

**Institut für Bauingenieurwesen VI
Lehrstuhl und Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen
Technische Universität München**

Durchgehend bewehrte Betondecke

Dipl.-Ing. Univ. Stefan Meier

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

Doktor – Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. H. Kreuzinger

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. habil. G. Leykauf
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E.h. P. Schießl

Die Dissertation wurde am 11.11.2004 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 17.02.2005 angenommen.

Inhaltsverzeichnis	Seite
Inhaltsverzeichnis	I
Bezeichnungen	IV
1 Einführung	1
2 Literaturlauswertung	4
2.1 Allgemeines	4
2.2 Historische Entwicklung der unbewehrten Betonbauweise und heutiger Stand in Deutschland	4
2.3 Durchgehend bewehrte Betondecke	7
2.3.1 USA	8
2.3.1.1 Historische Entwicklung in den USA	8
2.3.1.2 Konstruktion, Bemessung und Ausführung in den USA	9
2.3.2 Europa	12
2.3.2.1 Historische Entwicklung in Europa	12
2.3.2.2 Konstruktion, Bemessung und Ausführung in Europa	14
2.4 Erkenntnisse der Literaturlauswertung	16
3 Bemessung durchgehend bewehrter Betondecken	18
3.1 Möglicher konstruktiver Aufbau in Deutschland	18
3.2 Beanspruchung durchgehend bewehrter Betondecken	19
3.2.1 Allgemeines	19
3.2.2 Schwind- und Temperaturlspannungen, Verformungen	20
3.2.2.1 Erhärtungsphase der Betondecke	22
3.2.2.2 Gebrauchszustand	24
3.2.2.2.1 Linear, gleichmäßige Temperaturverteilung	24
3.2.2.2.2 Linear, ungleichmäßige Temperaturverteilung	26
3.2.2.2.3 Nicht lineare Temperaturverteilung	27
3.2.3 Verkehrslastbeanspruchung	28
3.2.3.1 Allgemeines	28
3.2.3.2 Berechnungsverfahren	29
3.2.3.3 Einfluss von Nachbarlasten	31
3.2.4 Kombinierte Beanspruchung und zulässige Spannung	32
3.3 Materialkenngrößen und Anforderungen	32

4	Normenorientiertes Rissmodell	34
4.1	Allgemeines	34
4.2	Prozess der Rissbildung	35
4.2.1	Grundlagen	35
4.2.2	Mechanismus und Risstheorie	36
4.2.3	Einfluss der Reibung zwischen Deckensystem und Unterlage	41
4.3	Berechnungsannahmen und Eingangsgrößen	44
4.4	Auswertung der Berechnungen	49
4.4.1	Zentrische Betonzugfestigkeit	49
4.4.2	Stahlspannung im Rissquerschnitt	50
4.4.3	Rissabstand	54
4.4.4	Rissbreite	57
4.5	Zusammenfassung der Ergebnisse	61
5	Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente	64
5.1	Allgemeines	64
5.2	Finite Elemente Modell	65
5.2.1	Zweidimensionales Finite Elemente Modell (Grundsystem)	65
5.2.2	Lastfälle	68
5.2.2.1	Ungleichmäßige Temperaturverteilung	69
5.2.2.2	Verkehrsbelastung	69
5.2.2.3	Kombination von Temperatur- und Verkehrsbelastung	70
5.2.3	Eingangsgrößen der Berechnung am Grundsystem	70
5.2.4	Nachweis ausreichend feiner Elementeinteilung	71
5.3	Auswertung der Berechnungen	72
5.3.1	Vergleich des Tragverhaltens von durchgehend bewehrter Betondecke und der Bauweise mit kurzen, unbewehrten Platten	72
5.3.1.1	Ungleichmäßige Temperaturverteilung	73
5.3.1.2	Verkehrsbelastung	75
5.3.1.3	Einfluss temperaturbedingter Vorverformungen	81
5.3.2	Einfluss der Deckendicke auf das Tragverhalten	85
5.3.3	Einfluss des gelösten Verbundes zwischen Betondecke und hydraulisch gebundener Tragschicht auf das Tragverhalten	90
5.3.4	Einfluss klaffender Risse bzw. schollenartiger Rissstruktur in der hydraulisch gebundenen Tragschicht auf das Tragverhalten	94
5.4	Zusammenfassung der Ergebnisse	96

6	Zusammenfassung und Empfehlung für den Bau einer durchgehend bewehrten Betondecke	99
6.1	Aufgabenstellung und Ziel der Arbeit	99
6.2	Erkenntnisse aus dem Ausland	100
6.3	Einfluss der maßgebenden Parameter auf die Rissbildung	101
6.4	Betonoberbau	102
6.5	Bewehrung	104
6.6	Ausführungsempfehlung im Überblick	104
7	Literaturverzeichnis	106
8	Anlagenverzeichnis	
9	Anlagen	

Bezeichnungen

a	=	Belastungskreishalbmesser	[mm]
a	=	Riss-/Fugenabstand	[mm], [m]
a'	=	Auflagerlänge	[mm]
a ₀	=	Stababstand der Längsbewehrung	[mm]
A	=	Fläche	[mm ²]
b	=	Breite	[mm]
b	=	fiktiver Belastungskreishalbmesser	[mm]
B	=	Festigkeitsklasse von Normalbeton nach DIN 1045	[N/mm ²]
C	=	Festigkeitsklasse von Normalbeton nach DIN 1045-1	[N/mm ²]
d	=	Durchmesser	[mm]
E	=	Elastizitätsmodul	[N/mm ²]
f _{ct}	=	zentrische Zugfestigkeit des Betons nach DIN 1045-1	[N/mm ²]
f _y	=	Streckgrenze des Bewehrungsstahls	[N/mm ²]
F	=	Kraft/Normalkraft	[N], [kN]
ΔF	=	Kräfte Differenz	[N], [kN]
h	=	Höhe, Bauteildicke	[mm], [m]
k	=	Bettungsmodul	[N/mm ³], [kN/m ³]
k _E	=	Faktor zur Berücksichtigung von Eigen- spannungen auf die Zugfestigkeit von Beton	[-]
k ₀	=	Länge ohne Verbund im Rissmodell	[mm]
k _{z,t}	=	Faktor zur Abschätzung der zeitlichen Entwicklung der Zugfestigkeit von Beton	[-]
l	=	elastische Länge	[mm]
l _{krit}	=	kritische Plattenlänge	[mm]
l _τ	=	Einleitungslänge im Rissmodell	[mm]
L	=	Länge	[mm], [m]
n	=	Anzahl	[-]
p	=	Kontaktdruck zwischen Rad und Fahrbahn	[N/mm ²]
s _r	=	minimaler Rissabstand im Rissmodell	[mm], [m]
Q	=	Radlast	[N], [kN]
T	=	Temperatur	[K], [°C]
ΔT	=	Temperaturdifferenz	[K], [°C]
Δt	=	Temperaturgradient	[K/mm]

T_O	=	Oberflächentemperatur	[K], [°C]
T_U	=	Temperatur an der Plattenunterseite	[K], [°C]
T_{01}	=	erste Nullspannungstemperatur	[K], [°C]
T_{02}	=	zweite Nullspannungstemperatur	[K], [°C]
u	=	Verschiebung	[mm], [m]
U	=	Umfang des Bewehrungsstahls	[mm]
w	=	Rissbreite	[mm]
W	=	Wirksamkeitsindex	[%]
W/Z-Wert	=	Wasserzementwert	[-]
x, y, z	=	Richtungen im Koordinatensystem	[-]
y	=	Verschiebung/Einsenkung in z-Richtung	[mm]
α_T	=	Temperaturdehnzahl	[1/K]
μ	=	Querdehnzahl	[-]
μ	=	Reibungsbeiwert	[-]
β	=	Festigkeit	[N/mm ²]
β_1, β_2	=	Beiwerte im Rissmodell	[-]
β_{bZm}	=	mittlere zentrische Zugfestigkeit des Betons nach DAfStb, Heft 400	[N/mm ²]
β_Z	=	Zugfestigkeit des Betons nach DIN 1045	[N/mm ²]
β_{BZ}	=	Biegezugfestigkeit des Betons nach DIN 1048	[N/mm ²]
β_{WN}	=	Nennfestigkeit der Betondruckfestigkeit am Würfel nach DIN 1045	[N/mm ²]
β_{WS}	=	Serienfestigkeit der Betondruckfestigkeit am Würfel nach DIN 1045	[N/mm ²]
γ	=	spezifisches Gewicht	[kN/m ³]
ε	=	Dehnung	[-] bzw. [‰]
ρ	=	Bewehrungsgrad	[%]
σ	=	Normalspannung infolge von Längskraft oder Biegespannung	[N/mm ²]
σ_w bzw. $\sigma_{\Delta t}$	=	Biegespannung infolge von ungleichmäßiger Temperaturverteilung synonym: Wölbspannung	[N/mm ²]
σ'_w	=	gestörte Wölbspannung	[N/mm ²]
σ''_w	=	reduzierte Wölbspannung	[N/mm ²]
$\Delta\sigma$	=	Spannungsdifferenz	[N/mm ²]
τ	=	Schub-/Verbundspannung	[N/mm ²]
φ	=	Verdrehung	[rad]

Symbole

\emptyset	=	Durchmesser	[mm]
∞	=	Unendlichkeitszeitpunkt	[-]
π	=	Pi = 3,1415927	[-]

Indizes

äqui	=	äquivalenter Wert
B	=	Beton
c	=	Beton
cube	=	(am) Würfel
D	=	Druck
ef	=	effektiver Wert
k	=	charakteristischer Wert
m	=	Mittelwert
max	=	Maximalwert
min	=	Minimalwert
Mi	=	(in) Plattenmitte
r	=	(im) Riss; rissbedingt
R	=	Reibung
Ra	=	(am) Plattenrand
s	=	Stahl
S	=	Schwinden
t	=	Zug
Z	=	Zug
I	=	Zustand I bei Stahlbeton (ungerissen)
II	=	Zustand II bei Stahlbeton (gerissen)
28	=	im Alter von 28 Tagen bzw. bezogen auf die 28-Tage-Eigenschaften

Abkürzungen

AASHTO	=	<u>A</u> merican <u>A</u> ssociation of <u>S</u> tate <u>H</u> ighway and <u>T</u> ransportation <u>O</u> fficials
CRCP	=	<u>C</u> ontinously <u>R</u> einforced <u>C</u> oncrete <u>P</u> avement (durchgehend bewehrte Betondecke)
CROW	=	kenniscentrum voor verkeer, vervoer en infrastructuur
nET	=	<u>n</u> iedrige <u>E</u> rhärtung <u>s</u> temperatur von Beton
mET	=	normale bzw. <u>m</u> ittlere <u>E</u> rhärtung <u>s</u> temperatur von Beton
hET	=	<u>h</u> ohe <u>E</u> rhärtung <u>s</u> temperatur von Beton
FE	=	Methode der <u>F</u> initen <u>E</u> lemente
FHWA	=	<u>F</u> ederal <u>H</u> ighway <u>A</u> dmistration
HGT	=	<u>H</u> ydraulisch gebundene <u>T</u> ragschicht
JPCP	=	<u>J</u> ointed <u>P</u> lain <u>C</u> oncrete <u>P</u> avement (kurze, unbewehrte Platten)
LCPC	=	<u>L</u> aboratoire <u>C</u> entral des <u>P</u> onts et <u>C</u> haussées
SAPRR	=	<u>S</u> ociété des <u>A</u> utoroutes <u>P</u> aris- <u>R</u> hin- <u>R</u> hône
SETRA	=	<u>S</u> ervice d' <u>É</u> tudes <u>T</u> echniques des <u>R</u> outes et <u>A</u> utoroutes

1 Einführung

Betonfahrbahndecken werden durch Spannungen infolge von Temperatur- und Verkehrslasteinwirkung sowie durch Schwinden beansprucht. Die so genannten Zwängungsspannungen, also die Spannungen infolge von Schwinden und Temperaturänderungen, entstehen durch die behinderte Verformung der nicht zwängungsfrei gelagerten Betondecke und führen bei Überschreiten der maximal aufnehmbaren Spannungen zur Rissbildung. Damit werden zwar die Zwängungsspannungen abgebaut, es ändert sich aber auch das Tragverhalten des Deckensystems, was eine erhöhte Beanspruchung durch Einwirkung aus Verkehrslast zur Folge hat /1/.

Um eine wilde Rissbildung zu vermeiden, werden Fahrbahndecken aus Beton heute in Deutschland üblicherweise durch Fugen in einzelne Platten unterteilt /1/. Seit Anfang der siebziger Jahre hat sich die Bauweise ohne Raumfugen, ausschließlich mit Scheinfugen im unbewehrten Beton, zur Standardbauweise entwickelt. Im Detail kann sie den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton, ZTV Beton-StB 01 /2/, entnommen werden. Die Scheinfugen entstehen, nachdem die noch junge Betondecke durch den so genannten Kerbschnitt in den oberen Zentimetern der Decke angekerbt wird und die im Bereich des Kerbschnitts auftretenden Zugspannungen die kritischen Zugspannungen überschreiten. Dies führt zur Rissbildung des Restquerschnitts unterhalb des Kerbschnitts. Vorteilhaft ist, dass sich durch die Verzahnung im Bereich des Risses Querkräfte übertragen lassen. Diese Eigenschaft verschlechtert sich jedoch im Laufe der Liegedauer zunehmend, da sich die Plattenränder durch die relative vertikale Fugenbewegung infolge von Achs- bzw. Radübergängen stetig abschleifen und durch das Langzeitschwinden eine Vergrößerung der Rissöffnung eintritt. Die damit verbundenen Nachteile eines reduzierten Wirksamkeitsindex der Querkraftübertragung im Fugenbereich werden durch den Einbau von Dübeln zwar deutlich abgeschwächt, können aber nicht ausgeschlossen werden. Mögliche Folge reduzierter Querkraftübertragung bei gleichzeitigem Wasserzutritt ist die Erosion der Unterlage. Die entstehenden Hohllagen führen zu höherer Beanspruchung der Betondecke. Direkt einhergeht mit dieser Bauweise der Einbau von Fugenprofilen bzw. Fugenvergussmassen an der Stelle der erzeugten Risse nach dem Fugenschnitt. Damit fallen jedoch im Allgemeinen auf längere Sicht sehr unterhaltungs- und kostenintensive Arbeiten an den Fugenabdichtungen an, um die Deckenbefestigung dauerhaft vor schädlichem Wasser- und Feststoffeintritt zu schützen.

Anders als bei der deutschen Standardbauweise der unbewehrten Betondecke mit Fugen, bei der die Vermeidung von wilden Rissen die Voraussetzung für ein gutes Langzeitverhalten der Betondecke darstellt, kann im Ausland eine durchgehend bewehrte Betondecke mit freier Rissbildung zur Ausführung kommen. Die eingebrachte Bewehrung hat hier die Aufgabe, die durch Schwind- und Temperaturspannungen auftretenden Querrisse möglichst gleichmäßig in Längsrichtung zu verteilen und deren

Öffnungsweite zu begrenzen. Durch die angestrebten sehr geringen Rissbreiten auch bei tiefen Temperaturen von maximal 0,5 mm wird eine sehr gute Rissverzahnung und damit Querkraftübertragung im Bereich der Betonflanken erreicht. Weiterhin kann durch die geringe Rissbreite eine Abdichtung im Rissbereich entfallen.

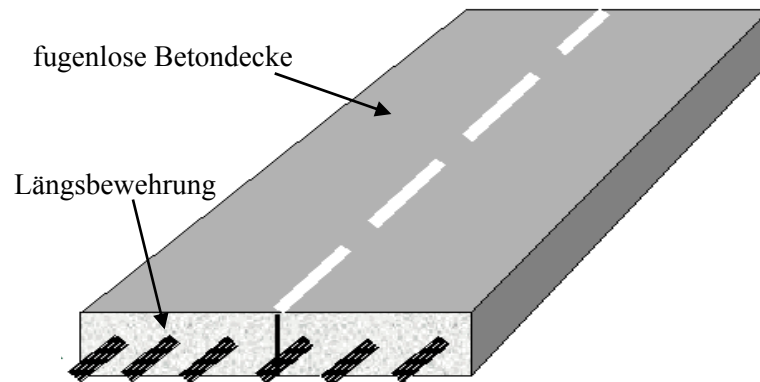


Abb. 1.1: Schemaskizze einer durchgehend bewehrten Betondecke /3/

Weltweit sind Betonfahrbahnen mit durchgehender Bewehrung vor allem in den USA, aber auch in mehreren europäischen Staaten wie Belgien und Frankreich seit längerer Zeit gebräuchlich. In Deutschland kam diese Bauweise bislang nur bei wenigen Versuchsstrecken zur Anwendung und ist in den Regelwerken zum Betonstraßenbau nicht berücksichtigt. Durchgehend bewehrte Betontragplatten konnten sich jedoch in großem Umfang auf den Neubaustrecken der Deutschen Bahn AG bei der Festen Fahrbahn (FF) durchsetzen. Letztere ist nach den heute für den Straßenbau gültigen Grundsätzen aufgebaut /4, 5, 83/. Die FF ist als schotterlose Oberbaukonstruktion konzipiert, die auf einer durchgehend bewehrten Betondecke in der Funktion als Betontragschicht oder einer Asphalttragschicht frostsicher gegründet ist. Der wesentliche Vorteil gegenüber dem konventionellen Schotteroberbau liegt in der höhengenaugen Auflagerung der Schienen und der lastverteilenden Wirkung der Betontragplatte. Zur Aktivierung der lastverteilenden Wirkung der Schiene sind definierte Anforderungen an die Einsenkung der Schienen zu erfüllen, die eine elastische Auflagerung der Schienen voraussetzen /5, 63/. Durch die fugenlose Bauweise entfallen die für ein gutes Langzeitverhalten schädlichen Relativbewegungen zwischen der durchgehend verschweißten Schiene und der Tragplatte /64/.

Die Ursache für die in Deutschland bisher nur auf Versuchsstrecken beschränkte Ausführung von durchgehend bewehrten Betonfahrbahnen dürfte vor allem in den zusätzlich anfallenden Kosten für die Bewehrung zu sehen sein, so dass zunächst die Kostenvorteile der Asphalt- oder Betonstandardbauweise überwiegen. Legt man jedoch eine gesamtwirtschaftliche Betrachtungsweise zugrunde, so sind neben den Investitionskosten auch die Kosten für Unter- und Erhaltung zu berücksichtigen. Damit verringert sich der Investitionskostenanteil um die entfallende Fugenherstellung und die mögliche

Reduzierung der Deckendicke der Betondecke, die nach internationaler Praxis mit ca. 10 bis 20 % gegenüber der Dicke der in Deutschland heute üblichen Standardbauweise mit kurzen, unbewehrten Platten angesetzt wird /4/. Die Begründung liegt in der Vermeidung des Lastfalles „freier Fugenrand“, was aber noch eingehender zu untersuchen ist. Durch die Rissbildung entstehen kurze Platten, die in Querrichtung beansprucht werden. Dies kann in Verbindung mit der abgeminderten Deckendicke zu möglichen Längsrissen führen. Zusätzlich ergeben sich Einsparungen infolge nicht notwendiger Fugenpflege bei qualitätsgerechter Ausführung sowie spätere wirtschaftliche Sanierungsmöglichkeiten der Betonfahrbahn durch Überbauung mit dünnen Belägen ohne Gefahr der Reflexionsrissbildung, womit eine erhebliche Verlängerung der Liegedauer, das heißt wiederum erhöhte Wirtschaftlichkeit, zu erreichen ist.

In der vorliegenden, vom BMVBW in Auftrag gegebenen Forschungsarbeit soll durch eine Analyse des Rissbildungsprozesses sowie des Spannungs- und Verformungsverhaltens diese Bauweise mit durchgehender Bewehrung für eine Anwendung auf stark belasteten Straßen und Autobahnen in Deutschland optimiert und wesentliche Anforderungen für den Bau zusammengestellt werden.



Abb. 1.2: Durchgehend bewehrte Betonfahrbahn – ausgelegte Längs- und Querbewehrung
A 50 (N 265) Veghel-Uden, Niederlande (2004)

Zunächst zeigt eine Literaturswertung auf, wie sich der Betonstraßenbau allgemein und die Bauweise mit durchgehender Bewehrung historisch entwickelt haben und welche Erkenntnisse und Bemessungsverfahren zum Thema durchgehend bewehrte Betondecke bereits im In- und Ausland vorliegen. Anschließend wird die Bemessung von durchgehend bewehrten Betondecken erläutert und ein normorientiertes Rissmodell vorgestellt, bevor mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente theoretische Untersuchungen über das Trag- und Spannungsverhalten von durchgehend bewehrten Betondecken durchgeführt werden. Auf der Grundlage der gewonnenen Ergebnisse wird abschließend eine Empfehlung für den Bau einer durchgehend bewehrten Betondecke im Zuge einer Bundesautobahn gegeben.

2 Literaturauswertung

2.1 Allgemeines

Im Rahmen der folgenden Literaturauswertung wird dargestellt, wie sich die Bauweisen im Betonstraßenbau allgemein und die Bauweise mit durchgehender Bewehrung im Speziellen historisch entwickelt haben. Bei der Bauweise mit durchgehender Bewehrung gilt es weiterhin aufzuzeigen, welche Erkenntnisse und Bemessungsverfahren im In- und Ausland aktuell vorliegen.

Über die historische Entwicklung sowie die Konstruktion und die Ausführung von durchgehend bewehrten Betondecken existieren zahlreiche Veröffentlichungen. Bei der Bemessung der Bewehrung haben sich wegen fehlender Kenntnisse über die Verbundeigenschaften zwischen Betonstahl und Beton im rissbenachbarten Bereich, nicht bekannte Verankerungslängen des Stahls im Rissbereich sowie unzureichend untersuchte Reibungsverhältnisse zwischen Beton und Unterlage vor allem empirisch begründete Verfahren durchgesetzt /4/. Maßgeblich waren an der Entwicklung weltweit vor allem die USA sowie in Europa Frankreich und Belgien beteiligt, weswegen die dort gewonnenen Erfahrungen näher betrachtet werden sollen. Vorrangiges Ziel der Literaturauswertung ist es, die bisher gewonnenen und veröffentlichten Erfahrungen mit durchgehend bewehrten Betondecken sowie die internationalen Regelwerke einander gegenüberzustellen und damit den heutigen Stand der Technik dieser Bauweise zu dokumentieren.

2.2 Historische Entwicklung der unbewehrten Betonbauweise und heutiger Stand in Deutschland

In Deutschland geht der Bau der vermutlich ersten Betonstraße in Breslau (heute Polen) bis auf das Jahr 1888 zurück. Mit der ab den zwanziger Jahren einsetzenden Motorisierung wurden in zunehmendem Maße leistungsfähige und dauerhafte Deckenkonstruktionen notwendig. Den steigenden Achslasten und daraus resultierend einer erhöhten Tragfähigkeit der Fahrbahn musste Rechnung getragen werden. Eine ebene und erosionsbeständige Fahrbahn allein war nicht mehr ausreichend. Damit wurde in Deutschland der Grundstein für den modernen Betonstraßenbau gelegt. Maßgeblich wurde die weitere Entwicklung durch den starken Aufschwung im Zuge des Reichsautobahnbaus ab dem Jahr 1933 geprägt. Aber auch in den folgenden Jahrzehnten bis heute gingen die wesentlichen Neuerungen von Entwicklungen im Autobahnnetz aus, da hier wegen der hohen Belastung die höchsten Qualitätsansprüche gestellt wurden. Im Rahmen der Weiterentwicklung konnten große Fortschritte vor allem bei den Anforderungen an die Baustoffe, den konstruktiven Details sowie bei der Bemessung erzielt werden. Sie führten schwerpunktmäßig zu vier Entwicklungsphasen des Betonstraßenbaus in Deutschland /1, 4, 5/.

Phase	Zeitraum	Querfugen, Abstände (a)	Bewehrung	Dübel /Anker	Biegezugfestigkeit
I	bis 1952	Raumfugen, a = 10 - 20 m	Flächenbewehrung	teilweise	3,3 - 4,5 N/mm ²

In der **Phase I** wurden die Spannungen infolge von Temperatur und Schwinden des Betons durch die angeordneten Raumfugen in Querrichtung mit astfreier Holzbretteinlage, die der Gefahr des Ausknickens bzw. Übereinanderschlebens der Plattenenden (blow up) vorbeugen sollten, begrenzt. Für die Konstruktion schädliche Rissöffnungen zwischen den Raumfugen verhinderte eine Flächenbewehrung. Die durch das Eigengewicht des Betons zwischen Beton und Unterlage hervorgerufenen Reibspannungen wurden durch eine Trennschicht in Form einer Papierlage reduziert. Auf die generelle Anordnung einer Frostschutzschicht wurde verzichtet. Durch die Verwendung der Raumfugenkonstruktion können zwischen benachbarten Platten keine Querkräfte und Momente übertragen werden, was sich bei einer Belastung am Plattenrand durch wesentlich größere Biegezugspannungen und Einsenkungen der Betonplatte nachteilig auswirkt. Die vertikale Bewegung der Plattenränder bei einer Belastung kann bei gleichzeitigem Wasserzutritt zu Umlagerungen von Feinteilen unter der Betondecke führen (Pumpen). Dadurch erodiert die Unterlage und die für ein gutes Langzeitverhalten notwendige gleichmäßige Auflagerung der Betondecke wird gestört. Es wurden daher bisweilen Dübel im Bereich der Raumfugen angeordnet.

Phase	Zeitraum	Querfugen, Abstände (a)	Bewehrung	Dübel/Anker	Biegezugfestigkeit
II	1952 bis 1970	Raumfugen, a = 30 - 100 m; dazwischen Scheinfugen, a = 7,5 - 10 m	Flächenbewehrung	ja	5,5 N/mm ²

In der **Phase II** mussten durch den auf 30 bis 100 m erhöhten Raumfugenabstand zwischen den Raumfugen zusätzlich Scheinfugen angeordnet werden. Durch die Zwängungsbeanspruchungen infolge von Temperaturänderung und Schwinden reißen diese und wirken damit dem Zwang durch eine mögliche Längsbewegung entgegen. In Verbindung mit den standardmäßig verwendeten Dübeln in den Quer- und Ankern in den Längsfugen wird eine verbesserte Tragwirkung erzielt, da im Riss Querkräfte zwischen den Platten übertragen werden können. Eine weitere Erhöhung der Tragfähigkeit wurde durch den Einbau einer Frostschutzschicht erreicht. Um den Baustellenverkehr ohne Schäden an der Unterlage abwickeln zu können, wurde eine Asphalttragschicht eingebaut. Diese wirkte sich auch positiv hinsichtlich der Erodierbarkeit der Unterlage und möglicher Hohllagen der Platten aus. Probleme stellten sich durch die einsetzende Verwendung von Auftausalzen im Winterdienst ein, die zur Korrosion der Bewehrung und damit geringerer Querkraftübertragung führte.

Phase	Zeitraum	Querfugen, Abstände (a)	Bewehrung	Dübel/Anker	Biegezugfestigkeit
III	1970 bis 2001	Scheinfugen, a = 5 m; Raumfugen nur vor Bauwerken	-	ja	5,5 N/mm ²

Die in **Phase III** ausschließlich ausgeführten Scheinfugen (mit Ausnahme von Raumfugen vor Bauwerken) ermöglichten eine Verkürzung der Platten ohne Überschreiten der aufnehmbaren Längszugspannungen zwischen den Fugen. Durch die Bauweise mit „kurzen Platten“ wurden die Biegezugspannungen infolge ungleichmäßiger Erwärmung, die so genannten Wölbspennungen, deutlich verringert. Deshalb konnte auf eine Flächenbewehrung verzichtet werden. Voraussetzung war jedoch eine Plattenlänge kleiner der 25-fachen Plattendicke. Eine weitere Rissbildung zwischen den Querscheinfugen war daher nicht zu befürchten. Die bislang verwendete Asphalttragschicht bei der Regelbauweise wurde durch eine hydraulisch gebundene Tragschicht (HGT) ersetzt. Damit konnte eine einheitliche und somit wirtschaftlichere Fertigungstechnologie für Deck- und Tragschicht zur Ausführung kommen. Um die Gefahr der Reflexionsrissbildung von der HGT in die Betondecke zu reduzieren, wurde ab dem Jahr 1982 die HGT unter den Querscheinfugen der Betondecke angekerbt. Der gleiche Effekt konnte durch die Verwendung eines etwa 5 mm starken Geotextils zwischen HGT und Betondecke erreicht werden, das der vollkommenen Verbundunterbrechung dient, ursprünglich aber aus Gründen der Entwässerung eingebaut wurde.

Phase	Zeitraum	Querfugen, Abstände (a)	Bewehrung	Dübel/Anker	Biegezugfestigkeit
IV	ab 2001	Scheinfugen, a = 5 m; Raumfugen nur vor Bauwerken	-	ja	5,5 N/mm ²

Im Jahr 2001 wurden mit Einführung der Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen, RStO 01 /7/ und der ZTV Beton-StB 01, die Bauweisen mit zwischengeschaltetem Geotextil und Betondecke direkt auf einer ungebundenen Schottertragschicht als Standardbauweisen ins Regelwerk aufgenommen. Beiden Bauweisen konnte durch Untersuchungen ein gutes Langzeitverhalten bescheinigt werden. Die bislang tabellarisierte Bauweise mit Betondecke unmittelbar auf HGT bzw. Verfestigung wird zukünftig als „Bauweise mit regionaler Bedeutung“ geführt. Damit war der Übergang in **Phase IV** eingeleitet worden.

Im Ergebnis ist festzuhalten, dass sich bei der konstruktiven Durchbildung von Betondecken generell die Bauweise mit unbewehrten, kurzen Platten ohne Raumfugen, ausschließlich mit Scheinfugen, durchgesetzt hat. Sie stellt in Deutschland die Standardbauweise dar.

Eine Zusammenfassung der technischen Entwicklung in Deutschland kann Anlage 2.1 entnommen werden.

2.3 Durchgehend bewehrte Betondecke

Durch die behinderte Verformung einer nicht zwangungsfrei gelagerten Betondecke entstehen Zwängungsspannungen infolge von Schwinden und Temperaturänderung. Diese führen zur Rissbildung in der Betondecke, wenn die maximal aufnehmbaren Spannungen überschritten werden /1/. Zur Vermeidung von wilden Rissen und zum Ausgleich der Längenänderungen kann die Betondecke, wie heute bei der Standardbauweise nach ZTV Beton-StB 01 in Deutschland üblich, durch Fugen in einzelne Platten unterteilt werden /2/. Darüber hinaus besteht die Möglichkeit, eine durchgehend bewehrte Betondecke mit freier Rissbildung auszuführen. Die entstehenden Querrisse in der fugenlos ausgeführten Betondecke werden dabei durch eine in Querschnittsmitte oder geringfügig darüber eingelegte Längsbewehrung möglichst gleichmäßig verteilt und somit deren Rissbreite begrenzt (Abb. 2.1).

Die durchgehende Bewehrung erfüllt durch die Lage nahe der Querschnittsmitte der Betondecke keinen konstruktiven Zweck, nimmt also keine Verkehrslastspannungen auf, sondern dient lediglich der Erreichung eines gleichmäßigen Rissbildes, also gleichmäßiger Rissabstände und Rissbreiten. Dadurch erhält man eine gute Rissverzahnung der Betonflanken und in Verbindung mit der Dübelwirkung der Längsbewehrung im Riss eine wirkungsvolle Querkraftübertragung /4/. Optional kann zur Auflagerung der Längsbewehrung eine Querbewehrung zum Einsatz kommen. Diese stellt bei einer Rissbildung in Plattenlängsrichtung ferner sicher, dass die auftretenden Risse möglichst eng geschlossen bleiben.

Im Allgemeinen wird unter der Bauweise mit durchgehender Bewehrung die Ausführung mit freier Rissbildung verstanden. In Deutschland wurden jedoch ab den sechziger Jahren auch Versuchsstrecken mit gesteuerter Rissbildung ausgeführt (2.3.2.1) /1/.

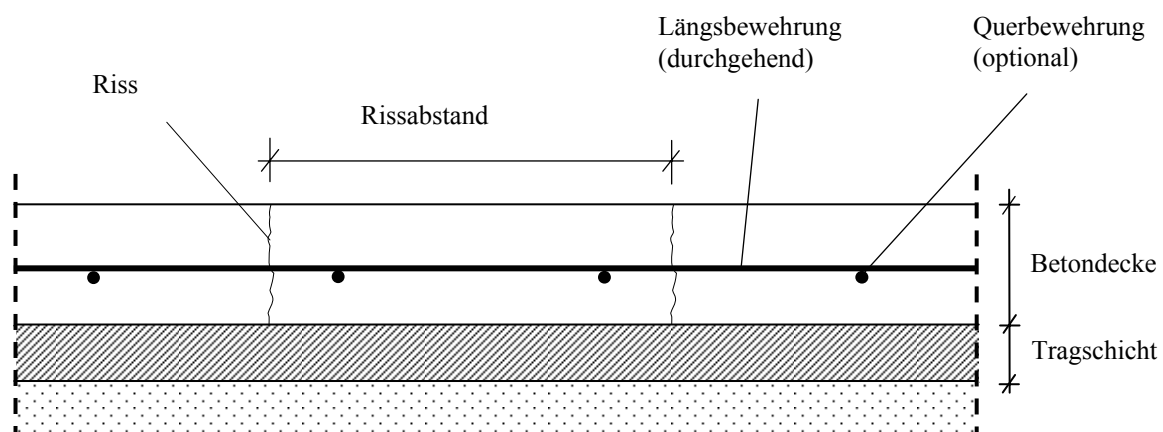


Abb. 2.1: Prinzipskizze einer durchgehend bewehrten Betondecke

2.3.1 USA

2.3.1.1 Historische Entwicklung in den USA

Nachdem im Jahr 1891 die ersten Verkehrsflächen aus Beton, mit aus heutiger Sicht sehr kleinen Plattenabmessungen, gebaut worden sind, wurde die Plattenlänge stetig vergrößert. Daraus erkannte man bereits um die Jahrhundertwende, dass sich beim Überschreiten bestimmter Abmessungen Risse in Querrichtung bilden. Demzufolge stellten sich Probleme durch eindringendes Wasser sowie Schmutzpartikel ein /8/. Durch die Erfahrungen aus dem Bau mit bewehrten Platten und stetig steigenden Abmessungen bis 25 m Länge zeigte sich, dass der erforderliche Bewehrungsgrad (Querschnittsfläche der Bewehrung im Verhältnis zum Betonquerschnitt) nicht proportional mit der Plattenlänge ansteigt, die Zahl der Risse aber mit dem Bewehrungsgrad wächst und die Risse einen geringeren Rissabstand und damit eine geringere Rissbreite aufweisen /9/.

Vor dem Hintergrund der beschriebenen negativen Erfahrungen wurde 1921 in der Nähe von Washington D.C. die erste Versuchsstrecke einer durchgehend bewehrten Betondecke mit freier Rissbildung ausgeführt, wobei Plattenlängen von 61 und 97,5 m mit einem Bewehrungsgrad von 0,5 % gefertigt wurden. In den folgenden Jahren wurde die Entwicklung auf diesem Sektor vor allem wegen der starken Zunahme der Verkehrsbelastung und der steigenden Fahrzeuggewichte in großen Schritten vorangetrieben /10/. Im Jahr 1938 folgten in Indiana weitere Versuchsstrecken mit Längen bis 400 m und einem erhöhten Bewehrungsgrad von 1,82 %. Nach einer Liegedauer von zehn Jahren wiesen diese Abschnitte einen sehr guten Zustand auf, der Anlass zu weiteren Untersuchungen auf dem Gebiet der durchgehend bewehrten Betondecken gab. Es schlossen sich mehrere Versuchsstrecken in Illinois, New Jersey und Kalifornien in den Jahren 1947 bis 1949 an, bei denen die diese Bauweise kennzeichnenden Parameter wie Deckendicke, Bewehrungsgrad, Materialeigenschaften und Schichtaufbau variiert wurden. Man strebte an, auf empirischem Weg für unterschiedliche Einsatzbereiche tragfähige und gebrauchstaugliche Varianten von durchgehend bewehrten Betondeckensystemen zu entwickeln. In der Tat ergaben sich aus der großen Zahl der Versuche Erkenntnisse der maßgebenden Parameter für die Konstruktion, die noch heute Gültigkeit besitzen /11/. In Texas wurden ab dem Jahr 1951 weitere Teststrecken eingerichtet. In den sechziger Jahren schließlich begann der Bau des Interstate Highway Systems, bei dem durchgehend bewehrte Betonfahrbahnen in verschiedenen Bundesstaaten der USA zum Einsatz kamen. Die Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke hatte damit endgültig das Experimentierstadium verlassen /12/. Es schlossen sich weitere Vorhaben, angelehnt an diese Bauweise aus dem Straßenbau, für Flugplatzbefestigungen, Fahrbahnerneuerungen auf Highways usw. an /10/.

Durchgehend bewehrte Betonfahrbahnen finden heute v.a. in den Staaten Oregon, Oklahoma, Virginia, North und South Dakota, Illinois und Texas bei der Ausführung der Highways breite Anwendung /13/. Durch die gewonnenen Erfahrungen konnten die Bundesstaaten Texas und Illinois eine führende Rolle bei der Entwicklung der durchgehend bewehrten Betondecken innerhalb der USA einnehmen. Texas weist heute ein Netz von mehr als 14.500 km durchgehend bewehrten zweistreifigen Betonfahrbahnen auf. Rund 80 % der jüngst gefertigten Betondecken wurden dort in dieser Bauweise ausgeführt /10, 14/. In Illinois wurden nahezu zwei Drittel des Illinois Interstate Highway Systems in durchgehend bewehrter Betonfahrbahn ausgeführt, so dass sich hier insgesamt eine Streckenlänge von rund 3.200 km durchgehend bewehrter Betonfahrbahn (mehrestreifig) ergibt /15/. Bis zum Jahr 1994 wurden mehr als 48.000 km durchgehend bewehrte Betonfahrbahnen (zweistreifig) in mehr als 35 Staaten der USA ausgeführt /14, 16/.

Die Tabelle in Anlage 2.2 gibt einen chronologischen Überblick über die wichtigsten Schritte der Entwicklung dieser Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke in den USA und zeigt weitere Details der Versuchsstrecken.

2.3.1.2 Konstruktion, Bemessung und Ausführung in den USA

Gegenwärtig werden neue durchgehend bewehrte Betondecken vor allem in den Staaten Illinois, Oklahoma, Oregon, South und North Dakota, Texas und Virginia gebaut. In all diesen Staaten wird das Bemessungsverfahren der American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) angewandt, wobei Illinois und Texas abgewandelte Versionen einsetzen. Trotz der gleichen Bemessungsgrundlage bestehen in den einzelnen Staaten große Unterschiede in der Baupraxis, z.B. bei Anforderungen an die Mindestfestigkeit des Betons und deren Ermittlung, Art und Größe der Gesteinskörnungen, Ausführung und Material der Tragschicht, usw.. Eine Standardisierung wie in Deutschland hat sich nicht durchgesetzt /16/. Nach dem Regelwerk wird der Bewehrungsgrad der Längsbewehrung gemäß den Anforderungen an Rissabstand und -breite gewählt. Die Dicke der durchgehend bewehrten Betondecken wird entsprechend den mit Fugen unterteilten Betondecken ermittelt. Illinois reduziert derzeit die berechnete Deckendicke um 20 % unter Berücksichtigung der Wirksamkeit des Bewehrungsstahls auf die Tragfähigkeit der durchgehend bewehrten Betondecke. Ursache dafür waren Ergebnisse einer Studie, die die Lebensdauer unterschiedlicher Deckensysteme im Hinblick auf die Belastung durch äquivalente Einzelachsen gegenüberstellte. Demnach zeigten 10 inch (25,4 cm) dicke unbewehrte Betondecken, die durch Fugen unterteilt waren, eine ähnliche Lebensdauer unter vergleichbarer Belastung wie eine nur 8 inch (20,3 cm) starke durchgehend bewehrte Betondecke. Eine Abminderung der Deckendicke um 20 % schien daher gerechtfertigt. Eine Verbreiterung des Randstreifens zur Vermeidung des Lastfalles „freier Plattenrand“ in Plattenlängsrichtung kommt in der Regel nicht zur Ausführung /16, 17, 79/.

