkung der Tragschicht, da zu geringe Biegezugspannungen an der Unterseite der Betondecke ermittelt werden. Daher ist das Ergebnis beim Verfahren EISENMANN bei der Bauweise AZSuB für den Lastfall mit Verbund kritisch zu hinterfragen. Um auf der sicheren Seite zu liegen, sollte beim Verfahren EISENMANN bei der Bauweise AZSuB für den Lastfall ohne Verbund gerechnet werden. Bei der Dimensionierung der Schichtdicke der HGT und der AZS zeigt sich, dass sich die Schichtdicke der HGT und AZS in einem vernachlässigbaren Maße auf die Biegezugspannungen an der Unterseite der Betondecke auswirken. Die Biegezugspannungen an der Unterseite der Betondecke sind maßgeblich von der Schichtdicke der Betondecke selbst abhängig. Die Dimensionierung der Betondeckenschichtdicke wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht weiter untersucht, hierfür wird auf das einschlägige Regelwerk verwiesen. Eine Reduzierung der Schichtdicke der HGT und der AZS auf ein Mindestmaß, die sich u.a. durch bautechnische Mindestdicken in Abhängigkeit des Größtkorns ergeben, ist jedoch unter Berücksichtigung der Bauphase und des damit verbundenen Baustellenverkehrs kritisch zu bewerten. Grundsätzlich ist die Dicke der AZS anteilig auf die Dicke der HGT anrechenbar und zählt somit zur Tragschichtkonstruktion.

Die Schichtdicke der HGT kann von 150 mm auf 120 mm reduziert werden. Die größte Beanspruchung ergibt sich in der Bauphase durch das direkte Befahren der HGT. Einerseits wird hierdurch die Rissbildung der HGT gefördert, andererseits wirkt sich eine

nicht gezielte Rissbildung ungünstig aus. Bei einer Reduzierung der HGT auf 120 mm ist auf einen ausreichenden E_{v2} - Wert $\geq 120 \text{ N/mm}^2$ der Frostschuttschicht zu achten. Bei einer Schichtdicke der AZS von 40 mm und einer zulässigen Einbautoleranz in der Sollhöhe der AZS von 15 mm, entstehen punktuelle Bereiche mit einer Schichtdicke von 25 mm. Bei einer Untersuchung an Strecken mit einer bituminösen Zwischenschicht, wird festgestellt, dass die bituminöse Zwischenschicht aufgrund der geringen Schichtdicke von 30 mm nach 30 Jahre Lebensdauer erodiert ist [62]. Neben der Betrachtung von Bautoleranzen ergibt sich die Mindestschichtdicke der AZS aus der Schubbeanspruchung infolge vertikaler Belastung im Fugenbereich. Bei einer nachlassenden Querkraftübertragung im Fugenbereich erhöht sich die Schubspannung im Asphalt. Eine Mindestdicke der AZS von 50 mm ist zu wählen, wobei die Dicke der AZS unabhängig von der Betondeckendicke ist. Eine Reduzierung der AZS kann beim Verlust der Querkraftübertragung zu einem Versagen der AZS führen. Eine flexible Asphaltauflagerung mit einer großen Auflagerfläche reduziert im Fall einer Erwärmung von oben die Wölbspannungen in der Betondecke und ermöglicht folglich die zulässige Verkehrslastspannung bzw. die ertragbare Lastwechselzahl. Inwiefern sich die Steifigkeit eines Asphalttragschichtmaterial für diesen Lastfall auswirkt, ist durch künftige Untersuchungen zu prüfen.

Mit Hilfe der ersten Versuchsstufe zur Untersuchung von unterschiedlichen Asphaltarten ergeben die Aufbauten 1B (AC 8 DN) und 1F (AC 32 TS) die günstigsten Messergebnisse. Die nach dem Ansatz von KOENNECKE [55] bestimmte Dauerbiegezugfestigkeit des Betons von $2,75 \text{ N/mm}^2$ wird bei keinem Aufbau, außer Aufbau 1E mit einer Trennschicht, überschritten. Abscherversuche an Bohrkernen am Ende des Versuchs ergeben, dass die Verbundwirkung durch ein großes Größtkorn verbunden mit einer rauen Oberfläche der Tragschicht begünstigt wird. Der dreistufige bzw. S-förmige Ermüdungsverlauf des Betons kann mit der Näherungsformel nach FITIK [36] und einer angenommenen zulässigen Lastwechselzahl von 10 Mio. Lastwechsel und der gemessenen Steigung der Dehnung für jeden Aufbau extrapoliert werden.

Beim Großversuch werden unterschiedliche Auflagerungen einer Betondecke im jungen und erhärteten Beton untersucht. Dabei zeigen sich Unterschiede bei der Aufwölbung der Platten verbunden mit dem Reißen der Querscheinfugen. Beim Aufbau HGT ist im jungen Beton die Querscheinfuge frühzeitig gerissen, wodurch ein w-förmiger Kurvenverlauf der Einsenkungen und eine Fugenöffnungsweite von 0,61 mm gemessen wird. Bei den Aufbauten ATS und AZSuB ist die Querscheinfuge im jungen Beton nicht

gerissen. Die Kurve der Einsenkungen zeigt einen u-förmigen Verlauf über die gesamte Plattenlänge und eine geringe Fugenöffnungsweite $< 0,04$ mm. Bei der Temperatur im jungen Beton zeigt sich ein erheblicher Einfluss der Temperatur der Tragschicht zum Zeitpunkt der Betonage. Eine hohe Temperatur der Tragschicht erzeugt ein hohes Temperaturmaximum während der Hydratationsphase. So wird aufgrund der Restwärme bei der Asphaltauflagerung ein höheres Temperaturmaximum von > 4 K im Vergleich zum Aufbau HGT gemessen. Für die Praxis ist dies zu vermeiden, um Risse bei einer schnellen Abkühlung zu vermeiden.

Der elektrische Widerstand, als Indikator für die Feuchte, nimmt in der Hydratationsphase verzögert zum Temperaturanstieg zu. Folglich nimmt der Feuchtegehalt im Beton ab. Beim Aufbau HGT ist die Betondeckenunterseite feuchter als die Oberseite. Dies kann darauf hinweisen, dass die Betondecke Wasser aus der HGT saugt und die HGT Kapillarporenwasser abgibt. Durch den Feuchtegradienten beim Aufbau HGT können Oberflächenrisse in der Betondecke entstehen. Die Dehnungen im jungen Beton verlaufen bei allen Aufbauten analog zum Spannungsverlauf nach *Abbildung 16: Dimensionierung - Temperatur- und Spannungsverlauf nach* [11]. Nach zwei Tagen flachen die Dehnungen ab und steigen in geringem Maße weiter an. Beim Aufbau AZSuB können vergleichsweise hohe Dehnungen an der Betondeckenunterseite gemessen werden. Durch die geringe Verbundwirkung zwischen Betondecke und AZS infolge der glatten Asphaltdeckschichtoberfläche und die flexible Auflagerung der AZS kann sich die Betondecke weiter ausdehnen und wird nicht durch die Auflagerung behindert. Zwischen den Parametern Dehnung, Temperatur und elektrischer Widerstand ist bei allen Aufbauten ein starker Zusammenhang beim Kurvenverlauf feststellbar.

Sowohl bei den quasi-statischen und als auch bei den dynamischen Versuchen kann bei allen Aufbauten eine Zunahme der Dehnungen und Einsenkungen mit zunehmender Kräfteinleitung sowie der aufgetragenen Lastwechsel gemessen werden. Die Zunahme der Dehnungen bei gleichbleibender Last deutet auf eine beginnende Ermüdung verbunden mit einer Abnahme der Steifigkeit und des E-Moduls hin. Eine Vergleichsberechnung mit ANSYS zeigt, dass diese Effekte bei einer Reduzierung des E-Moduls um 20 % zu einem Anstieg der Dehnungen an der Betondeckenunterseite von 20 % und einer Zunahme der Einsenkungen von 5 % bis 6 % führen. Weiter verdoppeln sich die Dehnungen beim Aufbau AZSuB bei fehlendem Verbund zwischen den Schichten, wohingegen die Einsenkungen lediglich um 19 % zunehmen. Beim Vergleich

der Aufbauten werden beim Aufbau AZSuB die höchsten Dehnungen und die geringsten Einsenkungen gemessen. Eine hohe Verbundwirkung zwischen Betondecke und Auflagerung reduziert die Dehnungen bzw. Spannungen an der Unterseite der Betondecke und begünstigt in Verbindung mit einer starren Auflagerung ein frühes Reißen der Querscheinfuge. Jedoch zeigt sich, dass ein Asphaltdeckschichtmaterial hohe Dehnungen der Betondecke ermöglicht und sich daher ungünstig auf das frühzeitige Reißen der Querscheinfuge auswirkt. Die Bauweise AZSuB führt zu geringeren Einsenkungen, wodurch die Biegebeanspruchung insbesondere im kritischen Fugenbereich der Betondecke reduziert wird. Trotz des gewählten Versuchsaufbaus mit geringen Schichtdicken, geringen Materialkennwerten und einer sehr hohen Lasteinleitung können bei keinem Aufbau Risse oder Beschädigungen an der Betondecke und Auflagerung festgestellt werden. Als Fazit können alle Aufbauten, analog zur RStO 12 [124], als technisch gleichwertig betrachtet werden.

In Österreich ist die Bauweise AZSuB eine Standardbauweise. Im Zuge eines Erhaltungsabschnitts an der Tauernautobahn können im Zuge der Arbeit die Dehnungen an der Unterseite der Betondecke im jungen Beton und im erhärteten Beton mit und ohne Verkehrsbelastung gemessen werden. Ziel der Feldmessung ist die Validierung der Laborversuche und der theoretischen Betrachtung. Für die AZS wird ein Asphalttragschichtmaterial gebaut. Der Dehnungsverlauf im jungen Beton im Feld ist vergleichbar mit den Messergebnissen aus dem Großversuch für die Aufbauten ATS und HGT sowie der Theorie. Die absoluten Dehnungswerte liegen unter den gemessenen Dehnungen beim Aufbau AZSuB des Großversuchs. Beim Vergleich der unterschiedlich angeordneten DMK zeigt sich, dass die Betonplatten in Abhängigkeit der Geometrie ein stark ausgeprägtes Schwindverhalten des Betons, auch innerhalb der Platte, aufweisen. Die tangential angeordneten DMK reagieren aufgrund der Plattengeometrie wesentlich geringer auf tageszeitliche Temperaturschwankungen. Ein Vergleich der Dehnungen unter Berücksichtigung tageszeitlicher Temperaturgradienten ergibt eine gute Übereinstimmung mit den Messergebnissen. Nach der Verkehrsfreigabe wird eine Zunahme der Dehnungen um den Faktor 4 im Vergleich zur reinen Temperaturbelastung vor der 1. Verkehrsfreigabe gemessen, wobei die Verkehrsbelastung wie eine konstante Dauerbeanspruchung in der Betondecke wirkt. Eine Vergleichsberechnung mit ANSYS ergibt eine Zunahme der Dehnungen um den Faktor 1,5 durch eine zusätzliche Verkehrsbelastung. Die absolut gemessenen Dehnungen sind nach Verkehrsfreigabe zu hoch und daher kritisch zu bewerten. Eine Ursache für die hohen gemessenen Dehnungen im Feld ist auf Temperatureinflüsse und

thermische Drifteffekte der DMS zurückzuführen. Bei künftigen Untersuchungen ist dieser Einfluss zu berücksichtigen. Weiter zeigt sich, dass die Dehnungen der Betondeckenunterseite mehr von der schwankenden Temperaturbeanspruchung abhängen, als von der Verkehrsbelastung.

Bei einer Begehung der Strecke nach 7 Tagen der Betonage ist jede zweite Querscheinfuge gerissen. Ein Asphalttragschichtmaterial wirkt sich daher günstig auf das Reißen der Querscheinfuge aus.

Weiter zeigt eine Überprüfung der in Österreich standardmäßig eingebauten Flachdrains zur Entwässerung im Querscheinfugenbereich, dass die Flachdrains auch im beschädigten (geknickten) Einbauzustand Wasser abführen. Jedoch zeigt sich, dass nur etwa ein Drittel der Wassermenge im Flachdrain abgeführt wird, und das restliche Wasser unterhalb bzw. oberhalb des Flachdrains abfließt. Laborversuche mit Flachdrains bestätigen die grundsätzliche Funktionsfähigkeit der Flachdrains, jedoch schwankt die abgeleitete Wassermenge stark.

7.2 Ausblick und weiterer Forschungsbedarf

Im Rahmen der vorliegenden Untersuchung wird der Dehnungsverlauf an der Unterseite der Betondecke sowohl im jungen als im festen Beton unter Lastbeanspruchung im Labor und Feld gemessen. Beim Großversuch wird zusätzlich die Verwölbung der Platten, die Temperatur und der elektrische Widerstand bei unterschiedlicher Auflagerung der Betondecke gemessen. Die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung ergibt, dass die Bauweise AZSuB mit einer Verfestigung eine wirtschaftliche Bauweise darstellt.

Im Rahmen der Untersuchungen zur Bauweise AZSuB werden folgende Festlegungen für das deutsche Regelwerk empfohlen:

- Die Schichtdicke der AZSuB soll unabhängig der Betondeckendicke mindestens 50 mm betragen.
- Die AZSuB kann anteilig auf die Schichtdicke der HGT angerechnet werden, wobei auf einen E_{v2} - Wert ≥ 120 N/mm² der Frostschutzschicht zu achten ist.
- Die HGT soll eine Mindestdicke von 120 mm aufweisen, um ein wildes Reißen im Bauzustand zu vermeiden, ein zusätzliches Kerben der HGT ist nicht erforderlich.
- Die Betondeckendicke nach RStO 12 [124] soll nicht weiter reduziert werden, um eine Erhöhung der Biegezugspannungen an der Unterseite der Betondecke zu vermeiden.
- Um ein frühzeitiges Reißen der Querscheinfugen zu begünstigen und die Verbundwirkung zwischen Betondecke und AZS zu erhöhen, soll ein Asphalttragschichtmaterial mit einem Größtkorn von 16 mm verwendet werden.
- Um eine zusätzliche Erhöhung des Temperaturmaximums im Beton während der Hydratationsphase zu vermeiden, soll die Betonage der Betondecke auf einer abgekühlten und nicht durch sommerliche Witterungsbedingungen aufgeheizten AZS stattfinden.
- Der Einbau eines Flachdrains begünstigt den Wasserabfluss im Fugenbereich, Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit stehen aus.

Folgende Fragen können im Rahmen der Untersuchungen zur Bauweise AZSuB nicht abschließend geklärt werden und sind in künftigen Untersuchungen zu klären:

- Untersuchen von weiteren Maßnahmen bei einer Asphaltauflagerung, um ein frühzeitiges Reißen der Querscheinfugen zu gewährleisten
- Einfluss des Bindemittels und der Steifigkeit der AZS unter Betondecken
- Definition von Anforderungswerten zur Gewährleistung eines ausreichenden Schichtverbunds
- Auswirkung beim Einbau eines Flachdrains auf das Langzeitverhalten der Betondecken bzw. Funktionsfähigkeit des Flachdrains bei einer größeren Liegedauer
- Versuche zum Ermüdungsmodell von FITIK [36] speziell für Straßenaufbauten

Aufgrund der hohen Tragfähigkeit bei der Bauweise AZSuB ist ein Einsatz bei besonders hoch belasteten Strecken empfehlenswert. Weiter hat sich die Bauweise AZSuB in anderen Ländern bereits bewährt. In Deutschland wird der Bau einer AZS bei durchgehend bewehrten Betondecken bereits empfohlen und soll auch bei einer verdübelten Bauweise zur Standardbauweise werden.