Bislang findet das Bemessungsverfahren der American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) von 1986/1993 /18/ Anwendung. Die neue Bemessungsvorschrift der AASHTO, die auf mechanisch-empirischen Grundlagen beruht, befindet sich in Bearbeitung. Hier wird die Reduzierung der Deckendicke bei durchgehend bewehrten Betondecken im Gegensatz zu den mit Fugen unterteilten Betondecken berücksichtigt werden /16/.

Die Details und die Eingangsparameter der Bemessung werden in "Design of Continuously Reinforced Concrete Pavements for Highways" /18/ erläutert. Einzelheiten darüber sind nach Umrechnung in das „Internationale Einheitensystem“ (System International, SI) /79/ in der Anlage 2.3 dargestellt.

Interessante Informationen bezüglich des Langzeitverhaltens von durchgehend bewehrten Betondecken brachte eine Untersuchung der Federal Highway Administration (FHWA), die im Jahre 1987 begann. Bei dem „Long Term Pavement Performance Program“ (LTPP) handelte es sich um Langzeituntersuchungen an 2.400 in Betrieb befindlichen Strecken unterschiedlicher Bauweise in den USA und Kanada. Im Rahmen der Studie wurden auch 85 Teststrecken mit durchgehend bewehrter Betondecke untersucht. Diese lagen in 29 verschiedenen Staaten der USA und vier unterschiedlichen Klimazonen. Vorrangiges Ziel war es, die Einflüsse unterschiedlicher Bemessung von Deckendicke und Bewehrungsgrad, Belastungen, Umweltbedingungen und Erhaltungsstrategien auf die Leistungsfähigkeit der Deckenbefestigung zu untersuchen. Daraus sollte eine optimierte Bemessung und in der Folge erhöhte Nutzungsdauer resultieren /19/. Die Auswertung führte zu den in der Anlage 2.4 aufgeführten Erkenntnissen.

Aus den Ergebnissen des Langzeituntersuchungsprogramms der FHWA /19/, einem technischen Merkblatt der FHWA /20/ und der Bemessungsvorschrift der AASHTO /16, 18/ können in der Summe folgende Anforderungen für eine qualitativ hochwertige, durchgehend bewehrte Betonfahrbahn abgeleitet werden:

Beton Zement	hohe Festigkeit in Verbindung mit hohem Elastizitätsmodul. Verwendung von Zement mit geringer Wärmeentwicklung.
Rissbreite w Wirksamkeitsindex W	$\leq 0,5$ mm ≥ 90 %
angestrebter Rissabstand a in Längsrichtung	idealer Bereich: $\geq 0,91 - 1,07$ m $\leq 2,44$ m Durchschnitt: $0,60 - 1,80$ m (= Messstreckenlänge/ Rissanzahl)

Bewehrungsstahl	<p>Streckgrenze:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Längsbewehrung $\geq 414 \text{ N/mm}^2$ • Querbewehrung $\geq 276 \text{ N/mm}^2$ <p>Stabdurchmesser:</p> <p>$\geq 12,7 \text{ mm}$</p> <p>$\leq 25,4 \text{ mm}$</p> <p>Stababstand $\geq 100 \text{ mm}$ bzw. $2,5 \cdot \text{Größtkorn bis } 229 \text{ mm}$</p>
Bewehrungsgrad ρ	<ul style="list-style-type: none"> • Längsbewehrung: $0,5 - 0,8 \%$, i.d.R $\geq 0,59 \%$ • Querbewehrung: $0,05 - 0,2 \%$
Reibungsbeiwert μ zwischen Betondecke und Tragschicht	beeinflusst die Spannungen infolge von Schwinden des Betons und damit die Rissbildung sowie den Bewehrungsgrad v.a. der Querbewehrung. Durch reibungsreduzierende Maßnahmen wie Polyethylenfolie, Wachsbeschichtung oder Bitumenemulsion kann der notwendige Bewehrungsgrad reduziert werden.
Lage der Bewehrung	<ul style="list-style-type: none"> • Längsbewehrung ist im Abstand von $0,3 - 0,5 \cdot h$ von der Plattenoberseite einzubringen. • je näher an der Oberfläche, desto enger sind die Risse geschlossen und desto kleiner ist die Gefahr von Abplatzungen zwischen Rissen (punch outs).
Mindestbetondeckung	$\geq 7,6 \text{ cm}$
Tragschicht	gebunden und erosionsbeständig.
Entwässerung	grundsätzlich vorsehen.
Einbautemperatur	extrem heiße Lufttemperatur und damit hohe Erhärtungstemperatur des Betons vermeiden.
Einbauzeit-Jahreszeit	kühle Jahreszeit anstreben; Frühjahr besser geeignet als Herbst.
Einbauzeit-Tageszeit	abends besser als frühmorgens, um Erhärtung bei hoher Tagestemperatur zu vermeiden.
Nachbehandlung	grundsätzlich vorsehen.

Tab. 2.1: Anforderungen an durchgehend bewehrte Betondecken in den USA

2.3.2 Europa

2.3.2.1 Historische Entwicklung in Europa

Innerhalb Europas sind die Anfänge der durchgehend bewehrten Betonfahrbahn in **Belgien** zu finden. Die erste Versuchsstrecke wurde hier bereits im Jahre 1946 projektiert und ausgeführt. Die positiven Erfahrungen mit den Teststrecken im eigenen Land sowie die Erkenntnisse einer Studienreise der belgischen Straßenbauverwaltung in die USA im Jahr 1968 führten zu einer Überarbeitung des nationalen Regelwerkes. Für den Bau von Autobahnen in Belgien waren fortan nur zwei Standardbauweisen zugelassen: die durchgehend bewehrte Betonfahrbahn und die Asphaltbauweise /21, 60/. Im aktuellen belgischen Regelwerk zur Bemessung des Straßenoberbaus sind für Autobahnen neben den durchgehend bewehrten Betondecken auch wieder unbewehrte Betondecken zugelassen /22, 65/. Bis zum Jahr 1994 waren 2.430 km zweistreifige, durchgehend bewehrte Betonfahrbahnen in Belgien unter Verkehr. 500 km entfallen auf Fahrbahnerneuerungen /14, 23/.

Einige Jahre nach Einführung der durchgehend bewehrten Betondecke als Standardbauweise in Belgien begannen **Spanien** (1975), **Großbritannien** (1981), **Italien** (1988) und die **Niederlande** (1990), zu erneuernde Fahrbahndecken und Neubaustrecken durchgehend zu bewehren /14/. In breitem Umfang konnte sich in diesen Ländern die Bauweise, mit Ausnahme der Niederlande, nicht durchsetzen.

Ein weiterer Schwerpunkt der Entwicklung lag neben Belgien in **Frankreich**, wo die Direction des Routes 1977 zum ersten Mal eine Deckenverstärkung mit durchgehend bewehrter Betondecke in Erwägung zog. Erst im Zusammenhang mit der Erneuerung der Autobahn A6, die zum Teil eine Liegedauer von über 20 Jahren aufwies, führten die Société des Autoroutes Paris-Rhin-Rhône (SAPRR), das Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) und die Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) eine weitgehende technische Untersuchung bezüglich einer Deckenerneuerung in dieser Bauweise durch. Daraufhin entschied sich die SAPRR für die Ausführung mit durchgehender Bewehrung. Die ersten zehn Kilometer wurden 1983 auf Höhe von Auxerre eingebaut /68/. Weitere Abschnitte auf der A6 und der A9 folgten, auch die Kriechspur auf der A6 wurde durchgehend bewehrt. Zusammen mit den Streckenabschnitten auf der A71 und der A40 waren 1994 in Frankreich 3.500.000 m² aus durchgehend bewehrtem Beton, entsprechend ca. 500 km Fahrbahndecken (zweistreifig), in Betrieb. 300 km davon entfallen auf Fahrbahnerneuerungen /9/. In den Jahren 1998 und 2001 schlossen sich weitere Versuchsstrecken im Zuge der RN 141, Umgehung Rassats-Favrauds, und RN 4, De Bebing-Imling, an /57, 59/.

Eine Sonderform der Bauweise mit durchgehender Bewehrung hat Frankreich 1986 in Testabschnitten auf dem Standstreifen der Autobahn Paris-Lyon erprobt: eine durchgehende Bewehrung aus feuerver-

zinkten Flachstahlbändern, deren größere Oberfläche bei unverändertem Bewehrungsgrad im Vergleich zum bisher verwendeten Betonstabstahl eine deutliche Reduzierung der erforderlichen Bewehrungsmenge ermöglicht. Außerdem können die Flachstahlbänder auf Rollen gewickelt werden, was den Transport erleichtert und eine optimierte Mechanisierung des Einbaus erlaubt /24, 68/.

Die Bauweise mit durchgehender Bewehrung, sowohl in Form von Betonstabstahl als auch Flachstahlbändern, ist in den technischen Richtlinien für den Bau von Betonstraßen in Frankreich /68/ als Standardbauweise enthalten.

In **Deutschland** wurde ab den siebziger Jahren eine Sonderform, die Bauweise mit gesteuerter Rissbildung und elastischer Plattenkopplung, erforscht. Damit sollten alte Betondecken im Hocheinbau mit durchgehend bewehrten Betondecken überbaut und damit die Tragfähigkeit der alten Platten ausgenutzt werden. Bei dieser Bauweise wurde die gesteuerte Rissbildung durch eine ca. 20 %ige Schwächung des Betonquerschnitts durch einen Kerbschnitt in der neuen Decke ausgelöst. Zusätzlich wurde im Kerbbereich der Verbund zwischen Beton und Längsbewehrung auf der Länge l_e von ca. 65 cm durch Hüllrohre oder bituminöse Anstriche unterbrochen, um eine elastische Dehnung des Stahls zu ermöglichen. Durch den Stahl stellte sich im Rissbereich eine zusätzliche Dübelwirkung ein. Die Längszugspannungen werden durch die Rissbildung abgebaut und eine gleichmäßige Öffnung der Risse erreicht. Der Gefahr des Paketreißen mit der Folge einzelner großer Rissbreiten wird somit vorgebeugt /27/.

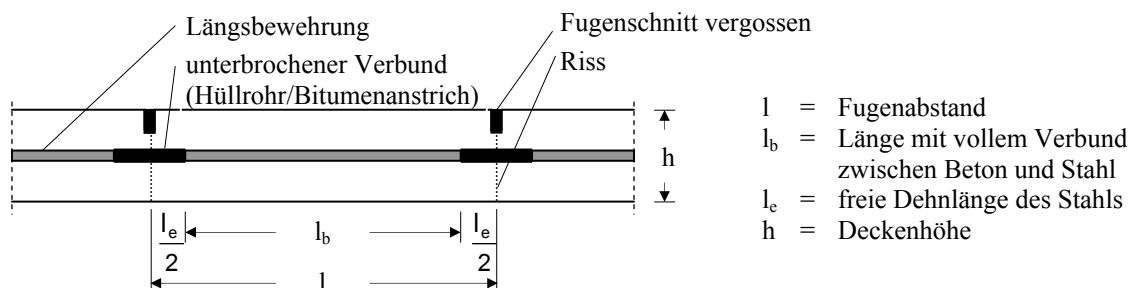


Abb. 2.2: Durchgehend bewehrte Betondecke mit gesteuerter Rissbildung und elastischer Plattenkopplung /4/

Durch die Bauweise mit gesteuerter Rissbildung konnte der Bewehrungsgrad auf etwa 0,3 bis 0,5 % gesenkt und damit im Vergleich zur Bauweise mit freier Rissbildung fast halbiert werden. Trotzdem lag eine ausreichende Sicherheit gegenüber der Streckgrenze des Bewehrungsstahls vor. Obwohl der Stahl zur Vermeidung von Schäden infolge von Korrosion der Bewehrung im Bereich der entstehenden Scheinfugen mit einem Bitumenanstrich versehen und die geschnittenen Fugen elastisch vergossen wurden, konnte sich die durchgehend bewehrte Betonfahrbahn mit gesteuerter Rissbildung und elastischer Plattenkopplung im Straßenbau nicht durchsetzen. Grund dafür war insbesondere das im Winterdienst auf unseren Straßen ausgebrachte Streusalz, das zu einem Angriff der durchgehenden Bewehrung führte und damit die Gebrauchstauglichkeit stark beeinträchtigte /4, 25, 26, 27/.

Im Jahr 1997 schließlich kam in Deutschland erstmals eine durchgehend bewehrte Betondecke im Hocheinbau auf einer Asphaltbefestigung nach belgischem Vorbild mit freier Rissbildung zur Erprobung. Die Versuchsstrecke lag im Zuge der Bundesstraße B 56 zwischen Soller und Stockheim ($DTV_{1995} = 11.608 \text{ Kfz}/24\text{h}$; $DTV^{(SV)} = 487 \text{ Kfz}/24\text{h}$) und wies eine zweischichtig eingebaute Betondecke (18+4 cm) mit einem Bewehrungsgrad von 0,61 % in Längs- und 0,07 % in Querrichtung auf /61/. Es stellten sich zwei bis drei Wochen nach dem Einbau Querrisse im Abstand von 2,9 m bzw. 9,5 m ein. Die Ursache für die engeren Rissabstände in einem Fahrstreifen lag darin, dass dieser Abschnitt bei deutlich höheren Lufttemperaturen betoniert wurde. Die mittleren Rissbreiten betragen 0,21 mm, maximal wurden 0,4 mm gemessen /28/. Bei Wiederholungsmessungen nach drei Jahren Liegedauer stellte sich ein mittlerer Rissabstand von 1,2 bis 1,5 m in beiden Fahrtrichtungen ein. Die Rissbreiten nahmen durchschnittlich auf Werte kleiner 0,1 mm ab, wobei maximal 0,3 mm ermittelt wurden. Die Einsenkungen unter einem 50 kN Einzelrad im Rissbereich betragen im Mittel 0,1 mm und lagen damit nur unwesentlich über den Werten in Plattenmitte, das heißt zwischen den Rissen, was auf eine gute Rissverzahnung und damit Querkraftübertragung schließen lässt /29/.

In Anlage 2.5 sind die wichtigsten Schritte der Entwicklung der durchgehend bewehrten Betonfahrbahn mit freier Rissbildung in Belgien und Frankreich dargestellt.

2.3.2.2 Konstruktion, Bemessung und Ausführung in Europa

Wie in den USA wird auch in Europa bei der Bemessung der Plattendicken der durchgehend bewehrten Betondecke davon ausgegangen, dass die Spannungen infolge von Verkehrsbelastung vollständig vom Beton aufgenommen werden /68/. Die Aufgabe der Längsbewehrung besteht nur darin, die durch Zugspannungen infolge von Temperaturänderung und Schwinden in der Betonplatte verursachten Risse möglichst gleichmäßig zu verteilen und eng geschlossen zu halten /30/. Im Gegensatz zu den USA wird in Europa jedoch der hohe Wirksamkeitsindex der Querkraftübertragung im Rissbereich bei der Bemessung der Plattendicke berücksichtigt. In Verbindung mit der Ausbildung eines nicht überfahrenen Randstreifens in Plattenlängsrichtung wird der Lastfall „freier Plattenrand“ vermieden. Dadurch können die in der Betonfahrbahnplatte durch Verkehrsbelastung hervorgerufenen Biegezugspannungen deutlich niedriger angesetzt werden /23/. Ausgehend von diesen Grundsätzen und basierend auf der belgischen Standardisierung für den Straßenoberbau /65/ wurde die niederländische Publikation „Doorgaand gewapende betonverhardingen“ durch das kenniscentrum voor verkeer, vervoer en infrastructuur (CROW) /31/ erstellt, die die Ausführungs- und Bemessungspraxis von durchgehend bewehrten Betondecken beschreibt und darauf abzielt, eine Standardisierung dieser Bauweise zu erreichen. Durch Einbeziehung der Langzeiterfahrungen aus der Praxis stellen die darin enthaltenen Konstruktions- und Bemessungsregeln den derzeit aktuellen Stand für diese Bauweise in Europa dar.

Einzelheiten und Eingangsparameter der Bemessung können dem Regelwerk “Doorgaand gewapende betonverhardingen” /31/ entnommen werden. Die wesentlichen Zusammenhänge sowie die charakteristischen Kennwerte daraus sind in der Anlage 2.6 aufgeführt.

Die folgende Tabelle fasst die in Europa für die Ausführung einer durchgehend bewehrten Betonfahrbahn maßgebenden Anforderungen abschließend zusammen. Vereinzelt stehen diese im Widerspruch zu den Erfahrungen und Anforderungen beim Bau unbewehrter Betonstraßen in Deutschland:

Beton	Druckfestigkeit (charakteristische Werte): <ul style="list-style-type: none"> • B 35 (Regelfall): $\beta \geq 35 \text{ N/mm}^2$ • B 45 (auf Autobahnen): $\beta \geq 45 \text{ N/mm}^2$ 	/31/
Zement	Wassermenge: <ul style="list-style-type: none"> • W/Z-Wert $\leq 0,45$ oder alternativ • W/Z-Wert $\leq 0,55$ i. V. m. Luftporenbildner 	/31, 65/
	> 320 kg/m ³ <ul style="list-style-type: none"> • CEM I 32,5 R oder alternativ • CEM II/B-V 32,5 R 	/31/
Rissbreite w	$\leq 0,5 \text{ mm}$	/4, 31, 68/
Wirksamkeitsindex W	$\geq 90 - 100 \%$	/32, 5/
angestrebter Rissabstand a in Längsrichtung	idealer Bereich: 0,80 - 3,00 m Durchschnitt: 1,00 - 1,50 m (= Messstreckenlänge/Rissanzahl)	/23, 31/ /23/
Bewehrungsstahl	Streckgrenze: $\geq 500 \text{ N/mm}^2$ Längsbewehrung: <ul style="list-style-type: none"> • Stabdurchmesser: 16, 18 oder 20 mm • Stababstand: 150 - 200 mm Querbewehrung: <ul style="list-style-type: none"> • Stabdurchmesser: 10, 12 oder 14 mm • Stababstand: 700 - 1000 mm 	/21, 31, 68/ /31, 65, 68/ /23, 31, 65/ /9, 31, 65/ /9, 31/
Bewehrungsgrad ρ	abhängig von der ausgeführten Betondruckfestigkeit. <ul style="list-style-type: none"> • Längsbewehrung: 0,6 - 0,85 % • Querbewehrung: 0,05 - 0,10 % 	/21, 23, 31/ /31/
Korrosion der Bewehrung	sehr gering; gemessene Querschnittsverminderung entspricht einem max. Bewehrungsverlust von ca. 0,04 % am Ende der Liegedauer.	/23/

Lage der Bewehrung	<ul style="list-style-type: none"> • Längsbewehrung: /31, 65/ Längsbewehrung ist im Abstand von $0,35 - 0,50 \cdot h$ von der Plattenoberseite einzubringen. • Querbewehrung: trägt die Längsbewehrung und liegt in einem Winkel von 60° zur Straßenlängsachse.
Tragschicht	<ul style="list-style-type: none"> • grundsätzlich sollte eine möglichst erosionsbeständige Tragschicht angestrebt werden. /14, 31/ • optional: Verstärkung über den Querschnitt zum SV-Streifen hin. /58, 61/
Entwässerung	grundsätzlich vorsehen. /14, 31/
Einbautemperatur	hoch → führt schnell zu kleinen mittleren Rissabständen. niedrig → führt zuerst zu größeren mittleren Rissabständen, die mit fortschreitender Rissbildung reduziert werden.
Nachbehandlung	grundsätzlich vorsehen.

Tab. 2.2: Anforderungen an durchgehend bewehrte Betondecken in Europa

2.4 Erkenntnisse der Literaturauswertung

Die in 2.3 dargestellten Erkenntnisse zeigen, dass für die Bauweise „durchgehend bewehrte Betondecke“ bereits ein sehr umfangreicher Bewertungshintergrund vorliegt. Dieser beruht jedoch zum großen Teil auf empirisch ermittelten Ergebnissen, die durch zahlreiche Teststrecken in den vergangenen acht Jahrzehnten, vor allem in den USA sowie Belgien und Frankreich, gewonnen werden konnten. Wegen der komplexen Mechanismen bei der Rissbildung von Stahlbetonbauteilen, zu denen auch die durchgehend bewehrten Betondecken zählen, sowie der streuenden Materialeigenschaften in Verbindung mit erheblichen Schwankungen der Umweltbedingungen beim Betoneinbau, konnten sich bislang rein deterministische Berechnungsverfahren nicht durchsetzen. Stets wurden die ermittelten Modellbeziehungen anhand von Erfahrungen aus der Praxis korrigiert und vereinfacht. Im Fokus der Betrachtung stehen dabei in erster Linie die entstehenden Querrisse. Aussagen über die Entwicklung und Auswirkung von Längsrissen wurden detailliert nicht getroffen. Den untersuchten Strecken lagen unterschiedliche Breiten der durchgehend bewehrten Betondecken zugrunde, die offensichtlich wenig Einfluss auf die konstruktive Ausbildung und Bemessung nahmen.

Es wird deutlich, dass die in den USA und Europa der Ausführung zu Grunde gelegten Anforderungen (Tab. 2.1 und 2.2) in weiten Bereichen gute Übereinstimmung zeigen, obwohl teilweise wesentliche verkehrliche und klimatische Unterschiede bestehen. Eine Übertragbarkeit der im Ausland, vor allem in den USA, gewonnenen Erkenntnisse auf die Verhältnisse in Deutschland ist daher nicht ohne weiteres möglich. Aufgrund der maßgeblich vom Schwerverkehr ausgehenden Schädigungen der Straßenkonstruktion ist zu beachten, dass in den meisten Bundesstaaten der USA die maximal zulässigen Achslasten für Einzelachsen bei 9,1 t liegen, während in Deutschland aktuell 11,5 t bei angetriebenen Einzelachsen zugelassen sind. In den europäischen Nachbarländern, wie z.B. Frankreich, Belgien und Holland, sind für die angetriebenen Achsen Achslasten bis zu 13 t erlaubt /78, 33, 34/.

Im Ergebnis ist festzustellen, dass die Bauweise „durchgehend bewehrte Betondecke“ anhand der im Ausland erzielten Erfahrungen als „ausgereifte Bauweise“ bezeichnet werden kann. Um sie für eine Anwendung auf stark belasteten Straßen und Autobahnen in Deutschland zu optimieren, kann auf langjährige und umfangreiche Erfahrungen zurückgegriffen werden.

3. Bemessung durchgehend bewehrter Betondecken

3.1 Möglicher konstruktiver Aufbau in Deutschland

Unter der Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke wird im Folgenden die Ausführung mit freier Rissbildung verstanden (2.3). Die durchgehend bewehrte Betondecke kann vor der Rissbildung als statisch beidseits eingespanntes System betrachtet werden, das keine freie Verformbarkeit zulässt.

Der konstruktive Aufbau der durchgehend bewehrten Betondecke berücksichtigt in der weiteren Untersuchung die Erkenntnisse aus dem Ausland, hauptsächlich aus Europa (2.3). Durch die europäische Normung werden die Anforderungen an die Baustoffe vereinheitlicht, so dass eine gute Übertragbarkeit der im europäischen Ausland erzielten Erfahrungen gegeben ist. Darüber hinaus sind die klimatischen Verhältnisse, vor allem im Binnenland, vergleichbar.

Zusätzlich zu den ausländischen Erkenntnissen sind die in Deutschland eingeführten Regelwerke für den Bau unbewehrter Betondecken zu beachten, um diese neue Bauweise für eine Anwendung auf stark belasteten Straßen und Autobahnen in Deutschland zu optimieren. In den ZTV Beton-StB 01 /2/ sind Richtlinien für die Herstellung von Fahrbahndecken aus unbewehrtem Beton enthalten. Die Betondecke ist Teil des frostsicheren Oberbaus, der in den RStO 01 /7/ in Abhängigkeit der Verkehrsbelastung geregelt ist. Beim konstruktiven Aufbau von unbewehrten Betonstraßen können unterschiedliche Kombinationen aus Betondecke und Tragschichten Verwendung finden. Diese sind der Anlage 3.1 zu entnehmen.

Die Tragschicht gewährleistet eine möglichst gleichmäßige Auflagerung der Betondecke. Neben der lastverteilenden Wirkung reduziert die Erosionsbeständigkeit einer gebundenen Tragschicht die Gefahr des Plattenpumpens /5/. Aus Gründen einer wirtschaftlichen Bauausführung ist eine einheitliche Fertigungstechnologie für Betondecke und Tragschicht vorteilhaft. Infolgedessen wird der weiteren Untersuchung eine Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel in der Form einer hydraulisch gebundenen Tragschicht nach den RStO 01, Tafel 2, Zeile 1.1, zugrunde gelegt. Diese gewährleistet bei der Bauweise ohne Vliesstoff den Verbund zwischen der Betondecke und der HGT. Die aktivierte mittragende Wirkung der gebundenen Tragschicht reduziert die Beanspruchung der Betondecke /5/.

Die Längsbewehrung liegt in Querschnittsmitte der Betondecke und erfüllt nach der Rissbildung neben der Rissbreitenbegrenzung die Funktion eines Dübels im Riss, was zusätzlich zur Rissverzahnung die Querkraftübertragung verbessert. Sie wird zur Sicherstellung der exakten Höhenlage auf einer Querbewehrung aufgelagert. Als Bewehrungsstahl findet gerippter Betonstabstahl Verwendung.

Die Bodendruckspannungen unter Betondecken sind durch die gute lastverteilende Wirkung der Betondecke gering. Bei Verwendung einer gebundenen Tragschicht wird die lastverteilende Wirkung des Deckensystems weiter erhöht. Daher können die Bodendruckspannungen in der Regel bei der Bemessung vernachlässigt werden /5/.

Abb. 3.1 zeigt schematisch einen möglichen konstruktiven Aufbau einer durchgehend bewehrten Betondecke, übertragen auf die Verhältnisse in Deutschland.

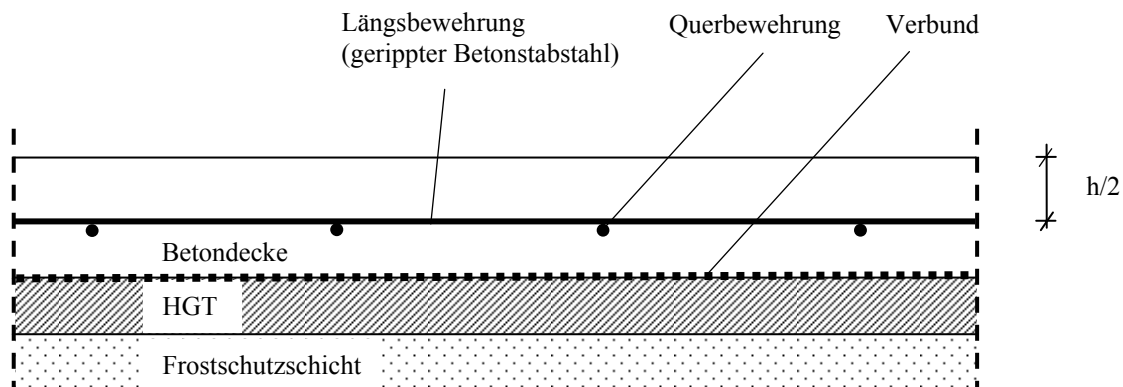


Abb. 3.1: Möglicher konstruktiver Aufbau einer durchgehend bewehrten Betondecke übertragen auf die Verhältnisse in Deutschland

Der gewählte Aufbau des Tragsystems wird durch die Erfahrungen beim Bau durchgehend bewehrter Betondecken im Ausland bestätigt. Auf die Ausführung reibungsreduzierender Maßnahmen zwischen der Betondecke bzw. dem Verbundsystem und der Unterlage wird verzichtet, da sich diese vor allem in Querrichtung auswirken (2.3). Der Einfluss der Reibung in Längsrichtung wird in Kapitel 4 beschrieben.

3.2 Beanspruchung durchgehend bewehrter Betondecken

3.2.1 Allgemeines

Im Allgemeinen sind Betondecken unterschiedlichen Beanspruchungen ausgesetzt. Man unterscheidet Spannungen infolge von Schwinden und Temperaturänderungen sowie infolge von Verkehrslasteinwirkung.

Bei durchgehend bewehrten Betondecken sind Risse durch Behinderung der freien Verformbarkeit unvermeidbar, müssen aber aus Gründen des Korrosionsschutzes der Bewehrung und der angestrebten Rissverzahnung der Betonflanken hinsichtlich der Rissbreite begrenzt werden. Durch geeignete Wahl der Bewehrung ist ein Rissabstand anzustreben, der eine ausreichende, weitgehend ungestörte Platten-tragwirkung sicherstellt.

Die in Querschnittsmitte der Betondecke liegende Längsbewehrung leistet durch die Lage im Bereich der neutralen Zone keinen Beitrag zur Aufnahme von Biegezugspannungen infolge von Verkehrslasteinwirkung bzw. ungleichmäßiger Temperaturbelastung, sondern erfährt nur Zugspannungen bei einer gleichmäßigen Temperaturabkühlung und bei Schwinden. Dadurch können die Dimensionierung der Betondecke und der Bewehrung getrennt betrachtet werden. Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass sich durch die entstehenden Querrisse in der Betondecke relativ kurze Platten ausbilden (2.3).

Im Rahmen der Bemessung ist sowohl bei der Dimensionierung der Bewehrung als auch der Betondecke die Zugfestigkeit des Betons das entscheidende Kriterium, weil diese in Verbindung mit den auftretenden Zugspannungen Rückschlüsse auf die Rissbildung bzw. deren Verlauf zulässt.

Durch die Unsicherheiten in den Rechenannahmen reicht eine ausschließlich theoretische Betrachtung zur Beschreibung der Beanspruchung einer durchgehend bewehrten Betondecke nicht aus. Wird, wie im Rahmen dieser Arbeit, eine konstruktiv neue Bauweise untersucht, so müssen vor allem die Beanspruchungen in dem neuen sowie in einem bewährten System vergleichend gegenübergestellt werden. Als Vergleichssystem dient im Rahmen dieser Arbeit eine unbewehrte Betondecke mit kurzen, durch Scheinfugen unterteilten Platten, entsprechend der Standardbauweise in Deutschland (2.2).

3.2.2 Schwind- und Temperaturspannungen, Verformungen

Das Schwinden beschreibt die zeitlich veränderliche, last- und temperaturunabhängige Volumenverkleinerung des Betons. Sie ist hauptsächlich vom Feuchtegrad des Betons abhängig. Je nach Ursache unterscheidet man /35, 47/:

- **Autogenes Schwinden (Schrumpfen)**
Die durch die Hydratation des Zementleims entstehenden Reaktionsprodukte weisen ein kleineres Volumen auf als die Ausgangsstoffe Zement und Wasser. Das chemische Quellen wirkt dem entgegen. Beide Vorgänge hängen stark vom verwendeten Zement, jedoch nahezu nicht von den Umgebungsbedingungen ab. Wie sich in der Praxis gezeigt hat, führen die im Betonstraßenbau üblichen W/Z-Werte zu keinen nennenswerten Volumenreduzierungen.
- **Plastisches Schwinden (Früh- oder Kapillarschwinden)**
Die Anfangsverkürzung im jungen Beton führt zu plastischen Verformungen, die keine mechanischen Beanspruchungen hervorrufen, und tritt auf, bevor die Festkörpereigenschaften erreicht werden. Durch die im Straßenbau heute übliche Nachbehandlung /2/ kann der Beton während des Erstarrens und im Anfangsstadium der Erhärtung vor Austrocknung geschützt werden. Eine Schädigung des Betons bzw. das Auftreten von Rissen wird damit vermieden. Das plastische Schwinden wird daher im Weiteren nicht berücksichtigt.

- **Trocknungsschwinden**
Das Trocknungsschwinden stellt den größten Anteil am Gesamtschwinden dar und erreicht erst nach Abschluss der Hydratationsphase eine maßgebende Größenordnung. Dabei handelt es sich um einen lang andauernden Prozess, der stark von der Luftfeuchte der Umgebung sowie der Bauteilgeometrie abhängt.
- **Carbonatisierungsschwinden**
Durch aus der Luft in den Beton eindringendes Kohlendioxid wird Calciumhydroxid in Calciumcarbonat umgewandelt. Damit einhergeht eine Volumenverminderung in den oberflächennahen Bereichen. Nach Untersuchungen liegt die Carbonatisierungstiefe von berechneten Flächen im Freien selten tiefer als 1 mm unter der Oberfläche. Daher kann im Betonstraßenbau das Carbonatisierungsschwinden vernachlässigt werden /36/.

Für Beton, wie er im Straßenbau unter gewöhnlichen Umweltbedingungen Verwendung findet, ist eine detaillierte Differenzierung der einzelnen Ursachen des Schwindens nicht notwendig. Für die Baupraxis ist allein die Summe der Schwindverformungen, das heißt das Endschwindmaß, ausschlaggebend. Dieses kann nach langer, oft mehrjähriger Trocknungsdauer in einem Bereich etwa zwischen 0,1 und 1 ‰ liegen /35/. Die genannte Größenordnung wird durch Messergebnisse einer Teststrecke mit Endschwindmaßen zwischen 0,24 und 0,30 ‰ sowie durch Berechnungsergebnisse für im Freien gelagerte Betonfahrbahnen von 0,05 bis 0,15 ‰ bestätigt /36/. Als Ergebnis ist festzuhalten, dass das Endschwindmaß von Beton im Straßenbau unter durchschnittlichen deutschen Klimabedingungen zwischen 0,20 und 0,30 ‰, entsprechend einer Abkühlung um 20 bis 30 K, angenommen werden kann /4/. Die angegebenen Schwinddehnungen werden als gleichmäßig über den Bauteilquerschnitt verteilt betrachtet, was eine starke Vereinfachung gegenüber den tatsächlichen Verhältnissen in situ darstellt /80/.

Ungleichmäßige Schwinddehnungen über den Querschnitt sind in den oberflächennahen Bereichen der Betondecke, vor allem in den oberen 5 cm, durch Austrocknen besonders ausgeprägt. Dies führt zu Hochwölbungen der Plattenränder im Falle großer Plattenlängen /4, 5/. Bei den infolge der Rissbildung entstehenden kurzen Platten der durchgehend bewehrten Betondecke in Längsrichtung (2.3) kann auf eine weitere Betrachtung verzichtet werden. Im Falle des Überschreitens der Zugfestigkeit des Betons sind Schwindrisse im Bereich der Betonoberfläche zu erwarten, die unschädlich für die Betondecke sind, solange sie eng geschlossen bleiben und ein Durchschlagen verhindert wird /5/. Bei der Bauweise mit unbewehrten, kurzen Platten kann durch Schutzmaßnahmen während des Betoneinbaus und durch die vorgeschriebene Nachbehandlung entsprechend ZTV Beton-StB 01 dem oberflächigen Schwinden entgegengewirkt und damit eine Rissbildung weitgehend vermieden werden /2/.

In Längsrichtung der durchgehend bewehrten Betondecke werden durch die behinderte Verformung infolge von Schwinden und Temperaturänderungen Zwängungsspannungen hervorgerufen. Überschreiten die auftretenden Spannungen die Zugfestigkeit des Betons, so führt dies zur Rissbildung. Damit werden die Zwängungsspannungen in der Regel schlagartig abgebaut.

In Plattenquerrichtung verursachen Temperaturänderungen infolge der zwischen Betondecke und Unterlage aktivierten Reibkraft Normalspannungen. Die Größe der Spannungen wird durch das Eigengewicht der Platte sowie den Reibbeiwert zwischen Betondecke und Unterlage bestimmt. Bei Verbundsystemen, bestehend aus Betondecke und gebundener Tragschicht, ist zusätzlich das Eigengewicht der gebundenen Tragschicht anzusetzen.

Grundsätzlich sind bei den Schwind- und Temperaturspannungen die Erhärtungsphase des Betons nach dem Einbau sowie der Gebrauchszustand nach der Erhärtung getrennt zu betrachten /5/.

3.2.2.1 Erhärtungsphase der Betondecke

Bei der wenige Stunden nach dem Betonieren eintretenden Erwärmung des Betons infolge von Hydratation handelt es sich um eine exotherme Reaktion in Abhängigkeit von der Frischbeton- und Lufttemperatur (Abb. 3.2). Während der Erwärmung bauen sich ab der so genannten ersten Nullspannungstemperatur T_{01} mit steigendem Elastizitätsmodul Druckspannungen auf, die bei der Höchsttemperatur $\max T$ den Größtwert erreichen. Dieses Temperaturmaximum wird nach etwa sechs bis acht Stunden beobachtet /1/. Auf Grund der in diesem Stadium stark plastischen Eigenschaften des Betons sind diese Druckspannungen relativ klein. Die nun einsetzende Abkühlung führt zu einer raschen Reduzierung der Druckspannungen durch die in der Zwischenzeit stark angestiegene Steifigkeit des Betons. Ab der zweiten Nullspannungstemperatur T_{02} , die daher nur wenig unter der Maximaltemperatur liegt, sind die Druckspannungen vollständig abgebaut und es entstehen nun Zugspannungen im Beton. Diese zweite Nullspannungstemperatur wird entscheidend vom Temperaturgeschehen während der Hydratationsphase des Betons beeinflusst. Bei Überschreiten der Zugfestigkeit β_Z führen die Zugspannungen zur Rissbildung im Beton. Die zweite Nullspannungstemperatur erhöht sich im Verlauf der Liegedauer durch Schwinden des Betons weiter. Diese Erhöhung wird aber durch Quellen, das heißt Volumenvergrößerung durch Feuchtigkeitsaufnahme, der im Freien befindlichen Decke zum Teil wieder abgebaut. Eine weitere Betrachtung kann daher entfallen /1/.

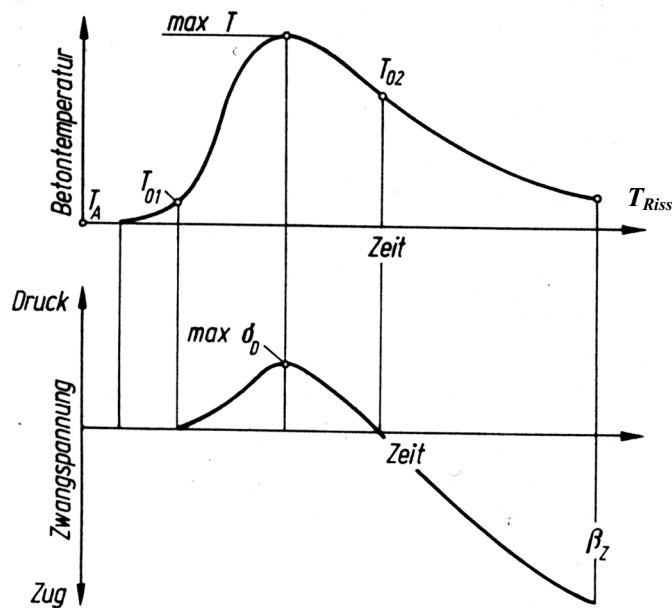


Abb. 3.2:

Temperatur- und Spannungsentwicklung in jungem Beton bei behinderter Temperaturdehnung /35/

mit:	T_A	= Ausgangstemperatur	[K]
	T_{01}	= erste Nullspannungstemperatur	[K]
	max T	= maximale Betontemperatur	[K]
	T_{02}	= zweite Nullspannungstemperatur	[K]
	T_{Riss}	= Temperatur bei Erreichen der Betonzugfestigkeit	[K]
	max σ_D	= Betondruckspannung	[N/mm ²]
	β_Z	= Zugfestigkeit des Betons	[N/mm ²]

Wegen der unterschiedlichen Erhartungs- und Temperaturverhältnisse im Bauteilquerschnitt erhärtet der Beton an jedem Ort des Bauteils zu einem anderen Zeitpunkt und bei anderer Temperatur. Folglich zeigt der Beton nach der Erhärtung im spannungsfreien Zustand über den Querschnitt einen nicht konstanten Verlauf der zweiten Nullspannungstemperatur T_{02} , die dem spannungsfreien Zustand entspricht. Dieser Temperaturverlauf muss bekannt sein, da nur die Differenztemperaturen zur vorhandenen Temperatur T_{vorh} zu Verformungen bzw. Spannungen bei Verformungsbehinderung führen.

$$\sigma = \alpha_T \cdot E \cdot (T_{02} - T_{vorh}) \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. 3.1})$$

In der Praxis ist die Ermittlung des Temperaturverlaufs T_{02} über den Querschnitt mit großen Schwierigkeiten verbunden. Je nach Frischbetontemperatur, Abkühlgeschwindigkeit, verwendeten Gesteinskörnungen, Zementart und -gehalt stellt sich eine unterschiedliche Rissneigung des Betons bzw. Risstemperatur T_{Riss} ein /35/. Die Risstemperatur T_{Riss} liegt erfahrungsgemäß zwischen 10 und 15 K unterhalb der zweiten Nullspannungstemperatur T_{02} /36/.