Literaturverzeichnis

1. ASFINAG (2013) A10 Tauern Autobahn, INSB ASt Urstein bis ASt Hallein, AB-km 10,650 – 15,800 Instandsetzung Brücken, Oberbauerneuerung Straße und Erneuerung Entwässerung. Ausschreibungsunterlagen, Salzburg
2. Barbosa C (k.A.) Optical Fiber Sensors vs. Conventional Electrical Strain Gauges for Infrastructure Monitoring Applications, Marlboro
3. Bayerisches Staatsministerium für Wohnen, Bau und Verkehr (2019) Preiskatalog. Stand 11-2019, Unveröffentlicht
4. Becker P von (1976) Zur Annahme wirklichkeitsnäherer E-Moduli als Kennwerte für das elastische Verformungsverhalten flexibler Straßenbefestigungen bei elastizitätstheoretischen Beanspruchungsrechnungen. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 204. Bundesdruckerei, Bonn
5. Bergmeister K, Fingerloos F, Wörner J-D (Hrsg) (2015) Feste Fahrbahn in Betonbauweise. Beton-Kalender 2015. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaft GmbH & Co. KG, Berlin
6. Bergmeister K, Fingerloos F, Wörner J-D (Hrsg) (2020) Beton. Beton-Kalender 2020. Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und Technische Wissenschaften, Berlin
7. Birmann D (1981) Einfluss hydraulisch gebundener Tragschichten auf die Beanspruchung von Betondecken. Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 1981. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, H. 35. Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen d. Techn. Univ, München
8. Birmann D (2003) Werkstoffkennwerte von Tragschichten mit hydraulischer und bituminöser Bindung. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau (H. 1-2): S. 8-13
9. Blab R, Hoffman M, Langer M, Marchtrenker S, Nicher P, Peyerl M, Steigenberger J (2012) Betonstraßen - Das Handbuch. Leitfaden für die Praxis, 1. Aufl. Zement und Beton Handels und Werbeges. m.b.H., Wien
10. Boussinesq J. (1885) Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Paris
11. Breitenbücher R (1989) Zwangsspannungen und Rissbildung infolge Hydratationswärme. Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 1989, München

12. Breitenbücher R (2010) Rissbildung an Fahrbahndecken aus Beton: Auswirkungen von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR) - Phase 1. In-situ-Untersuchungen an Fahrbahndecken aus Beton mit/ohne Risse. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 1042. Carl Ed. Schünemann KG, Bremen
13. Breitenbücher R, Kunz S (2017) Auswirkungen dynamischer Beanspruchungen in Beton von Fahrbahndecken auf potentielle Gefügeschädigungen. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 1124. Carl Ed. Schünemann KG, Bremen
14. Breitenbücher R, Sievering C (2009) Rissbildung in Betonfahrbahndecken. MIRO - Mineralische Rohstoffe (H. 7): S. 8–15
15. Breyer G (1984) Wasser in der Betondeckenunterlage. Straße und Autobahn (H. 6): S. 243–246
16. Bundesrechtsverordnung (2013) Straßenverkehrs-Ordnung. StVO
17. Burnham TR (2005) Forensic Investigation Report For MnROAD Ultrathin Whitetopping Test Cells 93, 94 and 95: Final Report, Maplewood Minnesota
18. Dirnhofer H (2015) Theoretische und experimentelle Untersuchungen dünner Asphaltdeckschichten auf durchgehend bewehrten Betondecken. Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 2015. Mitteilung des Lehrstuhls und Prüfamtes für Verkehrswegebau der Technischen Universität München, H. 88. Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau, München
19. Eberhardsteiner L, Foltin K, Bayraktarova K, Haselbauer K, Pichler B, Aminbaghai M, Pratscher P, Blab R (2016) Optimierte Bemessung starrer Aufbauten von Straßen (OBESTAS), Wien
20. Eger M (2019) Untersuchung von nachträglich erzeugten Endbereichen an Betonfahrbahnen unter Berücksichtigung der Reibungsverhältnisse auf unterschiedlichen Tragschichten. Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 2019. Mitteilung des Lehrstuhls und Prüfamtes für Verkehrswegebau der Technischen Universität München. Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau, München
21. Eid J (2012) Theoretische und experimentelle Untersuchungen dünner Betondecken auf Asphalt (Whitetopping). Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 2012. Mitteilungen des Prüfamtes für Verkehrswegebau der Technischen Universität München, H. 85. Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen d. Techn. Univ, München
22. Eisenmann J (1965) Theoretische Betrachtung zur Fortentwicklung der Fahrbahndecken aus unbewehrtem Beton. Beton (H. 1): S. 19–27

23. Eisenmann J (1985) Betonstraßen gestern, heute und morgen. HOCHTIEF Nachrichten, Betonstraßenbau 3 (H. 3): S. 2–9
24. Eisenmann J, Birmann D (1980) Messungen an unbewehrten und an durchgehend bewehrten Betondecken im Hocheinbau. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 290. Bundesdruckerei, Bonn
25. Eisenmann J, Birmann D (1988) Erforschung des Langzeitverhaltens eines neuartigen Deckensystems mit Geotextil-Einlagen zur flächenhaften Entwässerung. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, H. 56. Prüfam für Bau von Landverkehrswegen d. Techn. Univ, München
26. Eisenmann J, Birmann D (1994) Dünne bituminöse Decken über Betondecken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 665. Bundesdruckerei, Bonn
27. Eisenmann J, Birmann D (1996) Erosion zementgebundener Tragschichten unter Betondecken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 725. Bundesdruckerei, Bonn
28. Eisenmann J, Birmann D (1996) Experimentelle Untersuchung des Abriebes und der Erosion von gebundenen Tragschichten unter Betondecken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 725. Bundesdruckerei, Bonn
29. Eisenmann J, Kühn A (1997) Streifenweise Erneuerung von alten abgängigen Betondecken unter Beibehaltung der meist vorkommenden Dicke von 20 bis 22 cm. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 748. Bundesdruckerei, Bonn
30. Eisenmann J, Leykauf G (1980) Auswirkung von schräg liegenden Dübeln auf den Auszieh widerstand Messungen an unbewehrten und an durchgehend bewehrten Betondecken im Hocheinbau. Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, H. 290. Bundesdruckerei, Bonn
31. Eisenmann J, Leykauf G (1981) Bemessung von Betondecken unter Berücksichtigung der Einsenkung. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, H. 33. Prüfam für Bau von Landverkehrswegen d. Techn. Univ, München
32. Eisenmann J, Leykauf G (2003) Betonfahrbahnen, 2. Aufl. Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau

33. Eisenmann J, Zachlehner A (1988) Zugbeanspruchung in Querrichtung von jungen Betondecken mit Ankern. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 547. Bundesdruckerei, Bonn
34. Eisenmann J, Lempe U, Deischl F (1977) Experimentelle Ermittlung von Fugenbewegungen unter Verkehr. Untersuchung von unterschiedlich ausgebildeten Querfugen hinsichtlich der Querkraftübertragung und des Gleitwiderstandes der Dübel. Ermittlung des Einflusses gekerbter Scheinfugenausbildung auf die Reißentstehung an Scheinfugen. Schriftenreihe Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 220. Bundesdruckerei, Bonn
35. Eisenmann J, Lempe U, Leykauf G (1980) Straßenbeanspruchung, 4. Aufl. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Bd 26. Technische Universität München, München
36. Fitik B (2012) Ermüdungsverhalten von ultrahochfestem Beton (UHPC) bei zyklischen Beanspruchungen im Druck-Zug-Wechselbereich. Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 2012. Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Bd 2012, 1. TUM, München
37. Foos S (2006) Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen. Zugl.: Karlsruhe, Univ., Diss., 2005
38. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg) (1979) Betonstraßentagung 1979. Kirschbaum Verlag, Bonn Bad Godesberg
39. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg) (1979) Hydraulisch gebundene Tragschichten und Betonoberbau. Stand der Forschung. Betonstraßentagung, H. 14. FGSV Verlag GmbH, Bonn
40. Förster M-O (2005) Temperaturbedingte Beanspruchung von Betonfahrbahnen. Zugl.: Hannover, Univ., Diss., 2005. Mitteilungen aus Fachgebiet Konstruktiver Straßenbau im Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau, Universität Hannover, H. 22. Fachgebiet Konstruktiver Straßenbau im Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau, Hannover
41. Freudenstein S, Eger MHP (2014) Bewertung von Asphaltzwischen-schichten unter Betondecken. Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau, Nicht veröffentlicht
42. Ganser Beton GmbH & Co KG (2019) Sortenausdruck Betonrezeptur
43. Geisler K (2016) Einfluss einer Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln auf die Dimensionierung einer Festen Fahrbahn. Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 2016. Mitteilung des Lehrstuhls und Prüfamtes für Verkehrswegebau der Technischen Universität München, H. 93. Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau, München

44. HeidelbergCement (2014) Betontechnische Daten. Ausgabe 2014, 2014. Aufl. HeidelbergCement, Leimen
45. Herion G (1955) Die Grenzen der Dehnbarkeit bituminöser Straßenbeläge in Abhängigkeit von Temperatur, Bauweise, Dicke des Belages, Bindemittel und freier Dehnungslänge. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, N.F., H. 16. Kirschbaum Verlag, Bielefeld
46. Hertz H (1884) Über das Gleichgewicht schwimmender elastischer Platten. Annalen der Physik 258 (H. 7): S. 449–455
47. Herz G. (Hrsg) (2000) Anbei eines dritten Fahrstreifens aus Beton. Betonstraßentagung 1999. FGSV Verlag GmbH, Köln
48. Hiller E, Springenschmid R (1999) Einfluss der Temperatur während der Nachbehandlung von Betondecken. Straße und Autobahn (H. 3): S. 130–132
49. Hoffmann K (k.A.) Eine Einführung in die Technik des Messens mit Dehnungsmesstreifen
50. Hohberg R (2004) Zum Ermüdungsverhalten von Beton. Zugl.: Berlin, Techn. Univ., Diss., 2004, Berlin
51. Huschek S, Dames J (1989) Untersuchungen über die Wirksamkeit von Maßnahmen zur Entwässerung des Oberbaus mit Fahrbahndecken aus Beton. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 560. Bundesdruckerei, Bonn
52. Kastl J (1987) Bituminöse Zwischenschicht im Betonstraßenbau. Die Straße (H. 5): S. 153–155
53. Klein N (2020) Untersuchungsbericht Beton. Kontrollprüfungen, München
54. Klein N (2020) Untersuchungsbericht. Entwicklung einer Rezeptur einer hydraulische gebundenen Tragschicht, München
55. Koennecke W (1959) Beanspruchung der Straße durch Kraftfahrzeuge. Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen, H. 675. VS Verlag für Sozialwissenschaften, Wiesbaden
56. Lechner B (1996) Der Temperaturgradient als Bemessungsgröße bei der Dimensionierung von dicken Betondecken. Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 1996. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, H. 69. Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen der Techn. Univ, München

57. Leykauf G (1982) Beanspruchung und Bemessung von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln im Fahrbahnwegebau. Zugl.: München, Techn. Univ., Habil.-Schr 1982. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, H. 37. Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen d. Techn. Univ, München
58. Leykauf G (1989) Bemessung und Erhaltung von Betondecken. Beton (H. 8): S. 347–351
59. Leykauf G, Birmann D (2000) Nachuntersuchungen auf der BAB A5. Betondeckenmeßstrecke Darmstadt-Heidelberg. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 781. Carl Ed. Schünemann KG, Bremen
60. Leykauf G, Birmann D (2001) Langzeitverhalten von Betondecken mit über 20 Jahren Liegedauer. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 807. Carl Ed. Schünemann KG, Bremen
61. Leykauf G, Birmann D (2001) Messungen an einer Bundesautobahn mit einer dünnen Asphaltsschicht auf einer neuen Betondecke (A 93 bei Brannenburg). Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 811. Carl Ed. Schünemann KG, Bremen
62. Leykauf G, Birmann D (Hrsg) (2004) Verhalten von Betondecken auf Geotextil-Einlagen und Anforderungen an Geotextilien. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 901. Carl Ed. Schünemann KG, Bremen
63. Litzka J, Molzer C, Blab R (1996) Modifikation der österreichischen Methode zur Dimensionierung des Straßenoberbaus. Straßenforschungsheft, H. 465. Bundesministerium für Wirtschaftliche Angelegenheiten, Wien
64. Ludwig H-M, Müller M, Breitenbücher R, Schulte-Schrepping C, Benra M (2018) Dauerhafte Betonfahrbahndecken unter Berücksichtigung aktueller ökologischer und wirtschaftlicher Aspekte, Bd 124. Carl Ed. Schünemann KG, Bremen
65. Mangold M (1994) Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation. Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 1994. Berichte aus dem Baustoffinstitut, H. 1. Baustoffinstitut, München
66. Manns W, Keppler E, Neubert B (1996) Verbesserung des Verfahrens der Frostprüfung von hydraulisch gebundenen Tragschichten. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 722. Bundesdruckerei, Bonn
67. Me-go GmbH (2021) Me-go 2D Messsysteme. <https://www.me-go.de/messsysteme/me-go-2d-messsystem/>. Zugegriffen: 06. Februar 2021

68. Meier H, Eisenmann J, Koroneos E (1968) Beanspruchung der Strasse unter Verkehrslast. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, N.F., 76. Kirschbaum Verlag, Bonn Bad Godesberg
69. Nievelt G (1979) Bewertung von Oberbauvarianten durch ein theoretisches Bemessungsverfahren. Forschungsvorhaben der Shell Austria AG. Straßenforschungsheft, H. 127. Bundesministerium für Bauten u. Technik, Wien
70. Odemark N (1949) Investigations as to the elastic properties of soils and design of pavements according to the theory of elasticity, 77. Aufl, Stockholm
71. Pfeifer E (1974) Verbundwirkung zwischen Zementbetondecke und zementgebundener Tragschicht? Die Straße 14 (H. 9): S. 378–373, S. 390
72. Pfeifer E, Kiehne A, Villaret S (2002) Bemessungsverfahren für Betonoberbau. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 856. Carl Ed. Schünemann KG, Bremen
73. Ritter J (2011) Verhalten von halbstarren Deckschichten bei statischer und dynamischer Beanspruchung. Zugl.: Bochum, Univ., Diss., 2011. Schriftenreihe Lehrstuhl für Verkehrswegebau, Bd. 22. Europ. Univ.-Verl.; Bochumer Univ.-Verl., Bochum
74. Roos R (Hrsg) (2006) Untersuchungen an Betonfahrbahnen mit hydraulisch gebundenen Tragschichten. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 942. Carl Ed. Schünemann KG, Bremen
75. Scantronik - Mugrauer GmbH (2021) Analyse von 8 x Material-, Bau- und Holzfeuchtigkeiten innerhalb eines außergewöhnlich großen Messbereiches. http://www.scantronik.de/Produkt_Materialfeuchte_Gigamodul_deu.php
76. Schmidt M (1977) Zum Problem der Rißbildung in Straßenaufbauten mit hydraulisch gebundenen Tragschichten. Zugl.: Hannover, Techn. Univ., Diss., 1977. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Technischen Universität Hannover, H. 36. Eigenverlag des Instituts für Baustoffkunde und Materialprüfung der Technischen Universität Hannover, Hannover
77. Schulte W (Hrsg) (1984) Analyse des Temperaturgeschehens im Straßenoberbau und dessen Einfluss auf Ergebnisse von Einsenkungsmessungen nach Benkelmann. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 423. Bundesdruckerei, Bonn

78. Schütte J (1997) Einfluss der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten. Zugl.: Braunschweig, Techn. Univ., Diss., 1997. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, H. 132. Digitale Bibliothek, Braunschweig
79. Sodeikat C (2000) Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton unter besonderer Berücksichtigung von Feuchte- und Temperaturänderungen. Zugl.: München, Techn. Univ., Diss, 2000. Schriftenreihe Baustoffe, H. 1, München
80. Sommer H (1992) Wiederverwendung von Altbeton für neue Betonfahrbahndecken. Straßenforschungsheft, H. 403. FSV Verlag, Wien
81. Sommer H (2017) Die Entwicklung des Betonstraßenbaus in Österreich. Beton (H. 11): S. 418–427
82. Springenschmid R (2000) Technische Grundlagen des Betonstraßenbaus und ihre Umsetzung in die Praxis - gestern, heute, morgen. Straße und Autobahn (H. 3): S. 184-191
83. Springenschmid R (2018) Betontechnologie für die Praxis. Bauwerk. Beuth Verlag, Berlin
84. Springenschmid R, Fleischer W Effects of Temperature and Moisture on Concrete Pavements 6. Internationales Betonstraßensymposium, Madrid, 1990, Band 1, S. 69–78
85. Springenschmid R, Fleischer W (1993) Untersuchung der Ursachen von Oberflächenrissen (Netzrissen) in Betondecken. August 1991. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 651. Bundesdruckerei, Bonn
86. Sulten Peter, Hellenbroich Thomas (1985) Erfahrungen und aktuelles beim Betondeckenbau. Straße und Autobahn (H. 6): S. 235–237
87. Verein deutscher Zementwerke (Hrsg) (1964) Über die Spaltzugfestigkeit des Betons. Betontechnische Berichte. Bau+Technik GmbH, Düsseldorf
88. Villaret Ingenieurgesellschaft mbH (2014) Bericht – Teil 1. Hitzeschäden auf südbayerischen Betonautobahnen, Unveröffentlicht
89. Weber R (1991) Die Rißbildung in Asphaltstrassen als Folge mangelhaften Schichtenverbundes. Zugl.: München, Technische Univ., Diss., 1991. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, H. 59. Prüfam für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Univ, München

90. Weil G (1964) Die Formänderung von Betonfahrbahnplatten und Folgerungen für die Straßenkonstruktion. Beton (H. 7): S. 277–284
91. Weingart W, Wieland M (2012) Hochwertiges Recycling von Beton auf Geotextil. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, H. 1069. Carl Ed. Schünemann KG, Bremen
92. Wellner F, Ascher D (2009) Untersuchungen zur Wirksamkeit des Haftverbundes und dessen Auswirkungen auf die Lebensdauer von Asphaltbefestigungen. Technische Universität Dresden, Dresden
93. Westergaard HM (1926) Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis. Public Road (H. 2): S. 25–35
94. Willberg U (2001) Asphaltschichten auf hydraulisch gebundenen Tragschichten. Untersuchungen zum Tragverhalten. Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 2001. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, H. 76. Prüfam für Bau von Landverkehrswegen der Techn. Univ, München
95. Willers K, Gerlach L, Herrmann N, Dehn F (2020) Ermüdungscharakteristika eines hochfesten Betons bei sehr hohen Lastwechselzahlen. Beton- und Stahlbetonbau (H. 11): S. 848–857
96. Witt M (2018) Untersuchungen zur Kerbtiefe bei Querscheinfugen in Betonfahrbahnen. Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 2018. Mitteilung des Lehrstuhls und Prüfamtes für Verkehrswegebau der Technischen Universität München, H. 95. Lehrstuhl und Prüfam für Verkehrswegebau, München
97. Wörner T, Patzak T (2020) Untersuchungsbericht Asphalt. Kontrollprüfungen am Asphaltmischgut, München
98. Wörner T, Patzak T (2021) Untersuchungsbericht Asphalt. Kontrollprüfungen an Bohrkernen, München
99. Zachlehner A (1989) Beanspruchung von Betonfahrbahnen durch Einflüsse aus Hydratation und Witterung. Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 1989. Mitteilung des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, H. 57. Prüfam für Bau von Landverkehrswegen d. Techn. Univ, München

100. Zanker B (1988) Biegebeanspruchung in Betondecken für Strassenverkehrsflächen. Einfluss von Tragfähigkeit u. Verformungsverhalten d. Unterlage sowie von Vorverformungen im Deckensystem. Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 1988. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, H. 53. Prüfam für Bau von Landverkehrswegen d. Techn. Univ, München

Technische Regelwerke

101. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (2004) Richtlinie zur Durchführung von Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Rahmen von Instandsetzungs-/Erneuerungsmaßnahmen bei Straßenbrücken (RI-WI-BRÜ)
102. Deutsches Institut für Normung (2008) Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1, 2008. Aufl. Deutsche Norm (DIN 1045-2:2008-08). Beuth Verlag GmbH, Berlin
103. Deutsches Institut für Normung (2010) Prüfung von Festbeton. Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-6:2009, 2010. Aufl (DIN EN 12390-6:2010-09). Beuth Verlag GmbH, Berlin
104. Deutsches Institut für Normung (2011) Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau,; 2011. Aufl. Deutsches Institut für Normung (DIN EN 1992-1-1:2011-01). Beuth Verlag GmbH, Berlin
105. Deutsches Institut für Normung (2012) Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke. Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken - Nationaler Anhang, 2012. Aufl (DIN EN 1991-2/NA:2012-08). Beuth Verlag GmbH, Berlin
106. Deutsches Institut für Normung (2014) Prüfung von Festbeton. Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul); Deutsche Fassung EN 12390-13:2013, 2014. Aufl (DIN EN 12390-13:2014-06). Beuth Verlag GmbH, Berlin
107. Deutsches Institut für Normung (2016) Schwingfestigkeitsversuch. Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile, 2016. Aufl. Deutsche Norm (DIN 50100:2016-12). Beuth Verlag GmbH, Berlin

108. Deutsches Institut für Normung (2019) Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern. Deutsche Fassung EN 12390-5:2019, 2019. Aufl (DIN EN 12390-5:2019-10). Beuth Verlag GmbH, Berlin
109. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (1975) Richtlinien für den Strassenoberbau, Standardausführungen. RStO 75, 1975. Aufl. FGSV Verlag GmbH, Bonn
110. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (1986, ergänzte Fassung 1989) Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen. RStO 89, 1989. Aufl. FGSV (FGSV 990). FGSV Verlag GmbH, Köln
111. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2001) Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen. RStO 01, 2001. Aufl. FGSV (FGSV 499). FGSV Verlag GmbH, Köln
112. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2007, geänderte Fassung 2013) Technische Lieferbedingungen für Asphaltmischgut für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen. TL Asphalt-StB 07/13, 2007. Aufl. FGSV R1 - Regelwerke (FGSV 797). FGSV Verlag GmbH, Köln
113. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2007) Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton. TL Beton-StB 07, 2007. Aufl. FGSV R1 - Regelwerke (FGSV 891). FGSV Verlag GmbH, Köln
114. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2007) Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton. ZTV Beton-StB 07, 2007. Aufl. FGSV R1 - Regelwerke (FGSV 899). FGSV Verlag GmbH, Köln
115. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2007, geänderte Fassung 2013) Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt. ZTV Asphalt-StB 07/13, 2007. Aufl. FGSV (FGSV 799). FGSV Verlag GmbH, Köln
116. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2008) Richtlinien für die Anlage von Autobahnen. RAA 08. FGSV R1 - Regelwerke (FGSV 202). FGSV Verlag GmbH, Köln
117. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2009) Merkblatt für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen aus Beton. M BEB 09, 2009. Aufl. FGSV (FGSV 823). FGSV Verlag GmbH, Köln

118. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2009) Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht. RDO Asphalt 09, 2009. Aufl. FGSV R1 - Regelwerke (FGSV 498). FGSV Verlag GmbH, Köln
119. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2009) Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen. RDO Beton 09, 2009. Aufl. FGSV R1 - Regelwerke (FGSV 497). FGSV Verlag GmbH, Köln
120. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2009, geänderte Fassung 2013) Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen - Asphaltbauweisen. ZTV BEA-StB 09/13, 2009. Aufl. FGSV R1 - Regelwerke 798(FGSV 798). FGSV Verlag GmbH, Köln
121. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2010, geänderte Fassung 2018) Technische Prüfvorschriften für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton. TP Beton-StB 10/18, 2010. Aufl. FGSV R1 - Regelwerke (FGSV 892). FGSV Verlag GmbH, Köln
122. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2011) Arbeitspapiere zur Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen - B2, 2011. Aufl. FGSV W2 - Wissensdokumente (FGSV 425 B2). FGSV Verlag GmbH, Köln
123. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2011) Arbeitspapiere zur Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen - B4, 2011. Aufl. FGSV W2 - Wissensdokumente (FGSV 425 B4). FGSV Verlag GmbH, Köln
124. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2012) Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. RStO 12, 2012. Aufl. FGSV R1 - Regelwerke (FGSV 499). FGSV Verlag GmbH, Köln
125. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2013) Merkblatt für Planung, Konstruktion und Bau von Verkehrsflächen aus Beton. M VaB Teil 1 13, 2013. Aufl. FGSV R2 - Regelwerke (FGSV 821/1). FGSV Verlag GmbH, Köln
126. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2017) Hinweise zur Bauweise "Beton an Asphalt". H BaA 17, 2017. Aufl. FGSV W1 - Wissensdokumente (FGSV 819). FGSV Verlag GmbH, Köln

127. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2017) Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau. ZTV E-StB 17, 2017. Aufl. FGSV R1 - Regelwerke (FGSV 599). FGSV Verlag GmbH, Köln
128. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2020) Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen bei Anwendung der RDO-Beton. ZTV RDO Beton-StB 20, 2020. Aufl (FGSV 890). FGSV Verlag GmbH, Köln
129. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2018) Merkblatt für Planung, Konstruktion und Bau von Verkehrsflächen aus Beton. M VaB Teil 3 18, 2018. Aufl. FGSV R2 - Regelwerke (FGSV 821,3). FGSV Verlag GmbH, Köln
130. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2015) Merkblatt für Planung, Konstruktion und Bau von Verkehrsflächen aus Beton. M VaB Teil 2 15, 2015. Aufl. FGSV R2 - Regelwerke (FGSV 821/2). FGSV Verlag GmbH, Köln
131. Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr (2009) Mit Bindemittel Stabilisierte Tragschichten. RVS 08.17.01, 2009. Aufl (RVS 08.17.01). FSV Verlag, Wien
132. Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr (2016) Oberbaubemessung, 2016. Aufl (RVS 03.08.63). FSV Verlag, Wien
133. Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr (2020) Rechnerische Dimensionierung von Betonstraßen. RVS 03.08.69, 2020. Aufl (RVS 03.08.69). FSV Verlag, Wien

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Einleitung - Übersicht Aufbauten nach RStO 12 [124]	2
Abbildung 2: Einleitung - Einwirkungen Betonfahrbahn	9
Abbildung 3: Ermüdung - Verlauf Wöhlerlinie nach [107].....	24
Abbildung 4: Ermüdung - Dehnungsentwicklung infolge Ermüdung nach [95]	25
Abbildung 5: Ermüdung - Zunahme Dehnung und Abnahme E-Modul nach [13, 14] ..	27
Abbildung 6: Dimensionierung - Spannungsverteilung nach [32].....	38
Abbildung 7: Dimensionierung - Spannung Vier- und Dreischichtsystem (oV)	41
Abbildung 8: Dimensionierung - Einsenkung Vier- und Dreischichtsystem (oV)	42
Abbildung 9: Dimensionierung - Spannung Vier- und Dreischichtsystem (mV)	43
Abbildung 10: Dimensionierung - Einsenkung Vier- und Dreischichtsystem (mV).....	44
Abbildung 11: Dimensionierung - Biegezugspannung an Betondeckenunterseite.....	45
Abbildung 12: Dimensionierung - Schubspannungsmodell nach [18]	54
Abbildung 13: Dimensionierung - Schubspannung infolge horizontaler Belastung	57
Abbildung 14: Dimensionierung - Schubspannung infolge Querkraft nach [21, 57].....	59
Abbildung 15: Dimensionierung - Schubspannung infolge Querkraft.....	60
Abbildung 16: Dimensionierung - Temperatur- und Spannungsverlauf nach [11].....	62
Abbildung 17: Dimensionierung - Berechnungsverfahren für Wölbspannungen.....	68
Abbildung 18: Dimensionierung - Wölbspannung und Verkehrslastspannung	69
Abbildung 19: Messtechnik - DMK mit applizierten DMS und Schutzhülle	73
Abbildung 20: Stufe 0 - Wirkungsweise Dehnmesskörper	73
Abbildung 21: Stufe 0 - Versuchsaufbau	75
Abbildung 22: Stufe 0 - Dehnungsverlauf bei dynamischer Belastung	76
Abbildung 23: Stufe 1 - Anordnung Messtechnik	80
Abbildung 24: Stufe 1 - Versuchsaufbau mit Aufbau 1C und 1D	81
Abbildung 25: Stufe 1 - Dehnung der Aufbauten 1A bis 1F	82
Abbildung 26: Stufe 1 - Dehnungsverlauf der Aufbauten 1A bis 1F (FITIK [36]).....	83
Abbildung 27: Stufe 1 - Vergleich Spannungen zwischen Messung und Theorie	85
Abbildung 28: Stufe 1 - Einsenkung der Aufbauten 1A bis 1F	86
Abbildung 29: Stufe 1 - Vergleich Einsenkung aus Messung und Theorie	87
Abbildung 30: Stufe 1 - Auswertung Bohrkern Aufbauten 1B, 1C, 1D, 1F	88
Abbildung 31: Großversuch - Prüfstand mit allen Aufbauten	92
Abbildung 32: Großversuch - Skizze der eingebauten Messtechnik.....	94
Abbildung 33: Großversuch - Bezeichnung Messtechnik.....	100

Abbildung 34: Großversuch - Aufwölben Plattenränder (AZSuB)	100
Abbildung 35: Großversuch - Aufwölben Plattenränder (HGT)	101
Abbildung 36: Großversuch - Dehnung, Temperatur und Widerstand (AZSuB)	104
Abbildung 37: Großversuch - Übersicht Messergebnis im jungen Beton.....	110
Abbildung 38: Großversuch - Kraft, Dehnung und Einsenkung (Phase 0s).....	112
Abbildung 39: Großversuch - Kraft, Dehnung und Einsenkung (Phase 1s).....	113
Abbildung 40: Großversuch - Kraft, Dehnung und Einsenkung (Phase 0s - 3s).....	114
Abbildung 41: Großversuch - Gesamtverformung (AZSuB, oV)	117
Abbildung 42: Großversuch - Einsenkung aus Messung und Theorie	118
Abbildung 43: Großversuch - Dehnung aus Messung und Theorie	119
Abbildung 44: Großversuch - Spannung aus Messung und Theorie	120
Abbildung 45: Großversuch - Dehnung bei reduziertem E-Modul (ANSYS).....	123
Abbildung 46: Großversuch - Einsenkung bei reduziertem E-Modul (ANSYS).....	124
Abbildung 47: Großversuch - Kraft, Dehnung und Einsenkung belastete Platte	127
Abbildung 48: Großversuch - Regressionsgeraden zu Dehnung und Einsenkung.....	128
Abbildung 49: Großversuch - Entwicklung elektrischer Widerstand	130
Abbildung 50: Großversuch - Dehnung, Temperatur und Widerstand.....	132
Abbildung 51: Großversuch - Verlauf Einsenkung (AZSuB)	133
Abbildung 52: Großversuch - Auswertung Abscherversuche	134
Abbildung 53: Feldversuch - Schichtaufbau neue Fahrbahn	141
Abbildung 54: Feldversuch - Übersicht und Anordnung Messtechnik.....	142
Abbildung 55: Feldversuch - Einbau Messtechnik (Bereich B)	143
Abbildung 56: Feldversuch - Dehnungsverlauf nach drei Tagen	144
Abbildung 57: Feldversuch - Dehnungsverlauf nach 28 Tagen	146
Abbildung 58: Feldversuch - Dehnungsverlauf unter Verkehrsbelastung	148
Abbildung 59: Feldversuch - Skizze ANSYS-Modell.....	151
Abbildung 60: Feldversuch - Skizze ANSYS-Modell (Tridem-Radlaststellung)	153
Abbildung 61: Feldversuch - Dehnungsverlauf (tageszeitlicher Temperaturgradient)	156
Abbildung 62: Feldversuch - Spannungsverlauf Betondeckenunterseite (ANSYS)	158
Abbildung 63: Feldversuch - Dehnungsverlauf Betondeckenunterseite (ANSYS).....	160
Abbildung 64: Feldversuch - Flachdrain und Messtechnik vor Betonage	165