3.2.2.2 Gebrauchszustand

Nach Abschluss der Erhärtingsphase zeigt die Betondecke im Gebrauchszustand eine ausreichende Festigkeit. Die in einem Deckensystem vorherrschende Temperaturverteilung lässt sich bei einer Erwärmung von oben in drei Anteile zerlegen /5/:

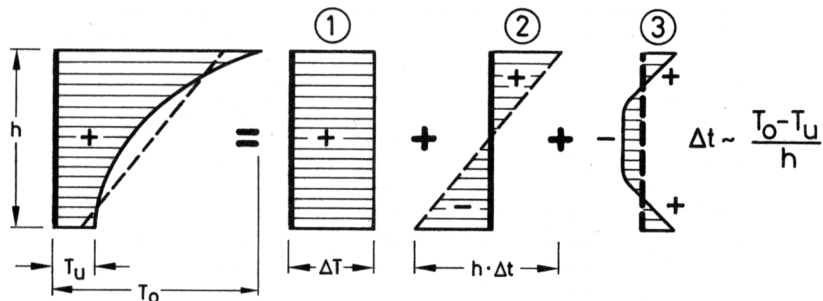


Abb. 3.3: Zerlegung der Temperaturverteilung bei Erwärmung von oben in Teilzustände – gekrümmter Verlauf des Temperaturgradienten

- ① Linear, gleichmäßige Temperaturverteilung (mit $\Delta T = T_o - T_u / 2$ [K])
- ② Linear, ungleichmäßige Temperaturverteilung (mit Δt [K/mm])
- ③ Nicht lineare Temperaturverteilung (mit ausgeglichenem inneren Eigenspannungszustand)

Aus der dargestellten Temperaturverteilung (Abb. 3.3) in einer Betondecke können unter Berücksichtigung der Neutraltemperatur, also der zweiten Nullspannungstemperatur, die Teilzustände als Temperaturbelastungen aufgefasst werden.

3.2.2.2.1 Linear, gleichmäßige Temperaturverteilung

Plattenlängsrichtung

Die durchgehend bewehrte Betondecke erfährt in der Längsrichtung Normalspannungen durch gleichmäßige Temperaturänderungen infolge der Behinderung der freien Verformbarkeit.

Eine Erwärmung führt unter Annahme einer Nullspannungstemperatur T_{02} von 22 °C und einer maximalen mittleren Plattentemperatur T_{vorh} von 45 °C /5/ nach (Gl. 3.1) mit einem Elastizitätsmodul E von 30.000 N/mm² und einer Temperaturdehnzahl α_T von 10^{-5} zu Druckspannungen von 6,9 N/mm². Diese liegen weit unterhalb der Mindestdruckfestigkeit des Betons im Straßenbau von 35 N/mm² /2/ und werden daher in der Betrachtung vernachlässigt.

Im Falle einer Abkühlung sind bei der noch ungerissenen durchgehend bewehrten Betondecke bereits ab einer Temperaturdifferenz von 10 K gegenüber der Nullspannungstemperatur Zugspannungen nach (Gl. 3.1) von 3,0 N/mm² zu erwarten.

Für über mehrere Stunden gleich bleibend einwirkende Temperaturbelastungen und häufig auftretende Lastwechsel durch Verkehrslast ($> 2 \cdot 10^6$) ist bei der zulässigen Biegezugspannung des Betons von der Dauerfestigkeit (3.2.4) auszugehen. Demzufolge beträgt die maximal aufnehmbare Biegezugspannung des Betons etwa 50 % der geforderten statischen Biegezugfestigkeit von 5,5 N/mm² nach den ZTV Beton-StB 01. In erster Näherung ist mit Rissbildung im Beton durch Überschreiten der maximalen Biegezugfestigkeit zu rechnen. Daraus resultieren Zugspannungen in der Längsbewehrung. Der Prozess der Rissbildung sowie die Untersuchung des Einflusses der Reibung zwischen Deckensystem und Unterlage werden in Kapitel 4 näher beschrieben.

Plattenquerrichtung

Temperaturänderungen führen durch die freie Verformbarkeit der Platte bzw. der durch die Querbewehrung verankerten Fahrbahn an den Rändern in Querrichtung zu Normalspannungen infolge von Reibung zwischen Deckensystem und Unterlage. Für eine Autobahn mit drei Fahrstreifen und Standstreifen beträgt die Breite der Fahrbahn maximal 14,50 m (RQ 35,5) /44/. Es resultieren daraus folgende maximale Spannungen in der Symmetrieachse der verankerten Betondecke /5, 45/:

$$\max. \sigma_R = \frac{\gamma_{\text{Beton}}}{10^6} \cdot \mu \cdot \frac{b \cdot 1000}{2} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. 3.2})$$

mit:	max. σ_R	= durch Reibung aktivierte Zugspannung	[N/mm ²]	
	γ_{Beton}	= spezifisches Gewicht des Betons	[kN/m ³]	= 24 kN/m ³
	μ	= Reibungsbeiwert	[-]	
		für erstmalige Bewegung		= 1,6
		für wiederholte Bewegung		= 0,8
	b	= Breite der verankerten Fahrbahn	[m]	= 14,50 m

Voraussetzung für die Aufnahme der Reibungszugspannung und ein gutes Langzeitverhalten ist eine ausreichend dimensionierte Querbewehrung, um im Bereich der Längsfugen eine effiziente Verankerung sicher zu stellen und die Fugen eng geschlossen zu halten. Untersuchungen über die Wirksamkeit verschiedener Verankerungen an Längsfugen von unbewehrten Betondecken haben gezeigt, dass dazu in Längsscheinfugen drei Anker Ø 20 mm und in Längspressfugen fünf Anker Ø 20 mm entsprechend ZTV Beton-StB 01 ausreichend sind /81, 2/.

Aus (Gl. 3.2) ergibt sich für ein Tragsystem mit einer Betondecke auf ungebundener Tragschicht eine maximale Spannung in Fahrbahnmitte von $0,28 \text{ N/mm}^2$ für erstmalige und $0,14 \text{ N/mm}^2$ für wiederholte Bewegung. Für ein Verbundsystem, bestehend aus Betondecke und HGT (3.1), sind nach obiger Gleichung Spannungen in vergleichbarer Größenordnung zu erwarten, da die Höhe des Verbundsystems nicht in die Ermittlung eingeht und das spezifische Gewicht von Beton und HGT ($\gamma_{\text{HGT}} = 23 \text{ kN/m}^3$) /71/ sich nur geringfügig unterscheidet. Durch die begrenzte Systembreite der Betondecke von maximal 14,50 m bleiben die Spannungen relativ klein und sind daher für die Bemessung von untergeordneter Bedeutung /5, 36, 37/.

3.2.2.2 Linear, ungleichmäßige Temperaturverteilung

Durch die Einwirkung einer linear, ungleichmäßigen Temperaturverteilung, das heißt durch einen linearen Temperaturgradienten Δt über die Querschnittshöhe h , verwölbt sich eine gewichtslose Betonplatte kreisförmig. Dieser Verformung wirkt das Eigengewicht entgegen, wodurch Biegezugspannungen, die so genannten Wölbspansungen σ_w bzw. $\sigma_{\Delta t}$, hervorgerufen werden.

Eine Erwärmung von oben kann zu einem Abheben von der Unterlage in Betonplattenmitte führen. Daraus resultieren Biegezugspannungen an der Plattenunterseite, die mit den Biegezugspannungen durch Verkehrsbelastung (3.2.3) zu überlagern sind. Im Falle einer Abkühlung von oben schüsselt die Platte auf, das heißt, die Plattenränder wölben sich nach oben. Es entstehen dadurch Biegezugspannungen an der Plattenoberseite. Der Temperaturgradient kann für 20 bis 22 cm dicke Betondecken Werte zwischen $0,09 \text{ K/mm}$ (Maximum) und $-0,035 \text{ K/mm}$ (Minimum) annehmen /5/. Die Wölbspansungen infolge einer Abkühlung von oben sind somit rund 60 % kleiner als im Falle der Erwärmung von oben. Für das Langzeitverhalten und die Bemessung ist damit der Beanspruchungsfall ungleichmäßige Erwärmung von oben maßgebend. Für die Beurteilung der Beeinträchtigung des Fahrkomforts jedoch ist das „Aufschüsseln“ entscheidend. Dieses wird neben der linear, ungleichmäßigen Temperaturverteilung im Wesentlichen durch das oberflächige Schwinden bestimmt. Durch die bei durchgehend bewehrten Betondecken zu erwartenden kurzen Rissabstände im Vergleich zur Plattenlänge der unbewehrten, kurzen Platten wird damit der Fahrkomfort tendenziell verbessert.

Für Betondecken größer 200 mm Dicke darf der positive Temperaturgradient zur Vermeidung einer Überbewertung der Temperaturbeanspruchung in Abhängigkeit der Deckendicke reduziert werden. Für ein Tragsystem mit vollem Verbund zwischen Betondecke und HGT ist die äquivalente Dicke des Ersatzsystems mit gleicher Steifigkeit in Ansatz zu bringen. Der äquivalente Temperaturgradient $\Delta t_{\text{ä}}$, der während 5 % der Liegedauer angenommen werden kann, wird näherungsweise auf der sicheren Seite liegend durch die folgende Beziehung beschrieben /67, 70/:

$$\Delta t_{\ddot{a}qui} = \frac{1}{e^{h_{\ddot{a}qui}/68}} + 0,04 \quad [\text{K/mm}] \quad (\text{Gl. 3.3})$$

mit: $\Delta t_{\ddot{a}qui}$ = äquivalenter Temperaturgradient [K/mm]
 e = 2,718282
 $h_{\ddot{a}qui}$ = Dicke der Betondecke bzw. des Ersatzsystems [mm]

Die Wölbspannungen können nach dem Näherungsverfahren *Eisenmann* /5/ berechnet werden. Für sehr lange Platten tritt durch die Wirkung des Eigengewichts eine vollständige Behinderung der Verformung auf. Daraus resultieren die ungestörten Wölbspannungen σ_w . Diese können für den Plattenrand nach dem Stabmodell und in Plattenmitte unter Beachtung des bei Platten wirksamen zweiaxialen Spannungszustandes abgeleitet werden. Für die im Straßenbau üblichen Plattenabmessungen bei der Standardbauweise mit unbewehrtem Beton, sowie bei den durch die freie Rissbildung langfristig entstehenden kurzen Platten der durchgehend bewehrten Betondecke, ist eine vollständige Verformungsbehinderung nicht mehr gegeben. Mit Beginn des Unterschreitens der kritischen Plattenlänge l_{krit} werden die Wölbspannungen abhängig von der Plattenlänge durch die mögliche Verformung (Aufwölbung) deutlich abgebaut. Dies führt zu den reduzierten Wölbspannungen σ_w'' .

Bei der Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke ist auf Grund der geringen Rissbreite und der damit verbundenen wirkungsvollen Verzahnung der Gesteinskörnungen eine gewisse Momentenübertragung im Riss möglich. Daraus resultiert bei Einwirkung eines positiven Temperaturgradienten eine Aufwölbung der Betondecke, die durch eine exzentrisch im Riss eingeleitete Druckkraft (Krafteinleitung unterhalb der Nulllinie) im Falle einer gleichmäßigen Erwärmung vergrößert wird /5/. Die kritische Plattenlänge nimmt damit zu, was zu einem Abbau der reduzierten Wölbspannungen führt. Da für die Größe der Momentenübertragung kein Wert angegeben werden kann und sich diese abmindernd auf die Wölbspannungen auswirkt, wird die Momentenübertragung im Riss in der weiteren Berechnung nicht in Ansatz gebracht.

Die Berechnung der Wölbspannungen nach dem Näherungsverfahren *Eisenmann* im Einzelnen ist aus Anlage 3.2 zu ersehen.

3.2.2.2.3 Nicht lineare Temperaturverteilung

Durch den gekrümmten Verlauf des Temperaturgradienten verbleiben im Bauteilquerschnitt Eigenstressungen, die durch eine Verformung nicht abgebaut werden können. Die unterschiedliche Krümmung der nicht linearen Temperaturverteilung über den Querschnitt stellt sich infolge der zeitlich verzögerten Erwärmung und Abkühlung mit zunehmendem Abstand von der Oberfläche der Betondecke

ein. In den Vordergrund der Betrachtung rückt das bei nicht linearer Temperaturverteilung dem linear veränderlichen Anteil eines positiven Temperaturgradienten entgegengerichtete Vorzeichen an der Systemunterseite (Abb. 3.3). Die Berücksichtigung des Eigenspannungsanteils führt daher zu einer Abnahme der für die Bemessung der Betondecke maßgebenden Biegezugspannungen an der Unterseite der Betondecke. Bei Ansatz des positiven linearen Temperaturgradienten ist somit eine Berücksichtigung der Eigenspannungen zur Gewährleistung der Bemessungssicherheit nicht notwendig /67/. Demgegenüber ist bei der Rissbildung der abmindernde Einfluss von Eigenspannungen auf die Zugfestigkeit bei direkter Zwangbeanspruchung nicht zu vernachlässigen /46/.

3.2.3 Verkehrslastbeanspruchung

3.2.3.1 Allgemeines

Betondecken erfahren durch die in der Regel nur kurzzeitig einwirkenden Verkehrsbelastungen Biegebeanspruchungen. Gemäß Straßenverkehrszulassungsordnung war in Deutschland bis zum Jahr 1986 eine Achslast von 10 t zugelassen. Diese wurde 1993 auf aktuell 10 t für Einzelachsen bzw. 11,5 t für angetriebene Einzelachsen erhöht /34/. Ein weiterer Anstieg auf 13 t für angetriebene Einzelachsen ist durch die Harmonisierung in der Europäischen Gemeinschaft zu erwarten (2.4).

Der Ermittlung der für die Bemessung maßgebenden Biegezugspannungen liegen einheitlich äquivalente 10 t-Achsübergänge bzw. 50 kN-Radlasten entsprechend den RStO 01 zugrunde. Die einzelne Radlast kann durch eine kreisförmige Flächenlast (Topflast) mit einem konstanten Kontaktdruck von $p = 0,7 \text{ N/mm}^2$ und einem Belastungskreishalbmesser $a = 150,8 \text{ mm}$ beschrieben werden.

Zur Vermeidung des so genannten Plattenpumpens sollte die Einsenkung der Deckenkonstruktion infolge von Verkehrslasteinwirkung am Querriss der durchgehend bewehrten Betondecke bzw. am Fugenrand der kurzen, durch Fugen unterteilten Platten einen Grenzwert von 0,30 mm nicht überschreiten. Unter diesen Voraussetzungen kann langfristig eine mögliche Schädigung der Unterlage durch Ausspülen von Feinstteilen beim Vorhandensein von Wasser vermieden und die gleichmäßige Auflagerung der Deckenkonstruktion sichergestellt werden. Eine lange Nutzungsdauer setzt damit die Begrenzung der Einsenkung voraus /56/.

Ein weiteres Kriterium zur Beurteilung des Zustands der Betondecke stellt die „Fugenbewegung“ nach (Gl. 5.2) dar. Darunter versteht man den Maximalwert der relativen vertikalen Fugenrandbewegung beim Überrollen des Belastungsfahrzeugs mit einer Achslast von 100 kN. Erfahrungsgemäß kann der Betondecke bis zu einer Fugenbewegung von ca. 0,10 mm ein guter Zustand infolge von wirksamer Querkraftübertragung bescheinigt werden /72/.

Der Vollständigkeit halber seien neben den elastischen Verformungen durch kurzzeitig einwirkende Verkehrsbelastungen noch die zeit- und lastabhängigen Verformungen angesprochen. Sie werden als Kriechen bezeichnet. Man versteht darunter die zeitliche Zunahme der Dehnung unter Einwirkung einer äußeren Last. Auf den gleichen physikalischen Grundlagen beruht die Relaxation, das heißt der zeitabhängige Spannungsabbau unter einer Zwangsverformung /35/. Durch das Kriechen bauen sich vor allem die im jungen Alter des Betons durch behinderte Verkürzung und Austrocknung erzeugten Zugspannungen rasch ab. Daher wird auf der sicheren Seite liegend das Kriechen vernachlässigt.

3.2.3.2 Berechnungsverfahren

Zur Ermittlung der Spannungen und Verformungen infolge von einwirkender Verkehrslast können die folgenden drei Systeme herangezogen werden /5/:

Betonplatte auf elastischer Unterlage

Westergaard hat 1926 ein Berechnungsverfahren vorgestellt, das von einer auf Federn elastisch gelagerten Betondecke ausgeht. Das Verformungsverhalten der Federn wird durch den Bettungsmodul beschrieben, der ausschließlich vertikale Verformungen berücksichtigt. Bei der Betondecke werden der Elastizitätsmodul und das Trägheitsmoment in Ansatz gebracht. Voraussetzung ist eine in horizontaler Richtung unendlich ausgedehnte Platte. Die Grundlage des Verfahrens bildeten Untersuchungen des Physikers *Hertz* aus dem Jahr 1884 für eine auf einer schweren Flüssigkeit schwimmenden dünnen Platte.

Mit dem Verfahren ist es möglich, die Biegezugspannungen sowie die korrespondierenden Einsenkungen in der Mitte, am Rand und in der Ecke der Platte unter der Last zu ermitteln. Die Formeln nach *Westergaard* wurden später durch Korrekturglieder verbessert, um Hohllagen der Betondecke durch ungleichmäßige Temperaturverteilung oder Schwinden sowie veränderte Auflagerbedingungen infolge von Temperatur- und Verkehrslastbeanspruchung zu berücksichtigen.

Die mittragende Wirkung von Nachbarplatten infolge von Querkraftübertragung im Riss (bzw. an der Fuge bei der Bauweise mit kurzen, unbewehrten Platten) kann durch den Wirksamkeitsindex nach *Sutherland* und *Teller* ausgedrückt werden. Dieser berechnet sich aus den Einsenkungsmessungen an den Plattenrändern im Riss- bzw. Fugenbereich wie folgt:

$$W = \frac{2 \cdot y_{unbel}}{y_{bel} + y_{unbel}} \cdot 100 \quad [\%] \quad (\text{Gl. 3.4})$$

mit: W = Wirksamkeitsindex [%]
 y_{bel} = Einsenkung des belasteten Riss-/Fugenrandes [mm]
 y_{unbel} = Einsenkung des unbelasteten Riss-/Fugenrandes [mm]

Es darf angenommen werden, dass die Querkraftübertragung zwischen benachbarten Platten etwa 50 % des Wirksamkeitsindex entspricht.

In Anlage 3.3 sind die verbesserten Formeln nach *Westergaard* für Betondecken zur Ermittlung der Biegezugspannungen und der Einsenkung unter der Verkehrslast für die Lastfälle Plattenmitte und Plattenrand dargestellt. Die Gleichungen berücksichtigen die Querkraftübertragung im Riss bzw. an der Fuge. Die Biegezugspannungen und die Einsenkung des belasteten Plattenrandes werden dadurch deutlich abgemindert.

Mehrschichtensystem

Bei den im modernen Betonstraßenbau und im Rahmen dieser Untersuchung beschriebenen Deckenkonstruktionen handelt es sich um Mehrschichtensysteme. Durch die Ausführung mit einer gebundenen Tragschicht kann die Beanspruchung der Betondecke deutlich verringert werden.

Die mittragende Wirkung verfestigter Tragschichten hat *Eisenmann* in einem vereinfachten Rechenverfahren berücksichtigt. Das Verfahren unterscheidet Systeme ohne Verbund sowie mit vollem Verbund zwischen der Betondecke und der gebundenen Tragschicht.

Bei **Systemen ohne Verbundwirkung** wird für die ungebundenen Schichten und den Untergrund der Bettungsmodul aufgrund der Äquivalenztheorie von *Odemark* und der Halbraumtheorie nach *Boussinesq* bestimmt. Das Mehrschichtensystem wird in ein äquivalentes Ersatzsystem umgewandelt. Dieses weist eine dem ursprünglichen Mehrschichtensystem entsprechende Biegesteifigkeit auf. Nach der Generierung des Ersatzsystems kann das Biegemoment am Ersatzsystem ermittelt und anschließend entsprechend der Biegesteifigkeiten der einzelnen Schichten aufgeteilt werden. Unter Berücksichtigung der Widerstandsmomente ergeben sich daraus die Biegespannungen in den einzelnen Schichten.

Für **Verbundsysteme** erfolgt die Berechnung des Bettungsmoduls analog dem System ohne Verbund. Beim Ersatzsystem wird die Dicke der gebundenen Schicht durch eine dem Verhältnis der Elastizitätsmoduln entsprechende Schichtdicke nach dem Verfahren von *Odemark* berücksichtigt. Der Aufteilung des Biegemoments auf die einzelnen Schichten liegt die Modellvorstellung eines Plattenbalkens zugrunde. Die Breite des Steges resultiert aus dem Verhältnis der unterschiedlichen Elastizitätsmoduln der Schichten.

Das Verfahren nach *Eisenmann* zur Berechnung der Biegespannungen in einem Mehrschichtensystem kann der Anlage 3.4 entnommen werden.

Finite Elemente Modell

Die Berechnung nach der Methode der Finiten Elemente (FE) ermöglicht im Gegensatz zum Verfahren *Westergaard* für Betondecken bzw. zum Näherungsverfahren nach *Eisenmann* für mehrschichtige Systeme die Berücksichtigung der tatsächlichen Plattenabmessungen abweichend von der Modellvorstellung der unendlich ausgedehnten Platte. Damit kann den bei der durchgehend bewehrten Betondecke durch die freie Rissbildung langfristig entstehenden relativ kurzen Plattenlängen in Längsrichtung der Fahrbahn Rechnung getragen werden. Ferner besteht die Möglichkeit, neben den Spannungen und Verformungen infolge von Verkehrslast die Auswirkungen einer Beanspruchung durch eine linear ungleichmäßige Temperaturverteilung über den Querschnitt zu ermitteln. Weiterer Vorteil von FE ist, dass gleichzeitig ein Temperaturgradient und eine Verkehrsbelastung auf das Tragsystem aufgebracht werden können. Im Gegensatz zu den erstgenannten Verfahren kann damit der Einfluss temperaturbedingter Vorverformungen auf die Größe der Biegezugspannungen erfasst werden.

3.2.3.3 Einfluss von Nachbarlasten

Wie in 3.2.3.1 dargestellt, liegen der Bemessung äquivalente 10 t-Achsübergänge einer einzelbereiften LKW-Achse entsprechend den RStO 01 zugrunde. Der mittlere Radabstand darf nach /55/ mit 2,06 m angenommen werden. Durch die in der Regel geringe Rissbreite bei durchgehend bewehrten Betondecken kann von einer sehr guten Querkraftübertragung ausgegangen werden. Der Einfluss von Nachbarlasten kann für den Lastfall Plattenmitte einer in horizontaler Richtung unendlich ausgedehnten Platte anhand der Einflusslinien nach *Westergaard* für eine Punktlast (Anlage 3.5) und für den Lastfall Plattenrand in Längsrichtung durch die Einflusslinien nach *Gnad* (Anlage 3.6) abgeschätzt werden.

Die Anwendung der Einflusslinien für eine im Straßenbau typische Deckenkonstruktion mit 240 mm dicker Betondecke ($E_{\text{Beton}} = 31.900 \text{ N/mm}^2$) auf 150 mm HGT ($E_{\text{HGT}} = 5.000 \text{ N/mm}^2$) unter der Annahme vollen Verbundes zwischen beiden Schichten ($E_{\text{V2}} = 120 \text{ N/mm}^2$) ergibt durch das zweite Rad der einzelbereiften Achse für den Lastfall Plattenmitte in Tangentialrichtung eine Erhöhung des Biegemoments um 1,5 %, in Radialrichtung eine Abnahme um 2 %. Auf das Biegemoment am Plattenrand wirkt sich die Nachbarradlast um 7 % abmindernd aus. Daraus ist erkennbar, dass der Einfluss des zweiten Rades der Bemessungsachse von untergeordneter Bedeutung ist. Der weiteren Betrachtung wird daher eine Einzelradlast zugrunde gelegt.

Der spannungsmindernde Einfluss einer Zwillingsbereifung /5/ wird in der Untersuchung auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Demgegenüber ist durch Tandem- und Tridemachsen mit einer Erhöhung der Spannungen in Tangentialrichtung zu rechnen. Für die heute üblichen Achsabstände über 1,5 m kann jedoch für vorgehend beschriebenes System von einer genaueren Betrachtung abgesehen werden, da der Einfluss unter 5 % liegt.

3.2.4 Kombinierte Beanspruchung und zulässige Spannung

Die in einer Betondecke auftretenden Spannungen infolge von lastunabhängigen Verformungen können als über einen längeren Zeitraum konstante Spannungen angenommen werden, die nach der Erhärtung des Betons hauptsächlich tageszeitlichen Schwankungen unterliegen. Sie sind mit häufigen aber kurzzeitigen dynamischen Spannungen durch Verkehrslastbeanspruchung zu überlagern. Neben der absoluten Größe der erzeugten Spannungen ist vor allem ihre Einwirkungsdauer und Belastungshäufigkeit von Bedeutung /5/.

Durch Einwirkung der Verkehrsbelastung auf das infolge von ungleichmäßiger Temperatureinwirkung vorverformte System sind erhöhte Biegezugspannungen zu erwarten. Diese können bei einer Berechnung mit der Methode der Finiten Elemente im Gegensatz zu den Verfahren *Westergaard* oder *Eisenmann* ermittelt werden. Trotz der an vorverformten Systemen auftretenden größeren Biegezugspannungen durch Verkehr erfolgt die Bemessung der Betondecke in der Regel durch getrennte Betrachtung der Spannungen der einzelnen Lastfälle und anschließende Superposition /5/.

Für Betondecken unter wiederholt einwirkender Verkehrsbelastung ist bei der zulässigen Biegezugspannung die Dauerfestigkeit in Ansatz zu bringen. Umfangreiche Versuche in den USA /69/ führten bei fehlender Unterspannung infolge von ungleichmäßiger Temperatureinwirkung zu einer Schwellfestigkeit zwischen 50 und 80 % der statischen Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit der Lastwechselzahl. Daraus wurde das Schaubild nach *Smith* abgeleitet, mit dem die Ermittlung der zulässigen Biegezugspannung infolge von Verkehrsbelastung für eine gegebene Unterspannung durch ungleichmäßige Temperaturverteilung in Abhängigkeit der Lastwechselzahl möglich ist. Für die Bemessung im Betonstraßenbau in Deutschland ist die nach DIN 1048 ermittelte statische Biegezugfestigkeit anzusetzen.

Der idealisierte Verlauf der Zeit- und Dauerfestigkeit von Beton sowie die Ermittlung der Biegezugfestigkeit im Schwellbereich nach *Smith* ist in Anlage 3.7 zu sehen.

3.3 Materialkenngrößen und Anforderungen

Für eine lange Liegedauer des Deckensystems wird neben den Anforderungen an die Betondecke ein hoher Anspruch an die darunter liegenden Schichten gestellt. Sie sind verantwortlich für eine dauerhaft gleichmäßige Auflagerung, die Erosionsbeständigkeit und damit Sicherheit der Unterlage gegenüber dem Plattenpumpen. Die Betondecke ihrerseits muss den mechanischen Einwirkungen widerstehen, ebenfalls ausreichend erosionsbeständig sein und vor allem eine ausreichende Biegezugfestigkeit aufweisen.

Die Anforderungen an den Betonstraßenbau in Deutschland sind in Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien (ZTV) festgelegt, in denen auch die weiteren geltenden Vorschriften verankert sind. Als wesentliche Regelwerke sind zu nennen:

- Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton, ZTV Beton-StB 01 /2/
- Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau, ZTVT-StB 95 /38/
- Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, ZTVE-StB 94, Fassung 1997 /39/

Da die Bemessung einer durchgehend bewehrten Betondecke bislang in den Regelwerken zum Betonstraßenbau in Deutschland nicht berücksichtigt ist, handelt es sich hierbei um eine „freie“ Bemessung. Es können somit die Verfahrensweisen und Erfahrungen des Betonstraßenbaus in Deutschland übernommen werden. Zusätzlich ist es möglich, die für den gesamten Anwendungsbereich des Hoch- bzw. Ingenieurbaus geltenden Vorschriften zugrunde zu legen. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass im Straßenbau ein anderes Sicherheitskonzept angebracht ist als bei der Tragwerksplanung von Hoch- und Ingenieurbauwerken nach DIN 1055-100 „Einwirkungen auf Tragwerke“, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln /82/. Statt dem Nachweis von Grenzzuständen und der Methode der Teilsicherheitsbeiwerte erscheint eine deterministische Betrachtungsweise ausreichend zu sein, da im Falle des Überschreitens der Tragfähigkeit mit keinem Einsturz des „Bauwerkes Straße“ zu rechnen ist. Die Anforderungen an die Tragfähigkeit betreffen nicht die Sicherheit von Personen. Eine Überschreitung wirkt sich nur auf die Funktionalität und somit Dauerhaftigkeit, den Fahrkomfort und das optische Erscheinungsbild aus. Damit kann auf eine Vielzahl von Materialkenngrößen zurückgegriffen werden. Anforderungen an den Stahlbetonbau finden sich vor allem in folgenden Regelwerken:

- DIN 1045 „Beton und Stahlbeton“, Bemessung und Ausführung /40/
- DIN 1045-1 „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton“, Teil 1: Bemessung und Konstruktion /41/
- DIN 488 „Betonstahl“, Teil 1: Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen /42/
- DIN 488 „Betonstahl“, Teil 2: Betonstabstahl, Maße und Gewichte /43/

Im Einzelnen sind die Materialkenngrößen und Anforderungen an Beton, Tragschichten und den Betonstahl der Anlage 3.8 zu entnehmen.

4 Normenorientiertes Rissmodell

4.1 Allgemeines

Im Gegensatz zu den Betonbauweisen der Standardisierung des Straßenoberbaus, wo Risse im Beton grundsätzlich zu vermeiden sind, enthalten die Vorschriften des **Hoch- und Ingenieurbaus**, wie die DIN 1045 /40/ und die neue DIN 1045-1 /41/, aus Gründen der Gebrauchstauglichkeit Anforderungen zur Beschränkung der Rissbreite. Es wird damit die Funktion und Dauerhaftigkeit von bewehrten Stahlbetonkonstruktionen, vor allem hinsichtlich Korrosion der Bewehrung, sichergestellt. Maßgeblichen Anteil an diesen Normenregelungen hatten die von *Schießl* entwickelten „Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rissbreite“ /46/. Diese liegen auch dem hier dargestellten normenorientierten Rissmodell zugrunde.

Überschreiten die im Beton vorhandenen Zugspannungen (3.2) dessen Zugfestigkeit, so führt dies unweigerlich zur Rissbildung. Dadurch werden die Riss auslösenden Zugspannungen in der Regel schlagartig abgebaut. Im Allgemeinen sind die Auswirkungen der Rissbreite auf den Korrosionsschutz der Bewehrung gering, solange die Risse nicht breiter als 0,4 bis 0,5 mm werden. Es ist daher wichtig, die Bewehrung ausreichend zu dimensionieren, damit im Einzelriss die Streckgrenze des Bewehrungsstahls nicht überschritten wird und somit das Fließen ausgeschlossen ist. Damit kann die Entstehung eines klaffenden Risses vermieden werden und sich ein gleichmäßiges Rissbild einstellen /46/.

Das sich im Beton einstellende Rissbild, also die Rissabstände und -breiten, ist von einer Vielzahl von Parametern abhängig. Den größten Einfluss üben die Zugfestigkeit des Betons, die Verbundcharakteristik zwischen dem Bewehrungsstahl und dem umgebenden Beton sowie die Lage der Bewehrung im Bauteilquerschnitt und die Dicke des Bauteils aus. Da sowohl die Zugfestigkeit des Betons als auch die Verbundeigenschaften Streuungen unterliegen, muss deutlich herausgestellt werden, dass alle Rissformeln nur Aussagen über den Rechenwert der Rissbreite zulassen. Da jedoch meist die ermittelten Absolutwerte der Rissbreiten von untergeordneter Bedeutung sind, wenn sie einen bestimmten Grenzwert nicht überschreiten, ist eine größere Genauigkeit in der Regel nicht erforderlich /46/.

Bei den **bewehrten Fahrbahndecken aus Beton** handelt es sich um Bauteile, die nach den Formulierungen der DIN 1045, Tabelle 10, „besonders korrosionsfördernden Einflüssen“ ausgesetzt sind. Maßgebliches Kriterium dafür ist der heutzutage unverzichtbare Einsatz von Streusalz auf unseren Straßen. Es wird daher von einer rechnerischen Beschränkung der Rissbreite auf Werte kleiner 0,25 mm ausgegangen /46/. Das Auftreten breiterer Einzelrisse ist jedoch durch die Streuungen der Materialeigenschaften nicht auszuschließen und führt nicht zwangsläufig zu Einschränkungen der Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Im Sinne der DIN 1045-1 /41/ wird Beton nach den einwirkenden Umge-

bungsbedingungen in so genannte Expositionsklassen eingeteilt (4.3). In Abhängigkeit der Expositionsklasse wird eine Mindestanforderungsklasse ermittelt, der ein Rechenwert zur Begrenzung der Rissbreite zugeordnet werden kann. Auch hier sind, wie in der DIN 1045, die Angaben als Rechenwerte, die es einzuhalten gilt, zu verstehen. Eine gelegentliche Überschreitung kann nicht ausgeschlossen werden und ist in geringem Umfang unbedenklich. Aus der Expositionsklasse für taumittelbehandelte Straßenverkehrsflächen lässt sich für die Begrenzung der Rissbreite die Mindestanforderungsklasse E, entsprechend einer Rissbreitenbegrenzung auf einen rechnerischen Wert von 0,3 mm, ableiten. Somit weichen DIN 1045 und DIN 1045-1 hinsichtlich der Begrenzung der Rissbreite nur gering voneinander ab. Da im Straßenbau im Gegensatz zu Bereichen des Hoch- und Ingenieurbaus ein vergleichbares Sicherheitskonzept nicht erforderlich ist, erhält man eine brauchbare Übereinstimmung bezüglich der Beschränkung der Rissbreite aus den Normenregelungen mit der überwiegend empirisch begründeten Anforderung einer Rissbreite kleiner 0,5 mm aus dem Betonstraßenbau, um neben ausreichendem Korrosionsschutz auch eine effiziente Rissverzahnung zu erreichen.

4.2 Prozess der Rissbildung

4.2.1 Grundlagen

Wirken auf ein Stahlbetonbauteil Schnittgrößen durch Last und/oder Zwang, so wird dieses durch Längskraft und/oder Biegung beansprucht. Stahldehnung ε_s und Betondehnung ε_c sind zunächst gleich groß (Zustand I). Der Beton bleibt solange ungerissen, bis die Zugfestigkeit bzw. die Bruchdehnung des Betons erreicht wird. Ab diesem Zeitpunkt treten die ersten Risse (Zustand II) im Zusammenhang mit einer deutlichen Reduzierung der Steifigkeit des Bauteils auf. Der Bewehrungsstahl weist zu diesem Zeitpunkt die Anrissspannung σ_{sr} auf. Bei der Erstrissbildung sind zwischen zwei benachbarten Rissen weiterhin Bereiche enthalten, in denen die Stahldehnung ε_s der Betondehnung ε_c entspricht (Zustand I). In den Bereichen mit $\varepsilon_s > \varepsilon_c$ auf Höhe der Bewehrung besteht zwischen dem Stahl und dem Beton kein starrer, sondern nachgiebiger Verbund. Durch die damit verbundenen Dehnungsdifferenzen von Stahl und Beton kann eine Rissbreite w ungleich Null auftreten.

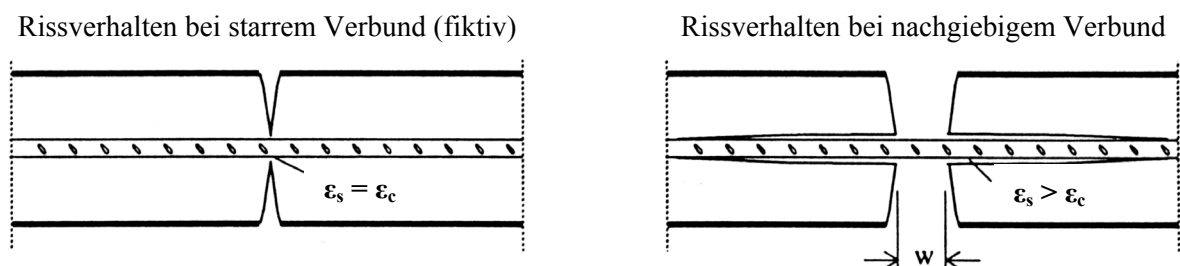


Abb. 4.1: Rissverhalten bei starrem und nachgiebigem Verbund /47/

Mit zunehmender Dehnung steigt im Zustand der Erstrissbildung die Anzahl der Risse weiter an. Dabei bleibt die Schnittgröße im Riss nahezu konstant. Erst wenn der Zustand der Erstrissbildung vollständig verlassen wird, das heißt überall die Forderung $\varepsilon_s > \varepsilon_c$ erfüllt ist, erfolgt der Übergang hin zur abgeschlossenen Rissbildung. Erfährt das System nun eine weitere Laststeigerung, so weiten sich die vorhandenen Risse auf, verbunden mit einer Zunahme der Stahlspannung σ_s , bis schließlich die Streckgrenze f_y des Stahls erreicht wird. Da der Beton infolge der Verbundwirkung zum Bewehrungsstahl zwischen den Rissen auf Zug mitwirkt, ergibt sich eine Abweichung der Schnittgrößen-Dehnungskurve des Stahlbetonquerschnitts vom „nackten“ Zustand II.

Die beschriebenen Wirkungen können schematisch dem in Abb. 4.2 vereinfacht dargestellten Zusammenhang zwischen Stahlspannung und Dehnung eines Stahlbetonzugstabes unter Zugbeanspruchung entnommen werden. Deutlich erkennbar ist der Beitrag, den der Beton durch die Mitwirkung auf Zug zur Steifigkeit des Bauteils leistet. Dieser Effekt wird als „tension stiffening“ bezeichnet /48/.