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Einleitung - Anforderungen an Asphaltsschichten nach [119, 128].....	4
Tabelle 2: Materialkennwerte - E-Modul für Beton C30/37 nach [119].....	32
Tabelle 3: Materialkennwerte - Steifigkeitsmodul und Querdehnzahl nach [118]	35
Tabelle 4: Materialkennwerte - Zeitfestigkeit des Asphalts nach [32]	35
Tabelle 5: Materialkennwerte - Zusammenfassung der Materialkennwerte	36
Tabelle 6: Dimensionierung - Berechnung Vierschichtssystem nach [32]	39
Tabelle 7: Dimensionierung - Festlegung der Kennwerte	40
Tabelle 8: Dimensionierung - Festlegung der Kennwerte	48
Tabelle 9: Dimensionierung - Spannung aus Verkehrslast (Sommer ohne Verbund)..	50
Tabelle 10: Dimensionierung - Spannung aus Verkehrslast (Winter mit Verbund)	50
Tabelle 11: Dimensionierung - Verhältniszahl und Schwerpunktabstand	55
Tabelle 12: Dimensionierung - Schubspannungen bei vertikaler Belastung	55
Tabelle 13: Dimensionierung - Festlegung der Kennwerte	67
Tabelle 14: Stufe 1 - Übersicht der Aufbauten 1A bis 1F	79
Tabelle 15: Großversuch - Beschreibung der Aufbauten	92
Tabelle 16: Großversuch - Eingesetzte Messtechnik pro Aufbau	93
Tabelle 17: Großversuch - Dynamischer E-Modul Frostschutzschicht	95
Tabelle 18: Großversuch - Prüfprogramm.....	98
Tabelle 19: Großversuch - Krafteinleitung.....	126
Tabelle 20: Großversuch - Vergleich der Bauweisen (qualitativ)	139
Tabelle 21: Feldversuch - Festlegung der Kennwerte (ANSYS)	152
Tabelle 22: Feldversuch - Tageszeitlicher Temperaturgradient	155
Tabelle 23: Wirtschaftlichkeitsuntersuchung - Variantenvergleich	172

Anlagenverzeichnis

A. 1.	Dimensionierung - Berechnung der Spannungen und Einsenkungen	198
A. 2.	Stufe 0 - Bilder zum Versuch	200
A. 3.	Stufe 1 - Aufbau der Probekörper und Versuchsaufbau	202
A. 4.	Stufe 1 - Bilder zum Versuch	203
A. 5.	Stufe 1 - Vergleich zwischen Theorie und Messung	206
A. 6.	Großversuch - Skizze des Versuchsaufbaus	207
A. 7.	Großversuch - Bilder zum Versuch	208
A. 8.	Großversuch - Aufwölbung der Platten im jungen Beton	216
A. 9.	Großversuch - Zusammenfassung der Messwerte im jungen Beton	217
A. 10.	Großversuch - Temperatur, Widerstand und Dehnung im jungen Beton	218
A. 11.	Großversuch - Temperaturgradient im jungen Beton	220
A. 12.	Großversuch - Gradient elektrischer Widerstand im jungen Beton	221
A. 13.	Großversuch - Verlauf der Kraft, Dehnung und Einsenkung	223
A. 14.	Großversuch - Verlauf der Dehnung, Temperatur und Widerstand	224
A. 15.	Großversuch - Verlauf der Einsenkung	225
A. 16.	Feldversuch - Bilder zum Versuch	227
A. 17.	Feldversuch - Vergleich der Messdaten mit und ohne Verkehrsbelastung ...	229
A. 18.	Feldversuch - Tandem-Radlaststellung für Modellbildung	230
A. 19.	Feldversuch - Verformung der Platten nach ANSYS	231
A. 20.	Laborversuche zur Entwässerung	233

Anlagen

A. 1. Dimensionierung - Berechnung der Spannungen und Einsenkungen

Dimensionierung - Spannungen für Drei- und Vierschichtsystem

Biegezugspannung σ [N/mm ²] Einsenkung y [mm]	BISAR	EISENMANN	ANSYS	BISAR	EISENMANN	ANSYS
	OHNE Verbund			MIT Verbund		
$\sigma_{B,o}$ [N/mm ²]	- 1,23 (- 1,23)	---	- 1,10 (- 1,09)	- 1,02 (- 1,07)	- 0,59 (- 0,81)	- 0,92 (- 0,94)
$\sigma_{B,u}$ [N/mm ²]	1,00 (1,00)	0,96 (0,97)	0,87 (0,85)	0,58 (0,61)	0,40 (0,68)	0,52 (0,54)
$\sigma_{AZS,o}$ [N/mm ²]	- 0,04	---	0,03	0,04	0,05	0,03
$\sigma_{AZS,u}$ [N/mm ²]	- 0,10	0,02	0,02	0,08	0,13	0,01
$\sigma_{HGT,o}$ [N/mm ²]	- 0,10 (- 0,12)	---	- 0,08 (- 0,09)	0,08 (0,09)	0,07 (0,11)	0,10 (0,07)
$\sigma_{HGT,u}$ [N/mm ²]	0,10 (0,11)	0,09 (0,06)	0,07 (0,09)	0,16 (0,18)	0,19 (0,21)	0,13 (0,14)
y [mm]	- 0,19 (- 0,19)	- 0,15 (- 0,14)	- 0,19 (- 0,18)	- 0,16 (- 0,17)	- 0,10 (- 0,11)	- 0,17 (- 0,17)

Dimensionierung - Spannung aus Verkehrslast (Sommer mit Verbund)

Biegezugspannung [N/mm ²]	AZS: 30 mm	AZS: 60 mm	AZS: 30 mm	AZS: 60 mm
	HGT: 150 mm		HGT: 120 mm	
$\sigma_{B,o}$	- 1,127	- 1,140	- 1,162	- 1,162
$\sigma_{B,u}$	0,786	0,819	0,848	0,848
$\sigma_{AZS,o}$	- 0,010	- 0,006	- 0,004	- 0,004
$\sigma_{AZS,u}$	- 0,015	- 0,012	- 0,009	- 0,009
$\sigma_{HGT,o}$	0,014	0,006	0,019	0,019
$\sigma_{HGT,u}$	0,144	0,128	0,101	0,131

Dimensionierung - Spannung aus Verkehrslast (Winter ohne Verbund)

Biegezugspannung [N/mm ²]	AZS: 30 mm	AZS: 60 mm	AZS: 30 mm	AZS: 60 mm
	HGT: 150 mm		HGT: 120 mm	
$\sigma_{B,o}$	- 1,239	- 1,229	- 1,241	- 1,241
$\sigma_{B,u}$	1,000	0,985	1,000	1,000
$\sigma_{AZS,o}$	- 0,161	- 0,313	- 0,318	- 0,318
$\sigma_{AZS,u}$	0,148	0,298	0,305	0,305
$\sigma_{HGT,o}$	- 0,116	- 0,113	- 0,096	- 0,096
$\sigma_{HGT,u}$	0,107	0,105	0,042	0,091

A. 2. Stufe 0 - Bilder zum Versuch



Stufe 0 - Vorbereitung Probekörper



Stufe 0 - Eingebaute Messtechnik vor Betongage

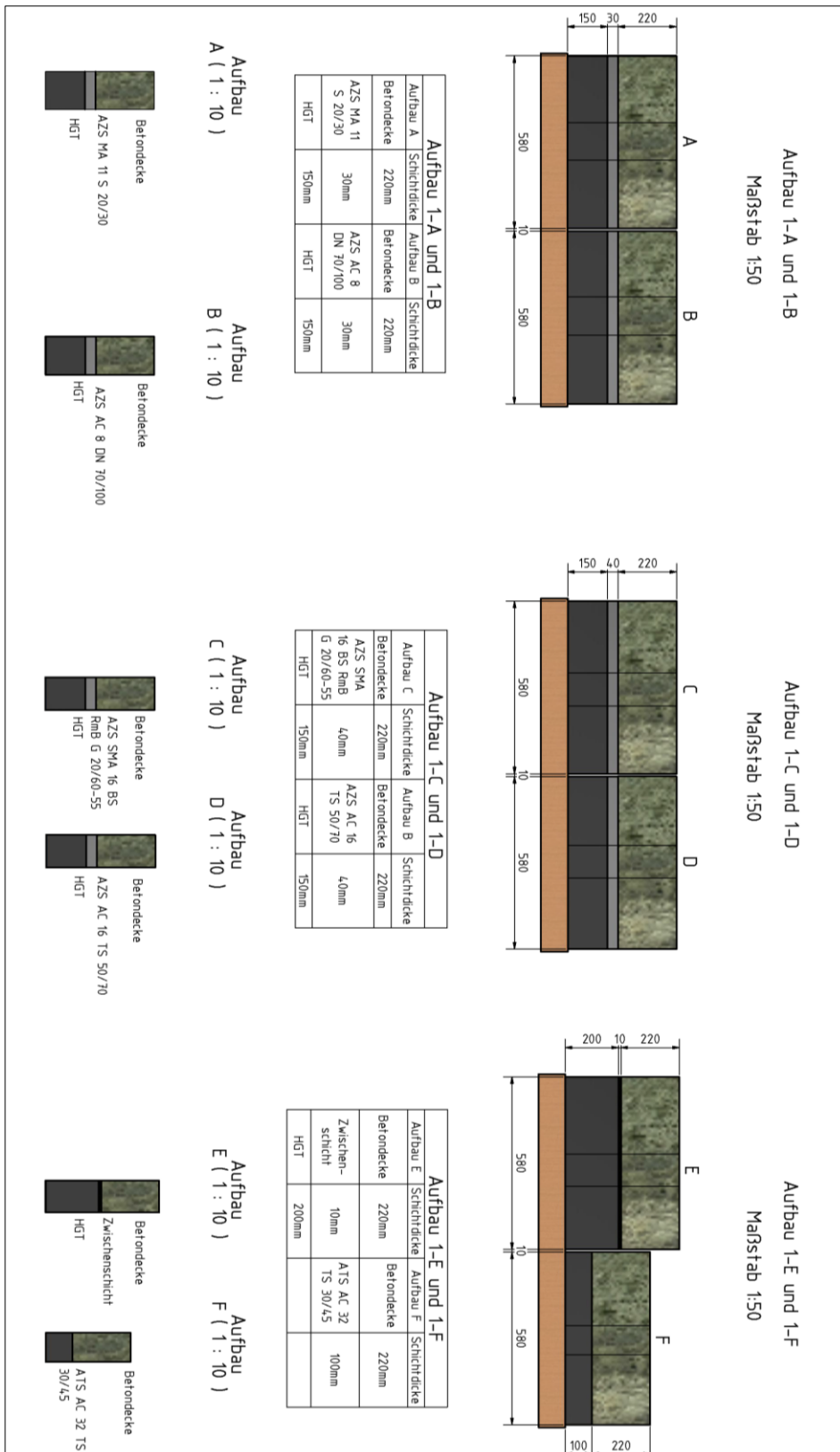


Stufe 0 - Balken 1 nach Bruch



Stufe 0 - Balken 1 nach Bruch mit eingebautem DMK

A. 3. Stufe 1 - Aufbau der Probekörper und Versuchsaufbau
Angaben in mm



Stufe 1 - Aufbau Probekörper 1A bis 1F

A. 4. Stufe 1 - Bilder zum Versuch



Stufe 1 - Vorbereitung Probekörper



Stufe 1 - Bohrkerne Aufbauten 1A bis 1D

Aufbau 1A



Aufbau 1B



Aufbau 1C



Aufbau 1D



Stufe 1 - Bohrkerne Aufbauten 1A bis 1D



Stufe 1 - Bohrkern Aufbau 1E



Stufe 1 - Bohrkern Aufbau 1F

A. 5. Stufe 1 - Vergleich zwischen Theorie und Messung

Bei den Rechenverfahren BISAR (Freier Plattenrand) und EISENMANN sind in Klammern die Werte für den Lastfall ohne Verbund angegeben:

Stufe 1 - Vergleich Spannung aus Messung und Theorie

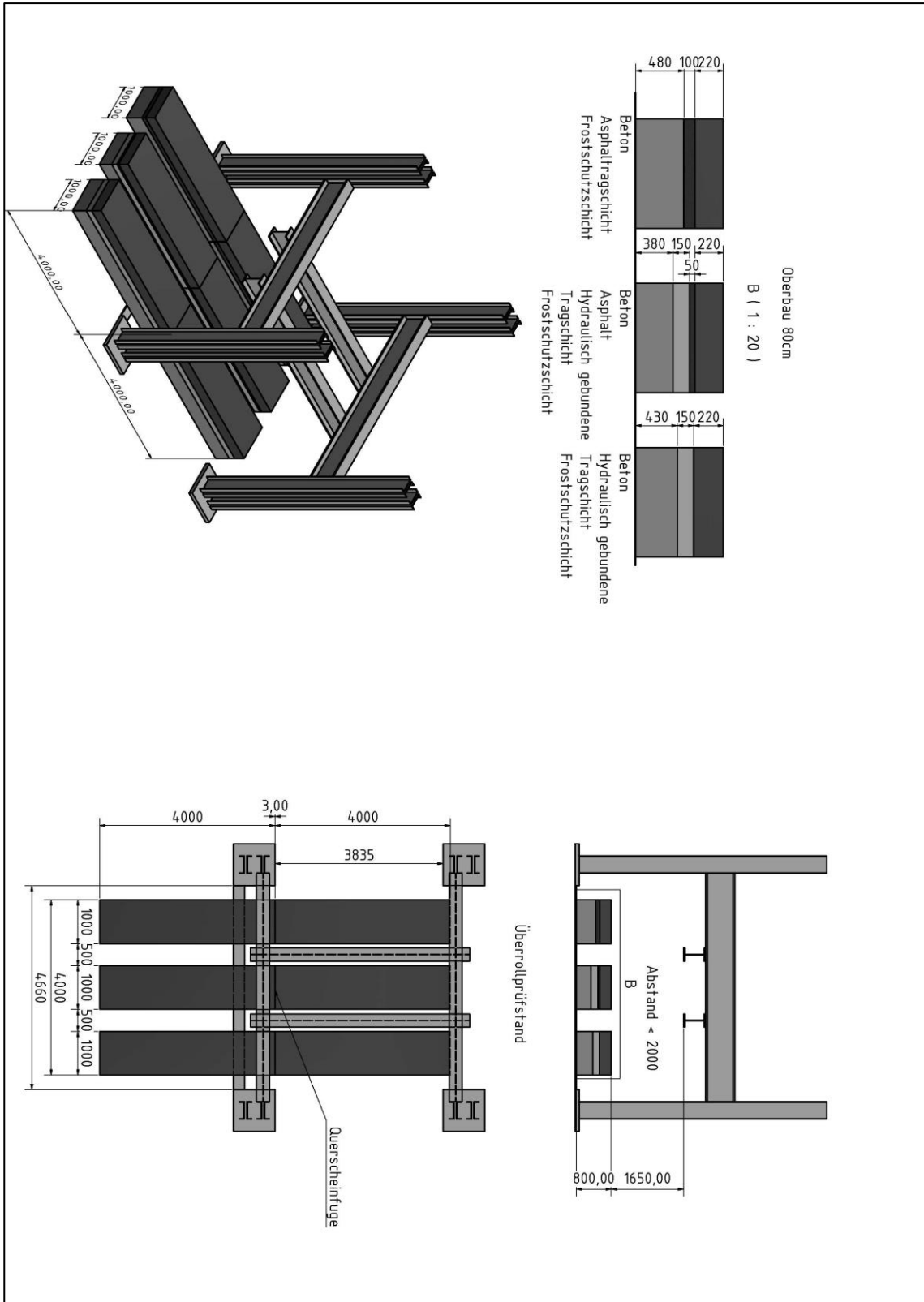
Spannung [N/mm ²]	Aufbau 1A	Aufbau 1B	Aufbau 1C	Aufbau 1D	Aufbau 1E	Aufbau 1F
1 Mio. LW	0,98	0,76	1,15	1,32	1,29	0,76
2 Mio. LW	1,90	1,42	1,79	2,10	3,26	1,14
BISAR	1,02 (2,34)	1,02 (2,34)	0,86 (2,34)	0,98 (2,34)	2,50 (2,78)	1,76 (2,52)
EISENMANN	0,48 (2,07)	0,48 (2,07)	0,43 (2,08)	0,44 (2,08)	0,34 (1,87)	1,5 (2,19)

Bei den Rechenverfahren BISAR (Plattenmitte) und EISENMANN sind in Klammern die Werte für den Lastfall ohne Verbund angegeben:

Stufe 1 - Vergleich Einsenkung aus Messung und Theorie

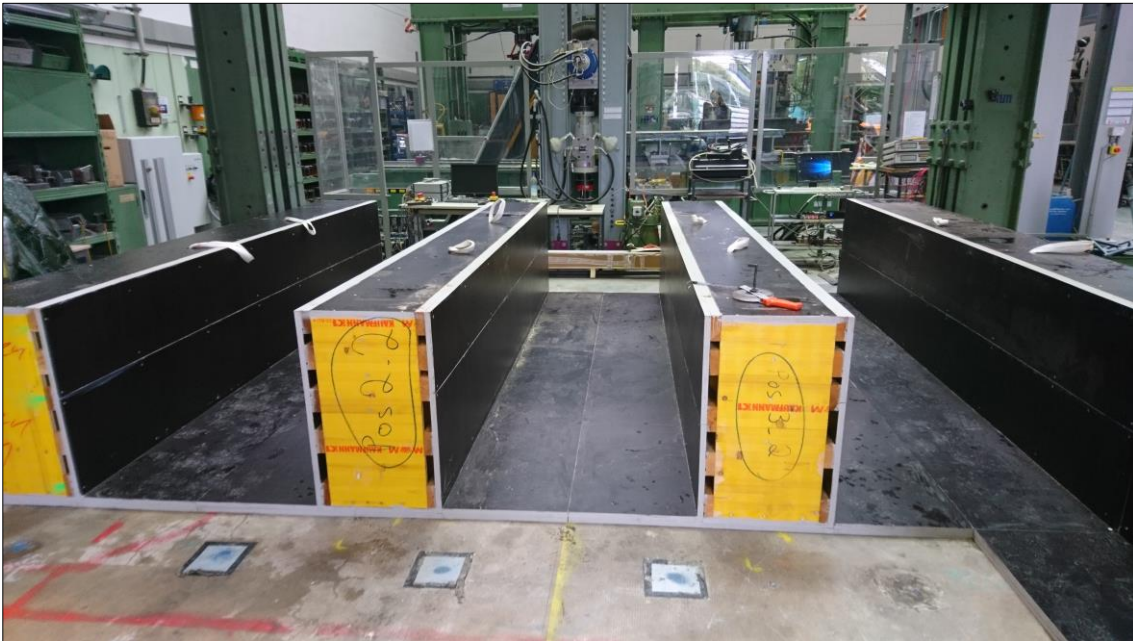
Einsenkung [mm]	Aufbau 1A	Aufbau 1B	Aufbau 1C	Aufbau 1D	Aufbau 1E	Aufbau 1F
0,1 LW	- 0,07	- 0,05	- 0,19	- 0,19	- 0,78	- 0,04
1 Mio. LW	- 0,12	- 0,07	- 0,36	- 0,34	- 0,91	- 0,15
2 Mio. LW	- 0,12	- 0,07	- 0,38	- 0,37	- 0,86	- 0,17
BISAR	- 0,12 (- 0,17)	- 0,12 (- 0,17)	- 0,12 (- 0,17)	- 0,12 (- 0,17)	- 0,17 (- 0,21)	- 0,16 (- 0,18)
EISENMANN	- 0,29 (- 0,48)	- 0,29 (- 0,48)	- 0,28 (- 0,48)	- 0,29 (- 0,49)	- 0,28 (- 0,47)	- 0,34 (- 0,46)

A. 6. Großversuch - Skizze des Versuchsaufbaus



Großversuch - Skizze Großversuch im Prüfstand

A. 7. Großversuch - Bilder zum Versuch



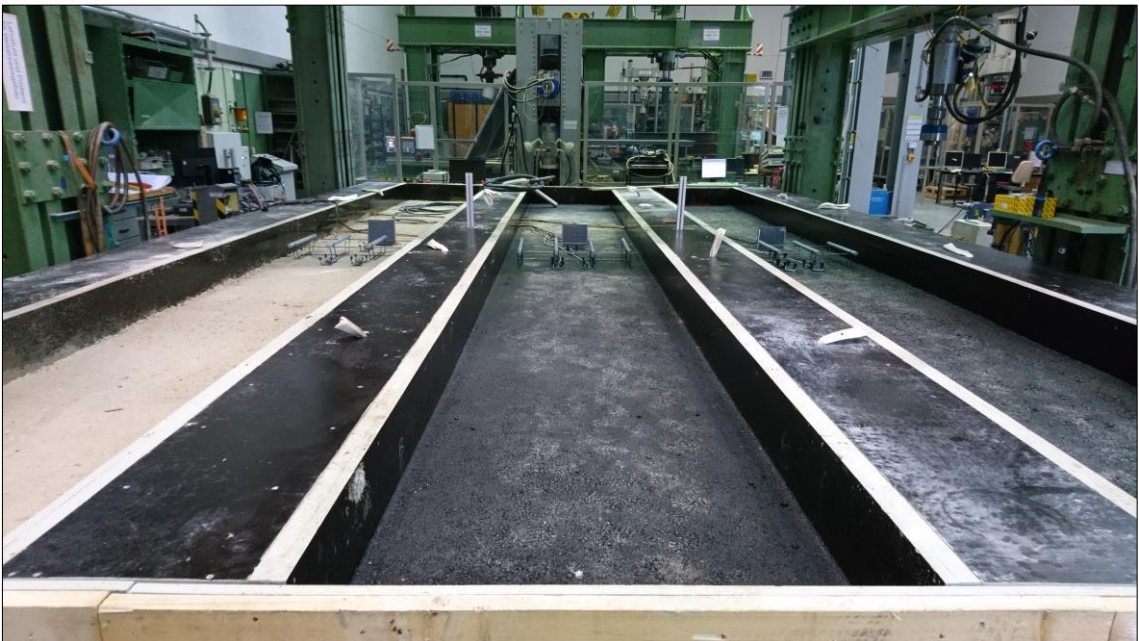
Großversuch - Einbau Schalung



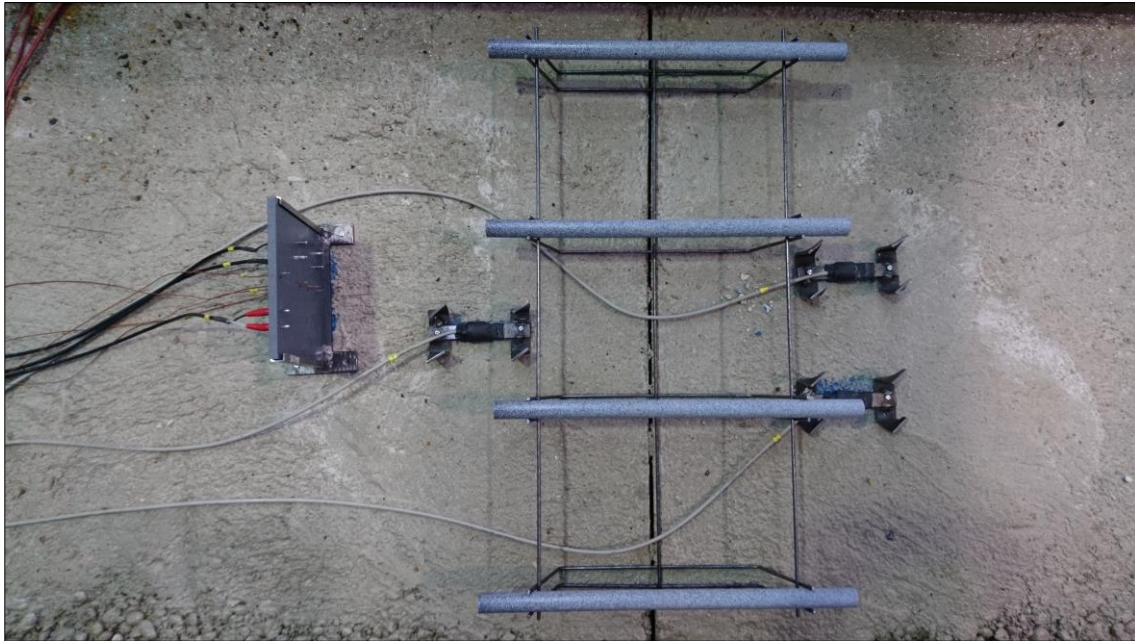
Großversuch - Einbau FSS in der Schalung



Großversuch - Einbau AZS



Großversuch - Messtechnik aller Aufbauten



Großversuch - Messtechnik Aufbau HGT



Großversuch - Betonage im Messtechnikbereich



Großversuch - Nachbehandlung Betondecke



Großversuch - Messbasis nach Betonage



Großversuch – Bohrkerne (ATS)



Großversuch - Bohrkerne (AZSuB)



Großversuch - Bohrkern (HGT)



Großversuch - Schichtaufbau (ATS)

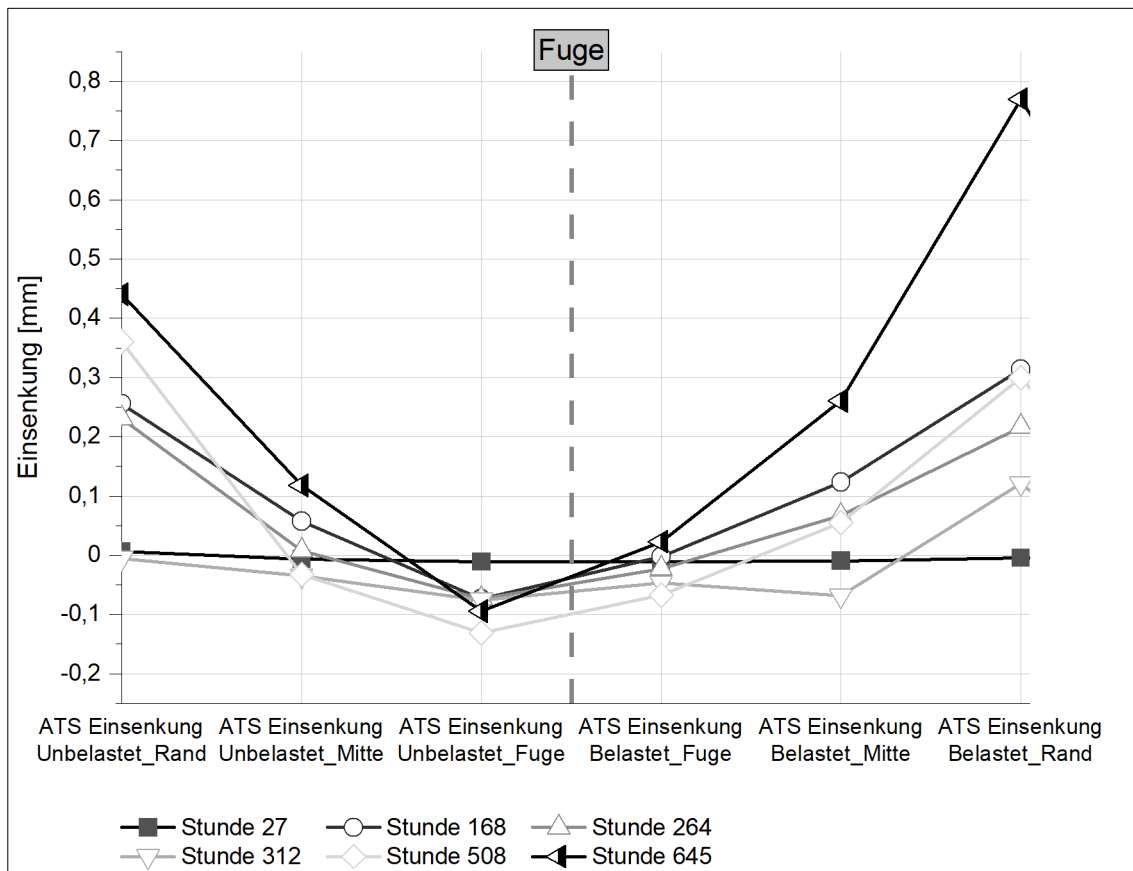


Großversuch - Schichtaufbau (AZSuB)



Großversuch - Schichtaufbau (HGT)

A. 8. Großversuch - Aufwölbung der Platten im jungen Beton



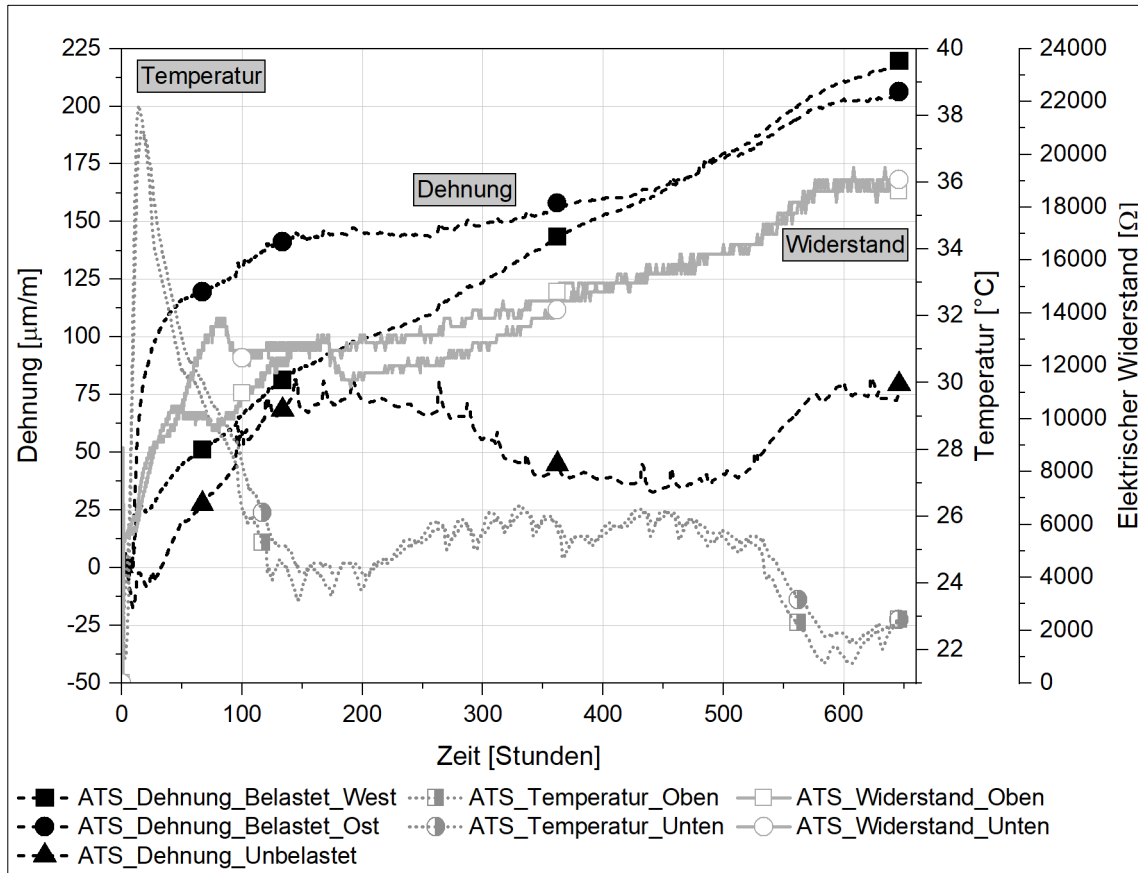
Großversuch - Aufwölben Plattenränder (ATS)