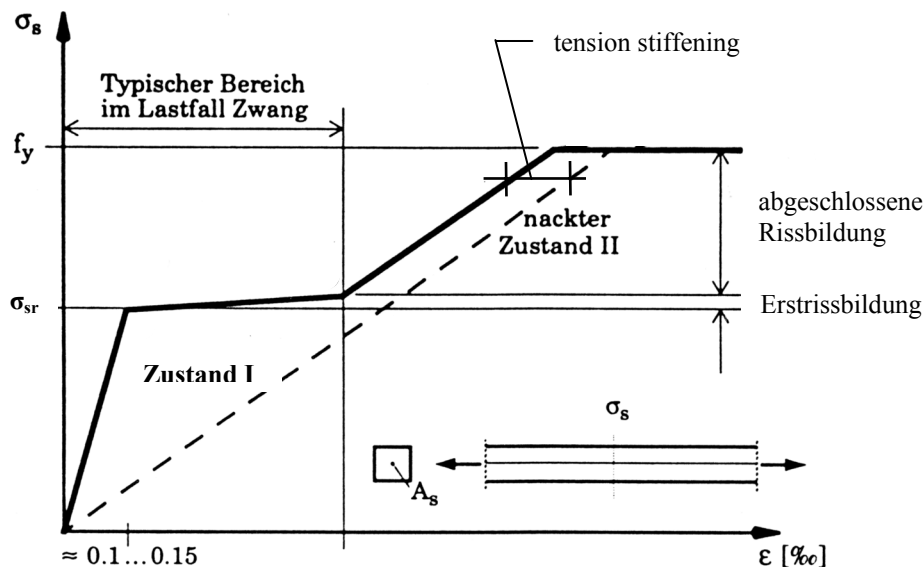


Abb. 4.2: Vereinfachter Zusammenhang zwischen Stahlspannung σ_s und Dehnung ε eines Stahlbetonzugstabes unter Zugbeanspruchung /47/

4.2.2 Mechanismus und Risstheorie

Nachfolgend werden die grundlegenden Zusammenhänge sowie der Mechanismus der Rissbildung erläutert. Die Grundlage dafür bildet die bereits erwähnte Arbeit von Schießl /46/. Es muss zwischen der angesprochenen „Erstrissbildung“ sowie der so genannten „abgeschlossenen Rissbildung“ unterschieden werden.

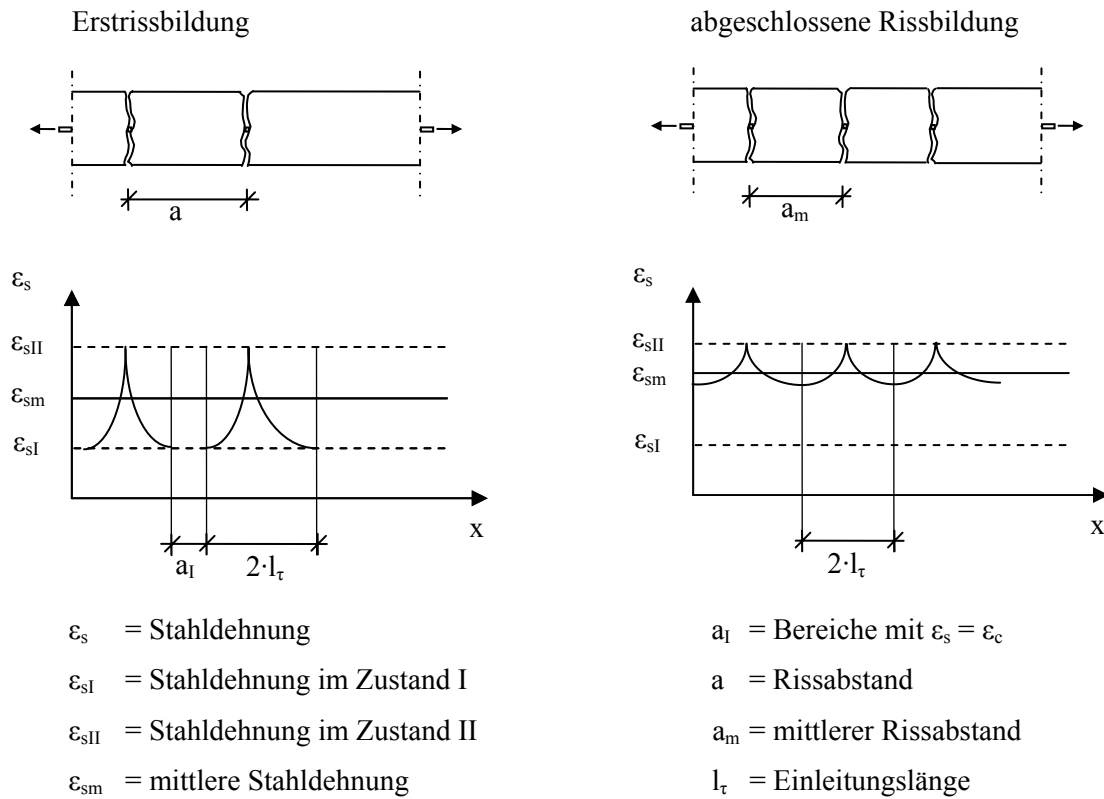


Abb. 4.3: Verlauf der Stahldehnung ϵ_s zwischen den Rissen, Rissabstand a und Einleitungslänge l_τ für Erstrissbildung und abgeschlossene Rissbildung

Ausgehend vom Riss überträgt der Stahl seine Zugkraft über Verbundspannungen in den Beton, so dass der Beton auf Zug mitwirkt. Die mittlere Rissbreite w_m wird aus den aufintegrierten Dehnungsunterschieden zwischen Stahl und Beton ermittelt. Dabei wird vereinfachend angenommen, dass Stahl und Beton annähernd gleich große Temperaturdehnzahlen aufweisen. Darüber hinaus werden die Betondehnungen in Untersuchungen oftmals vernachlässigt bzw. empirisch mit den mittleren Stahldehnungen ϵ_{sm} erfasst /47/. Damit kann allgemein die mittlere Rissbreite auf Höhe des Bewehrungsstahls wie folgt ermittelt werden:

$$w_m = \int (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \cdot ds \cong \epsilon_{sm} \cdot a_m \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. 4.1})$$

Die mittlere Stahldehnung ϵ_{sm} kann unabhängig davon, ob es sich um Erstrissbildung oder abgeschlossene Rissbildung handelt, nach folgender Gleichung angegeben werden /46/:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_{sII}}{E_s} \cdot \left(1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left[\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sII}} \right]^2 \right) \quad [-] \quad (\text{Gl. 4.2})$$

Die Stahlspannung σ_{sII} im Rissquerschnitt nach Zustand II nimmt bei reiner oder überwiegender Beanspruchung durch Zwang Werte an, die kleiner oder gleich der Anrissspannung σ_{sr} im Rissquerschnitt sind. Es wird daher auf der sicheren Seite liegend vereinfachend $\sigma_{sII} = \sigma_{sr}$ gesetzt. Der Grund dafür liegt im Abbau der Zwangbeanspruchung infolge fortschreitender Rissbildung. Zusammen mit den Faktoren $\beta_1 = 1$ für Betonrippenstahl und $\beta_2 = 0,5$ für lang anhaltende Belastung /46/ vereinfacht sich die Gleichung für die mittlere Stahldehnung zu:

$$\varepsilon_{sm} = 0,5 \cdot \frac{\sigma_{sII}}{E_s} \quad [-] \quad (\text{Gl. 4.3})$$

Der in (Gl. 4.1) verwendete mittlere Rissabstand a_m entspricht bei Erstrissbildung der doppelten Einleitungslänge l_τ zuzüglich der unbekanntem Länge a_I für Bereiche im Zustand I. Die Einleitungslänge l_τ überträgt die Stahlspannung $\Delta\sigma_s$ in den Beton, also die Differenz zwischen Stahlspannung im Rissquerschnitt σ_{sII} und der Stahlspannung σ_{sI} im ungerissenen Querschnitt (Abb. 4.3). Bei Erstrissbildung besitzt daher der Rissabstand a keine Aussagekraft zur Ermittlung der Rissbreite. An die Stelle des mittleren Rissabstandes tritt die doppelte Einleitungslänge.

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot 2 \cdot l_\tau \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. 4.4})$$

Für gerippten Betonstahl, wie er im Betonstraßenbau verwendet wird, kann ein konstantes Verhältnis k_2 von zentrischer Zugfestigkeit des Betons zu Verbundspannung angenommen werden. Die Einleitungslänge hängt im Wesentlichen von den aktivierbaren Verbundspannungen τ_m bzw. der mittleren zentrischen Zugfestigkeit des Betons β_{bZm} bzw. f_{ctm} (je nach Norm) ab /40, 46/.

$$k_2 = \frac{\beta_{bZm}}{\tau_m} \text{ bzw. } \frac{f_{ctm}}{\tau_m} = 0,8 \Rightarrow \tau_m = 1,25 \cdot \beta_{bZm} \text{ bzw. } 1,25 \cdot f_{ctm} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. 4.5})$$

Die Zugfestigkeit des Betons wird als einziger von der Hydratation des Betons abhängiger Materialparameter angesetzt. Sie spielt eine wesentliche Rolle bei der Erstrissbildung infolge von Zwangbeanspruchung, die in der Regel in den ersten Tagen bzw. Wochen nach dem Betonieren einsetzt. In (Gl. 4.5) ist die zeitabhängige Entwicklung der Zugfestigkeit jedoch vernachlässigt, da das Verhältnis f_{ctm}/τ_m auch bei jungem Beton mit 0,8 für gerippten Betonstahl angenommen werden kann /47/. Mit der aus der Stahlspannung $\Delta\sigma_s$ resultierenden Kraft $\Delta F_s = \Delta\sigma_s \cdot A_s$ kann somit die Einleitungslänge l_τ in Abhängigkeit des Bewehrungsumfanges U_s und der Betonzugfestigkeit f_{ctm} beschrieben werden:

$$\tau_m = \frac{\Delta F_s}{l_\tau \cdot U_s} \Rightarrow l_\tau = \frac{\Delta\sigma_s \cdot A_s}{\tau_m \cdot U_s} = \frac{4}{5} \cdot \frac{\Delta\sigma_s \cdot A_s}{f_{ctm} \cdot U_s} \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. 4.6})$$

Auf beiden Seiten des Risses kann auf eine begrenzte Länge infolge von Verbundlösung praktisch keine Kraft in den Beton übertragen werden. Hier gilt: $\varepsilon_s > \varepsilon_c$. Die Größe dieses Bereiches ist abhängig von der Betondeckung, die sich auf den kleinstmöglichen Rissabstand auswirkt, und wird vereinfacht mit $k_0 = 50 \text{ mm}$ angesetzt /40, 46/.

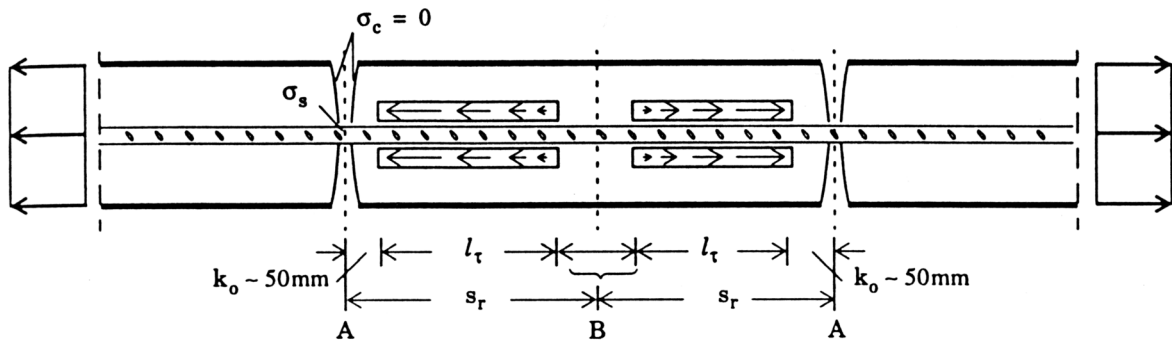


Abb. 4.4: Schematisierte Krafteinleitung von der Bewehrung in den Beton über Verbundspannungen /47/

Unter Berücksichtigung der ermittelten Einleitungslänge l_τ (Gl. 4.6) und des Bereiches k_0 ergibt sich mit der entsprechenden Stahlquerschnittsfläche A_s von n Bewehrungsstäben mit Durchmesser \varnothing_s

$$A_s = \frac{n \cdot \varnothing_s^2 \cdot \pi}{4} \quad [\text{mm}^2] \quad (\text{Gl. 4.7})$$

und dem Umfang U_s von n Bewehrungsstäben mit Durchmesser \varnothing_s

$$U_s = n \cdot \varnothing_s \cdot \pi \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. 4.8})$$

folgende Strecke s_r , die notwendig ist, um die Stahlspannung $\Delta\sigma_s$ ausgehend vom Riss ($\sigma_c = 0$) in den Beton einzuleiten. In der weiteren Betrachtung tritt diese an die Stelle von l_τ :

$$s_r = k_0 + l_\tau = k_0 + 0,2 \cdot \frac{\Delta\sigma_s}{f_{ctm}} \cdot \varnothing_s \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. 4.9})$$

Da nach der Strecke s_r gerade die Risschnittgröße erreicht ist, kann also frühestens im Punkt B ein neuer Riss entstehen.

Aus dem Kräftegleichgewicht zwischen Zustand I und Zustand II, nach

$$F_{sII} = F_{cl} + F_{sl} \Rightarrow \sigma_{sII} \cdot A_s = f_{ctm} \cdot A_c + \sigma_{sl} \cdot A_s \quad [\text{N}] \quad (\text{Gl. 4.10})$$

ergibt sich mit dem Bewehrungsgrad

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \quad [-] \quad (\text{Gl. 4.11})$$

die in den Beton einzuleitende Stahlspannung $\Delta\sigma_s$ zu:

$$\sigma_{sII} \cdot A_s = f_{ctm} \cdot A_c + \sigma_{sI} \cdot A_s \Rightarrow \Delta\sigma_s = \sigma_{sII} - \sigma_{sI} = \frac{f_{ctm}}{\rho} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. 4.12})$$

Es vereinfacht sich dadurch (Gl. 4.9) für die Einleitungslänge s_r zu:

$$s_r = k_0 + 0,2 \cdot \frac{\sigma_s}{\rho} \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. 4.13})$$

Ausgehend von der Erstrissbildung wird der Rissabstand solange verkleinert, bis entweder alle Rissabstände Werte kleiner $2 \cdot s_r$ angenommen haben („abgeschlossenes Rissbild“) oder aber die Rissbildung gestoppt wird, da die Rissursache, vor allem bei Zwangbeanspruchung, abgebaut ist. Bei ausschließlicher Beanspruchung durch Zwang, wie bei jungen Betondecken infolge von Temperatur und Schwinden, kann davon ausgegangen werden, dass das Stadium der abgeschlossenen Rissbildung nicht erreicht wird, da die Zwangverformungen zu gering sind /47/.

Entsprechend Literaturangaben wird bei der Ermittlung der mittleren Rissbreite der Wert für die doppelte Einleitungslänge bei Erstrissbildung, also $2 \cdot s_r$, bzw. der mittlere Rissabstand a_m bei abgeschlossener Rissbildung, verwendet /46/.

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot 2 \cdot s_r \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. 4.14})$$

Der Rissabstand entspricht nach dem beschriebenen Rissmodell minimal der Strecke s_r , da ausgehend von einem Riss mindestens diese Länge notwendig ist, um die Risschnittgröße in den Beton einzuleiten. Eine Obergrenze für den Rissabstand bei nicht abgeschlossener Rissbildung kann demgegenüber nicht angegeben werden, da die Streckenlängen der Abschnitte a_I ($\varepsilon_s = \varepsilon_c$) nach Abb. 4.3 zwischen wirksamen Einleitungsbereichen ($2 \cdot l_r$) vom Dehnungszustand abhängen und Werte zwischen 0 und theoretisch ∞ annehmen können.

Unter Beachtung des Dehnungsgleichgewichtes $\varepsilon_s = \varepsilon_c$ im Zustand I, entsprechend

$$\frac{\sigma_{sI}}{E_s} = \frac{f_{ctm}}{E_c} \Rightarrow \sigma_{sI} = f_{ctm} \cdot \frac{E_s}{E_c} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. 4.15})$$

errechnet sich die Stahlspannung σ_{sII} im Rissquerschnitt aus dem Kräftegleichgewicht zwischen Zustand I und Zustand II (Gl. 4.10). Sie beträgt demnach:

$$\sigma_{sII} = \frac{f_{ctm}}{\rho} + f_{ctm} \cdot \frac{E_s}{E_c} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. 4.16})$$

4.2.3 Einfluss der Reibung zwischen Deckensystem und Unterlage

Zwischen der Betondecke bzw. dem Deckensystem bei einer Ausführung mit einer im Verbund stehenden gebundenen Tragschicht und der Unterlage wirken Spannungen infolge von Reibung durch das Eigengewicht des Deckensystems. Damit ist jedoch streng genommen eine Grundannahme des normenorientierten Rissmodells verletzt, das davon ausgeht, dass lediglich Betonzugspannungen, die über die Bewehrung in den Beton eingeleitet werden, zum Riss führen.

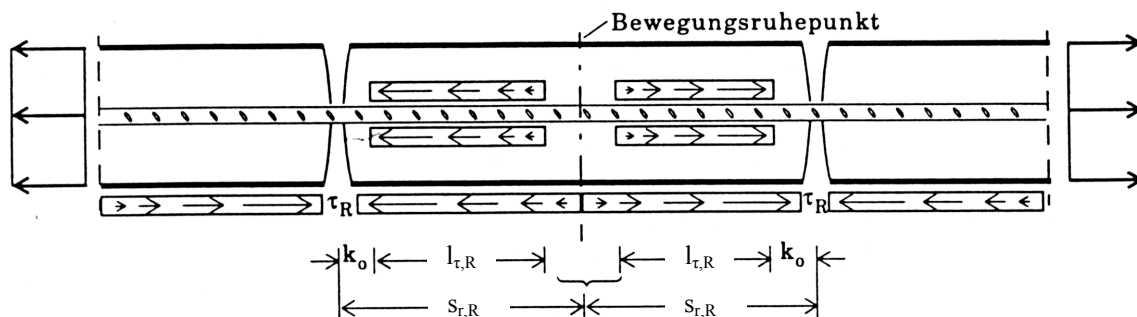


Abb. 4.5: Krafteinleitung in den Beton durch Bewehrung und Reibung /47/

Wie Abb. 4.5 zeigt, leiten die durch die Bodenreibung wirkenden Schubspannungen τ_R einen Anteil der Risschnittgröße in den Beton ein, was dazu führt, dass sich die Einleitungslänge $s_{\tau,R}$ gegenüber dem Wert s_r in der Darstellung nach Abb. 4.4 verkürzt.

Daraus resultieren geringere Rissabstände und somit kleinere Rissbreiten. Aus diesem Grund wird der Einfluss der Reibung zwischen Deckensystem und Unterlage in der Normenregelung vernachlässigt und ausschließlich die Betonzugspannung als Riss auslösend betrachtet /47/.

Zur Quantifizierung des Einflusses der Bodenreibung wird das normenorientierte Rissmodell entgegen der Grundannahme dahingehend erweitert.

Ausgehend vom Riss ist basierend auf (Gl. 4.9) unter dem Einfluss der Reibung die Strecke $s_{r,R}$ erforderlich, um die durch Bodenreibung reduzierte Stahlspannung $\Delta\sigma_{s,R}$ in den Beton einzutragen.

$$s_{r,R} = k_0 + l_{\tau,R} = k_0 + 0,2 \cdot \frac{\Delta\sigma_{s,R}}{f_{ctm}} \cdot \varnothing_s \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. 4.17})$$

Durch den gelösten bzw. nachgiebigen Verbund zwischen Beton und der Bewehrung und die damit verbundene Bewegungsmöglichkeit werden über die Strecke $s_{r,R}$ Schubspannungen infolge von Reibung zwischen dem Deckensystem und der Unterlage wirksam. Diese führen ausgehend vom Riss zu resultierenden Normalspannungen σ_R orthogonal zur Rissebene und erreichen am Ende der Einleitungslänge $s_{r,R}$ den Maximalwert $\sigma_{R,max}$.

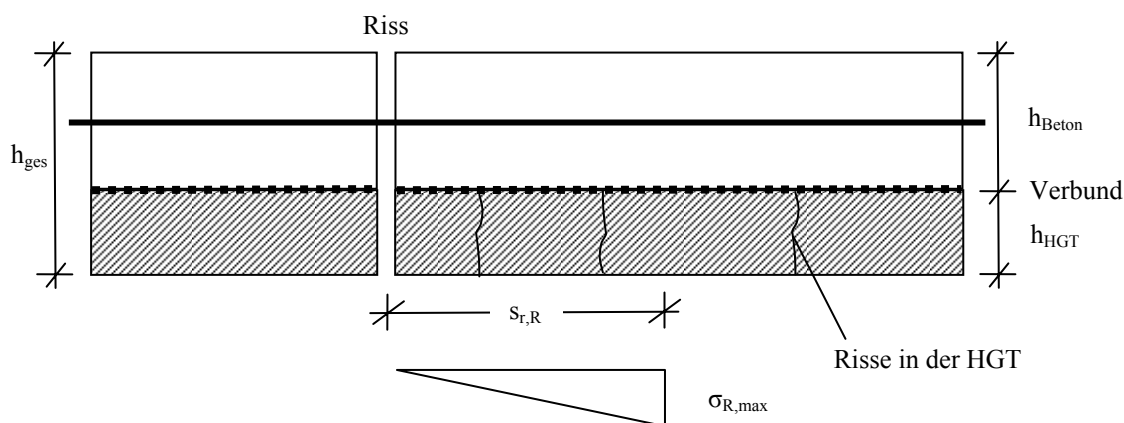


Abb. 4.6: Entwicklung der maximalen Spannung infolge von Reibung ausgehend vom Riss

Zur Bewertung des maximalen Einflusses der Bodenreibung werden folgende Annahmen getroffen:

- Für die Ermittlung der größtmöglichen Reibungskraft F_R wird das spezifische Gewicht des Gesamtsystems, bestehend aus Betondecke und Tragschicht, in Ansatz gebracht.
- Der Reibungsbeiwert berücksichtigt die maximal möglichen Reibungsverhältnisse.
- Durch die in vollem Verbund zur Betondecke stehende HGT werden über die gesamte Einleitungslänge $s_{r,R}$ Schubspannungen infolge von Reibung wirksam. Die vorhandene Rissstruktur der Tragschicht kann daher unbeachtet bleiben.
- Aufgrund der geringeren Festigkeit der HGT gegenüber der Betondecke (Anlage 3.8) führen die Schubspannungen infolge Reibung nur zu Normalspannungen in Längsrichtung der Betondecke. Damit wird dem Zustand Rechnung getragen, dass die HGT bereits eine Rissstruktur

aufweist, bevor die Rissbildung in der darüber liegenden Betondecke erfolgt bzw. die HGT unter dem Riss der Betondecke getrennt wird, ohne einen Beitrag zur Risschnittgröße σ_{sII} nach (Gl. 4.16) zu liefern.

Nach dem erweiterten normenorientierten Rissmodell für ein Verbundsystem entsprechend Abb. 4.6 errechnen sich die maximalen Spannungen $\sigma_{R,max}$ unter dem Einfluss der Bodenreibung für eine beliebige Breite b wie folgt:

$$\sigma_{R,max} = \frac{F_R}{A_c} = \frac{\mu_{max} \cdot G}{A_c} = \frac{\mu_{max} \cdot \gamma_{ges} \cdot h_{ges} \cdot b \cdot s_{r,R}}{10^6 \cdot b \cdot h_{Beton}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. 4.18})$$

mit:	$\sigma_{R,max}$	= durch Reibung aktivierte Zugspannungen im Beton	[N/mm ²]
	μ_{max}	= maximaler Reibungsbeiwert nach (Gl. 3.2)	[-]
	γ_{ges}	= spezifisches Gewicht des Gesamtsystems (Beton und HGT)	[kN/m ³]
	h_{ges}	= Höhe des Gesamtsystems aus Beton und HGT	[mm]
	b	= Breite	[mm]
	$s_{r,R}$	= Einleitungslänge unter Einfluss der Reibung	[mm]
	h_{Beton}	= Höhe der Betondecke	[mm]

Zur Berücksichtigung der Mitwirkung einer gebundenen Tragschicht erfolgt die Ermittlung von $\sigma_{R,max}$ am Gesamtsystem. Für die Höhe des Gesamtsystems gilt die einfache Beziehung:

$$h_{ges} = h_{Beton} + h_{HGT} \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. 4.19})$$

mit:	h_{ges}	= Höhe des Gesamtsystems aus Beton und HGT	[mm]
	h_{Beton}	= Höhe der Betondecke	[mm]
	h_{HGT}	= Höhe der hydraulisch gebundenen Tragschicht	[mm]

Dem unterschiedlichen spezifischen Gewicht von Betondecke und HGT trägt γ_{ges} Rechnung:

$$\gamma_{ges} = \frac{h_{Beton} \cdot \gamma_{Beton} + h_{HGT} \cdot \gamma_{HGT}}{h_{ges}} \quad [\text{kN/m}^3] \quad (\text{Gl. 4.20})$$

mit:	γ_{ges}	= spezifisches Gewicht des Gesamtsystems (Beton und HGT)	[kN/m ³]
	γ_{Beton}	= spezifisches Gewicht des Betons	[kN/m ³]
	γ_{HGT}	= spezifisches Gewicht der HGT	[kN/m ³]

Durch Integration von (Gl. 4.18) über die Einleitungslänge $s_{r,R}$ und unter Berücksichtigung des Bewehrungsgrades ρ kann die mittlere Stahlspannung $\sigma_{s,R,m}$ unter dem Einfluss der Reibung folgendermaßen beschrieben werden.

$$\sigma_{s,R,m} = \frac{\mu \cdot \gamma_{ges} \cdot h_{ges} \cdot s_{r,R}}{2 \cdot 10^6 \cdot \rho \cdot h_{Beton}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. 4.21})$$

Die in den Beton einzuleitende Stahlspannung $\Delta\sigma_{s,R}$ wird in Anlehnung an (Gl. 4.12) ermittelt, wobei die mittlere Stahlspannung infolge der Reibung in Abzug zu bringen ist. Es leitet sich ab:

$$\Delta\sigma_{s,R} = \sigma_{sII,R} - \sigma_{sI} = \sigma_{sII} - \sigma_{s,R,m} - \sigma_{sI} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. 4.22})$$

Die Lösung von (Gl. 4.22) ergibt unter Berücksichtigung von (Gl. 4.17):

$$\Delta\sigma_{s,R} = \frac{f_{ctm} - 0,5 \cdot \gamma_{ges} \cdot \frac{1}{10^6} \cdot \mu \cdot k_0 \cdot \left(\frac{h_{ges}}{h_{Beton}} \right)}{\rho + 0,5 \cdot \gamma_{ges} \cdot \frac{1}{10^6} \cdot \mu \cdot \left(0,2 \cdot \left(\frac{1}{f_{ctm}} \right) \cdot \sigma_s \right) \cdot \left(\frac{h_{ges}}{h_{Beton}} \right)} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. 4.23})$$

4.3 Berechnungsannahmen und Eingangsgrößen

Im Sinne der DIN 1045-1 /41/ werden alle Bauteile, hier Fahrbahndecken aus bewehrtem Beton, in Abhängigkeit von den vorherrschenden Umgebungsbedingungen, das heißt den chemischen und physikalischen Einflüssen, denen sie unterliegen, in so genannte Expositionsklassen eingeteilt. Jeder Expositionsklasse ist eine bestimmte Mindestbetonfestigkeit zugewiesen. Die sich aus der Einteilung in eine oder mehrere Expositionsklassen ergebende höchste Mindestbetonfestigkeit wird der Bemessung zugrunde gelegt.

Nach Tab. 4.1 kann Beton für die hier untersuchten durchgehend bewehrten Betondecken durch die Expositionsklasse XD3 - XF4 - XM1 beschrieben werden. Daraus resultiert als höchste Mindestbetonfestigkeitsklasse C 35/45. Gemäß den für den Betonstraßenbau geltenden ZTV Beton-StB 01 /2/ wird dem Beton so viel Luftporen bildendes Zusatzmittel beigegeben, dass der Luftgehalt des Frischbetons unmittelbar zum Einbaupunkt mindestens 3,5 % beträgt (im Tagesmittel 4,0 %). Damit ist die in der Fußnote ¹ zur Tab. 4.1 aufgestellte Forderung erfüllt und es kann eine Betonfestigkeitsklasse niedriger verwendet werden.

Expositions- klasse	Beschreibung der Zuordnung zur Expositionsklasse	Mindestbetonfestig- keitsklasse
XD3	Mögliche Bewehrungskorrosion in Bauteilen, die im Spritz- wasserbereich von taumittelbehandelten Straßen liegen (Chlorideinwirkung); Umgebung: wechselnd nass und trocken	C 35/45 ¹
XF4	Möglicher Betonangriff durch Frost auf Bauteile, die mit und ohne Taumittel behandelt werden; Umgebung: hohe Wassersättigung mit Taumittel	C 30/37
XM1	Möglicher Betonangriff durch Verschleiß bei mäßiger Bean- spruchung durch luftbereifte Fahrzeuge	C 30/37 ¹

¹ Eine Betonfestigkeitsklasse niedriger, sofern aufgrund der zusätzlich zutreffenden Expositionsklasse XF Luftporenbeton verwendet wird

Tab. 4.1: Expositionsklassen des Betons für Verkehrsflächen nach DIN 1045-1

Es ergibt sich eine Mindestbetonfestigkeitsklasse C 30/37, entsprechend einer charakteristischen Druckfestigkeit am Zylinder ($h = 300 \text{ mm} / \varnothing = 150 \text{ mm}$) von 30 N/mm^2 und am Würfel (Kantenlänge: 150 mm) von 37 N/mm^2 . Diese entspricht nach ZTV Beton-StB 01 in Verbindung mit DIN 1045 /40/ in guter Näherung einem Beton B 35 mit einer Nennfestigkeit $\beta_{\text{WN}} \geq 35 \text{ N/mm}^2$, wie er für die Bauklassen SV und I-IV bisher gefordert wird. Daher wird die Festigkeitsklasse C 30/37 der weiteren Untersuchung zugrunde gelegt.

Die Berechnung basiert auf den in 3.3 genannten Materialkenngrößen, die in Anlage 3.8 tabellarisch zusammengefasst sind. Es ist jedoch zu beachten, dass in vielen Fällen so genannte Überfestigkeiten, das heißt Überschreitungen der Nenndruckfestigkeit β_{WN} des ausgeführten Konstruktionsbetons, vorhanden sind, die sich auch auf die Zugfestigkeit auswirken /46/. Außerdem existiert eine Vielzahl von Einflüssen, die in der Normenregelung nicht erfasst ist (z.B. Form der verwendeten Zuschläge).

Es wird davon ausgegangen, dass für eine durchgehend bewehrte Betondecke in Anlehnung an die Standardbauweise nach ZTV Beton-StB 01 /2/ für unbewehrte Betondecken eine Mindestbiegezugfestigkeit $\beta_{\text{BZ}} \geq 5,5 \text{ N/mm}^2$ gefordert wird. Diese bezieht die bei Straßenbaubeton oft erheblichen Überfestigkeiten mit ein. Entscheidend für die Rissbildung ist jedoch hinsichtlich der Aktivierung der Verbundspannung zwischen Bewehrungsstahl und Beton die zentrische Zugfestigkeit des Betons (4.2.2; Gl. 4.5). Diese beruht auf dem einaxialen, zentrischen Zugversuch, der aber wegen des hohen versuchstechnischen Aufwandes meist auf Forschungsanwendungen begrenzt ist.

In erster Näherung kann die zentrische Zugfestigkeit aus der Biegezugfestigkeit über das Verhältnis Biegezugfestigkeit : zentrischer Zugfestigkeit = 2 : 1 abgeleitet werden /49/. Damit erhält man näherungsweise die zentrische Zugfestigkeit $f_{ctm,1}$:

$$f_{ctm,1} = \frac{\beta_{BZ}}{2} = \frac{5,5}{2} = 2,75 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Gl. 4.24})$$

Entsprechend den gegenüber der näherungsweise Betrachtung in (Gl. 4.24) exakteren Regelungen der DIN 1045-1 /41/ wird die mittlere Zugfestigkeit des erhärteten Betons aus der charakteristischen Druckfestigkeit am Zylinder abgeleitet. Es kann jedoch auch damit nur eine verbesserte Abschätzung getroffen werden, da das Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit des Betons wesentlich von Art und Anteil der gebrochenen Zuschläge, dem Mörtelanteil, der Haftung des Mörtels an den Zuschlägen sowie der Verdichtung abhängt. Man erhält als mittlere Zugfestigkeit für Beton C 30/37 nach /35/:

$$f_{ctm,2} = 0,30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,30 \cdot 30^{\frac{2}{3}} = 2,90 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Gl. 4.25})$$

Während die Querdehnzahl und die Temperaturdehnzahl in guter Näherung von Beginn der Erhärtung an als konstant angenommen werden können, trifft dies auf die Druckfestigkeit, die Zugfestigkeit und den Elastizitätsmodul nicht zu. Sie sind abhängig von der Zeit und dem Hydratationsgrad. Darüber hinaus unterliegt die wirksame Betonzugfestigkeit deutlichen Schwankungen durch Eigenspannungen, Umwelt- und Langzeiteinflüsse sowie Mikrorissbildung. Um die effektive Zugfestigkeit während der Hydratation zu beschreiben, wird (Gl. 4.25) erweitert /46/:

$$f_{ct,ef} = k_E \cdot k_{z,t} \cdot 0,30 \cdot f_{ck,cube}^{\frac{2}{3}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. 4.26})$$

Der Faktor k_E berücksichtigt den abmindernden Einfluss von Eigenspannungen auf die Zugfestigkeit im Bauteil bei Zwangbeanspruchung. Nach /46/ kann $k_E = 0,8$ für Bauteildicken kleiner 0,30 m angenommen werden, wie sie im Betonstraßenbau üblich sind. Der Faktor $k_{z,t}$ dient zur Abschätzung der zeitlichen Entwicklung der Zugfestigkeit und wird in Abhängigkeit von der Erhärtungstemperatur und dem Betonalter angegeben. Gemäß ZTV Beton-StB 01 /2/ wird für Beton im Straßenbau in der Regel Portlandzement CEM I 32,5 R verwendet. Während und nach der Herstellung der Betondecke bedarf es eines besonderen Schutzes und einer sorgfältigen Nachbehandlung. Darauf basierend können der weiteren Untersuchung die Verhältnisse für normale Erhärtungstemperatur zugrunde gelegt werden.

$k_{z,t}$ [-]	Betonalter [d]			
	3	7	28	90
niedrige Erhärtungs- bzw. Umgebungstemperatur / langsam erhärtende Zemente	0,40	0,60	1,0	1,2
normale Erhärtungstemperatur	0,50	0,75		1,1
hohe Erhärtungs- bzw. Umgebungstemperatur / schnell erhärtende Zemente	0,70	0,90		1,05

Tab. 4.2: Beiwerte $k_{z,t}$ zur Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung der Betonzugfestigkeit /46/

Es errechnet sich nach (Gl. 4.26) mit $k_E = 0,8$ und $k_{z,t} = 1,0$ für die Festigkeit nach 28 Tagen die effektive zentrische Zugfestigkeit eines Betons C 30/37 zu:

$$f_{ct,ef} = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 0,30 \cdot 37^{\frac{2}{3}} = 2,66 \text{ N/mm}^2$$

In Tab. 4.3 ist die Gegenüberstellung der verschiedenen Abschätzungen der Betonzugfestigkeit nach 28 Tagen dargestellt. Der Wert $f_{ct,ef}$ liegt unter der näherungsweise aus der Biegezugfestigkeit ermittelten zentrischen Zugfestigkeit nach (Gl. 4.24) und der mittleren Betonzugfestigkeit des erhärteten Betons nach (Gl. 4.25), stellt jedoch eine gute überschlägige Annäherung zu den genaueren Formeln in Abhängigkeit des Hydratationsgrades dar /47/ und berücksichtigt die Nacherhärtung des Betons nach einem Alter von 28 Tagen.

Zentrische Betonzugfestigkeit nach 28 Tagen [N/mm ²]		
$f_{ctm,1}$	$f_{ctm,2}$	$f_{ct,ef}$
2,75	2,90	2,66

Tab. 4.3: Abschätzung der zentrischen Betonzugfestigkeit nach 28 Tagen

Zieht man ein Betonalter von 90 Tagen in Betracht, so ergibt sich für die Zugfestigkeit $f_{ct,ef}$ bei normaler Erhärtungstemperatur ein Wert von 2,93 N/mm² (Tab. 4.2, Gl. 4.26). Demzufolge wird in der weiteren Betrachtung die Größe $f_{ct,ef}$ zugrunde gelegt, um die zeitliche Entwicklung der Betonzugfestigkeit entsprechend Heft 400 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton /46/ berücksichtigen zu können. Des Weiteren erhält man bei Überschreitung des Maximalwertes der Betonzugfestigkeit nach (Gl. 4.16), das heißt im Risszustand, die höchsten Spannungen im Bewehrungsstahl und somit nach (Gl. 4.1) in Verbindung mit (Gl. 4.2) die ungünstigsten rechnerischen Rissbreiten w_m .

Wie in 3.2 beschrieben, unterliegen Betondecken lang anhaltenden Belastungen durch Temperatur und Schwinden sowie kurzzeitigen dynamischen Belastungen infolge von Verkehrslasten. Unter Einwirkung der Verkehrslast kann das Verhalten des Betons als vollelastisch angenommen werden. Für die Berechnung nach dem normenorientierten Rissmodell ist der Elastizitätsmodul unter Zugbeanspruchung maßgebend, der ebenso wie die zentrische Betonzugfestigkeit einer zeitlichen Entwicklung unterliegt. Dieser kann mit ausreichender Genauigkeit aus dem mittleren Elastizitätsmodul unter Druckbeanspruchung abgeleitet werden /47, 50, 77/. Eine Voruntersuchung der zeitlichen Entwicklung des Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit der Betonfestigkeit /47/ führt im Betonalter von 3 bzw. 7 Tagen auf Basis der Beiwerte $k_{z,t}$ nach Tab 4.2 zu Werten zwischen 73 und 91 % des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung nach 28 Tagen, weswegen es vertretbar erscheint, den Elastizitätsmodul unter Zugbeanspruchung mit ausreichender Genauigkeit als Konstante nach 28 Tagen anzunehmen.

$$E_{ctm,28} = 1,15 \cdot E_{cm,28} = 1,15 \cdot 31.900 = 36.685 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Gl. 4.27})$$

Bei der Bewehrung wird gerippter Betonstahl BSt 500 in Stabform entsprechend DIN 488 /42, 43/ verwendet. Damit werden die in DIN 1045-1 und ZTV Beton-StB 01 festgelegten Anforderungen an den Betonstahl erfüllt. Basierend auf den Erfahrungen aus dem Ausland (2.3) werden die untersuchten Nenndurchmesser in der Berechnung auf die Größen zwischen 12 und 25 mm beschränkt. Damit kann der Gesamtheit der in der Praxis eingesetzten Stabdurchmesser im Straßenbau Rechnung getragen werden. Die Stababstände der Längsbewehrung berücksichtigen Werte zwischen 150 und 250 mm in Schritten von 25 mm.

Bei der Untersuchung wird von einer maximal zulässigen Stahlzugspannung von 500 N/mm^2 , entsprechend der charakteristischen Streckgrenze f_{yk} von Betonstahl BSt 500, ausgegangen. Diese Annahme geht konform mit DIN 1045-1, wo im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eine maximale Stahlzugspannung infolge von indirekter Einwirkung (Zwang) von 100 % der Streckgrenze ($1,0 \cdot f_{yk}$) zulässig ist. Durch die Lage der Bewehrung in der Querschnittsmitte der Betondecke erfährt der Bewehrungsstahl keine Beanspruchung durch ungleichmäßige Temperaturverteilung oder Verkehrsbelastung. Für den damit nicht relevanten Beanspruchungsfall einer direkten Einwirkung wäre die zulässige Stahlspannung auf $0,8 \cdot f_{yk}$ zu begrenzen /41/.

In der weiteren Betrachtung wird der Zustand der Erstrissbildung und der abgeschlossenen Rissbildung unterschieden. Dies geht nicht konform mit dem Konzept der Rissbreitenberechnung nach DIN 1045-1.

Die nachfolgende Tab. 4.4 fasst die im Rahmen der Berechnung verwendeten Eingangsgrößen zusammen. Sie beruht auf den nach 3.1 möglichen Konstruktionsparametern, den in 4.3 hergeleiteten Berechnungsannahmen sowie den erhobenen Materialkenngrößen nach Anlage 3.8.