A. 9. Großversuch - Zusammenfassung der Messwerte im jungen Beton

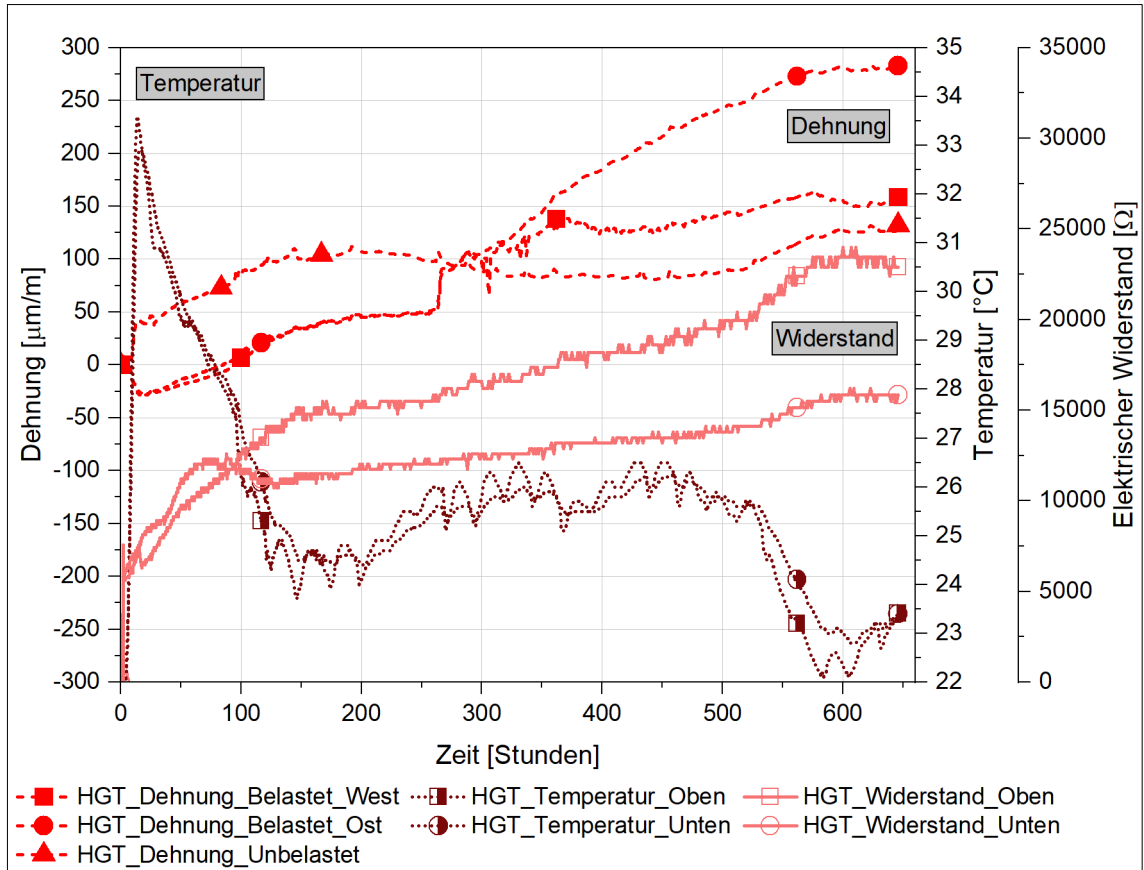
Großversuch - Zusammenfassung Messwerte im jungen Beton

	ATS	HGT	AZSuB
Max. Temperatur Oberseite Beton [°C]	38,3 (14)	33,6 (14)	39,1 (13)
Max. Temperatur Unterseite Beton [°C]	37,5 (16)	32,9 (15)	38,1 (15)
Max. positiver Temperaturgradient [K/mm]	+ 0,010 (12)	+ 0,007 (11)	+ 0,009 (11)
Absolute Differenz [K]	2,2	1,6	2,0
1. Peak elektr. Widerstand Unterseite Beton [Ω]	13.490 (74)	12.300 (70)	13.490 (148)
Elektr. Widerstand Oberseite Beton [Ω]	18.600 (648)	22.900 (648)	16.600 (648)
Elektr. Widerstand Unterseite Beton [Ω]	19.100 (648)	15.800 (648)	17.400 (648)
Max. Gradient elektr. Widerstand [Ω /mm]	7,9 (247)	37,0 (598)	5,6 (52)
Absolute Differenz [Ω]	1738	8140	1232
Min. Gradient elektr. Widerstand [Ω /mm]	- 19,3 (79)	- 9,2 (61)	- 9,1 (149)
Absolute Differenz [Ω]	- 4246	- 2024	- 2002
Max. Druckdehnung [$\mu\text{m}/\text{m}$]	- 18 (9)	- 29 (18)	- 16 (10)
Max. Zugdehnung [$\mu\text{m}/\text{m}$]	220 (648)	283 (648)	806 (648)

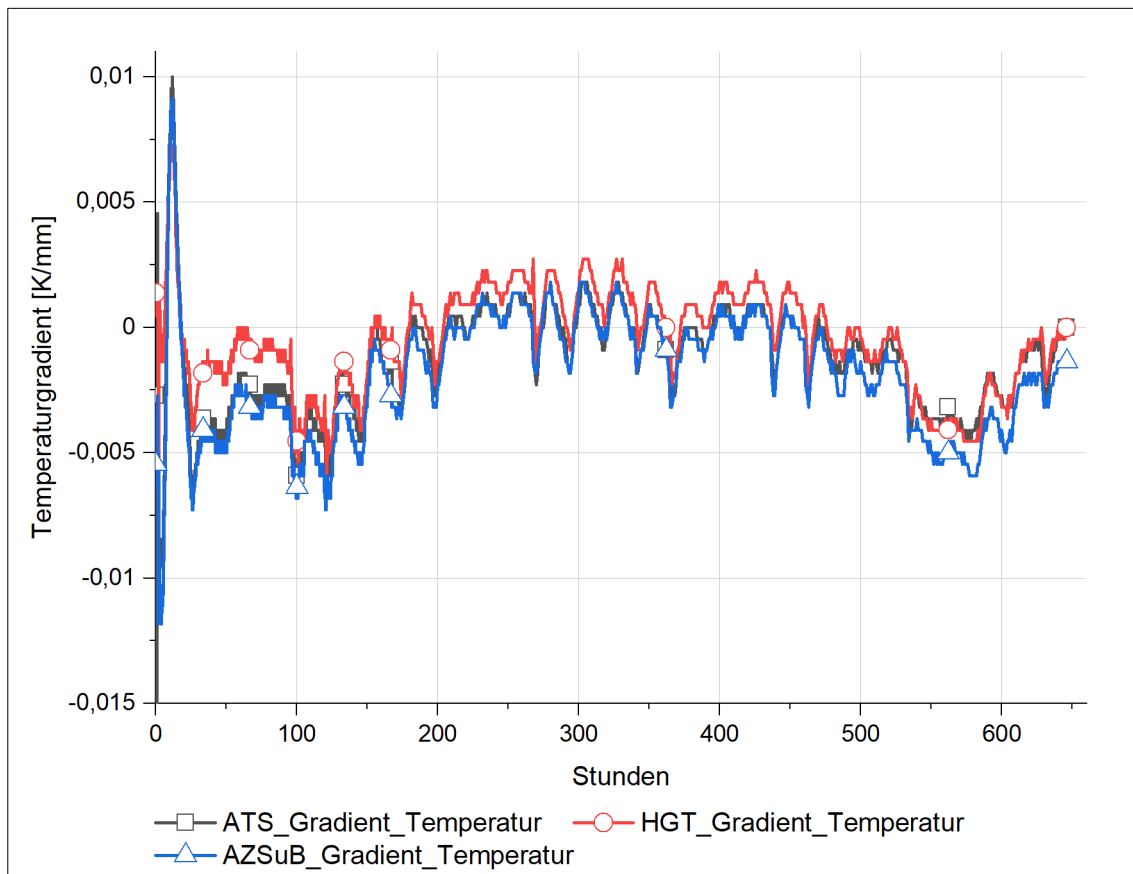
A. 10. Großversuch - Temperatur, Widerstand und Dehnung im jungen Beton



Großversuch - Dehnung, Temperatur und Widerstand (ATS)

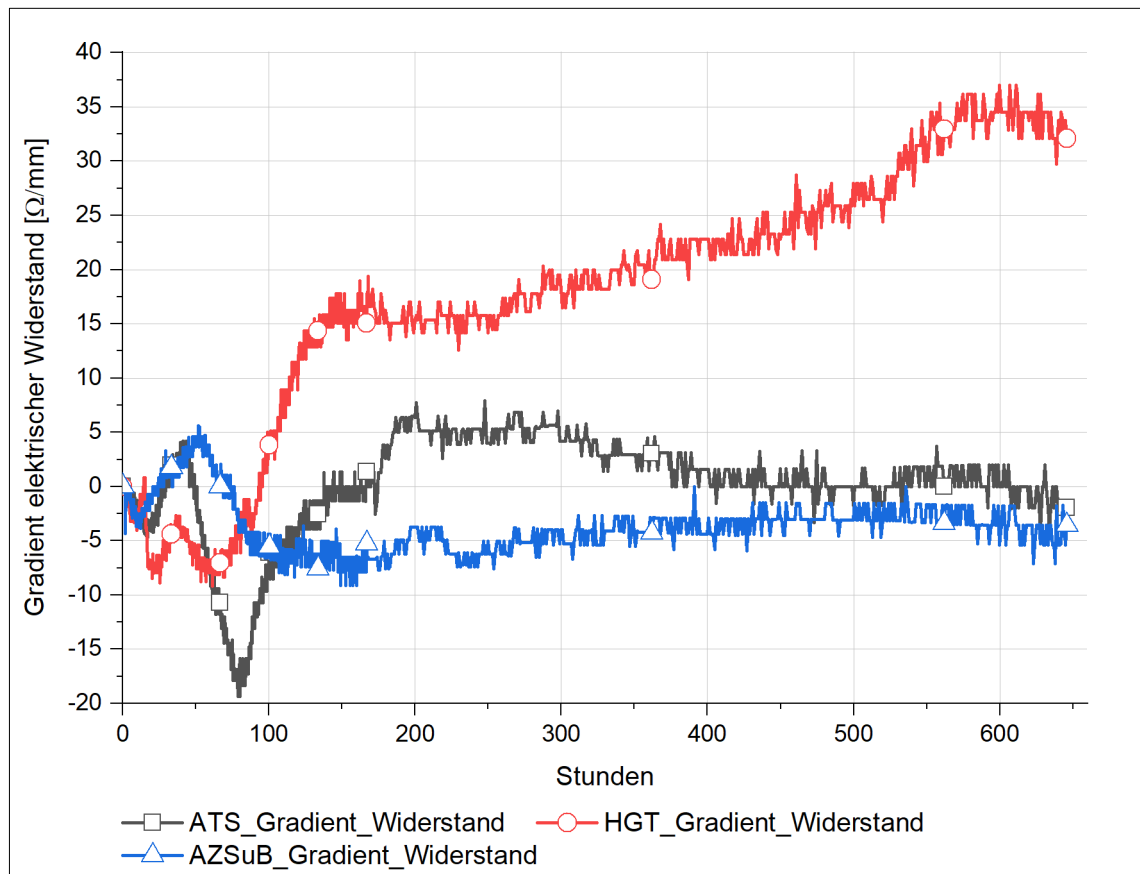


Großversuch - Dehnung, Temperatur und Widerstand (HGT)

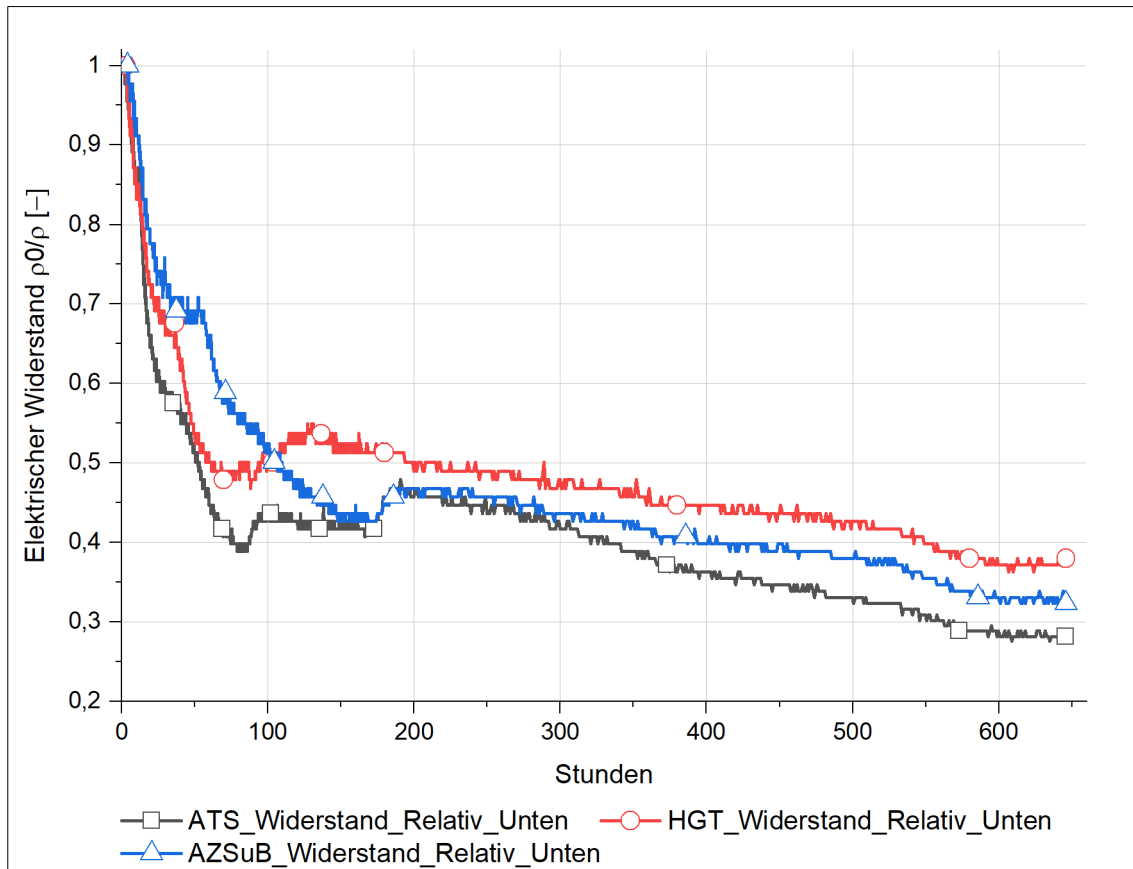
A. 11. Großversuch - Temperaturgradient im jungen Beton

Großversuch - Temperaturgradienten im jungen Beton (Alle)

A. 12. Großversuch - Gradient elektrischer Widerstand im jungen Beton

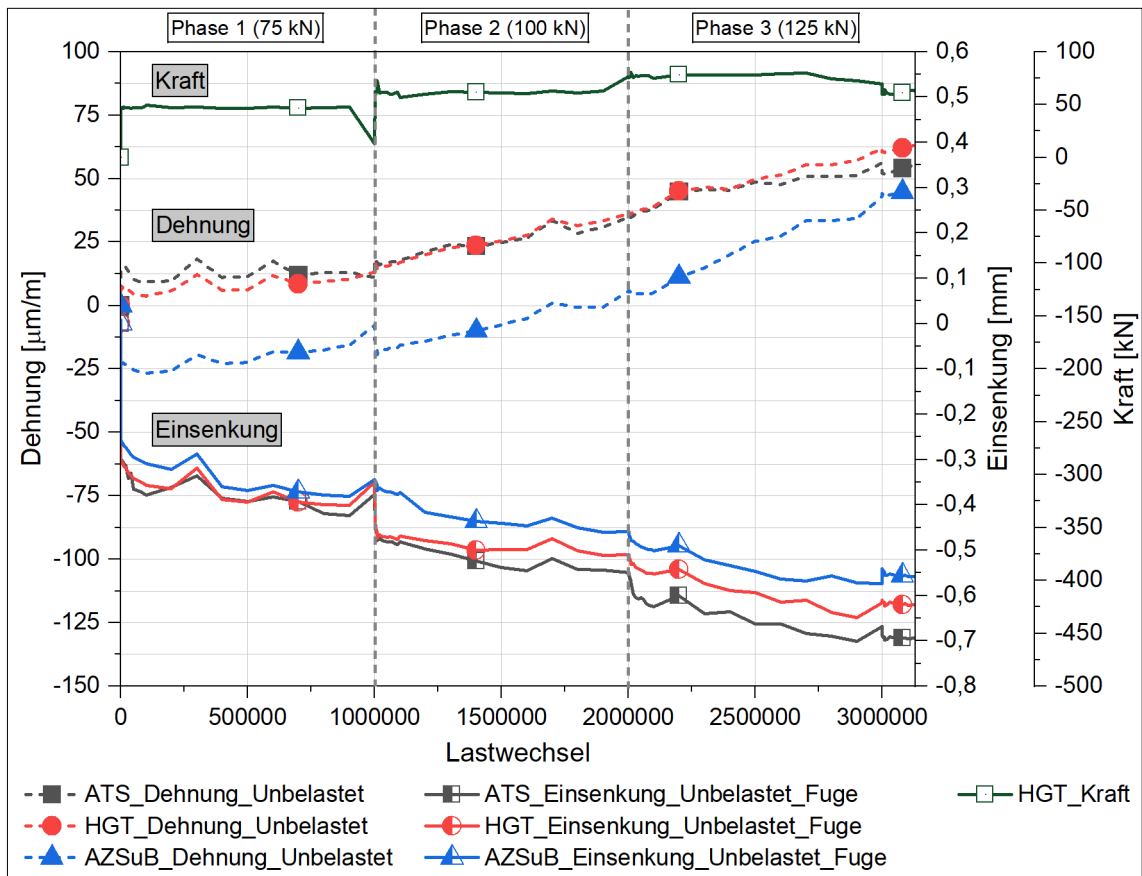


Großversuch - Gradient des Widerstands im jungen Beton (Alle)



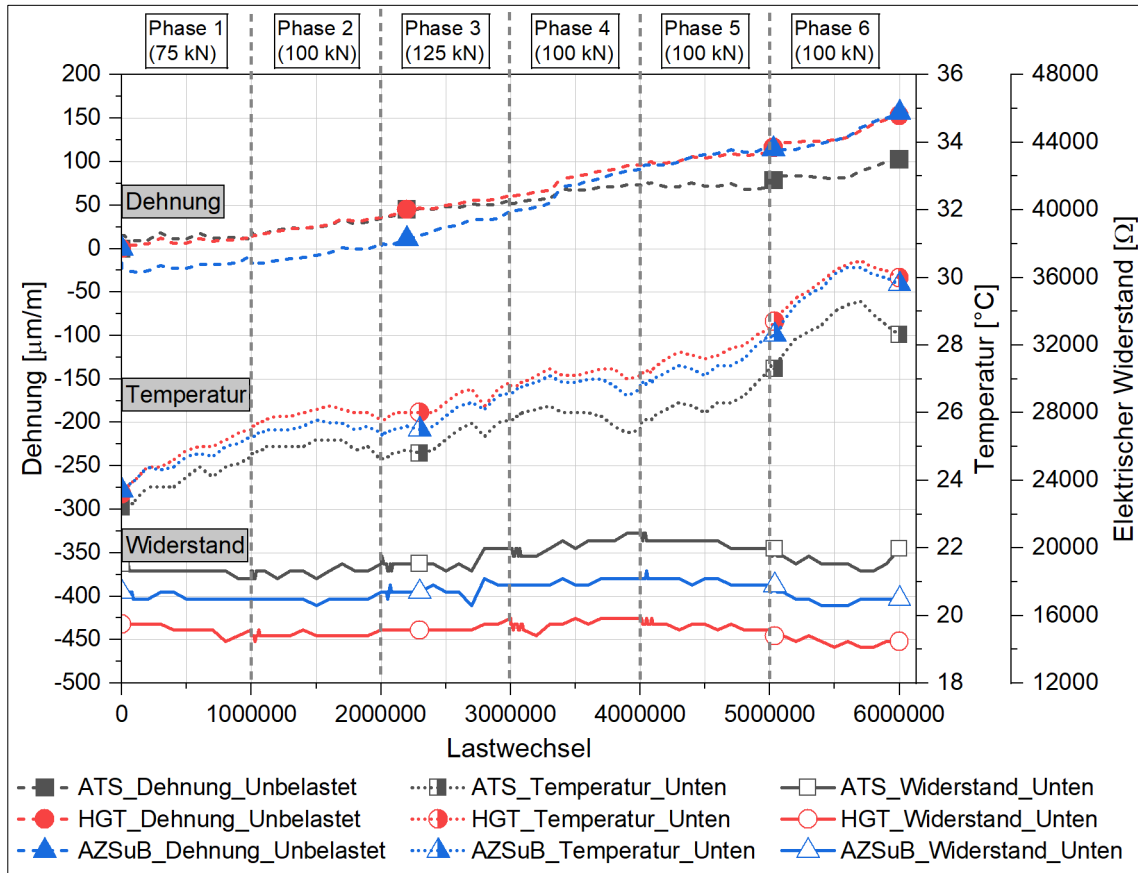
Großversuch - Relativer Widerstand im jungen Beton (Alle)

A. 13. Großversuch - Verlauf der Kraft, Dehnung und Einsenkung



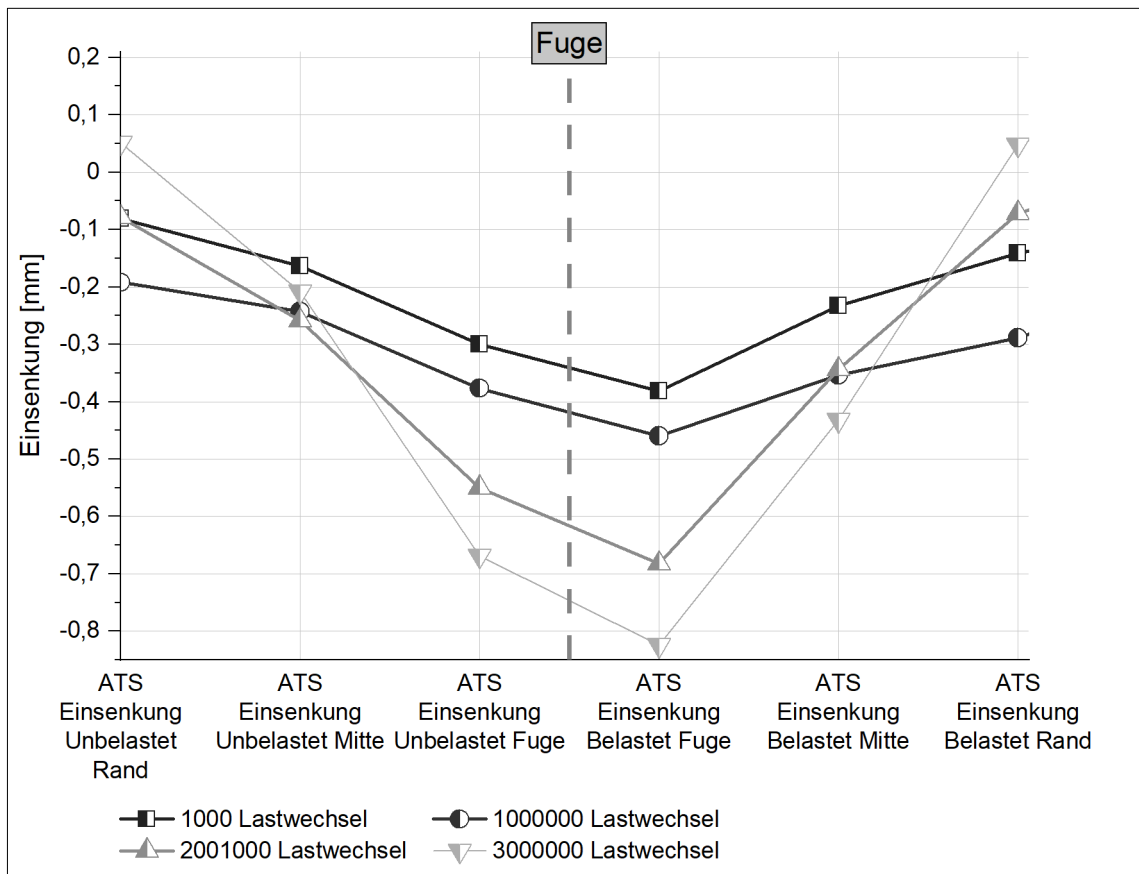
Großversuch - Kraft, Dehnung und Einsenkung unbelastete Platte

A. 14. Großversuch - Verlauf der Dehnung, Temperatur und Widerstand

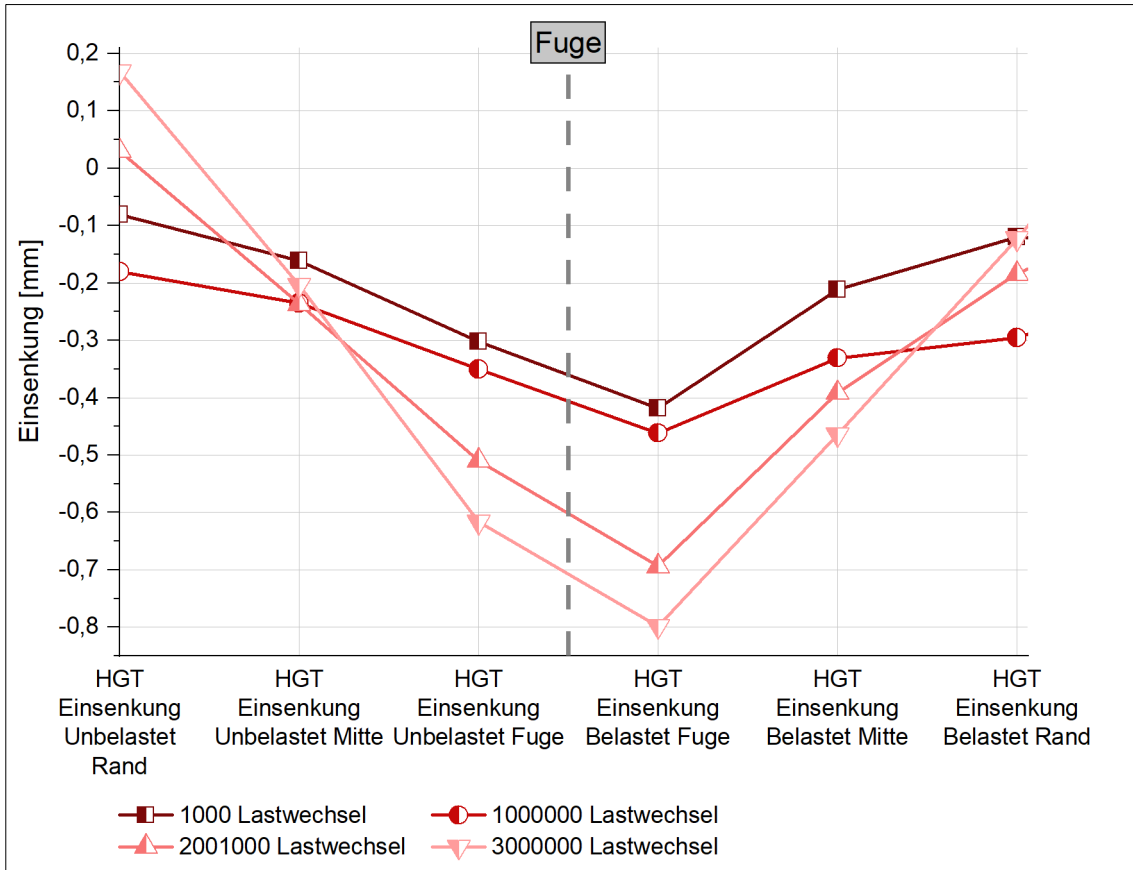


Großversuch - Dehnung, Temperatur und Widerstand unbelastete Platte

A. 15. Großversuch - Verlauf der Einsenkung



Großversuch – Verlauf Einsenkung (ATS)

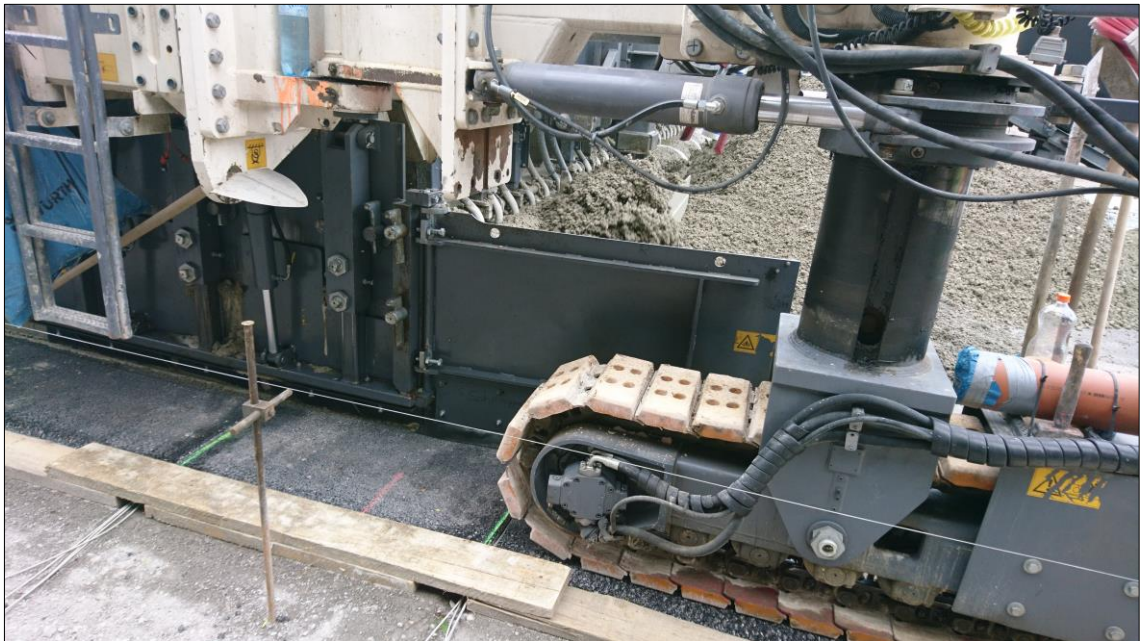


Großversuch - Verlauf Einsenkung (HGT)