Elastizitätsmodul von Beton bei Zugbeanspruchung	$E_{ctm,28}$ [N/mm ²]	36.685
zentrische Zugfestigkeit des Betons nach 28 Tagen	$f_{ct,ef}$ [N/mm ²]	2,66
Dicke der Betondecke	h_{Beton} [mm]	240
spezifisches Gewicht von Beton	γ_{Beton} [kN/m ³]	24
Dicke der HGT	h_{HGT} [mm]	150
spezifisches Gewicht der HGT	γ_{HGT} [kN/m ³]	23
Elastizitätsmodul von Betonstahl	E_s [N/mm ²]	200.000
Streckgrenze von Betonstahl	f_{yk} [N/mm ²]	500
Stabdurchmesser	\varnothing_s [mm]	12 / 14 / 16 / 20 / 25
Stababstand der Längsbewehrung	a_{\varnothing} [mm]	150 / 175 / 200 / 225 / 250

Tab. 4.4: Eingangsgrößen der Berechnung (Mittelwerte)

4.4 Auswertung der Berechnungen

Die in 4.2 abgeleiteten Beziehungen werden im Folgenden ausgewertet. Im Vordergrund steht die Darstellung der maßgebenden Einflüsse auf den Rissabstand und die Rissbreite. Dem geht die Kenntnis über die Stahlspannung im Rissquerschnitt voraus, die sich bei Überschreiten der zeitabhängigen, zentrischen Zugfestigkeit des Betons einstellt.

4.4.1 Zentrische Betonzugfestigkeit

Die effektive zentrische Zugfestigkeit $f_{ct,ef}$ nach (Gl. 4.26) ist die für die Rissbildung maßgebende Materialkenngröße, bei deren Überschreiten die Rissbildung im Beton einsetzt. Wie in 4.3 dargestellt, ergibt sich für Straßen aus Beton C 30/37 mit einer Dicke kleiner 0,30 m die in der folgenden Abb. 4.7 veranschaulichte Abhängigkeit der Zugfestigkeit vom Alter des Betons.

Vereinfachend werden im Folgenden bei der Auswertung der Berechnungen des normenorientierten Rissmodells die Begriffe *effektive zentrische Zugfestigkeit* und *Zugfestigkeit* des Betons synonym verwendet.

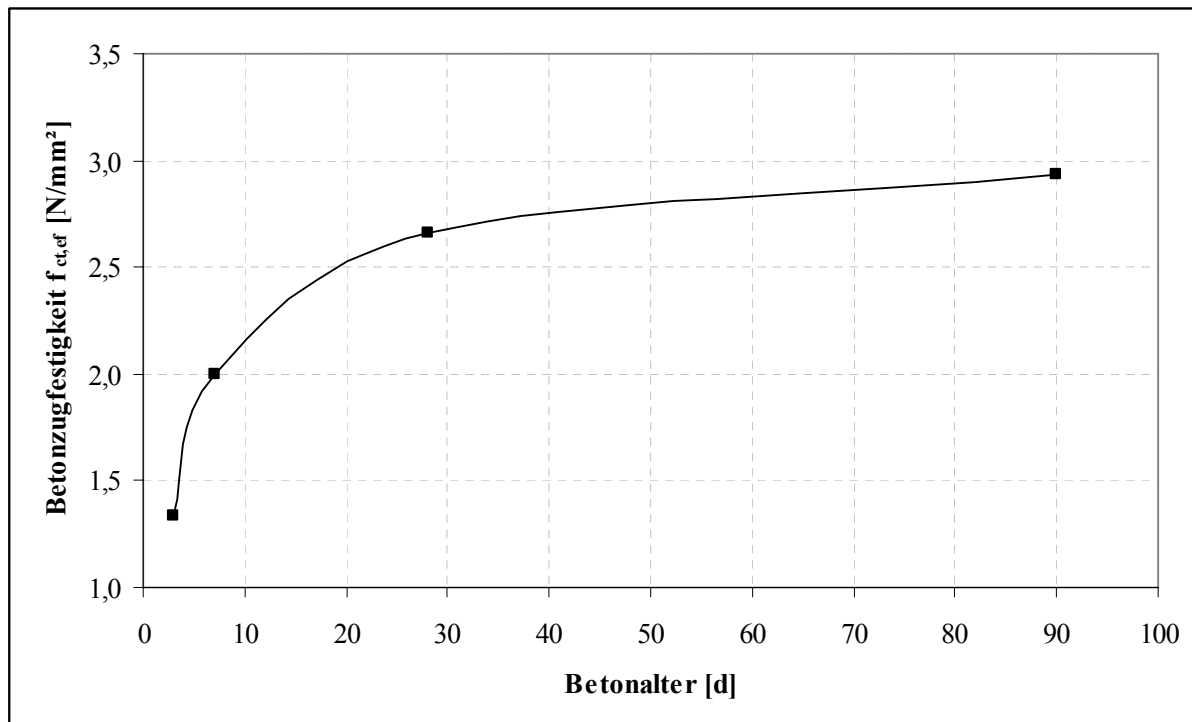


Abb. 4.7: Entwicklung der effektiven zentralen Zugfestigkeit des Betons in Abhängigkeit des Betonalters nach (Gl. 4.26)

Der Verlauf zeigt deutlich, dass in den ersten Tagen nach dem Einbau die Zugfestigkeit des noch jungen Betons sehr schnell ansteigt. Ab einem Betonalter von 28 Tagen nimmt die Erhärtungsgeschwindigkeit gemäß Formulierung nach Heft 400 des DAfStB /46/ signifikant ab.

Anlage 4.1 zeigt ergänzend einen Vergleich der Entwicklung der zentralen Zugfestigkeit abhängig vom Betonalter nach dem normenorientierten Rissmodell (kurz: NORM) mit den in der Bemessungsvorschrift der AASHTO /18/ angegebenen Werten der Spaltzugfestigkeit. Dazu wird durch das Verhältnis Spaltzugfestigkeit : zentraler Zugfestigkeit = 1,2 : 1 die gegebene Spaltzugfestigkeit näherungsweise in die zentrale Zugfestigkeit umgerechnet /49/. Im Ergebnis ist eine sehr gute Übereinstimmung mit den Verhältnissen für normale Erhärtungstemperatur festzustellen, was die Richtigkeit des Modells stützt.

4.4.2 Stahlspannung im Rissquerschnitt

Nach der Rissbildung wird die aus dem Kräftegleichgewicht zwischen Zustand I und II resultierende Risschnittgröße vollständig von der Bewehrung übernommen. Wie (Gl. 4.16) zeigt, ist die Stahlspannung σ_{sII} im Rissquerschnitt linear von der Zugfestigkeit des Betons abhängig. Eine Erhöhung der Zugfestigkeit wirkt sich direkt proportional auf die Stahlspannung im Riss aus. Diesem Umstand muss bei der Dimensionierung der Bewehrung Rechnung getragen werden, um ein Überschreiten der

Streckgrenze f_{yk} des Stahls auszuschließen und damit die entstehenden Risse eng geschlossen zu halten. Neben der Zugfestigkeit des Betons zeigt der Bewehrungsgrad entscheidenden Einfluss auf die Stahlspannung. Das Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Stahl und Beton wird konstant angenommen und daher nicht weiter berücksichtigt.

Die folgende Abb. 4.8 zeigt beispielhaft für einen konstanten Bewehrungsgrad $\rho = 0,75\%$ die lineare Abhängigkeit der Stahlspannung im Rissquerschnitt von der Betonzugfestigkeit. Der Größtwert für σ_{sII} stellt sich unter Ansatz der maximalen rechnerischen Betonzugfestigkeit in einem Betonalter von 90 Tagen (Abb. 4.7) ein. Für einen Bewehrungsgrad von $0,75\%$ und eine maximale rechnerische Zugfestigkeit des Betons von $2,93\text{ N/mm}^2$ beträgt die maximale Stahlspannung $\sigma_{sII,max} = 407\text{ N/mm}^2$ ($\sim 0,81 \cdot f_{yk}$). Sie liegt mit ausreichender Sicherheit unterhalb der Streckgrenze.

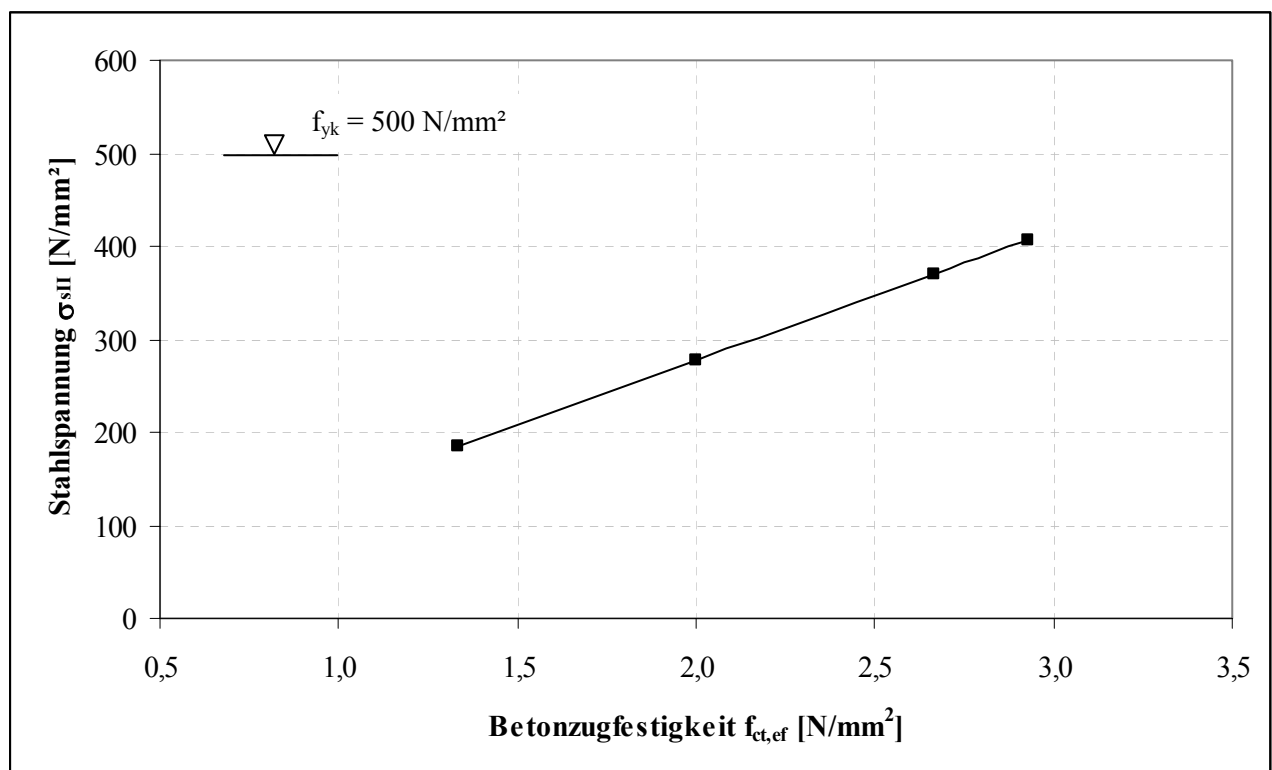


Abb. 4.8: Abhängigkeit der Stahlspannung im Rissquerschnitt von der Zugfestigkeit des Betons für einen Bewehrungsgrad $\rho = 0,75\%$ nach (Gl. 4.16)

Allgemein steigt die Stahlspannung mit abnehmendem Bewehrungsgrad bei konstanter Zugfestigkeit des Betons potenziell an, bis die Streckgrenze erreicht wird (Abb. 4.9). Letztere entspricht im Rissmodell der maximal aufnehmbaren Spannung, wenn als Grenzwert $1,0 \cdot f_{yk}$ zugrunde gelegt wird. Je nach Betonalter (3, 7, 28 bzw. 90 d) treten unterschiedliche Zugfestigkeiten im Beton auf, die im gerissenen Zustand zu verschiedenen Risschnittgrößen und damit Stahlspannungen führen.

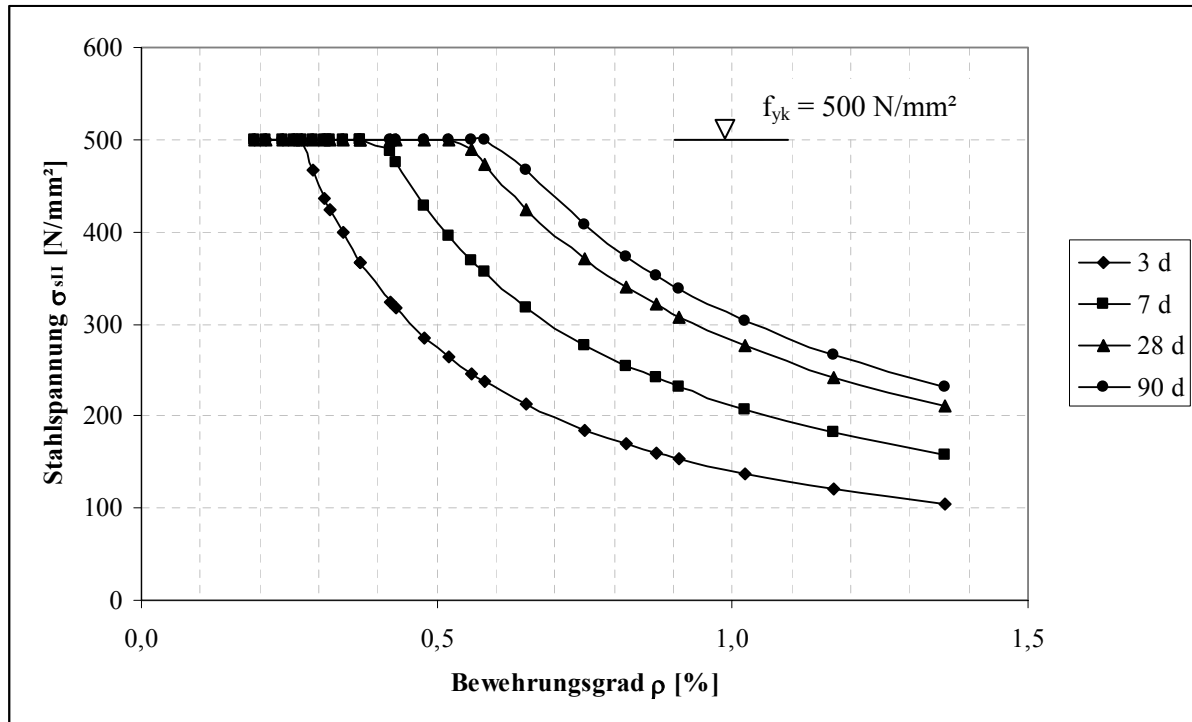


Abb. 4.9: Abhängigkeit der Stahlspannung im Rissquerschnitt vom Bewehrungsgrad und dem Betonalter nach (Gl. 4.16)

Die für die Dimensionierung der Bewehrung maßgebende Stahlspannung nimmt bei gleichem Bewehrungsgrad für eine Rissbildung der Betondecke im Betonalter von 90 Tagen den Größtwert an. Ab einem Bewehrungsgrad von mindestens 0,60 % ist die maximal zulässige Stahlspannung von $1,0 \cdot f_{yk}$ unabhängig vom Zeitpunkt der Rissbildung und dem Betonalter eingehalten.

Ein Vergleich mit den im Rahmen der Literaturlauswertung erhobenen Bewehrungsgraden (2.3) liefert sehr gute Übereinstimmung mit dem für die USA geltenden Regelwert von 0,59 % (Tab. 2.1) und den in Europa angestrebten Mindestwerten von 0,60 % (Tab. 2.2). Es ist jedoch zu beachten, dass in den USA die Bemessung der Bewehrung in der Regel auf 75 % der Streckgrenze ($0,75 \cdot f_{yk}$) erfolgt (Anlage 2.3).

Die Eingrenzung der anhand des normenorientierten Rissmodells untersuchten Bewehrungsgrade auf praxisrelevante Werte in der Größenordnung zwischen 0,60 und 0,90 % (2.3) ermöglicht die weitere Verifizierung des Rechenmodells durch einen Vergleich mit der niederländischen Bemessungsvorschrift der CROW /31/. Die durch baupraktische Erfahrungen gestützten Erkenntnisse der CROW beruhen auf mit dem normenorientierten Rissmodell vergleichbaren Berechnungsannahmen (Anlage 2.6) vor allem hinsichtlich der Güte des verwendeten Betons sowie der Anforderungen an den Bewehrungsstahl, die für den Rissbildungsprozess maßgeblich sind.

Der Publikation der CROW liegt eine mittlere zentrische Zugfestigkeit von $2,7 \text{ N/mm}^2$ zugrunde (Anlage 2.6, Abb. A 2.6-1 und Tab. A 2.6-1). Verglichen mit der nach dem normenorientierten Rissmodell berechneten effektiven zentrische Zugfestigkeit von $2,66 \text{ N/mm}^2$ im Betonalter von 28 Tagen (Tab. 4.3) zeigt diese gute Übereinstimmung.

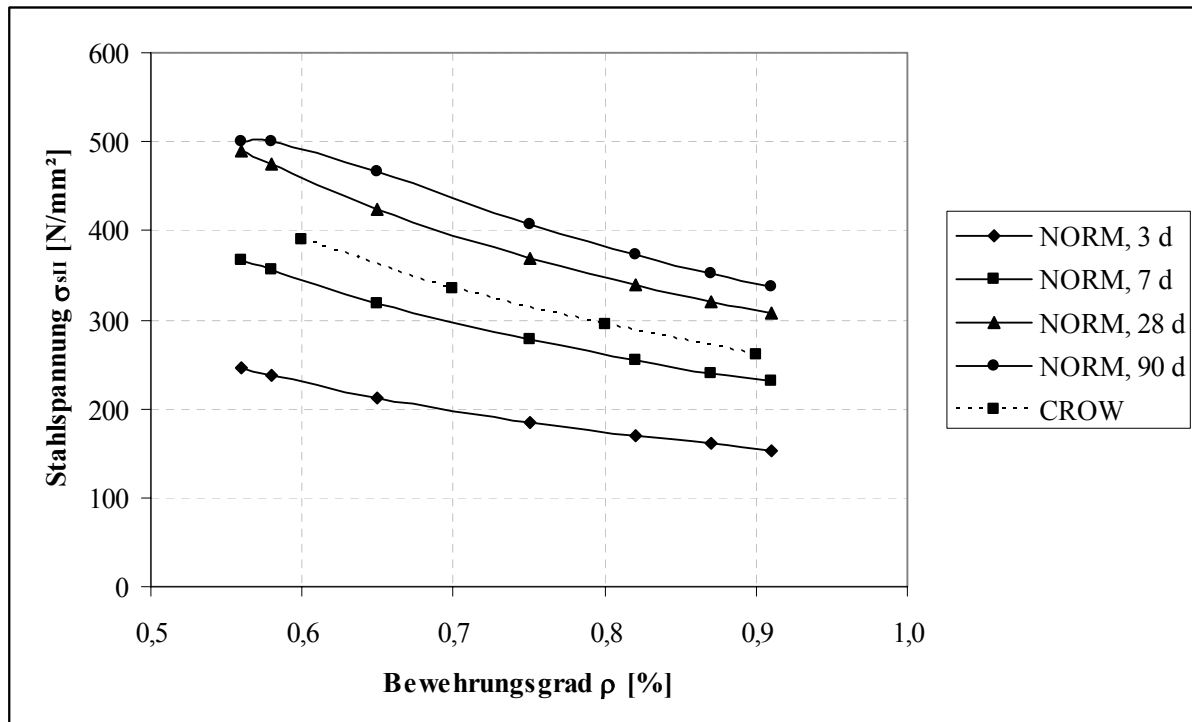


Abb. 4.10: Abhängigkeit der Stahlspannung im Rissquerschnitt vom Bewehrungsgrad - Vergleich normenorientiertes Rissmodell (NORM) nach (Gl. 4.16) – CROW

Die Gegenüberstellung in Abb. 4.10 verdeutlicht die Abhängigkeit der Stahlspannung σ_{sII} im Rissquerschnitt vom Bewehrungsgrad. Nach dem normenorientierten Rissmodell (NORM) sind bei vergleichbarer Zugfestigkeit des Betons im Alter von 28 Tagen gegenüber den niederländischen Erkenntnissen (CROW) 17 % größere Stahlspannungen in der Bewehrung, unabhängig vom Bewehrungsgrad, zu erwarten. Unter Berücksichtigung der Nacherhärtung des Betons stellen sich im Alter von 90 Tagen gegenüber einem Betonalter von 28 Tagen 10 % höhere Stahlspannungen ein. Die niederländische Bemessungsvorschrift der CROW betrachtet keine Nacherhärtung des Betons, setzt jedoch mögliche Streuungen der Betonzugfestigkeit von $\pm 10 \%$ an (Anlage 2.6, Abb. A 2.6-1), was im ungünstigen Fall ebenfalls zu erhöhten Spannungen in der Bewehrung führt.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die anhand des normenorientierten Rissmodells ermittelten Stahlspannungen verglichen mit den durch baupraktische Erfahrungen gestützten Erkenntnissen der CROW hinsichtlich der Dimensionierung der Bewehrung auf der sicheren Seite liegen.

Die Bemessung der durchgehend bewehrten Betondecke stellt eine „freie“ Bemessung dar (3.3). Abweichend von der Grundannahme der Reibungsfreiheit zwischen Betondecke und Unterlage ist es daher gerechtfertigt, das normenorientierte Rissmodell um den Reibungsanteil zu erweitern, um den **Einfluss der Reibung zwischen Deckensystem und Unterlage** zu quantifizieren und mögliche Auswirkungen auf die Dimensionierung der Bewehrung zu ermitteln.

Die Untersuchung des Einflusses der Bodenreibung erfolgt exemplarisch für einen Bewehrungsgrad von 0,75 %, wie er sich für einen Stabdurchmesser von 20 mm und einen Stababstand von 175 mm bei der betrachteten Deckendicke von 240 mm ergibt. Zur Abschätzung des maximalen Anteils aus Reibung wird von einem Reibungsbeiwert von 1,6 (Gl. 3.2) ausgegangen.

Es resultiert aus der Bodenreibung eine Reduzierung der in den Beton einzuleitenden Stahlspannung $\Delta\sigma_{s,R}$ (Gl. 4.23) um 0,61 % gegenüber $\Delta\sigma_s$ (Gl. 4.12). Die Einleitungslänge, die sich wesentlich auf die Rissabstände auswirkt, nimmt um 0,56 % ab (Gl. 4.17; Gl. 4.13). Verbunden damit ist eine um 1,14 % geringere rechnerische Rissbreite (Gl. 4.17 i.V.m. Gl. 4.14).

Die Rechenergebnisse untermauern die vernachlässigbare Wirkung der Reibung zwischen dem Deckensystem und der Unterlage. Die Grundannahme der Reibungsfreiheit des Rissmodells wird bestätigt. In der weiteren Betrachtung bleibt daher die Bodenreibung unberücksichtigt.

Der Vollständigkeit wegen ist in Anlage 4.2 die Abhängigkeit des Bewehrungsgrades von Stababstand und Stabdurchmesser beschrieben und für die untersuchte Deckendicke von 240 mm graphisch ausgewertet. Da der Berechnung der Stahlspannung im Rissquerschnitt nach (Gl. 4.16) jedoch lediglich der Bewehrungsgrad zugrunde liegt, entfällt die weitere Unterscheidung nach Stababstand und Stabdurchmesser.

4.4.3 Rissabstand

Nach 4.2.2 sind bei abgeschlossener Rissbildung Werte für die Rissabstände zwischen der minimalen Einleitungslänge s_r sowie maximal $2 \cdot s_r$ nach (Gl. 4.13) zu erwarten. Damit wird berücksichtigt, dass entweder am Ende der Einleitungslänge der Risschnittgröße in den Beton die Zugfestigkeit des Betons gerade überschritten ist und damit ein erneuter Riss eintritt (s_r), oder die Risschnittgröße von zwei benachbarten Rissen aus eingeleitet wird, so dass gerade noch keine neue Rissbildung erfolgen kann ($2 \cdot s_r$). Sollte der Rissbildungsprozess noch nicht abgeschlossen sein, wie für durchgehend bewehrte Betondecken zu erwarten ist, so kann eine Obergrenze für den Rissabstand nicht angegeben werden. In der Betrachtung tritt in diesem Fall an die Stelle des Rissabstandes die Einleitungslänge. Schematisch kann dies in Abb. 4.4 nachvollzogen werden.

Die Ermittlung der Einleitungslänge nach (Gl. 4.13) macht deutlich, dass diese auf Basis des normenorientierten Rissmodells lediglich vom Durchmesser des Bewehrungsstahls sowie dem Bewehrungsgrad abhängt.

Bei konstantem Bewehrungsgrad ist durch die Verwendung eines größeren Stabdurchmessers mit einer Erhöhung des Rissabstandes nach (Gl. 4.13) zu rechnen. Ursächlich dafür ist die reduzierte Kontaktfläche zwischen Bewehrungsstahl und Beton, die zur Übertragung der Risschnittgröße in den Beton mittels Verbundspannungen zur Verfügung steht. Exemplarisch errechnet sich bei einem Bewehrungsgrad von 0,75 % für einen Stabdurchmesser von 25 mm gegenüber 20 mm eine 23 % größere Einleitungslänge. Im Gegensatz zur Betrachtung der Stahlspannung im Rissquerschnitt ist daher zusätzlich zum Bewehrungsgrad der Nenndurchmesser des Betonstahls zu berücksichtigen.

Abb. 4.11 verdeutlicht die Abhängigkeit der Einleitungslänge, hier dargestellt als doppelte Einleitungslänge $2 \cdot s_r$, die der Ermittlung der Rissbreite nach (Gl. 4.14) zugrunde liegt, vom Bewehrungsgrad und dem Stabdurchmesser anhand der Einzelwerte und einer Trendlinie. Die stark streuenden Einzelwerte sind auf die untersuchten Kombinationen aus Stabdurchmesser und Stababstand nach Tab. 4.4 zurückzuführen.

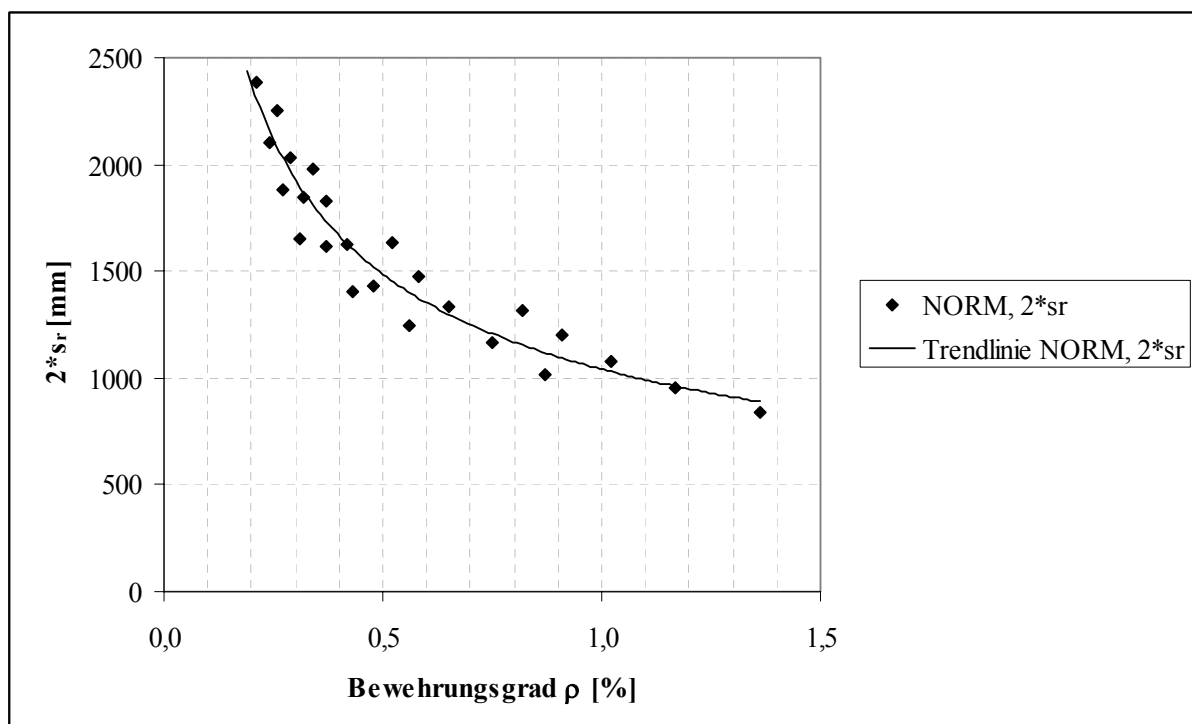


Abb. 4.11: Abhängigkeit der doppelten Einleitungslänge $2 \cdot s_r$ vom Bewehrungsgrad und Stabdurchmesser nach (Gl. 4.13) – Einzelwerte und Trendlinie

Die Betrachtung der Einzelwerte zeigt, dass die Einleitungslänge mit zunehmendem Bewehrungsgrad tendenziell abnimmt. Zur Berücksichtigung eines möglichst großen Datenkollektivs werden alle im Rahmen der Untersuchung betrachteten Einzelwerte zur Beschreibung einer Trendlinie herangezogen. Die Trendlinie bildet unter Beachtung der streuenden Verhältnisse bei der Herstellung der Betondecke die Abhängigkeit der doppelten Einleitungslänge vom Bewehrungsgrad für die im Straßenbau üblichen Nenndurchmesser ausreichend genau ab, ohne die einzelnen Stabdurchmesser diskret zu berücksichtigen /51, 52/. Im Weiteren wird daher aus genannten Gründen lediglich die Trendlinie betrachtet.

In Abb. 4.12 werden die Ergebnisse des normenorientierten Rissmodells den Rissabständen abhängig vom Bewehrungsgrad nach der Bemessungsvorschrift der CROW (Anlage 2.6, Abb. A 2.6-2) gegenübergestellt. Letztere zeigen keine Abhängigkeit vom Stabdurchmesser, was für die empfohlenen Nenndurchmesser, in der Regel 20 mm, vertretbar erscheint. Ergänzend wird die Betrachtung um die einfache Einleitungslänge s_r erweitert.

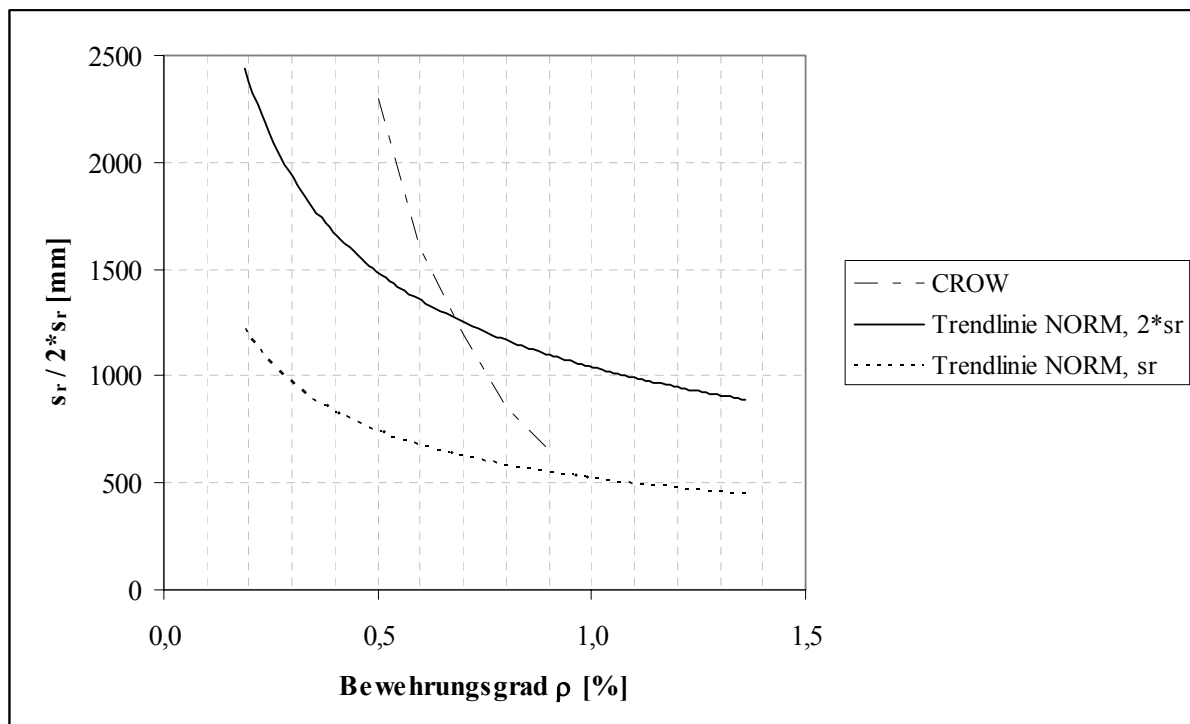


Abb. 4.12: Abhängigkeit der Einleitungslänge vom Bewehrungsgrad nach (Gl. 4.13) (Trendlinien) - Vergleich normenorientiertes Rissmodell – CROW

Es wird deutlich, dass nach den Erfahrungen der CROW der Rissabstand in wesentlich breiteren Grenzen vom Bewehrungsgrad abhängig ist als die einfache bzw. doppelte Einleitungslänge beim normenorientierten Rissmodell. Die Ursache ist möglicherweise darin zu suchen, dass der reale Rissbildungsprozess nicht vollkommen mit dem zugrunde gelegten Rissmodell beschrieben werden kann.

Nach CROW sind für einen Bewehrungsgrad von 0,60 bis 0,90 % Rissabstände zwischen 1,60 und 0,65 m zu erwarten. Damit kann für Bewehrungsgrade kleiner 0,90 % der Gefahr von punch outs, die zwischen benachbarten Querrissen mit einem Rissabstand von weniger als 0,60 m auftreten können (Anlage 2.4), begegnet werden.

Die Untersuchung auf Basis des normenorientierten Rissmodells bestätigt für einen Bewehrungsgrad von 0,90 % einen minimalen Rissabstand, beschrieben durch die einfache Einleitungslänge s_r , von 0,60 m.

4.4.4 Rissbreite

Bei der Ermittlung der Rissbreite durchgehend bewehrter Betondecken muss davon ausgegangen werden, dass der Zustand der abgeschlossenen Rissbildung nicht erreicht wird (4.2.2, 4.4.3). Der Berechnung der Rissbreite nach (Gl. 4.4) ist daher die doppelte Einleitungslänge ($2 \cdot s_r$) zugrunde zu legen, da die Abschnitte a_I ($\varepsilon_s = \varepsilon_c$) nach Abb. 4.3 keinen Beitrag zur Rissbreite leisten. Die mittlere Stahldehnung, die sich auf die Länge $2 \cdot s_r$ bezieht, errechnet sich aus der Stahlspannung im Rissquerschnitt, die bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit auftritt (4.4.2, Abb. 4.10).

Wie aus (Gl. 4.14) zu ersehen ist, besteht ein linearer Zusammenhang zwischen der mittleren rechnerischen Rissbreite w_m und der mittleren Stahldehnung ε_{sm} , sowie der Einleitungslänge s_r . Es muss jedoch sichergestellt sein, dass der Stahl sich im linear-elastischen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Linie bewegt, also die Streckgrenze f_{yk} nicht überschritten wird. Unter Beachtung der Eingangsgrößen für ε_{sm} (Gl. 4.3; Gl. 4.16) und s_r (Gl. 4.13) ergibt sich eine direkte Abhängigkeit von der zeitabhängigen Zugfestigkeit des Betons, dem Bewehrungsgrad und dem Durchmesser der Längsbewehrung.

In Analogie zur Beschreibung des Rissabstandes bzw. der Einleitungslänge (4.4.3) stellt sich bei konstantem Bewehrungsgrad mit steigendem Stabdurchmesser eine größere Einleitungslänge ein, was nach (Gl. 4.14) eine Zunahme der rechnerischen Rissbreite zur Folge hat. Dies stützen die Erkenntnisse aus der Praxis (Abb. A 2.6-1).

Abb. 4.13 zeigt die Abhängigkeit der Rissbreite vom Bewehrungsgrad und dem Stabdurchmesser anhand der Einzelwerte und der Trendlinien. Die Darstellung berücksichtigt ein Überschreiten der Betonzugfestigkeit im Alter von 3 (3 d) sowie 90 Tagen (90 d), wodurch die minimale und maximale rechnerische Rissbreite im Zustand der Erstrissbildung beschrieben wird. Die streuenden Einzelwerte sind, wie bei der Berechnung der Einleitungslänge (4.4.3), auf die betrachteten Stabdurchmesser und Stababstände entsprechend Tab. 4.4 zurückzuführen.

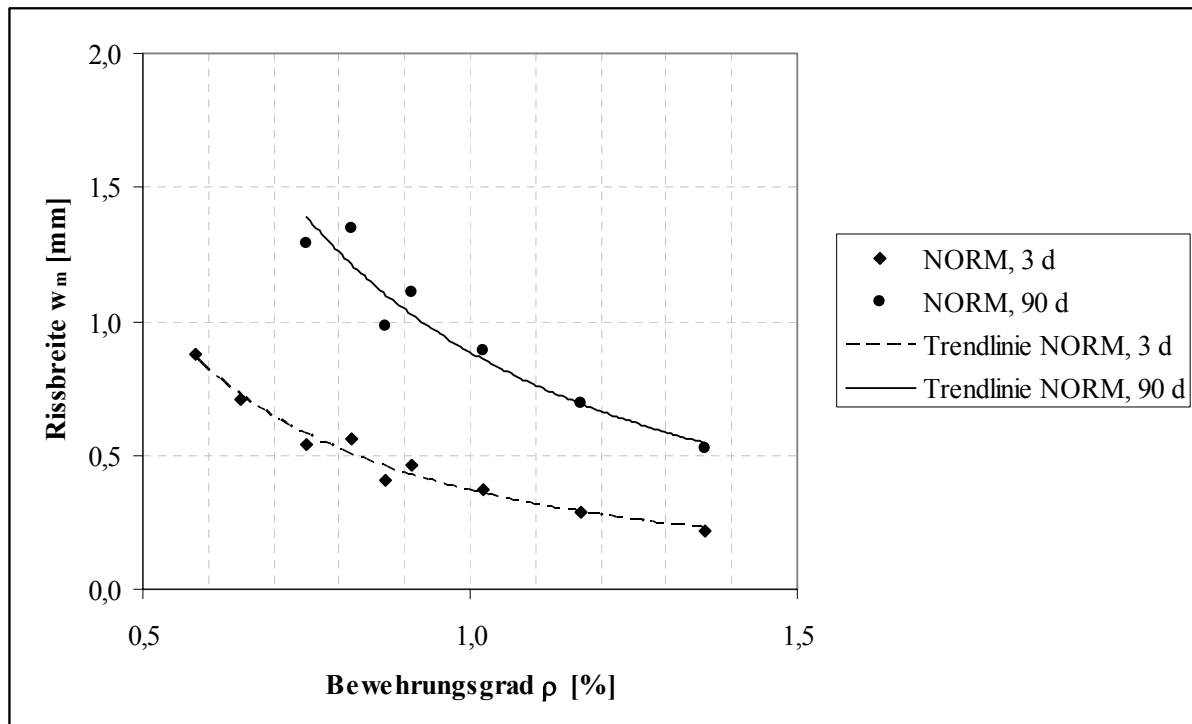


Abb. 4.13: Abhängigkeit der Rissbreite vom Bewehrungsgrad und Stabdurchmesser nach (Gl. 4.14) – Einzelwerte und Trendlinien

Die Abhängigkeit der Rissbreite w_m vom Bewehrungsgrad ρ wird durch die Trendlinien für die im Straßenbau eingesetzten Stabdurchmesser mit ausreichender Genauigkeit beschrieben. Eine diskrete Betrachtung der unterschiedlichen Stabdurchmesser und Stababstände kann entfallen.