A. 16. Feldversuch - Bilder zum Versuch



Feldversuch - Fixierte DMK mit Kabelschlitz



Feldversuch - Betonage im Messtechnikbereich

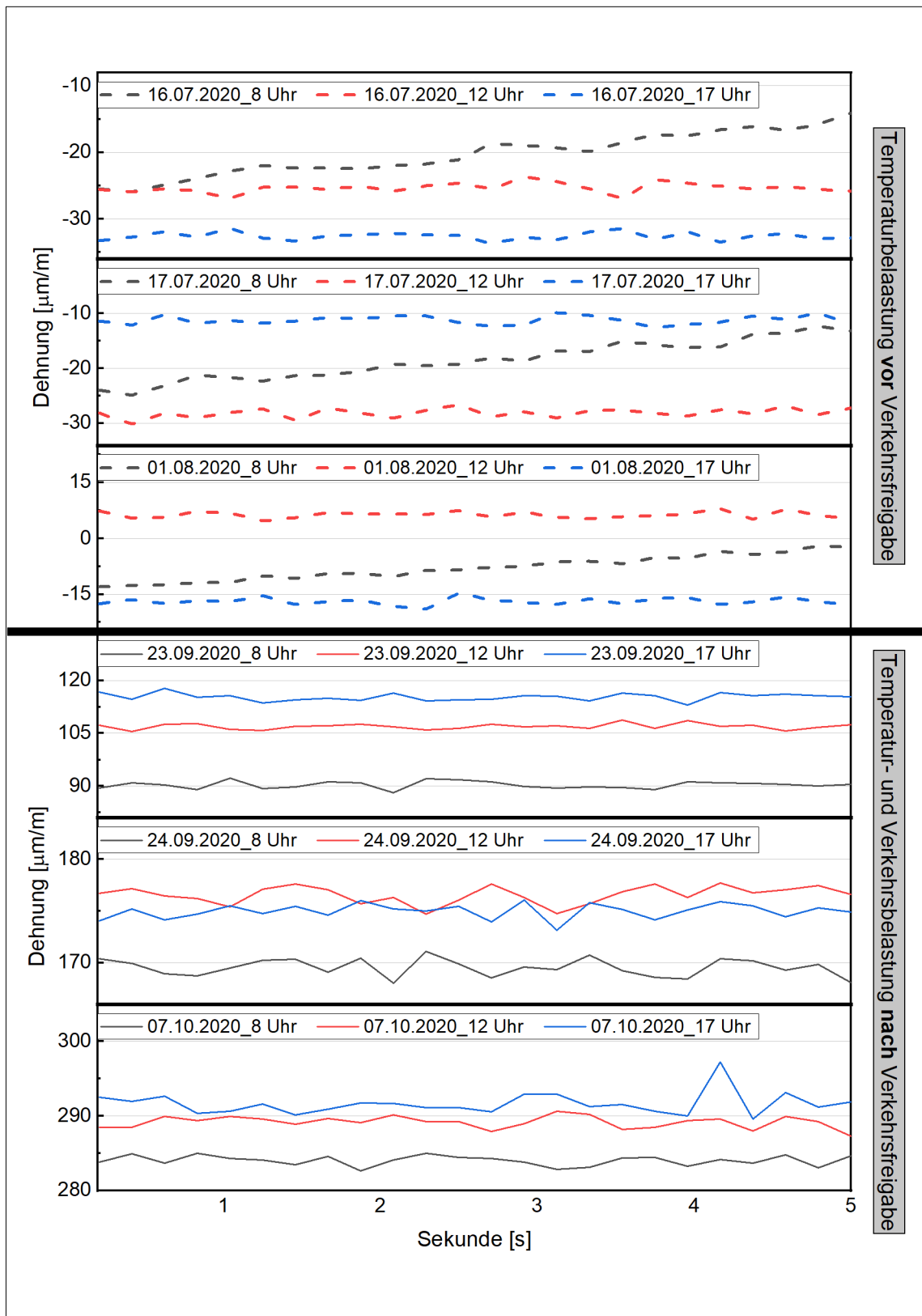


Feldversuch - Betonage Oberbeton im Messtechnikbereich



Feldversuch - Beschädigter Flachdrain und Frässtreifen für Flachdrain

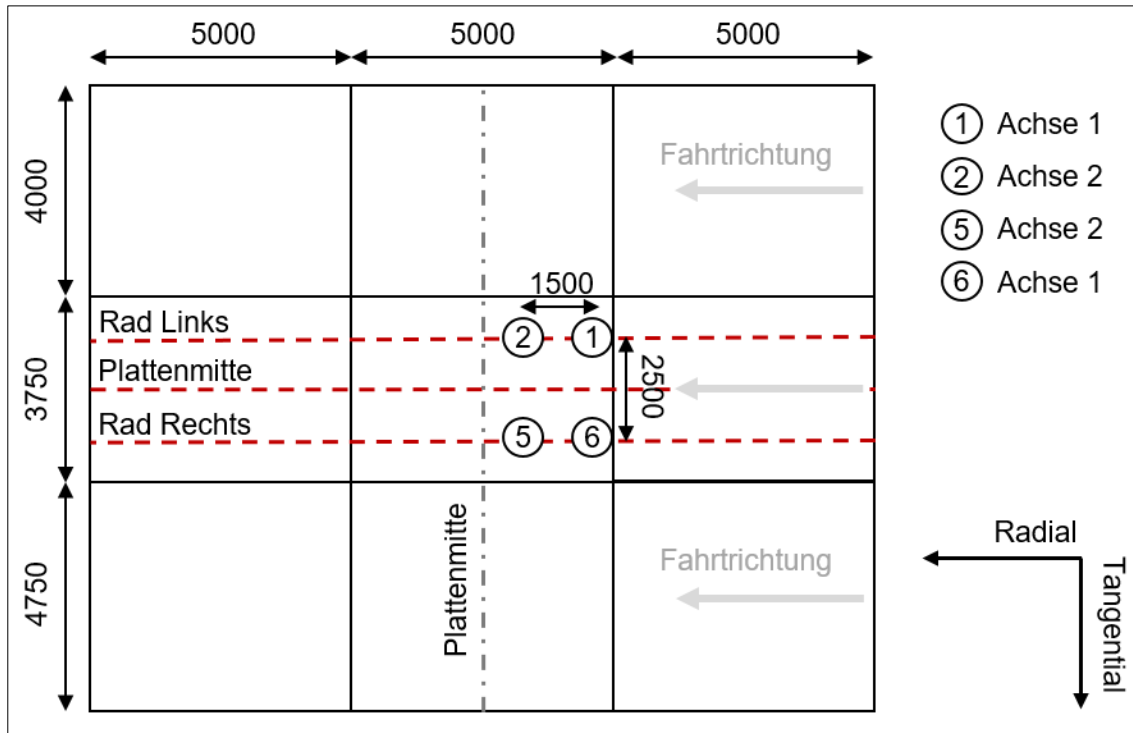
A. 17. Feldversuch - Vergleich der Messdaten mit und ohne Verkehrsbelastung



Feldversuch - Vergleich Messdaten mit und ohne Verkehrsbelastung

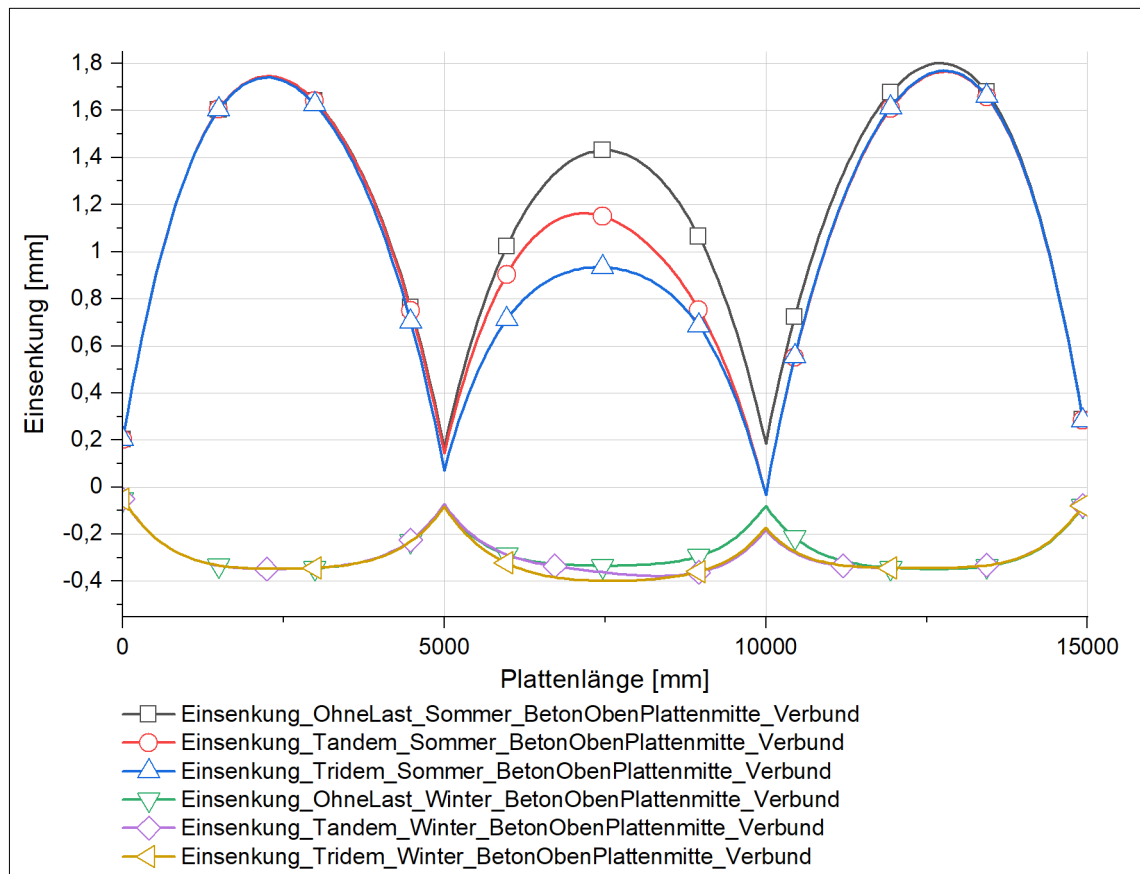
A. 18. Feldversuch - Tandem-Radlaststellung für Modellbildung

Angaben in mm

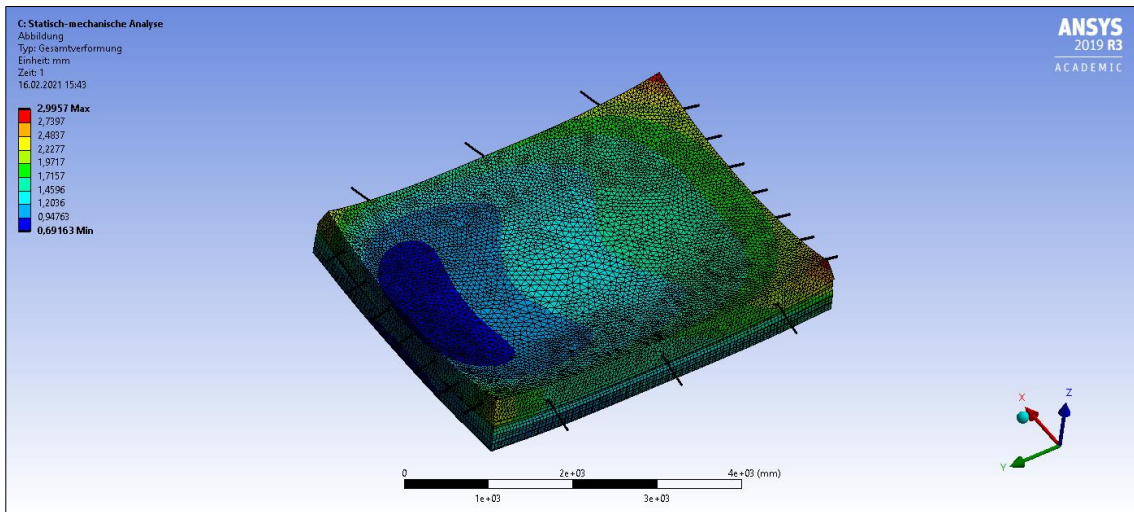


Feldversuch - Skizze ANSYS-Modell (Tandem-Radlaststellung)

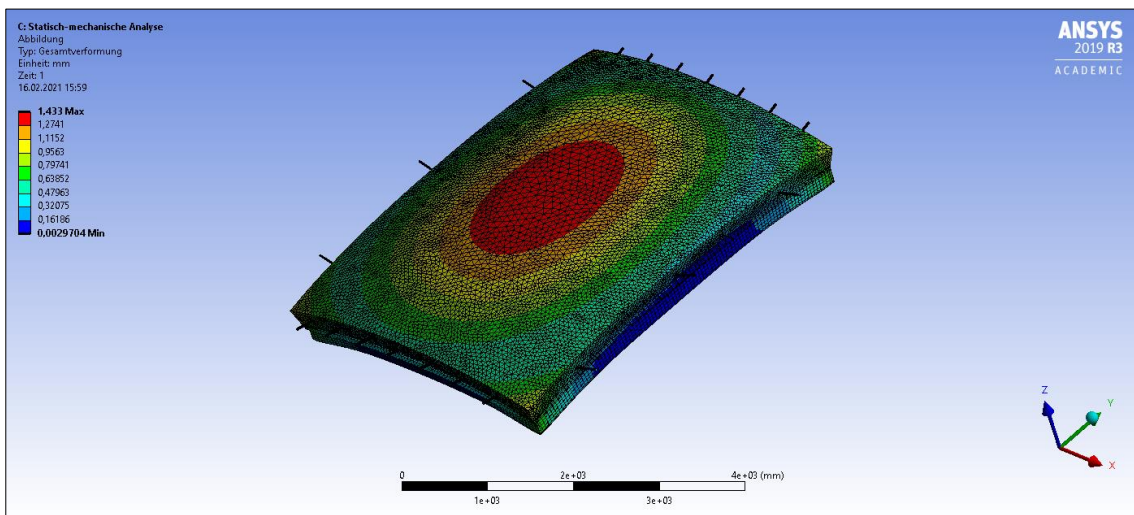
A. 19. Feldversuch - Verformung der Platten nach ANSYS



Feldversuch - Einsenkung in Plattenmitte (ANSYS)



Feldversuch - Verformung bei negativem Temperaturgradienten



Feldversuch - Verformung bei positivem Temperaturgradienten

A. 20. Laborversuche zur Entwässerung



Laborversuche zur Entwässerung - Probekörper mit Flachdrain



Laborversuche zur Entwässerung - Wassergefüllter Eimer nach Regen