In Abb. 4.14 werden die Ergebnisse des normenorientierten Rissmodells anhand der Trendlinien mit den Rissbreiten auf Basis der Erkenntnisse der CROW (Anlage 2.6, Abb. A 2.6-2) verglichen. Zusätzlich wird die Betrachtung um die rechnerische Rissbreite bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit im Betonalter von 28 Tagen (28 d) erweitert.

Bei Anwendung des normenorientierten Rissmodells stellen sich zum Teil wesentlich größere Rissbreiten als nach den Erfahrungen der CROW ein. Für praxisrelevante Bewehrungsgrade zwischen 0,60 und 0,90 % errechnen sich Rissbreiten von 0,45 bis 1,70 mm. Ursächlich dafür sind die im Rechenmodell erhöhten Stahlspannungen im Rissquerschnitt bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit (Abb. 4.10), die sich auf eine größere mittlere Stahldehnung auswirken. Zur Bemessung der Bewehrung liegt des Weiteren der Ermittlung der mittleren Stahldehnung auf der sicheren Seite liegend die Annahme zugrunde, dass die Stahlspannung im Rissquerschnitt σ_{sII} gleich der Anrissspannung σ_{sr} ist (4.4.4, Gl. 4.3).

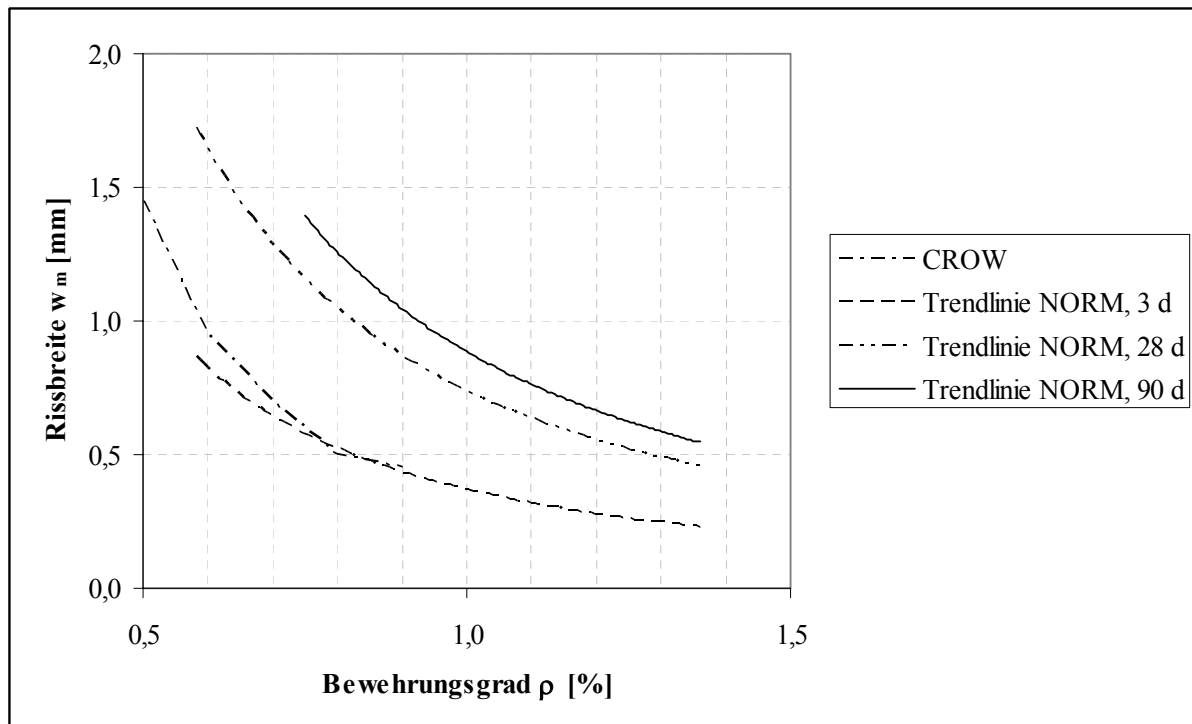


Abb. 4.14: Abhängigkeit der Rissbreite vom Bewehrungsgrad nach (Gl. 4.14)
(Trendlinien) – Vergleich normenorientiertes Rissmodell – CROW

Die getroffenen Annahmen und die Ergebnisse des normenorientierten Rissmodells stehen in einigen Punkten im Widerspruch zu den **Nachweisen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit nach DIN 1045-1 /41/**. Letztere sind nach Normenregelung zur Sicherstellung der Funktion und Dauerhaftigkeit des Tragwerks zu führen. Die Nachweisführung ist in Anlage 4.3 dargestellt und umfasst:

- Nachweis der Mindestbewehrung
- Nachweis der Begrenzung der Rissbreite

Dem Nachweis der Mindestbewehrung liegt ein Rechenwert der Rissbreite von 0,3 mm zugrunde (4.1). Die Mindestbewehrung in Abhängigkeit des Stabdurchmessers nach (Gl. A 4.3-1), angegeben als Mindestbewehrungsgrad ρ_{\min} , bei Überschreiten der maximalen rechnerischen Zugfestigkeit des Betons von 2,93 N/mm² ist in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

\varnothing_s [mm]	12	14	16	20	25
ρ_{\min} [%]	0,80	0,80	0,90	1,00	1,10

Tab. 4.5: Mindestbewehrungsgrad ρ_{\min} in Abhängigkeit des Stabdurchmessers im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach DIN 1045-1 für eine Rissbreite von 0,3 mm

Der Nachweis der Begrenzung der Rissbreite beruht auf den in Tab. 4.4 zusammengefassten Stabdurchmessern und -abständen. Die maximale Zugfestigkeit des Betons wird mit $2,93 \text{ N/mm}^2$ in Ansatz gebracht. Die Berechnung nach (Gl. A 4.3-2) liefert für die in der Praxis üblichen Bewehrungsgrade zwischen 0,60 und 0,90 % rechnerische Rissbreiten von minimal 0,36 mm ($\sigma_s = 12 \text{ mm}$; $\rho = 0,90 \%$) bzw. maximal 1,70 mm ($\sigma_s = 25 \text{ mm}$; $\rho = 0,60 \%$).

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass bei Nachweisführung entsprechend der DIN 1045-1 für Beton im Straßenbau aufgrund der Begrenzung der rechnerischen Rissbreite auf 0,3 mm und des angewandten Sicherheitskonzeptes nach DIN 1055-100 /82/ höhere Bewehrungsgrade erforderlich sind, um die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit der Tragkonstruktion sicherzustellen.

Das normenorientierte Rissmodell vernachlässigt bei der Ermittlung der rechnerischen Rissbreite die Betondehnungen bzw. geht davon aus, dass diese mit den mittleren Stahldehnungen erfasst werden (4.2.2; Gl. 4.1), da lediglich Dehnungsdifferenzen zwischen Beton und Bewehrungsstahl im Riss eine Rissbreite ungleich Null ermöglichen.

Betrachtet man die durchgehend bewehrte Betondecke nach der Rissbildung als System von Einzelplatten mit Plattenlängen entsprechend den Rissabständen, so kann eine weitere Abschätzung zur **Ermittlung der Rissbreite aus dem Endschwindmaß von Beton im Straßenbau** abgeleitet werden. Voraussetzung ist die freie Verformbarkeit der Platten, die sich durch den nachgiebigen bzw. gelösten Verbund zwischen Beton und Bewehrungsstahl einstellt. In Ansatz zu bringen ist unter der Annahme durchschnittlicher Klimabedingungen in Deutschland ein Endschwindmaß ε_s zwischen 0,20 und 0,30 ‰ (3.2.2). Auf der ungünstigen Seite liegend wird bei der Betrachtung von 0,30 ‰ ausgegangen. Es kann langfristig mit einem mittleren Rissabstand a_m , beschrieben durch Messstreckenlänge/Anzahl der Risse, von 1,00 bis 1,50 m gerechnet werden (2.3.2).

Die Einzelplatten erfahren damit eine Verkürzung, die mit einer Öffnung im Rissbereich ($w_{m,S}$) verbunden ist. Analog zu (Gl. 4.1) gilt:

$$w_{m,S} = \varepsilon_s \cdot a_m \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. 4.28})$$

Es leiten sich Rissbreiten infolge von Schwinddehnungen zwischen 0,30 und 0,45 mm ab. Unberücksichtigt bleiben dabei jedoch die Risschnittgröße, abhängig von der Betonzugfestigkeit und dem Bewehrungsgrad, sowie die Verbundverhältnisse zwischen Bewehrungsstahl und dem umgebenden Beton.

4.5 Zusammenfassung

Durch das normenorientierte Rissmodell auf der Grundlage der Arbeit von *Schießl* ist es möglich, die maßgebenden Parameter der Rissbildung herauszuarbeiten. Als wesentlich zeigen sich vor allem die Größe und zeitliche Entwicklung der Betonzugfestigkeit, die Stahlspannung im Rissquerschnitt sowie der Bewehrungsgrad. Letzterer wird durch den verwendeten Stabdurchmesser und Stababstand bei bekannter Deckendicke charakterisiert.

Die Untersuchung verdeutlicht, dass bei der Dimensionierung der Bewehrung ab einem Bewehrungsgrad von 0,60 % ein Überschreiten der Streckgrenze f_{yk} des Bewehrungsstahls (BSt 500 S) ausgeschlossen werden kann. Der Einfluss der Bodenreibung zwischen dem Deckensystem und der Unterlage auf die in den Beton einzuleitende Stahlspannung liegt unter 1 % und kann daher auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden, da daraus geringere Rissabstände und somit kleinere Rissbreiten resultieren.

Bei der Beschreibung des Rissbildes, also der Rissabstände und der Rissbreiten, ist neben dem Bewehrungsgrad der verwendete Stabdurchmesser von Bedeutung, da sich dieser wesentlich auf die Verbundverhältnisse zur Übertragung der Risschnittgröße von der Bewehrung auf den umgebenden Beton auswirkt. Für die im Straßenbau üblichen Nenndurchmesser bei durchgehend bewehrten Betondecken, die zusätzlich zur Rissbreitenbegrenzung noch eine ausreichende „Dübelwirkung“ zur Querkraftübertragung im Riss sicherstellen, erscheint es daher vertretbar, den Rissbildungsprozess mit ausreichender Genauigkeit abhängig vom Bewehrungsgrad zu beschreiben. Dies steht in Übereinstimmung mit den Erkenntnissen der Literaturlauswertung, wonach der Bewehrungsgrad die für die Dimensionierung der Bewehrung entscheidende Größe darstellt und meist in Verbindung mit einem empfohlenen Stabdurchmesser angegeben wird.

Bei durchgehend bewehrten Betondecken, die ausschließlich durch Zwangverformungen beansprucht werden, wird in der Regel der Zustand der Erstrissbildung nicht verlassen. Eine Obergrenze für den Rissabstand kann in der Folge nicht angegeben werden. Es zeigt sich jedoch, dass mit Bewehrungsgraden kleiner 0,90 % ein minimaler Rissabstand von 0,60 m erzielt werden kann. Der möglichen Gefahr von auftretenden punch outs wird damit begegnet.

Im Vergleich zur Baupraxis zeigen die Rechenwerte nach dem normenorientierten Rissmodell größere Rissbreiten, was durch die getroffenen Annahmen im Rechenmodell erklärt werden kann. Aufgrund der Erkenntnisse über Endschwindmaße von Beton im Straßenbau können Rissbreiten zwischen 0,30 mm und 0,45 mm abgeschätzt werden.

Unter Beachtung der in Deutschland üblichen gerippten Betonstabstähle sowie wirtschaftlicher Ausführung wird für eine 240 mm dicke Betondecke die Verwendung eines Stabdurchmessers von 20 mm mit einem Stababstand von 175 mm empfohlen. Es ergibt sich ein Bewehrungsgrad von 0,75 %.

Die anhand des normenorientierten Rissmodells gewonnenen Erkenntnisse gelten streng genommen nur für einschichtige Systeme reibungsfrei gelagerter Betondecken mit einer in Querschnittsmittliegender Bewehrung. Die Ergebnisse können jedoch auf das im Rahmen dieser Arbeit untersuchte Tragsystem einer Betondecke mit vollem Verbund zu einer darunter liegenden, gebundenen Tragschicht übertragen werden. Begründet wird dies damit, dass die Rissbildung im Tragsystem aufgrund zentrischer Zwangbeanspruchung erfolgt. Maßgebend wird die zentrische Zugfestigkeit des Betons, die deutlich über der Zugfestigkeit einer HGT liegt. Die Rissbildung im Beton bedingt durch den Verbund das Reißen der HGT im Rissquerschnitt. Sollte von der HGT ausgehend ein Riss in der Betondecke induziert werden, da der Beton noch nicht ausreichend erhärtet ist oder infolge von Imperfektionen des Materialgefüges eine reduzierte Zugfestigkeit vorliegt, so kann dies als unbedenklich eingeordnet werden, da lediglich ein weiterer zufallsbedingter Einzelriss auftritt. Dieser verhält sich wie ein im Rissbildungsprozess entstehender Erstriss. Im Falle einer bereits gerissenen HGT, z.B. infolge von Ankerben der Tragschicht, ist eine geringere Rissneigung in der Betondecke durch Rissinduktion aus der HGT zu erwarten.

In Ergänzung zu den getroffenen Annahmen zeigt eine Abschätzung für das beschriebene Tragsystem, dass die Stahlspannung im Rissquerschnitt bis zu 18 % zunehmen kann, wenn die HGT einen Beitrag zur Risschnittgröße leistet. Aufgrund der vorhandenen ausreichenden Sicherheit gegenüber dem Fließen des Bewehrungsstahls kann bei einem empfohlenen Bewehrungsgrad größer 0,75 % das Entstehen klaffender Risse vermieden werden.

Nach der Rissbildung infolge von zentrischer Zwangbeanspruchung tritt der für die Bemessung des Deckensystems relevante Beanspruchungsfall Verkehrslasteinwirkung auf das durch ungleichmäßige Erwärmung von oben vorverformte Tragsystem auf. Es kommt somit im Verbundquerschnitt zu einer Verschiebung der Spannungsnulllinie. Mit zunehmendem Elastizitätsmodul und steigender Dicke der HGT wird die neutrale Zone ausgehend von der mittigen Lage in der Betondecke geringfügig nach unten verlagert. Bei den im Straßenbau üblichen Dicken der Betondecke für stark belastete Straßen zwischen 240 und 260 mm auf 150 mm HGT bewegt sich die Verschiebung der Spannungsnulllinie basierend auf dem Näherungsverfahren nach *Eisenmann* unter der Annahme vollen Verbundes zwischen Betondecke und gebundener Tragschicht sowie praxisnaher Materialeigenschaften ($E_{\text{Beton}} = 31.900 \text{ N/mm}^2$; $E_{\text{HGT}} = 5.000 \text{ bis } 10.000 \text{ N/mm}^2$) rechnerisch zwischen 17 und 33 mm, entsprechend dem 0,07- bis 0,14-fachen der Dicke der Betondecke. Die Bewehrung erfährt durch das positive Biegemoment im Verbundsystem eine Druckbeanspruchung, die abmindernd auf die vorhandenen Stahlspannungen wirkt. Im Weiteren wird dies nicht berücksichtigt.

Die anhand des normenorientierten Rissmodells gewonnenen Erkenntnisse und die Gegenüberstellung mit den in der Praxis erhobenen Größen machen deutlich, dass eine exakte Dimensionierung der Bewehrung wegen den zum Teil sehr unterschiedlichen Verhältnissen bei der Herstellung der durchgehend bewehrten Betondecke nicht möglich ist. Unter Beachtung der geringeren Anforderungen an das Sicherheitskonzept im Straßenbau, verglichen mit dem Hoch- und Ingenieurbau, lässt sich jedoch die Bewehrung ausreichend bemessen, um das Auftreten breiter Einzelrisse mit hoher Wahrscheinlichkeit zu vermeiden.

5. Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente

5.1 Allgemeines

Mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente (FE) kann eine beliebige Struktur, zum Beispiel ein Flächentragwerk, in ein System endlicher (finiter) Zahl von Elementen umgewandelt und damit das Tragwerk diskretisiert werden. Die einzelnen Elemente werden über Knoten miteinander gekoppelt, welche durch Belastungen hervorgerufene Verschiebungen und Verdrehungen übertragen können. Die auf das tatsächliche Tragwerk aufgebrachten Belastungen, wie Einwirkung von ungleichmäßiger Temperaturverteilung und äußeren Kräften, werden näherungsweise in entsprechende Größen in den Knoten überführt.

Das in dieser Untersuchung verwendete Programmpaket der Firma SOFISTIK /53/ arbeitet auf der Grundlage des aus der Statik bekannten Weggrößenverfahrens. Die Unbekannten sind Verformungsgrößen (Verschiebungen und Verdrehungen) in den Knoten. Den Zusammenhang zwischen den Verformungen in den einzelnen Knoten und in den Elementen beschreiben Verschiebungsansätze. Für jedes Element wird eine so genannte Steifigkeitsmatrix erstellt, die die Beziehung zwischen den Knotenverformungen und den korrespondierenden Schnittgrößen in den Knoten herstellt. In der Summe aller Elemente entsteht daraus die Gesamtsteifigkeitsmatrix des Tragwerks. Unter Ansatz der Rand- und Auflagerbedingungen ergibt sich zusammen mit den Lastvektoren ein Gleichungssystem mit n Unbekannten, das das Tragsystem in seinem mechanischen Verhalten in guter Näherung beschreibt. Die Lösung des Gleichungssystems liefert die durch die Belastungen hervorgerufenen Knotenverformungen und mittels der Steifigkeitsbeziehungen die Schnittgrößen in den Knoten.

Es ist zu beachten, dass die Methode der Finiten Elemente ein numerisches Rechenverfahren darstellt, das anstatt einer exakten Lösung eine diskrete Lösung ermittelt. Die Genauigkeit der Lösung hängt damit wesentlich von der gewählten Elementanzahl ab. Eine Erhöhung der Elementanzahl bewirkt eine Verbesserung der Rechengenauigkeit. Da die Rechenzeit mit der Elementanzahl aber im Quadrat zunimmt, sind einer Strukturverfeinerung durch die dazu erforderliche Rechnerleistung Grenzen gesetzt.

Wird die Berechnung vorverformter Systeme notwendig, so erfordert dies eine nichtlineare Berechnung des Gleichungssystems auf iterativem Lösungsweg. Damit ist unmittelbar ein erhöhter Rechenaufwand und Anstieg der Rechendauer verbunden /53/.

5.2 Finite Elemente Modell

Die Software der Firma SOFISTIK untergliedert sich in Programme zur Generierung des Finite Elemente Modells (FE-Modell), zur statischen Berechnung und anschließenden Auswertung der Ergebnisse. Die Generierung des FE-Modells erfolgt mit dem Programmmodul GENF. Im Anschluss an die Modellbildung wird die statische Berechnung unter Verwendung des Moduls ASE durchgeführt. Dieser liegen zweidimensionale (2D) Elemente, so genannte QUAD-Elemente, zur Beschreibung der Plattentragwirkung zugrunde. Die QUAD-Elemente sind in einen Trägerrost implementiert und an den Elementecken über Knoten miteinander verbunden. Die optimale Elementform stellt ein Quadrat dar. Rechtecke mit großem Kantenverhältnis ($l/b > 5$) sollten vermieden werden. Als unkritisch kann das Verhältnis von Elementdicke zu Elementabmessungen betrachtet werden. Die Materialeigenschaften werden durch den Elastizitätsmodul, das spezifische Gewicht, die Temperaturdehnzahl und die Querdehnzahl charakterisiert. Nach Abschluss der Berechnung können die Ergebnisse, also die Werte und Wirkungsrichtungen der Verformungen sowie die daraus resultierenden Schnittgrößen, mit dem Programm WINGRAF interaktiv an jeder beliebigen Stelle des FE-Modells angezeigt werden. Zur besseren Übersichtlichkeit können nicht benötigte Teile des Tragsystems, wie Rand- und Kopplungsbedingungen, ausgeblendet werden. Zusätzlich können mit dem Programm ANIMATOR für jeden Lastfall die Verformungen des Tragsystems in einer bewegten Bilderfolge dargestellt werden. Das berechnete Tragwerk kann damit auf Plausibilität hinsichtlich der physikalischen und statischen Gesetzmäßigkeiten überprüft werden. Überdies besteht die Möglichkeit, das Tragwerk aus jedem beliebigen Blickwinkel zu betrachten, um eventuell vorhandene Modellierungsfehler aufzudecken /53/.

5.2.1 Zweidimensionales Finite Elemente Modell (Grundsystem)

Ziel der Untersuchungen mittels FE ist es vor allem, die Beanspruchungen bei der Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke der Standardbauweise in Deutschland mit kurzen, unbewehrten Platten vergleichend gegenüberzustellen (3.2.1).

Da die im Bereich der neutralen Zone des Betonquerschnitts liegende Bewehrung bei durchgehend bewehrten Betondecken keinen Anteil zur Aufnahme von Biegezugspannungen leistet, wird sie bei der Modellbildung nicht betrachtet (3.2.1, 4.5).

Das FE-Modell berücksichtigt bei der Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke, nachfolgend abgekürzt CRCP (Continuously Reinforced Concrete Pavement) genannt, Plattenlängen zwischen 0,5 und 5,0 m in Abstufungen von 0,5 m, bei der Bauweise mit kurzen, unbewehrten Platten, im Weiteren als JPCP (Jointed Plain Concrete Pavement) bezeichnet, eine konstante Plattenlänge von 5,0 m.

Damit wird sowohl den sich einstellenden Rissabständen bei CRCP (2.3, 4.4.3) als auch den Abmessungen der Standardbauweise in Deutschland (2.2) Rechnung getragen.

Im Hinblick auf das Ziel der Arbeit, CRCP für eine Anwendung auf stark belasteten Straßen und Autobahnen in Deutschland zu optimieren, wird für beide Bauweisen unter Beachtung des angestrebten Verbundes zwischen Betondecke und HGT (3.1) der gleiche Aufbau mit Betondecke direkt auf HGT ohne Zwischenschaltung eines Vliesstoffs, entsprechend der Bauklasse SV in Tafel 2, Zeile 1.1 der RStO 01 /7/, gewählt. Die Betondecke wird bei Systemen ohne Vliesstoff in einer Dicke von 260 mm, die HGT von 150 mm ausgeführt (Anlage 3.1).

Gemäß den Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Querschnitte (RAS-Q 96) /44/, ermittelt sich bei einem Regelquerschnitt RQ 29,5 für zweibahnige, vierstreifige Straßen bei der Unterteilung der Fahrbahn in einzelne Platten eine maximale Plattenbreite von 4,50 m (3,75 m Fahrstreifen + 0,75 m Randstreifen) /4/. Die einzelnen Platten sind in Fahrtrichtung durch verankerte Längsfugen getrennt /2/. Bei CRCP sollte entsprechend dem technischen Merkblatt der FHWA /20/ ab einer Breite der durchgehend bewehrten Betondecke von 4,27 m ebenfalls eine Längsfuge angeordnet werden. Dieser Wert zeigt gute Übereinstimmung mit der für JPCP ermittelten maximalen Plattenbreite. Der Modellbildung für beide Bauweisen wird daher eine Plattenbreite von 4,50 m zugrunde gelegt.

In Abb. 5.1 sind die Einzelplatten beider Bauweisen schematisch dargestellt.

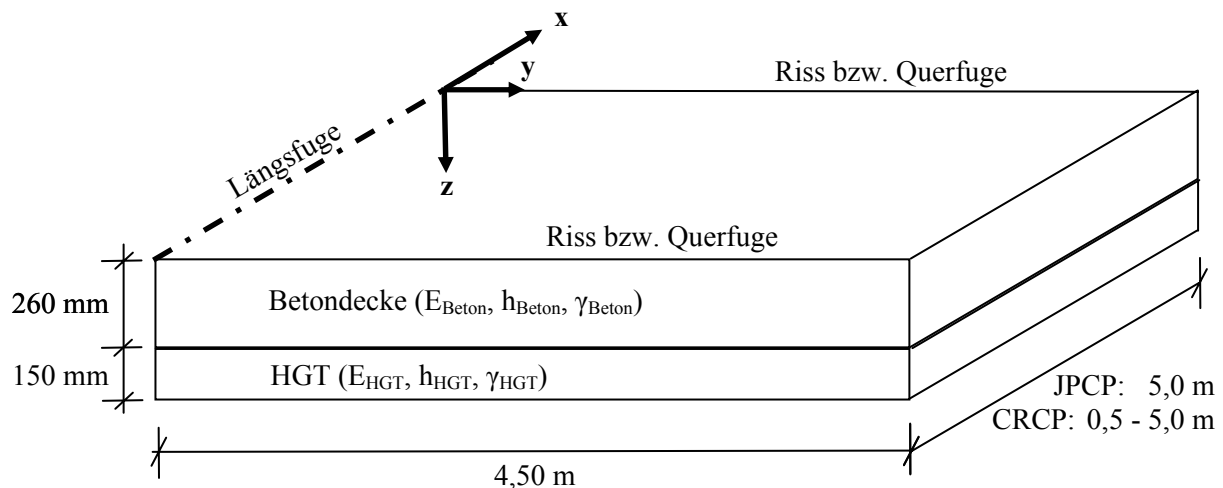


Abb. 5.1: Schematische Darstellung der Einzelplatten der CRCP- und JPCP-Bauweise

Durch die zweidimensionale Betrachtungsweise im FE-Modell können Schichten mit verschiedenen Materialeigenschaften (Betondecke und Tragschicht) nicht getrennt in der Berechnung berücksichtigt werden, sondern sind mit dem Näherungsverfahren nach *Eisenmann* in ein Ersatzsystem gleicher Biegesteifigkeit umzurechnen. Die Bestimmung der äquivalenten Dicke ($h_{\text{äqui}}$) des Ersatzsystems kann für Systeme ohne und mit Verbund zwischen Betondecke und verfestigter Tragschicht Anlage 3.4 entnommen werden.

Zur Berücksichtigung der mittragenden Wirkung der Nachbarplatten in Fahrbahnlängsrichtung muss im Rahmen der Modellbildung für beide Bauweisen eine Aneinanderreihung von Einzelplatten ausgeführt werden. Unter der Annahme, dass die mittlere Platte der Plattenkette der Auswertung dient, wird eine ungeradzahlige Plattenkette aus n Platten mit $(n-1)$ Rissen bzw. Fugen modelliert. Die Anzahl der Platten wird unter dem Kriterium festgelegt, dass sich unter Verkehrslasteinwirkung in der Mitte und am Riss bzw. an der Querfuge der mittleren Platte (belastete Platte) kein Einfluss mehr zu Beginn der ersten und am Ende der letzten Platte der Plattenkette einstellt. Dies trifft für eine Länge der Plattenkette $L \geq 8 \cdot l$ (l = elastische Länge des Deckensystems nach Anlage 3.4) zu.

Die Riss-/Fugenbreite zwischen den Einzelplatten wird aufgrund der empirisch begründeten Anforderung an die Rissbreite bei CRCP (2.3) mit 0,5 mm angenommen und auf die JPCP-Bauweise übertragen. Der Spalt von 0,5 mm ist erforderlich, um die Ergebnisse der Berechnung für die belastete sowie die benachbarte, unbelastete Platte getrennt anzuzeigen.

Maßgebend für die Berechnungen nach FE ist der im Bereich der Rissflanken der Einzelplatten durch Rissverzahnung der Gesteinskörnungen und/oder Querkraftübertragung infolge der Längsbewehrung bei CRCP bzw. von Dübeln bei JPCP anzusetzende Wirksamkeitsindex nach (Gl. 3.4). Dieser wird durch eine kinematische Kopplung benachbarter Riss- bzw. Fugenränder ausgedrückt. Dazu wird ausgehend von (Gl. 3.4) die Verschiebung des unbelasteten Riss-/Fugenrandes in der z -Richtung in Abhängigkeit der Verschiebung des belasteten Randes beschrieben.

$$y_{unbel} = \frac{W \cdot y_{bel}}{200 - W} \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. 5.1})$$

mit: W = Wirksamkeitsindex [%]
 y_{bel} = Einsenkung des belasteten Riss-/Fugenrandes [mm]
 y_{unbel} = Einsenkung des unbelasteten Riss-/Fugenrandes [mm]

Bei der CRCP-Bauweise mit freier Rissbildung kann von einem Wirksamkeitsindex zwischen 90 und 100 % ausgegangen werden /5, 19/. Für JPCP-Systeme mit verdübelten Fugen darf auch nach 30-jähriger Liegedauer ein Wirksamkeitsindex von mindestens 80 % angesetzt werden /5/.

In vertikaler Richtung wird eine elastische Bettung der Platten entsprechend der kontinuierlichen Auflagerung nach *Westergaard* (3.2.3.2) erzeugt. Die Verformungen benachbarter Punkte der Bettung bleiben voneinander unabhängig, da die Schubverformungen nicht berücksichtigt werden. Um im FE-Modell ein Abheben der Platten von der Unterlage zu ermöglichen, dürfen bei der Bettung nur Druckkräfte zugelassen werden. Damit entsteht eine Nichtlinearität der Auflagerbedingungen, die eine iterative Berechnung erfordert. Die Ermittlung des Bettungsmoduls nach *Westergaard* kann Anlage 3.4 entnommen werden.

Die Ergebnisse der Berechnung für die unterschiedlichen Lastfälle werden an der belasteten Platte ermittelt. Dazu wird diese in Elemente mit einer Kantenlänge von $100 \cdot 100$ mm eingeteilt. Da die Nachbarplatten lediglich zur Berücksichtigung der mittragenden Wirkung notwendig sind, kann für diese eine weniger feine Elemententeilung vorgenommen werden. Die Kantenlänge der Elemente auf den Nachbarplatten beträgt einheitlich $200 \cdot 200$ mm. Damit wird eine erhebliche Reduzierung des Rechenaufwandes und in der Folge eine deutlich geringere Rechenzeit erreicht.

Die vorstehend beschriebenen Ausführungen liegen dem FE-Modell für die CRCP- und JPCP-Bauweise (Abb. 5.2) zugrunde.

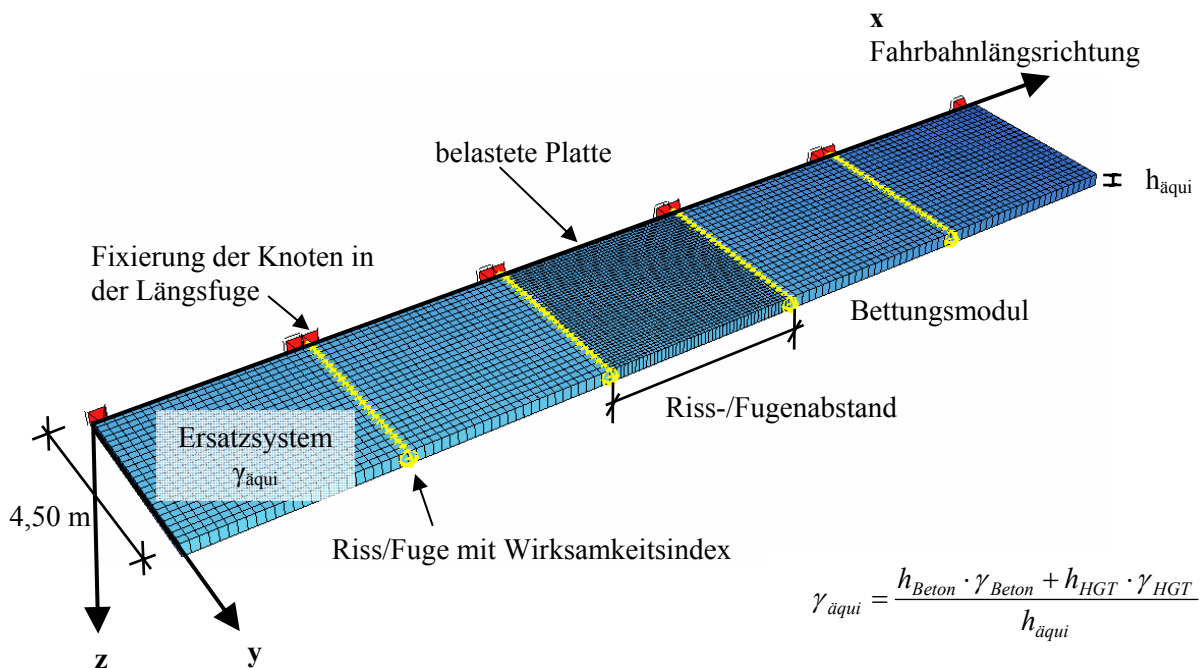


Abb. 5.2: FE-Modell für die CRCP- und JPCP-Bauweise (ANIMATOR-Darstellung)

5.2.2 Lastfälle

Aufgrund der fehlenden Möglichkeit, mehrere Schichten mit unterschiedlichen Materialeigenschaften im zweidimensionalen FE-Modell zu erzeugen, müssen die Spannungen infolge von ungleichmäßiger Temperaturverteilung, Verkehrsbelastung sowie der Kombination von Temperatur- und Verkehrsbelastung über das Ersatzsystem berechnet werden. Die am Ersatzsystem ermittelten Momente für die verschiedenen Lastfälle werden von der Betondecke und der in vollem Verbund stehenden HGT entsprechend ihrer Steifigkeiten aufgenommen. Die in den einzelnen Schichten linear verteilten Spannungen errechnen sich aus den Momenten über das Flächenträgheitsmoment und den Abstand zum Schwerpunkt des ideellen Plattenbalkens unter Beachtung der unterschiedlichen Elastizitätsmoduln.

5.2.2.1 Ungleichmäßige Temperaturverteilung

Beim Lastfall ungleichmäßige Temperaturverteilung über die Querschnittshöhe wird eine Erwärmung von oben maßgebend (3.2.2.2.2). In Ansatz zu bringen ist für das daraus entstehende Wölbmoment am Verbundsystem der Temperaturgradient des Gesamtquerschnitts, bestehend aus Betondecke und HGT. Dem entspricht am Ersatzsystem der äquivalente Temperaturgradient $\Delta t_{\text{äqui}}$ nach (Gl. 3.3) für eine Dicke des Ersatzsystems $h_{\text{äqui}}$. Für das beschriebene Deckensystem (5.2.1) einer 260 mm dicken Betondecke ($E_{\text{Beton}} = 31.900 \text{ N/mm}^2$) mit vollem Verbund zur 150 mm dicken HGT ($E_{\text{HGT}} = 5.000 \text{ N/mm}^2$) beträgt der äquivalente Temperaturgradient am Ersatzsystem $\Delta t_{\text{äqui}} = 0,047 \text{ K/mm}$.

Dem unterschiedlichen spezifischen Gewicht der Betondecke (γ_{Beton}) und der HGT (γ_{HGT}) trägt das äquivalente spezifische Gewicht $\gamma_{\text{äqui}}$ am Ersatzsystem Rechnung (Abb. 5.2).

5.2.2.2 Verkehrsbelastung

Bei der Verkehrsbelastung wird von einem 50 kN-Einzelrad mit einem Kontaktdruck von $p = 0,7 \text{ N/mm}^2$ ausgegangen (3.2.3.1; 3.2.3.3). Die Belastung (Topflast) wird in guter Näherung in Form einer konstanten quadratischen Flächenlast auf eine Grundfläche von $267 \cdot 267 \text{ mm}$ mit dem Kontaktdruck von $0,7 \text{ N/mm}^2$ auf der belasteten Platte aufgebracht. Es werden die Laststellungen in Plattenmitte und am Riss bzw. an der Querfuge der belasteten Platte untersucht.

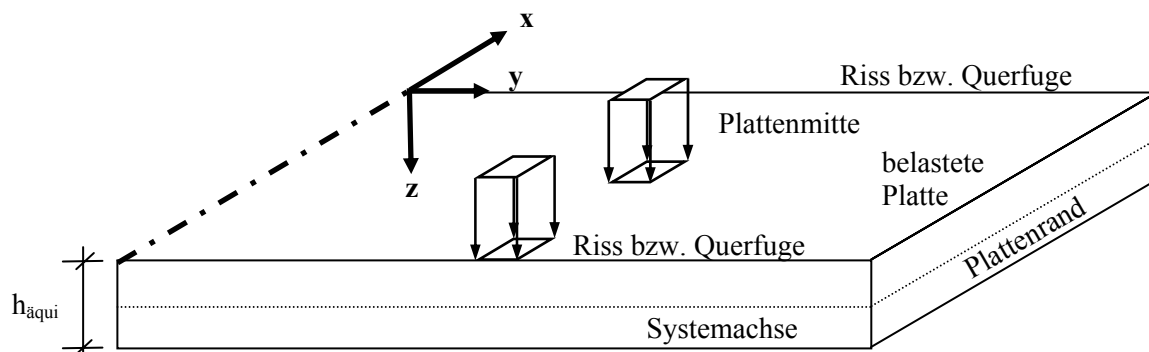


Abb. 5.3: Schematische Darstellung der untersuchten Laststellungen der Verkehrsbelastung auf der belasteten Platte

Das Biegemoment am freien Plattenrand kann anhand der Einflusslinie nach *Gnad* (Anlage 3.6) für Querdehnraten von 0,15 und 0,35 ermittelt werden. Bei einem Abstand der Last senkrecht zum freien Plattenrand in der Größenordnung der 1,2- bis 1,4-fachen elastischen Länge kann das Biegemoment am Rand vernachlässigt werden. Daher sollte die plattenäußere Laufspur des Rades einen ausreichenden Abstand vom freien Plattenrand aufweisen. Anzustreben ist ein Abstand der Radspur entsprechend

dem 0,6- bis 0,8-fachen Wert der elastischen Länge /5/. Bei einer elastischen Länge der untersuchten Deckenkonstruktion von ca. 1100 mm ergeben sich etwa 0,65 bis 0,90 m. Dem wird durch den 0,75 m breiten Randstreifen (5.2.1) in Verbindung mit dem in der Praxis auftretenden Abstand der Rollspur von der Markierung auf dem Randstreifen Rechnung getragen. Vor dem gleichen Hintergrund werden Längsfugen bei JPCP zwischen benachbarten Fahrbahnplatten verankert, um die Querkraftübertragung zu verbessern und somit den Lastfall „freier Plattenrand“ zu entschärfen. Eine vergleichbare Wirkung wird bei CRCP durch eine Querbewehrung erreicht. In der weiteren Untersuchung wird demzufolge der Lastfall freier Plattenrand in Längsrichtung nicht mehr betrachtet.

5.2.2.3 Kombination von Temperatur- und Verkehrsbelastung

Durch gleichzeitige Verkehrslasteinwirkung auf das durch ungleichmäßige Temperaturverteilung vorverformte System ergeben sich die Biegezugspannungen $\sigma_{\Delta+Q}$. Die Verkehrslastspannungen am vorverformten System $\sigma_{Q, \text{vorverformt}}$ errechnen sich daraus durch Subtraktion der Wölbspannungen σ_{Δ} .

Im Rahmen der Berechnung nach der Methode der Finiten Elemente werden im Kombinationslastfall die beiden Laststellungen Plattenmitte und Riss bzw. Querrfuge auf der belasteten Platte untersucht.

5.2.3 Eingangsgrößen der Berechnung am Grundsystem

Die nachfolgende Tabelle fasst die für die Berechnung am Grundsystem unter der Annahme vollen Verbundes zwischen der Betondecke und der HGT maßgebenden Eingangsgrößen (Materialkennwerte, Abmessungen, Belastungsgrößen) zusammen.

		CRCP	JPCP
Elastizitätsmodul von Beton	$E_{\text{Beton}} [\text{N/mm}^2]$	31.900	
Elastizitätsmodul der HGT	$E_{\text{HGT}} [\text{N/mm}^2]$	5.000	
Verformungsmodul der Unterlage	$E_{V2} [\text{N/mm}^2]$	120	
Querdehnzahl Beton und HGT	$\mu [-]$	1/6	
Temperaturdehnzahl Beton und HGT	$\alpha_T [1/\text{K}]$	$1 \cdot 10^{-5}$	
spezifisches Gewicht von Beton	$\gamma_{\text{Beton}} [\text{kN/m}^3]$	24	
spezifisches Gewicht der HGT	$\gamma_{\text{HGT}} [\text{kN/m}^3]$	23	
Plattenlänge / Rissabstand	[m]	0,5 / 1 / 1,5 / 2 / 2,5 / 3 / 3,5 / 4 / 4,5 / 5	5,0
Plattenbreite	[m]	4,50	

Dicke der Betondecke	h_{Beton} [mm]	260	
Dicke der HGT	h_{HGT} [mm]	150	
Bettungsmodul	k [N/mm ³]	0,066	
Riss-/Fugenbreite	w [mm]	0,5	
Wirksamkeitsindex	W [%]	95	80
Verkehrslast (Einzelrad)	Q [kN]	50	
Kontaktdruck	p [N/mm ²]	0,7	
äquivalenter Temperaturgradient	$\Delta t_{\text{äqui}}$ [K/mm]	0,047	

Tab. 5.1: Eingangsgroßen der Berechnung am Grundsystem unter der Annahme vollen Verbundes zwischen der Betondecke und der HGT für CRCP und JPCP

5.2.4 Nachweis ausreichend feiner Elementeteilung

Zum Nachweis ausreichend feiner Elementeteilung und somit zur Überprüfung der Genauigkeit der Rechenergebnisse ist das FE-Modell anhand geeigneter Vergleichsrechnungen zu verifizieren. Dazu wird nach dem Verfahren von *Eisenmann* für das beschriebene Dreischichtsystem (Tab. 5.1) eine quadratische Einzelplatte unter der Annahme unendlich ausgedehnter Plattenabmessungen, entsprechend einer Plattenlänge $\geq 8 \cdot l$, herangezogen. Diese weist die Abmessungen $9,0 \cdot 9,0$ m auf. Die Belastung der elastisch gelagerten, unverformten Platte des Ersatzsystems erfolgt mit einer Einzelradlast von 50 kN für die Lastfälle Plattenmitte und Plattenrand. In der folgenden Tabelle sind die Biegezugspannungen in den einzelnen Schichten sowie die Einsenkung unter der Last vergleichend gegenübergestellt.

		Methode der Finiten Elemente	Verfahren nach <i>Westergaard/Eisenmann</i>
Lastfall Plattenmitte	σ_{Beton} [N/mm ²]	0,55	0,50
	σ_{HGT} [N/mm ²]	0,20	0,18
	y_{Mi} [mm]	0,08	0,08
Lastfall Plattenrand	σ_{Beton} [N/mm ²]	0,99	0,94
	σ_{HGT} [N/mm ²]	0,36	0,34
	y_{Ra} [mm]	0,26	0,27

Tab. 5.2: Vergleich der Berechnung von Biegezugspannungen und Einsenkungen nach FE und mit dem Verfahren nach *Eisenmann* für die Lastfälle Plattenmitte und Plattenrand

Die Ausgabe der Schnittgrößen erfolgt in der FE-Berechnung als Elementschnittgrößen, bezogen auf die Systemachsen des Querschnitts (Abb. 5.3). Die Spannungsermittlung zeigt eine gute Übereinstimmung der Rechenergebnisse beider Verfahren mit Abweichungen bis maximal 10 %, wobei die Werte der Berechnung nach FE tendenziell geringfügig über den Ergebnissen des Verfahrens nach *Westergaard/Eisenmann* liegen.

Eine ergänzend durchgeführte, vereinfachte Vergleichsrechnung zur Ermittlung der Wölbspannungen an einem Zweischichtsystem führt in einer 200 mm dicken Betondecke, für die ein Temperaturgradient $\Delta t = 0,09$ K/mm (3.2.2.2.2) angenommen werden kann, bei einem Plattenformat von $6,5 \cdot 6,5$ m und sonst unveränderten Eingangsgrößen nach Tab. 5.1 zu maximalen Abweichungen von 3,3 % zwischen dem Näherungsverfahren nach *Eisenmann* und FE.

Die Vergleichsrechnungen bestätigen damit eine ausreichend feine Elemententeilung im FE-Modell.

5.3 Auswertung der Berechnungen

5.3.1 Vergleich des Tragverhaltens von durchgehend bewehrter Betondecke und der Bauweise mit kurzen, unbewehrten Platten

Das Tragverhalten durchgehend bewehrter Betondecken ist abhängig von den durch die freie Rissbildung entstehenden Plattenlängen. Mit kürzer werdenden Rissabständen findet eine Systemumlagerung von zweiachsender Plattentragwirkung hin zur einaxialen Tragwirkung, vergleichbar einem Balken, statt. Die Beanspruchung in Querrichtung infolge von ungleichmäßiger Temperaturverteilung und Verkehrsbelastung sowie der Kombination von Temperatur- und Verkehrsbelastung steigt damit an. Die Tragwirkung unterscheidet sich damit wesentlich von der Plattentragwirkung bei der Bauweise mit kurzen, unbewehrten Platten.

Die Unterschiede beider Bauweisen im Tragverhalten werden getrennt für die Lastfälle ungleichmäßige Temperaturverteilung und Verkehrsbelastung sowie Kombination von Temperatur- und Verkehrsbelastung in Abhängigkeit des Rissabstandes bei CRCP dargestellt. Bei der CRCP-Bauweise werden Rissabstände von 0,5 bis 5,0 m untersucht. Diese liegen zum Teil deutlich über den in der Praxis angestrebten und gemessenen (2.3) bzw. theoretisch abgeleiteten Rissabständen (4.4.3), stellen jedoch bei einem Rissabstand von 5,0 m den direkten Bezug zur JPCP-Bauweise her. Für JPCP beträgt die Plattenlänge einheitlich 5,0 m.

Zur Verdeutlichung der Ergebnisdarstellung werden bei den Markierungen und Datenbeschriftungen der folgenden Diagramme einheitliche Symbole verwendet. Diese sind in Anlage 5.1 zusammengestellt.

5.3.1.1 Ungleichmäßige Temperaturverteilung

Durch den Verbund zwischen Betondecke und HGT wird der Gesamtquerschnitt zur Ermittlung des Wölbmoments herangezogen, was sich durch das größere Eigengewicht gegenüber der Betondecke alleine auf eine Erhöhung des Wölbmoments auswirkt. Die verfestigte Tragschicht übernimmt entsprechend ihrer Steifigkeit einen Teil des Wölbmoments. Sie zeigt damit hinsichtlich der Wölbspannungen qualitativ die gleiche Abhängigkeit vom Rissabstand wie die Betondecke.

Für die Wölbspannungen $\sigma_{\Delta t}$ bzw. σ_w in der Betondecke stellt sich nach Abb. 5.4 eine ausgeprägte Abhängigkeit vom Rissabstand und dem Ort der Betrachtung ein.

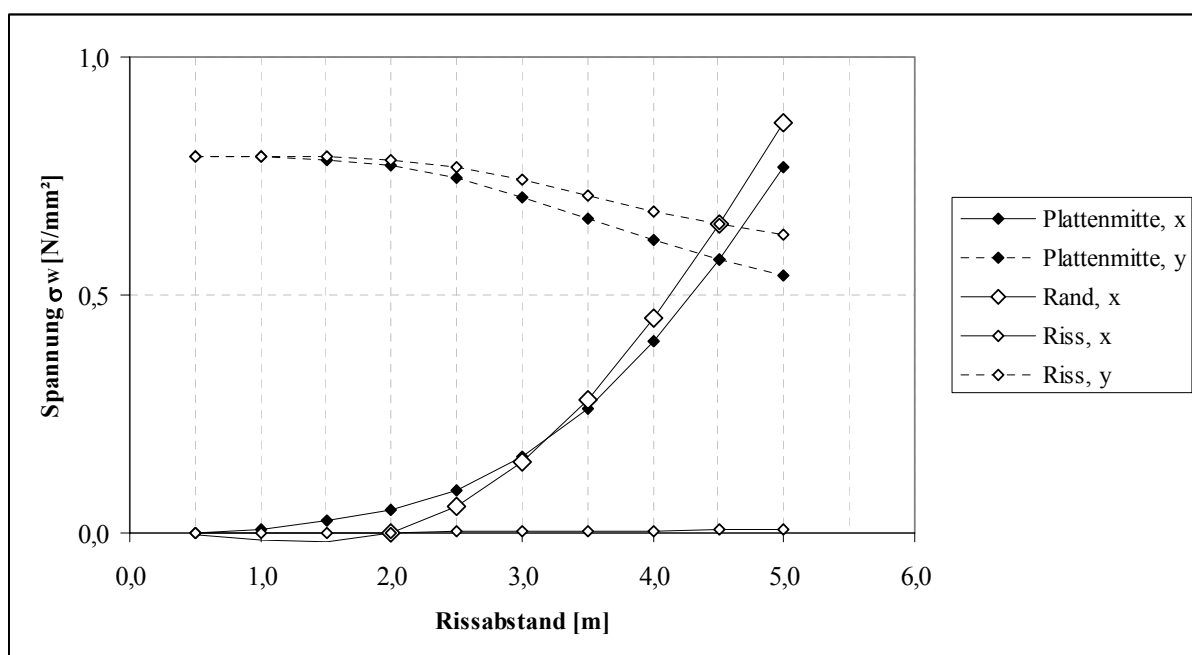


Abb. 5.4: Wölbspannungen in der Betondecke bei CRCP in Abhängigkeit des Rissabstandes

In Plattenlängsrichtung (x) ist mit zunehmender Plattenlänge, sowohl in Plattenmitte als auch in der Mitte des freien Plattenrandes (Rand), ein signifikanter Anstieg der Wölbspannungen festzustellen. Dieser beruht auf der zunehmenden Verformung der Platte infolge des einwirkenden positiven Temperaturgradienten. Mit steigendem Rissabstand findet eine Systemumlagerung durch die einsetzende Plattentragwirkung statt. Dies zeigt sich darin, dass die Wölbspannungen in der Mitte des Plattenrandes bei einem Rissabstand von 5,0 m bis zu 11,6 % über den Spannungen in der Plattenmitte liegen. Die Tragwirkung am Plattenrand kann durch einen elastisch gelagerten Balken beschrieben werden. Direkt am Querriss (Riss) der CRCP trägt das Deckensystem die Belastung lediglich in Querrichtung ab, weswegen dort Wölbspannungen in der Längsrichtung praktisch nicht wirksam werden.

In der Plattenquerrichtung (y) zeigen sich für minimale Rissabstände von 0,5 m durch die Balkentragwirkung die größten auftretenden Wölbspannungen. Durch die zunächst geringe Plattenlänge von 0,5 m ist der Ort der Betrachtung, in Plattenmitte oder am Querriss, unerheblich. Erst mit zunehmendem Rissabstand tritt der Übergang hin zur Plattentragwirkung zunehmend deutlich in Erscheinung. Damit verbunden ist eine Abnahme der Wölbspannungen, wobei diese im Bereich der Plattenmitte gegenüber der Position am Riss wesentlich ausgeprägter ist.

Ein Vergleich der Längs- und Querrichtung der Platten lässt erkennen, dass durch die bei CRCP größere Plattenbreite im Verhältnis zur Länge bis zu einem Rissabstand von 4,50 m die Wölbspannungen am Querriss in Querrichtung maßgebend werden. Unter Beachtung der angestrebten Rissabstände von 0,80 bis 3,00 m (2.3) sowie der gemessenen (2.3) und theoretisch abgeleiteten (4.4.3) Werte zwischen 0,60 und 1,80 m ist dort mit maximalen Wölbspannungen in der Betondecke zwischen 0,79 N/mm² (Rissabstand: 0,5 m) und 0,74 N/mm² (Rissabstand: 3,0 m) zu rechnen. Die maximalen Wölbspannungen in der HGT bei der CRCP-Bauweise betragen 0,29 N/mm² bzw. 0,27 N/mm².

Die Gegenüberstellung der Wölbspannungen bei der JPCP-Bauweise zeigt auf, dass in diesem Fall durch die im Vergleich zur Plattenbreite größere Plattenlänge von 5,0 m die maßgebenden Wölbspannungen in der Plattenlängsrichtung auftreten. Sie führen zu Maximalwerten in der Plattenmitte der Betondecke von 0,77 N/mm² und in der Mitte des Randes von 0,86 N/mm². Die HGT übernimmt Biegezugspannungen infolge ungleichmäßiger Temperatureinwirkung von 0,28 N/mm² bzw. 0,32 N/mm².

In der folgenden Abbildung sind die maßgebenden Wölbspannungen in der Betondecke und der HGT für CRCP am Querriss bei einem maximalen Rissabstand von 3,0 m und JPCP am freien Plattenrand dargestellt.

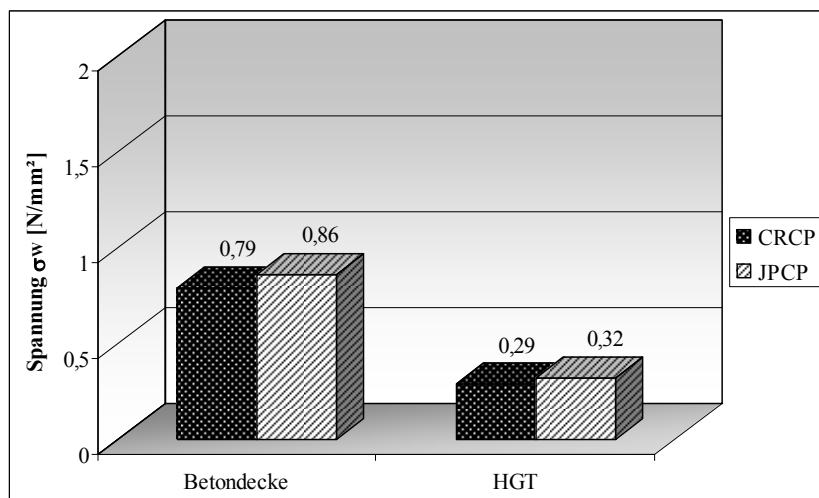


Abb. 5.5: Maßgebende Wölbspannungen in der Betondecke und der HGT für CRCP am Querriss bei einem maximalen Rissabstand von 3,0 m und JPCP am freien Plattenrand

Der Vergleich der maximalen Wölbspannungen beider Bauweisen macht deutlich, dass die Größtwerte bei JPCP 8,9 % über denen bei CRCP liegen. Aufgrund der Abnahme der maximalen Wölbspannungen bei CRCP im praxisrelevanten Bereich der Rissabstände bis 3,0 m um lediglich 6,3 % mit steigendem Rissabstand kann die maximale Wölbspannung am CRCP-Tragsystem als nahezu unabhängig vom Rissabstand beschrieben werden.

5.3.1.2 Verkehrsbelastung

Beim Vergleich des Tragverhaltens von CRCP- und JPCP-Bauweise sind neben den für die Bemessung maßgebenden Biegezugspannungen (3.2.4) für ein gutes Langzeitverhalten des Deckensystems, bestehend aus Betondecke und hydraulisch gebundener Tragschicht, vor allem die Einsenkung am Riss bzw. an der Fuge sowie die Fugenbewegung infolge von Verkehrslasteinwirkung zu untersuchen (3.2.3.1). Durch den Verbund zwischen den beiden Schichten kann die Betrachtung der Einsenkung und der Fugenbewegung direkt am Ersatzsystem erfolgen. Eine Unterscheidung der einzelnen Schichten ist nicht erforderlich.

Die Verkehrslastspannungen werden für die Lastfälle Plattenmitte und Riss bzw. Querfuge betrachtet. Im Vordergrund steht die Betrachtung der Biegezugspannungen in der Betondecke. Die korrespondierenden Biegezugspannungen in der HGT zeigen, wie bereits im letzten Kapitel erwähnt, qualitativ das gleiche Verhalten. Sie liegen jedoch quantitativ durch die geringere Steifigkeit der Tragschicht wesentlich niedriger.

Im Folgenden wird die **Einsenkung am Riss bzw. der Fuge und die Fugenbewegung infolge von Verkehrslasteinwirkung bei der CRCP- und JPCP-Bauweise** vergleichend gegenübergestellt.

Die Fugenbewegung ermittelt sich aus den Ergebnissen der FE-Berechnung wie folgt /72/:

$$F = |\Delta z_1| + |\Delta z_2| \text{ wobei } |\Delta z_1| \approx |\Delta z_2| \approx y_{bel} - y_{unbel} \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. 5.2})$$

mit:	F	= Fugenbewegung	
		= relative vertikale Fugenbewegung (Maximum)	[mm]
	Δz	= relative vertikale Fugenbewegung (Einflusslinie)	[mm]
	$1, 2$	= Nummer der Platte	[-]
	y_{bel}	= Einsenkung des belasteten Riss-/Fugenrandes	[mm]
	y_{unbel}	= Einsenkung des unbelasteten Riss-/Fugenrandes	[mm]

Zur Verdeutlichung ist die Messung der relativen vertikalen Fugenbewegung (Maximalwert) beim Überrollen der Hinterachse eines Belastungsfahrzeuges in Anlage 5.2 dargestellt.

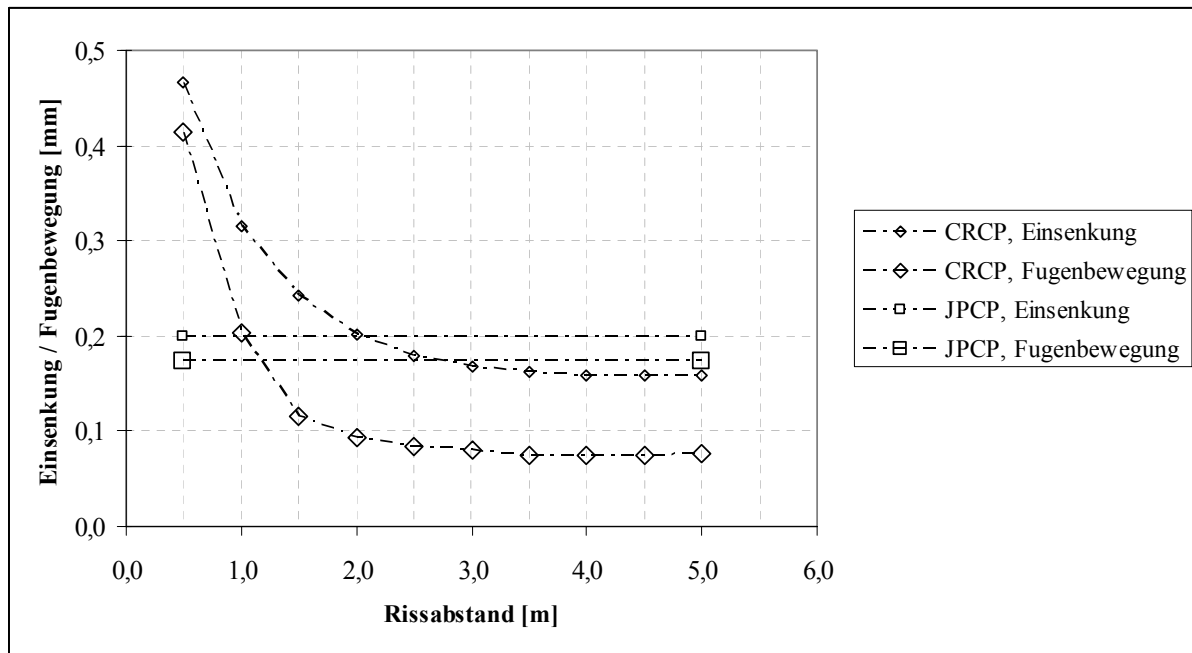


Abb. 5.6: Einsenkung und Fugenbewegung am Riss bzw. an der Fuge bei CRCP und JPCP

Sowohl die Einsenkung als auch die Fugenbewegung bei CRCP zeigen entsprechend Abb. 5.6 mit zunehmendem Rissabstand eine signifikante Abnahme. Ursächlich dafür ist die mit steigender Plattenlänge ausgeprägte Systemumlagerung von einer einaxialen Tragwirkung hin zur Plattentragwirkung. Ab einem Rissabstand von 2,5 m bezüglich der Einsenkung bzw. 2,0 m hinsichtlich der Fugenbewegung stellen sich nahezu konstante Werte ein. Bei der JPCP-Bauweise steht dem wegen des vorgegebenen Fugenabstandes ein konstantes Niveau sowohl für die Einsenkung an der Querfuge, als auch für die Fugenbewegung gegenüber. Dieses ist als Vergleichsmaßstab in der Abbildung dargestellt.

Die Einsenkung am Riss verringert sich bei CRCP von 0,47 mm bei 0,5 m Rissabstand auf den Minimalwert von 0,16 mm ab einer Plattenlänge von 3,5 m. Verglichen mit der Einsenkung der kurzen, unbewehrten Platte von 0,20 mm wird ab einem Rissabstand von etwa 2,0 m für CRCP eine ähnlich geringe Größenordnung erreicht. Legt man der Betrachtung einen Grenzwert der Einsenkung von 0,30 mm zugrunde (3.2.3.1), so kann dem Deckensystem der CRCP-Bauweise ab einem Rissabstand von ca. 1,1 m ein gutes Langzeitverhalten unterstellt werden.

Die Fugenbewegung zeigt qualitativ einen ähnlichen Verlauf. Bei CRCP ist ausgehend vom Maximalwert $F = 0,41$ mm ein Rückgang auf bis zu 0,07 mm festzustellen. Ab einem Rissabstand von geringfügig unter 2,0 m wird der Zielwert von 0,10 mm Fugenbewegung (3.2.3.1) unterschritten. Im Gegensatz dazu weist die JPCP-Bauweise einen Wert $F = 0,17$ mm auf. Ab einem Rissabstand von 1,2 m treten bei CRCP geringere Werte für die Fugenbewegung auf als bei JPCP.

Stellt man nicht die absoluten Zahlenwerte, sondern die vergleichende Betrachtung beider Bauweisen in den Vordergrund der Untersuchung, so kann ab einem Rissabstand der CRCP-Bauweise von 1,2 m bezüglich der Fugenbewegung bzw. 2,0 m hinsichtlich der Einsenkung beiden Bauweisen ein vergleichbares Verhalten attestiert werden. Zieht man ferner den Grenzwert der Einsenkung unter Verkehrslast von 0,30 mm für ein ausreichend gutes Langzeitverhalten heran, so ist in der Summe ab einem Rissabstand von 1,1 bis 1,2 m für CRCP mit guten Gebrauchstauglichkeitseigenschaften über die gesamte Liegedauer zu rechnen.

Die **Verkehrslastspannungen am unverformten System** veranschaulichen die Biegebeanspruchung der durchgehend bewehrten Betondecke abhängig vom Rissabstand (Abb. 5.7). Die Darstellung beinhaltet die Lastfälle Plattenmitte (LM) und Riss bzw. Querrfuge (LR).

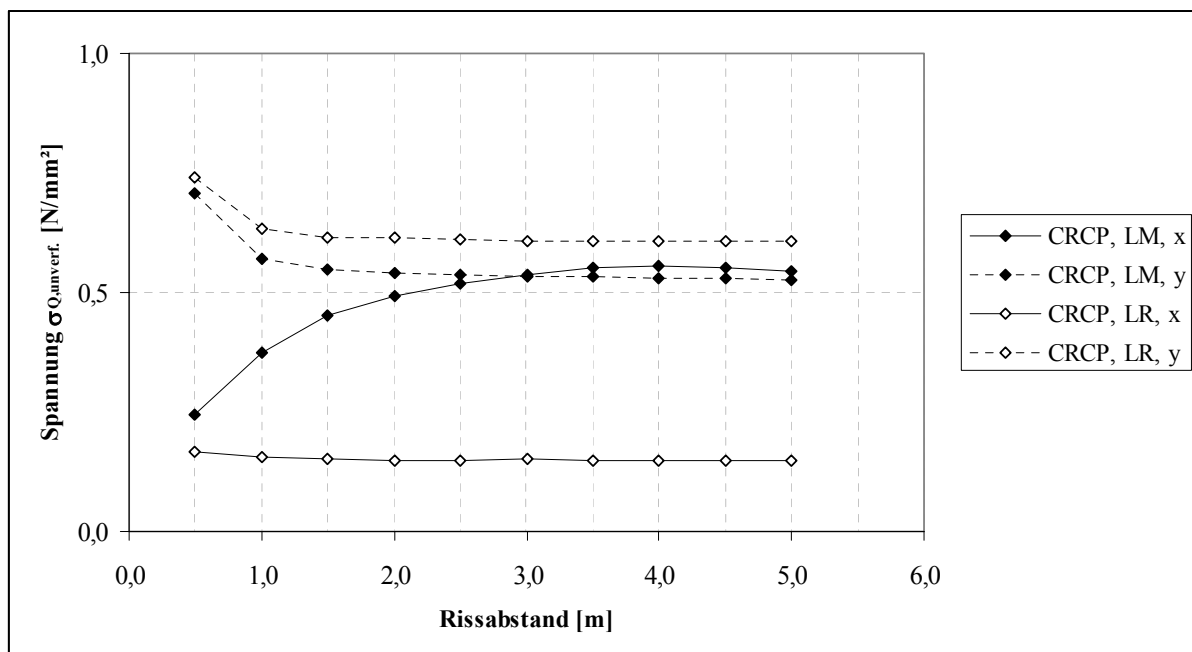


Abb. 5.7: Verkehrslastspannungen in der Betondecke am unverformten System bei CRCP in Abhängigkeit des Rissabstandes

In der Plattenlängsrichtung (x) zeigt sich, dass die Biegezugspannungen in der Plattenmitte mit steigendem Rissabstand stetig zunehmen, bis sich ab einem Rissabstand von 3,5 m konstante Werte einstellen. Der Grund dafür liegt in der schon wiederholt erwähnten Erhöhung der Plattentragwirkung. Im Gegensatz dazu bleiben die Spannungen am Riss durch die hauptsächliche Lastabtragung in Plattenquerrichtung äußerst gering und weisen nahezu keine Abhängigkeit vom Rissabstand auf.

Die Biegezugspannungen in Plattenquerrichtung (y) lassen beim minimalen Rissabstand von 0,5 m infolge der einaxialen Tragwirkung die Maximalwerte am Querriss von 0,74 N/mm² und in der

Plattenmitte von $0,71 \text{ N/mm}^2$ erkennen. Durch die geringe Plattenlänge stellt sich am Riss und in der Mitte der Platte nur eine unwesentliche Differenz von $4,2 \%$ ein. Bereits ab einem Rissabstand von $1,0 \text{ m}$ steigt diese Differenz auf $10,5 \%$ an und erreicht ab einer Plattenlänge bei CRCP von $3,0 \text{ m}$ einen gleich bleibenden Wert von $15,1 \%$. Der relativ geringe Unterschied der Biegezugspannungen am Riss und in Plattenmitte ist auf den bei durchgehend bewehrten Betondecken mit 95% angesetzten Wirksamkeitsindex zurückzuführen. Damit wird die hohe mittragende Wirkung der Nachbarplatten beschrieben.

Betrachtet man die beiden Wirkungsrichtungen der Platte der CRCP-Bauweise, so werden die Biegezugspannungen am Querriss der Betondecke in y -Richtung von $0,74 \text{ N/mm}^2$ für die Bemessung maßgebend. Sie sind mit den maximalen Wölbspannungen am gleichen Ort und in derselben Wirkungsrichtung zu überlagern. Die HGT erfährt maximale Biegezugspannungen infolge von Verkehrsbelastung am Riss von $0,27 \text{ N/mm}^2$. Unter Beachtung des aus Gründen der Gebrauchstauglichkeit angestrebten Rissabstandes größer $1,1$ bis $1,2 \text{ m}$ verringern sich die maximalen Biegezugspannungen in der Betondecke bei einem Rissabstand von $1,0 \text{ m}$ auf $0,63 \text{ N/mm}^2$ und in der HGT auf $0,23 \text{ N/mm}^2$. Dies entspricht einer Abnahme um $14,9 \%$.

Bei der JPCP-Bauweise stellen sich die größten Biegezugspannungen an der Querruge in der y -Richtung unter Verkehrsbelastung an der Fuge ein. Sie belaufen sich in der Betondecke auf $0,72 \text{ N/mm}^2$ und in der HGT auf $0,26 \text{ N/mm}^2$. Damit liegen die Spannungen an der Fuge trotz eines angenommenen Wirksamkeitsindex von 80% bei JPCP über 30% höher als in der Plattenmitte.

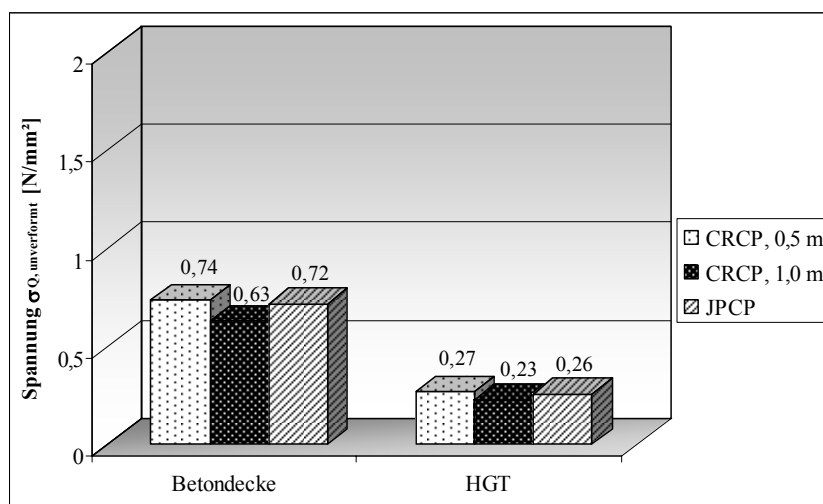


Abb. 5.8: Maßgebende Biegezugspannungen in Plattenquerrichtung infolge von Verkehrsbelastung am Riss bzw. an der Fuge in der Betondecke und der HGT für CRCP mit einem Rissabstand von $0,5 \text{ m}$ sowie ab $1,0 \text{ m}$ und JPCP

In vorstehender Abb. 5.8 sind die bemessungsrelevanten Biegezugspannungen in Plattenquerrichtung infolge von Verkehrsbelastung am Riss bzw. an der Fuge abgebildet. Die Darstellung erfolgt getrennt für die Betondecke und die HGT beider Bauweisen, wobei bei CRCP eine Unterscheidung nach minimalem Rissabstand von 0,5 m und ab 1,0 m, entsprechend den Anforderungen hinsichtlich Einsenkung bzw. Fugenbewegung, durchgeführt wird.

Zum **Vergleich der bemessungsrelevanten mit den zulässigen Verkehrslastspannungen** ist die in 3.2.4 und Anlage 3.7 näher erläuterte Biegezugfestigkeit des Betons im Schwellbereich in Ansatz zu bringen. Die konstant einwirkende Unterspannung wird durch die Wölbspannung σ_w nach 5.3.1.1 beschrieben, die während maximal 5 % der Liegedauer angenommen werden kann. Die Anzahl der Lastwechsel wird entsprechend 5 % der äquivalenten 10 t-Achsübergänge für die gemeinsame Beanspruchung aus ungleichmäßiger Erwärmung von oben und Verkehrsbelastung festgelegt (3.2.4). Es ergibt sich somit bei der gewählten Bauklasse SV nach 5.2.1 eine Lastwechselzahl $n_{5\%} \approx 1,6 \cdot 10^6$ äquivalente 10 t-Achsübergänge, die im FE-Modell in guter Näherung durch eine 50 kN-Einzelradlast beschrieben wird (3.2.3.3). Die zulässige statische Biegezugfestigkeit der Betondecke wird der Mindestbiegezugfestigkeit $\beta_{BZ} \geq 5,5 \text{ N/mm}^2$ nach ZTV Beton-StB 01 gleichgesetzt. Streuungen der Festigkeiten werden nicht berücksichtigt. Die Ermittlung der Beanspruchung in der HGT am Verbundsystem legt ebenso wie in der Betondecke das Smith'sche Schaubild (Anlage 3.7) zugrunde. Die Biegezugfestigkeit in der HGT wird mit $\beta_{BZ} \geq 1,6 \text{ N/mm}^2$ angesetzt /73/.

In Abb. 5.9 sind die Wölbspannungen den vorhandenen und zulässigen Verkehrslastspannungen im Beton für beide Bauweisen in den maßgebenden Beanspruchungsfällen Riss bzw. Fuge gegenübergestellt. Für JPCP ist die Zusammenstellung um den Lastfall Plattenmitte (LM) in x-Richtung erweitert.

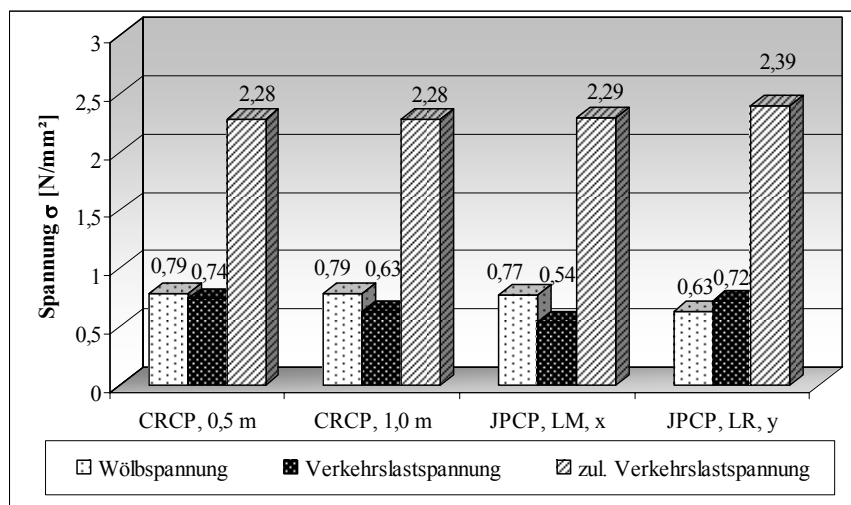


Abb. 5.9: Wölbspannungen sowie vorhandene und zulässige Verkehrslastspannungen im Beton für CRCP und JPCP in den bemessungsrelevanten Lastfällen

Die Gegenüberstellung bezieht für JPCP zusätzlich den Lastfall Plattenmitte in x-Richtung ein, da sich hierfür gegenüber dem Lastfall Fuge um 22,2 % höhere Wölbspannungen einstellen. Diese führen zu reduzierten zulässigen Verkehrslastspannungen, denen jedoch um 25,0 % geringere vorhandene Verkehrslastspannungen entgegengesetzt sind.

Der Vergleich zeigt, dass die zulässigen Verkehrslastspannungen von 2,28 N/mm² für CRCP, sowohl für einen Rissabstand von 0,5 m als auch 1,0 m, und JPCP im Lastfall Plattenmitte mit 2,29 N/mm² in einer ähnlichen Größenordnung liegen. Lediglich für JPCP an der Fuge ist ein Anstieg der zulässigen Verkehrslastspannungen um rund 4,5 % zu verzeichnen. In der Summe der untersuchten Bauweisen und Beanspruchungsfälle ist in keinem Fall mit einem Systemversagen durch Überschreiten der Zeitfestigkeit des Betons zu rechnen. Dies trifft für die HGT ebenfalls zu (Abb. 5.10).

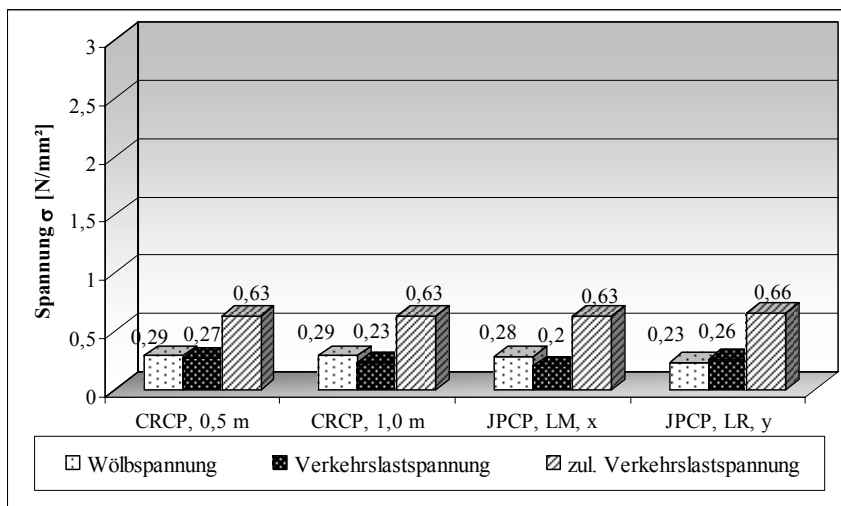


Abb. 5.10: Wölbspannungen sowie vorhandene und zulässige Verkehrslastspannungen in der HGT für CRCP und JPCP in den bemessungsrelevanten Lastfällen

Der Betrachtung liegt eine Lastwechselzahl $n_{5\%} \approx 1,6 \cdot 10^6$ im Zeitfestigkeitsbereich zugrunde. Auf der sicheren Seite liegend wird diese in der weiteren Untersuchung auf den Dauerfestigkeitsbereich mit einer Lastwechselzahl ab $n_{5\%} = 2 \cdot 10^6$ erweitert. Es ergibt sich daraus hinsichtlich der zulässigen Verkehrslastspannungen in der Betondecke und der HGT lediglich eine geringe Reduzierung von weniger als 2 %. Diese tritt in den beiden vorangegangenen Abbildungen optisch nicht in Erscheinung.

Das Verhältnis von vorhandener Verkehrslastspannung zu zulässiger Verkehrslastspannung unter Beachtung der größten Beanspruchung durch ungleichmäßige Erwärmung von oben macht deutlich, dass mit einem Zugbruch in der Betondecke und der HGT weder im Zeitfestigkeits- noch im Dauerfestigkeitsbereich zu rechnen ist.

Um die verschiedenen Bauweisen bei gleichzeitig ausreichender Dauerfestigkeit vergleichend beurteilen zu können, wird der Begriff *Ausnutzungsgrad* eingeführt. Dieser beschreibt das Verhältnis von vorhandener zu zulässiger Verkehrslastspannung im Dauerfestigkeitsbereich in Prozent. Je geringer der Wert für den Ausnutzungsgrad ist, desto günstiger stellt sich das Spannungsverhalten dar.

$$\text{Ausnutzungsgrad} = \frac{\text{vorhandene Verkehrslastspannung}}{\text{zulässige Verkehrslastspannung im Dauerfestigkeitsbereich}} \cdot 100 \text{ [\%]} \quad (\text{Gl. 5.3})$$

Die folgende Abbildung macht deutlich, dass für die CRCP-Bauweise im bemessungsrelevanten Lastfall Riss lediglich für den geringsten untersuchten Rissabstand von 0,5 m ein ungünstigeres Spannungsverhalten in der Betondecke, also ein höherer Ausnutzungsgrad von 33 % (HGT: 44 %), festzustellen ist als bei JPCP im Lastfall Fuge (LR) in y-Richtung mit 31 % (HGT: 40 %). Ab den für CRCP angestrebten Rissabständen von mindestens 1,1 bis 1,2 m, ausgedrückt hier durch einen Rissabstand von 1,0 m, sinkt der Ausnutzungsgrad bei CRCP auf einen Wert von 28 % (HGT: 37 %). Der Lastfall Plattenmitte (LM) bei der Standardbauweise wird nicht maßgebend, da sich hierfür ein günstigerer Ausnutzungsgrad (Beton: 24 %; HGT: 32 %) als im Lastfall Fuge einstellt.

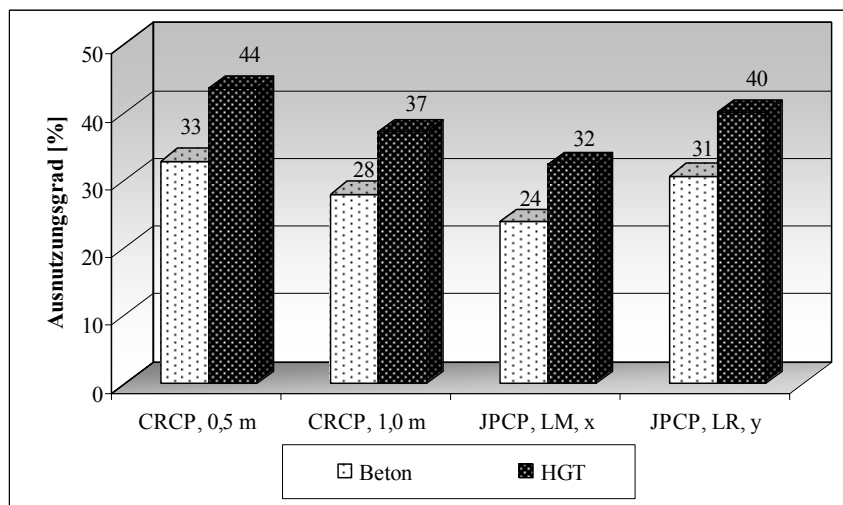


Abb. 5.11: Ausnutzungsgrade in der Betondecke und der HGT für CRCP und JPCP in den bemessungsrelevanten Lastfällen

5.3.1.3 Einfluss temperaturbedingter Vorverformungen

Beim Lastfall Kombination von Temperatur- und Verkehrsbelastung werden diese gleichzeitig auf das Tragsystem aufgebracht. Daraus resultieren die maximalen **Biegezugspannungen** $\sigma_{\Delta t+Q}$. Diese geben Aufschluss über den für die Bemessung maßgebenden Einwirkungsort der Verkehrsbelastung sowie die Wirkungsrichtung. Die Dimensionierung erfolgt durch getrennte Betrachtung der Spannungen in den einzelnen Lastfällen und anschließende Superposition (3.2.4).

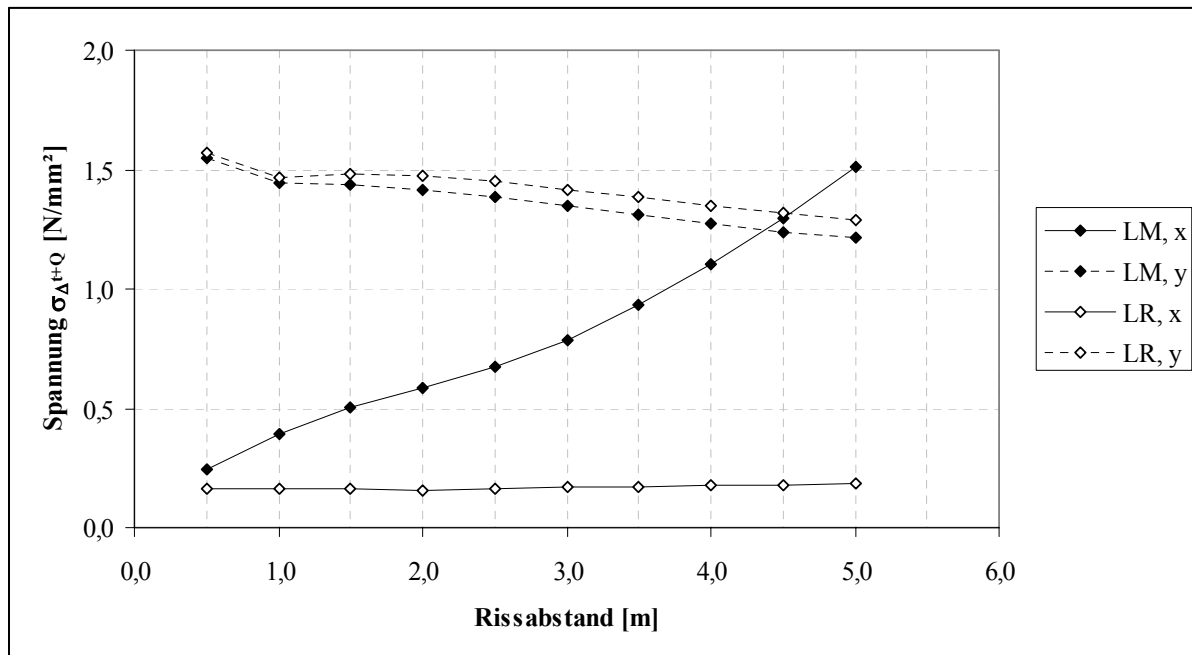


Abb. 5.12: Biegezugspannungen $\sigma_{\Delta+Q}$ in der Betondecke bei CRCP in Abhängigkeit des Rissabstandes

Wie der dargestellten Abbildung zu entnehmen ist, zeigt sich in Plattenlängsrichtung (x) für den Lastfall Plattenmitte (LM) eine stetige Zunahme der Spannungen $\sigma_{\Delta+Q}$ mit steigendem Rissabstand. Demgegenüber weisen die Spannungswerte bei Verkehrslasteinwirkung am Riss (LR) nahezu keine Abhängigkeit vom Rissabstand auf und liegen in vernachlässigbarer Größenordnung durch die Haupttragwirkung in der Querrichtung der Platte.

In Plattenquerrichtung (y) werden durch Verkehrslasteinwirkung auf das infolge von Temperatur vorverformte System am Riss bzw. in der Plattenmitte für sehr kurze Rissabstände von 0,5 m die maßgebenden Biegezugspannungen $\sigma_{\Delta+Q} = 1,57 \text{ N/mm}^2$ bzw. $1,54 \text{ N/mm}^2$ erreicht. Wie bei der Ermittlung der Verkehrslastspannungen am unverformten System (5.3.1.2; Abb. 5.7) stellt sich durch den hohen Wirksamkeitsindex von 95 % für CRCP nur ein geringer Unterschied der Spannungen am Riss und in Plattenmitte von maximal 6,6 % bei einem Rissabstand von 5,0 m ein. Mit steigendem Rissabstand ist eine maximale Reduzierung der Spannungen im Lastfall Plattenmitte um 21,4 %, im Lastfall Riss um 17,8 % bei einer Plattenlänge von 5,0 m zu verzeichnen. Ab einem Rissabstand von ca. 4,5 m, entsprechend der Plattenbreite, unterschreiten die Spannungen am Riss die Biegezugspannungen in der Plattenmitte.

Die Gegenüberstellung der Wirkungsrichtungen von CRCP unterstreicht die maßgebende Lastfallkombination von Verkehrslasteinwirkung am Querriss bei gleichzeitig wirksamer Temperaturbelastung.

Unter Ansatz angestrebter Rissabstände von mindestens 1,0 m liegen die Biegezugspannungen am Querriss bei maximal 1,47 N/mm². Für JPCP ergeben sich die größten Biegezugspannungen $\sigma_{\Delta+Q} = 1,50$ N/mm² für den Lastfall Plattenmitte in x-Richtung aufgrund der dort auftretenden höchsten Vorverformung. An der Fuge in Querrichtung errechnen sich Spannungen $\sigma_{\Delta+Q} = 1,40$ N/mm². Es zeigen damit die größten Biegezugspannungen $\sigma_{\Delta+Q}$ bei der CRCP- und JPCP-Bauweise mit Abweichungen von 2,0 % nahezu den gleichen Wert.

Im Folgenden werden die **Verkehrslastspannungen** σ_Q in der Betondecke **am unverformten (uv)** **und** durch Temperatur **vorverformten System (v)** bei CRCP näher betrachtet.

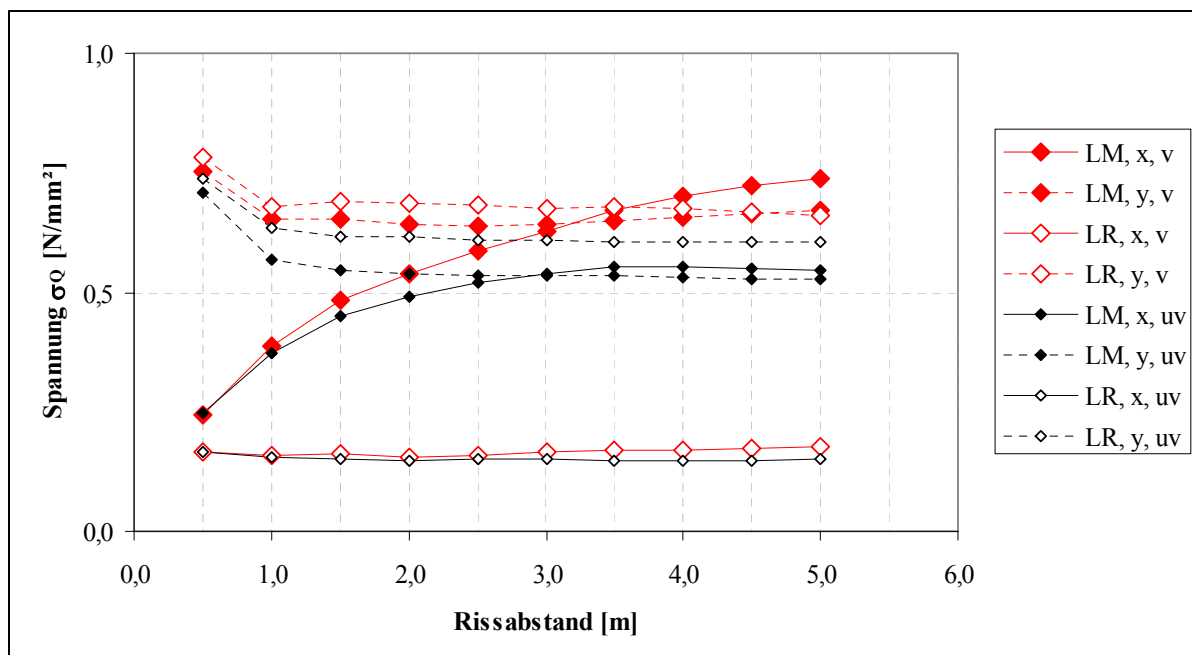


Abb. 5.13: Verkehrslastspannungen in der Betondecke am unverformten und durch Temperatur vorverformten System bei CRCP in Abhängigkeit des Rissabstandes

Besonders ausgeprägt ist der Einfluss der Vorverformung in Plattenlängsrichtung (x) hinsichtlich der Biegezugspannungen im Lastfall Plattenmitte (LM). Während bei den am unverformten System mit steigendem Rissabstand ermittelten Biegezugspannungen $\sigma_{Q, \text{unverformt}}$ ab einem Rissabstand von 3,5 m konstante Werte vorliegen, stellt sich bei dem durch Temperatur vorverformten System ein kontinuierlicher Anstieg der Spannungen $\sigma_{Q, \text{vorverformt}}$ ein. Für den größten untersuchten Rissabstand von 5,0 m beläuft sich die infolge der Vorverformung auftretende Spannungsdifferenz auf 34,5 % von $\sigma_{Q, \text{unverformt}}$. Für die praxisrelevanten Rissabstände bis ca. 3,0 m reduziert sich diese Differenz auf 18,5 %. Am Riss ist der Vorverformung sowie der daraus resultierenden Spannungserhöhung keine Bedeutung zuzumessen.

Ebenso wie in der Längsrichtung tritt auch in der Plattenquerrichtung (y) der spannungserhöhende Einfluss der Vorverformung zu Tage. Für Verkehrslasteinwirkung in Plattenmitte ermittelt sich bei einem Rissabstand von 5,0 m eine maximale Differenz von 27,5 %, für den Lastfall Riss von 12,1 % zwischen $\sigma_{Q, \text{vorverformt}}$ und $\sigma_{Q, \text{unverformt}}$. Es ist jedoch hervorzuheben, dass in der Querrichtung ab einem Rissabstand von 1,5 m der Einfluss der Vorverformung in annähernd gleicher Größenordnung liegt.

Im Gegensatz zu den Verkehrslastspannungen am unverformten System (Abb. 5.7) kann ab einem Rissabstand von 3,5 m beobachtet werden, dass die Spannungen $\sigma_{Q, \text{vorverformt}}$ im Lastfall Plattenmitte in x-Richtung maßgebend werden.

Durch einen **Vergleich der Biegezugspannungen infolge von ungleichmäßiger Erwärmung von oben und Verkehrslasteinwirkung am unverformten und vorverformten System** soll der spannungserhöhende Einfluss der Vorverformung in Abhängigkeit der Bauweise, **CRCP oder JPCP**, abgeschätzt werden.

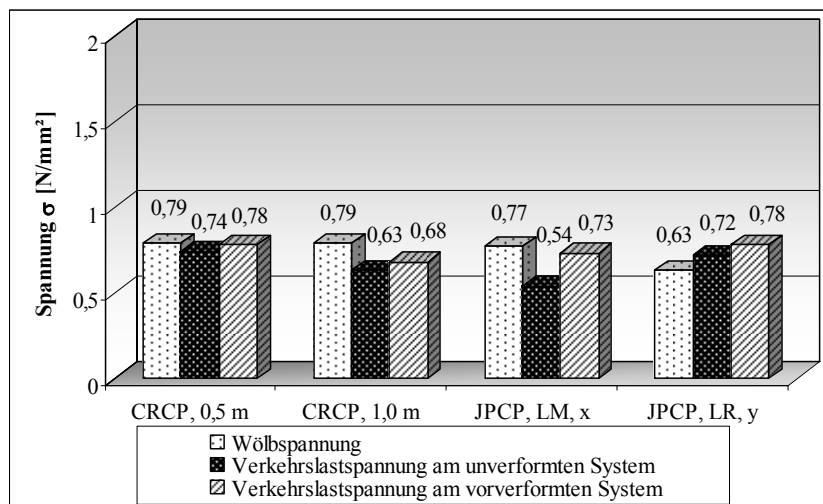


Abb. 5.14: Biegezugspannungen infolge von ungleichmäßiger Erwärmung von oben und Verkehrslast am unverformten und vorverformten System im Beton für CRCP und JPCP in den bemessungsrelevanten Lastfällen

Entsprechend obiger Abbildung und Abb. 5.13 ist bei der CRCP-Bauweise sowohl für einen minimalen Rissabstand von 0,5 m wie auch für die angestrebten Rissabstände zwischen 1,0 und 3,0 m durch die Haupttragwirkung in Plattenquerrichtung nur eine geringe Abhängigkeit der Verkehrslastspannungen von der Vorverformung zu verzeichnen. Bei einem Rissabstand von 1,0 m beträgt die Spannungsdifferenz 7,9 % von $\sigma_{Q, \text{unverformt}}$. Im Gegensatz dazu tritt durch die bei JPCP zur Ausführung gelangenden 5,0 m langen Platten der spannungserhöhende Einfluss der temperaturbedingten Vorverformungen in Plattenlängsrichtung (x) wesentlich stärker in Erscheinung. Hier beläuft sich die Spannungsdifferenz auf 35,2 % von $\sigma_{Q, \text{unverformt}}$.

Für den bemessungsrelevanten Lastfall Fuge bei JPCP erhält man durch die temperaturbedingte Vorverformung eine Erhöhung der Verkehrslastspannungen in y -Richtung um 8,3 %.

Zusammenfassend kann sowohl für die durch temperaturbedingte Vorverformung erhöhten Verkehrslastspannungen $\sigma_{Q, \text{vorverformt}}$, als auch für die Biegezugspannungen $\sigma_{\Delta t+Q}$ infolge von gleichzeitig einwirkender Temperatur- und Verkehrsbelastung festgestellt werden, dass die Spannungen in der Betondecke in einer für die Bemessung bzw. für ein gutes Langzeitverhalten unrelevanten Größenordnung liegen. Dies zeigt die Berechnung der zulässigen Spannungen (5.3.1.2).

Für die HGT kann aufgrund der Berechnung der Momente am Ersatzsystem, das die unterschiedlichen Steifigkeiten der Betondecke und der HGT berücksichtigt, von einem qualitativ analogen Spannungsverhalten ausgegangen werden. Durch die im Vergleich zu den vorhandenen Spannungen großen zulässigen Spannungen (Abb. 5.10) sowie die erhobenen, geringen Ausnutzungsgrade der HGT (Abb. 5.11) kann ebenfalls eine deutliche Unterschreitung der zulässigen Spannungen abgeleitet werden.

Die **maximale Verdrehung der Querschnittsflächen** im Querriss bei der CRCP-Bauweise bzw. im Fugenbereich an den Plattenrändern bei JPCP beträgt im Kombinationslastfall gleichzeitiger Temperatur- und Verkehrslasteinwirkung bei der Laststellung am Riss bzw. an der Fuge $\varphi = 1,066 \cdot 10^{-3}$ rad. Daraus errechnet sich unter Ansatz des positiven Temperaturgradienten gegenüber dem unverformten Zustand an der Oberfläche eine Verringerung der Rissbreite bei CRCP von 0,35 mm bzw. eine Reduzierung der Fugenweite für JPCP von 0,36 mm. Die Werte liegen deutlich unter den im FE-Modell angesetzten Rissbreiten von 0,50 mm. Damit sind die Voraussetzungen für die freie, unbehinderte Verwölbung der Einzelplatten gegeben. Die Anwendbarkeit des FE-Modells wird bestätigt.

5.3.2 Einfluss der Deckendicke auf das Tragverhalten

Basierend auf internationalen Erfahrungen kann durchgehend bewehrten Betondecken im Vergleich zur Bauweise mit kurzen, unbewehrten Platten ein günstigeres Tragverhalten bescheinigt werden. Voraussetzung sind Rissabstände in der Größenordnung zwischen 1,0 und 3,5 m. Dies wird durch den Vergleich beider Bauweisen im Rahmen dieser Arbeit (5.3.1) bestätigt. Daraus abgeleitet kann die Dicke der Betondecke, gestützt auf die Erfahrungen aus dem Ausland, um etwa 10 bis 20 % reduziert werden (1, 2.3).

Im Folgenden wird untersucht, welchen Einfluss auf das Tragverhalten eine Verringerung der Dicke der Betondecke (h_{Beton}) bei CRCP gegenüber dem Grundsystem von CRCP und JPCP (5.2.3) mit einer 260 mm dicken Betondecke hat. Dazu werden CRCP-Tragsysteme mit einer Dicke der Betondecke

von 240, 220 und 210 mm betrachtet, entsprechend einer Reduzierung von h_{Beton} am Grundsystem um 7,7, 15,3 und 19,2 %. Die Dicke der HGT des Verbundsystems beträgt unverändert 150 mm.

Allgemein gilt, dass für eine elastisch gelagerte, lange Betonplatte im Beanspruchungsfall Erwärmung von oben mit abnehmender Plattendicke ein Rückgang der ungestörten **Wölbspannungen** σ_w zu verzeichnen ist.

Am beschriebenen CRCP-Verbundsystem hingegen führt eine Reduzierung der Betondeckendicke h_{Beton} zu steigenden Wölbspannungen in der Betondecke und der HGT. Die Abnahme von h_{Beton} am Verbundsystem bewirkt bei konstanter Dicke der HGT (h_{HGT}) eine Abminderung der äquivalenten Dicke $h_{\text{äqui}}$ am Ersatzsystem. In der Folge nimmt der äquivalente Temperaturgradient nach (Gl. 3.3) geringfügig steigende Werte an. Es errechnen sich daraus mit abnehmendem $h_{\text{äqui}}$ kleinere Wölbmomente am Ersatzsystem, die jedoch zu höheren Biegespannungen in der Betondecke und der HGT aufgrund des geringeren Trägheitsmomentes I am Ersatzsystem (Anlage 3.4) führen. Die Eingangsgrößen zur Berechnung der Wölbspannungen am Verbundsystem sind in Tab. 5.3 zusammengefasst.

h_{Beton} [mm]	260	240	220	210
h_{HGT} [mm]	150			
$h_{\text{äqui}}$ [mm]	332,79	312,79	292,79	282,79
$\Delta t_{\text{äqui}}$ [K/mm]	0,047	0,050	0,053	0,056
I [mm ⁴ /mm]	2.414.862	2.010.323	1.658.389	1.500.891

Tab. 5.3: Eingangsgrößen zur Berechnung der Wölbspannungen am Verbundsystem in der Betondecke und der HGT für CRCP und JPCP

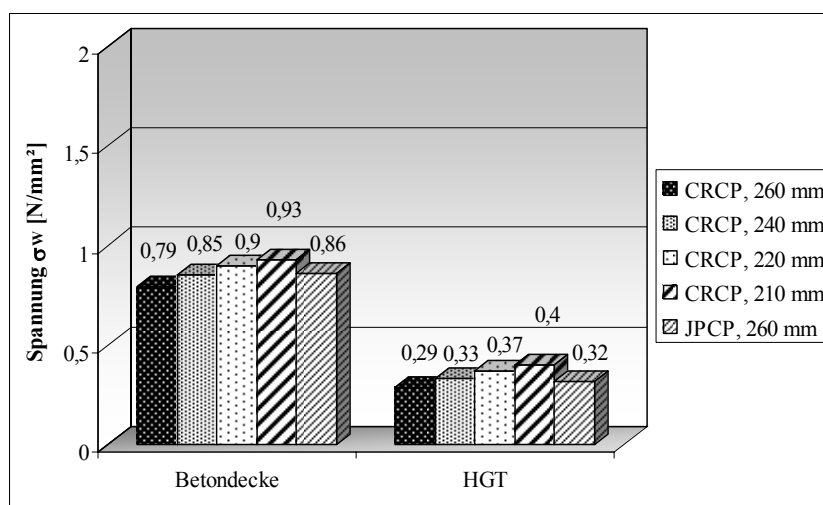


Abb. 5.15: Maßgebende Wölbspannungen in der Betondecke und der HGT für CRCP am Querschnitt bei einem maximalen Rissabstand von 3,0 m und JPCP am freien Plattenrand

Im Ergebnis stellen sich für CRCP mit 240 mm dicker Betondecke annähernd gleich große Wölbspannungen am Querriss bei einem maximalen Rissabstand von 3,0 m ein wie bei JPCP am freien Plattenrand des Grundsystems.

Die Berechnung der **Einsenkung am Riss bzw. an der Fuge und der Fugenbewegung infolge von Verkehrslasteinwirkung** führt für $h_{\text{Beton}} = 210$ mm bei CRCP gegenüber dem Grundsystem zu folgendem Ergebnis:

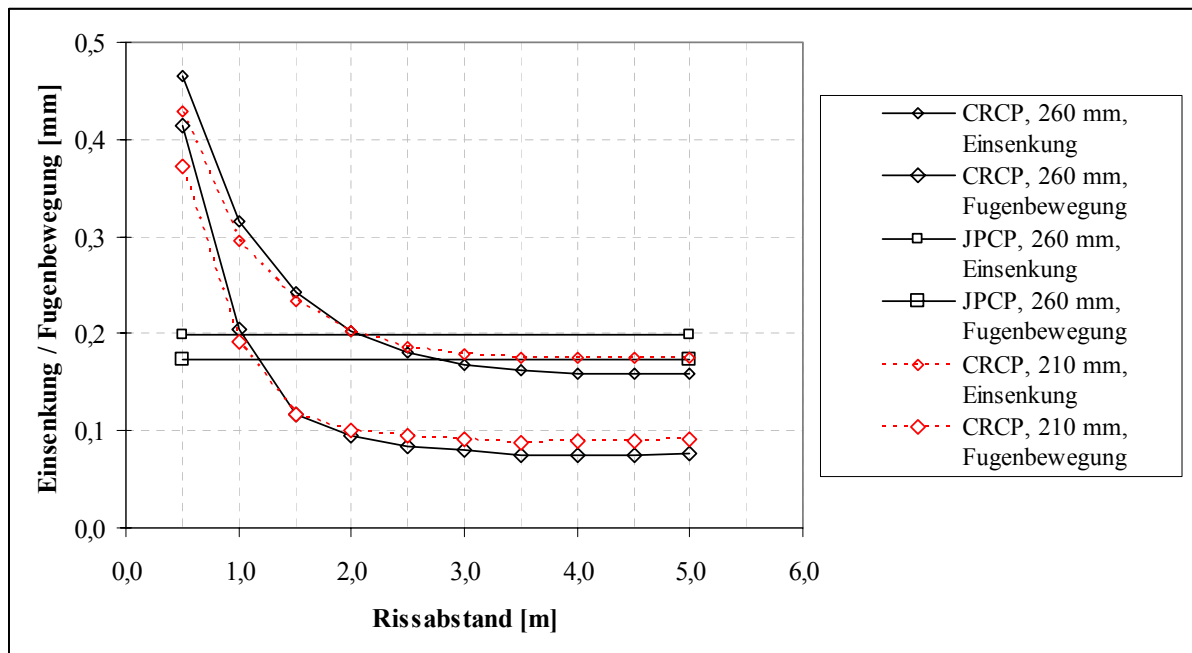


Abb. 5.16: Einsenkung und Fugenbewegung am Riss bzw. an der Fuge bei CRCP mit $h_{\text{Beton}} = 260$ mm und 210 mm sowie JPCP

Es wird deutlich, dass sich bei CRCP mit 210 mm dicker Betondecke für minimale Rissabstände von 0,5 m um 8,5 % geringere Einsenkungen gegenüber dem CRCP-Grundsystem durch den angestiegenen Bettungsmodul errechnen. Die Fugenbewegung nimmt um 9,8 % verringerte Werte an. Mit steigendem Rissabstand sinkt der Einfluss der Deckendicke, bis sich aufgrund der eintretenden Platten-tragwirkung unter Beachtung der kleineren elastischen Länge des Deckensystems bei reduziertem h_{Beton} von 210 mm um 12,5 % höhere Werte für die Einsenkung und die Fugenbewegung verglichen mit dem Grundsystem einstellen. Betrachtet man die Absolutwerte für Einsenkung und Fugenbewegung, so ermitteln sich im Bereich der angestrebten Rissabstände zwischen 1,0 und 3,5 m größte Differenzen zum Grundsystem von jeweils 0,02 mm. Der Einfluss der Deckendicke der Betondecke auf Einsenkung und Fugenbewegung liegt damit in vernachlässigbarer Größenordnung.

Die Analyse der **Verkehrslastspannungen am unverformten System** geht bei CRCP von einem Rissabstand von 1,0 m aus. Unter der getroffenen Annahme erhält man die maßgebenden Spannungen $\sigma_{Q, \text{unverformt}}$ in der y-Richtung für CRCP am Riss mit Dicken der Betondecke von 260, 240, 220 und 210 mm sowie für JPCP an der Fuge.

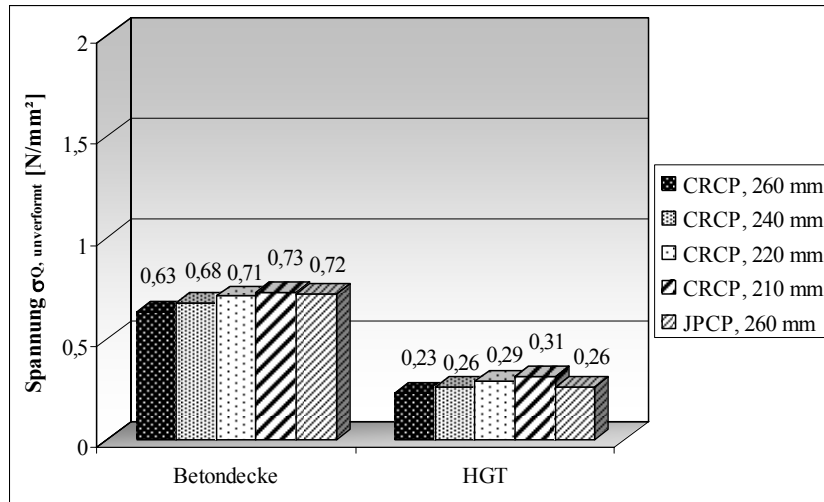


Abb. 5.17: Maßgebende Biegezugspannungen in Plattenquerrichtung infolge von Verkehrsbelastung am Riss bzw. an der Fuge in der Betondecke und der HGT für CRCP mit einem Rissabstand von 1,0 m und JPCP

Im Hinblick auf ein vergleichbares Spannungsverhalten kann die Dicke der Betondecke bei CRCP gegenüber dem JPCP-Grundsystem auf 220 mm reduziert werden, wenn die Spannungen in der Betondecke im Vordergrund der Betrachtung stehen. Bei Rissabständen größer 2,0 m reduzieren sich die Biegezugspannungen bei CRCP am Riss in Plattenquerrichtung nochmals um rund 3 %.

Durch die abgeminderte Deckendicke der Betondecke ergeben sich veränderte Wölbspannungen σ_w und Verkehrslastspannungen $\sigma_{Q, \text{unverformt}}$. Die zulässigen Verkehrslastspannungen können unter Ansatz des Dauerfestigkeitsbereiches für den bemessungsrelevanten Lastfall Riss in Querrichtung errechnet werden. Der Vergleich des **Ausnutzungsgrades** (Abb. 5.18) von CRCP-Tragsystemen mit dem JPCP-Grundsystem zeigt, dass mit abnehmender Dicke der Betondecke der Ausnutzungsgrad ansteigt. Besonders auffällig ist dieses Verhalten in der HGT zu beobachten. Im Gegensatz zu den Verkehrslastspannungen in der Betondecke, die durch einen Rückgang der Deckendicke von 260 auf 210 mm um 15,9 % zunehmen, steigen die Spannungen in der HGT um 34,8 % an (Abb. 5.17). Der Grund dafür ist in der geringeren äquivalente Dicke $h_{\text{äqui}}$ des Ersatzsystems zu suchen, die sich bei rückläufiger Deckendicke der Betondecke einstellt. Die HGT übernimmt damit einen zunehmend größeren Anteil der Lastmomente, da die anteilige Biegesteifigkeit der HGT am Ersatzsystem zunimmt. Trotz steigender Ausnutzungsgrade, vor allem in der HGT, ist mit einem Versagen der Tragsysteme nicht zu rechnen.

Für die Betondecke und die HGT stellen sich die folgenden Ausnutzungsgrade ein.

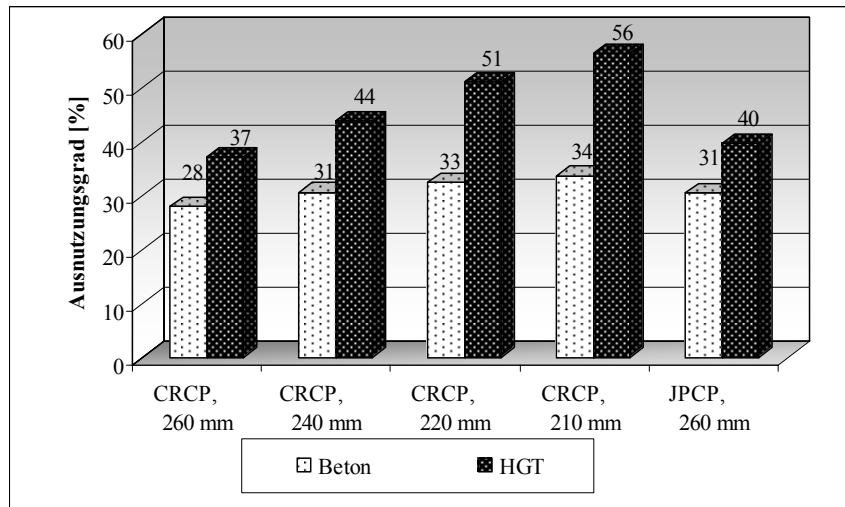


Abb. 5.18: Ausnutzungsgrade in der Betondecke und der HGT für CRCP und JPCP in den bemessungsrelevanten Lastfällen

Durch die Rissbildung in der HGT infolge des Überschreitens der Biegezugfestigkeit sind eng geschlossene Risse zu erwarten. Diese weisen eine wirksame Rissverzahnung auf, so dass mit einem hohen Wirksamkeitsindex gerechnet werden kann. Die „feinen Strukturrisse“ bewirken eine Abminderung des Elastizitätsmoduls der HGT /5/. Diesem Umstand wird bei der Festlegung der Eingangsgrößen der Berechnung am Grundsystem (5.2.3) durch einen um 50 % abgeminderten Elastizitätsmodul, entsprechend $E_{\text{HGT}} = 5.000 \text{ N/mm}^2$, Rechnung getragen. Tatsächlich wird von einem Elastizitätsmodul der ungerissenen HGT von 10.000 N/mm^2 ausgegangen /73/. Mit diesem Ansatz kann in guter Näherung das durch Risse in der Tragschicht veränderte Tragverhalten der HGT beschrieben werden.

Die Gegenüberstellung der Ausnutzungsgrade (Abb. 5.18) stellt heraus, dass bei CRCP mit $h_{\text{Beton}} = 240 \text{ mm}$ ein ähnlich gutes Langzeitverhalten erwartet werden kann wie bei JPCP mit einer 260 mm dicken Betondecke.

Der **Einfluss temperaturbedingter Vorverformungen** im bemessungsrelevanten Lastfall Kombination von Temperatur- und Verkehrsbelastung **am Riss bzw. an der Fuge in y-Richtung** nimmt mit abnehmender Dicke der Betondecke am Verbundsystem überproportional zu (Abb. 5.19). Bei einem Rissabstand von 1,0 m steigt die Spannungsdifferenz ($\sigma_{\text{Q, vorverformt}} - \sigma_{\text{Q, unverformt}}$) von 7,9 % ($h_{\text{Beton}} = 260 \text{ mm}$) auf 17,8 % ($h_{\text{Beton}} = 210 \text{ mm}$) von $\sigma_{\text{Q, unverformt}}$ bei CRCP an. Für $h_{\text{Beton}} = 240 \text{ mm}$ stellt sich die Differenz zu 8,8 %, im Falle $h_{\text{Beton}} = 220 \text{ mm}$ zu 15,5 % ein. Am JPCP-Grundsystem beträgt sie 8,3 %.

Der Vergleich macht deutlich, dass der Einfluss der Vorverformungen auf die Verkehrslastspannungen bei CRCP-Systemen mit 260 und 240 mm dicker Betondecke etwa gleich groß ist. Am JPCP-Grundsystem liegt der Einfluss in ähnlicher Größenordnung. Reduziert man die Dicke der Betondecke bei CRCP auf 220 bzw. 210 mm, so ist ein beträchtlicher Anstieg des Einflusses zu verzeichnen.

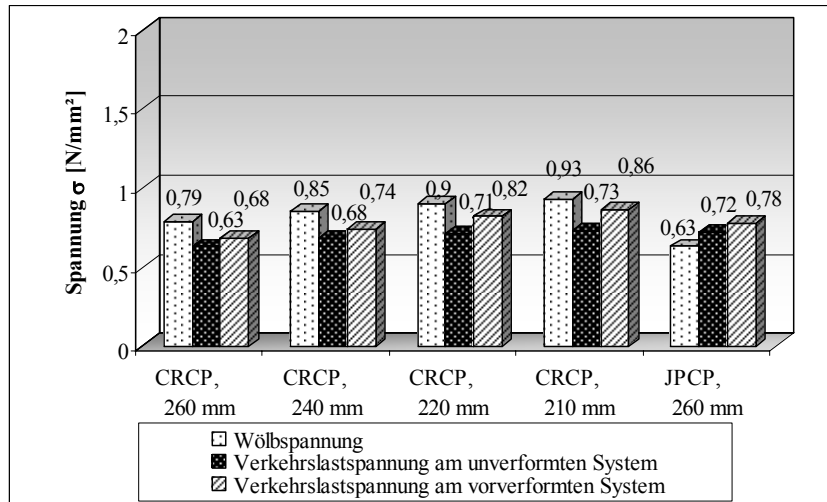


Abb. 5.19: Biegezugspannungen infolge von ungleichmäßiger Erwärmung von oben und Verkehrslast am unverformten und vorverformten System im Beton für CRCP und JPCP in den bemessungsrelevanten Lastfällen

5.3.3 Einfluss des gelösten Verbundes zwischen Betondecke und hydraulisch gebundener Tragschicht auf das Tragverhalten

Durch den wirksamen Verbund zwischen der Betondecke und der HGT ergeben sich am Grundsystem aufgrund der größeren Steifigkeit des Gesamtsystems geringere Biegespannungen und Einsenkungen als bei Tragsystemen ohne Verbund. Die Beständigkeit der Verbundwirkung ist neben der konstruktiven Ausbildung des Tragsystems von der Beanspruchung der Schichtgrenze infolge von Verkehrslast- und Temperatureinwirkung sowie der Einwirkung äußerer Einflüsse wie Wasser und Frost abhängig.

In theoretischen Berechnungen und Messungen konnte nachgewiesen werden, dass durch Verkehrslasteinwirkung am Plattenrand die Schubbeanspruchung zwischen der Betondecke und der HGT erhöht wird /74, 75/. Eine weitere Beanspruchung der Schichtgrenze stellt sich durch horizontale Plattenrandbewegungen infolge von gleichmäßigen Temperaturänderungen ein. Letztere treten in der Betondecke in größerem Umfang auf als in der HGT, womit zusätzliche Schubspannungen in der Schichtgrenze hervorgerufen werden /55/. Des Weiteren kann die Ursache für die Verbundlösung im Auffrieren von eingedrungenem Wasser liegen.

Die Beanspruchungen zeigen sich hauptsächlich im Bereich der freien Plattenränder. In der Plattenmitte können die Einflüsse vernachlässigt werden. Hier ist von voller Verbundwirkung auszugehen /76/. Bei den untersuchten CRCP-Tragsystemen kommt es durch die im Vergleich zu den Plattenlängen der JPCP-Bauweise in der Regel kurzen Rissabstände zu einer Reduzierung dieser Einflüsse.

Bei der JPCP-Bauweise können die Beanspruchungen durch den Einbau von Dübeln in den Querfugen und die Verankerung der Längsfugen effizient abgemindert werden. CRCP-Tragsysteme erzielen Vergleichbares durch die gute Rissverzahnung der Gesteinskörnungen an den Betonflanken und die Dübelwirkung der durchgehenden Bewehrung. Trotzdem kann von einer dauerhaften Verbundwirkung im Bereich der Fugen bzw. Risse wegen der häufigen Verkehrslasteinwirkung nicht zwingend ausgegangen werden.

Zur Abschätzung der Auswirkungen des gelösten Verbundes auf das Tragverhalten im Bereich der Risse bzw. Fugen wird das Grundsystem unter der Annahme fehlenden Verbundes zwischen Betondecke und HGT betrachtet. CRCP- und JPCP-Tragsysteme weisen eine einheitliche Dicke der Betondecke von 260 mm auf.

Im Lastfall ungleichmäßige Temperaturverteilung wird für Tragsysteme mit gelöstem Verbund die Verformung der HGT vernachlässigt und nur der äquivalente Temperaturgradient $\Delta t_{\text{äqui}} = 0,062 \text{ K/mm}$ nach (Gl. 3.3) für die Betondecke angesetzt. Die veränderten Auflagerbedingungen der Betondecke werden durch einen entsprechend höheren Bettungsmodul berücksichtigt. Bei der Berechnung der **Wölbspannungen** wird lediglich das Widerstandsmoment der Betondecke in Ansatz gebracht.

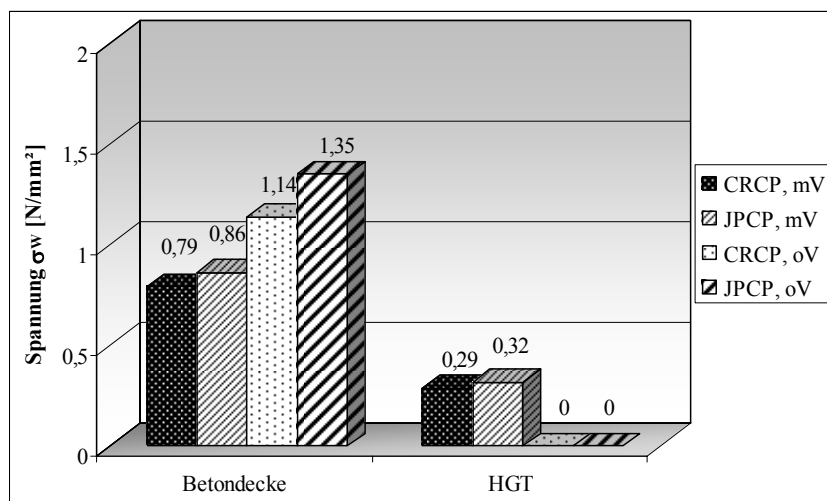


Abb. 5.20: Maßgebende Wölbspannungen in der Betondecke und der HGT am System mit und ohne Verbund für CRCP am Querriss bei einem maximalen Rissabstand von 3,0 m und JPCP am freien Plattenrand

Die Beanspruchung durch ungleichmäßige Temperaturverteilung führt am System ohne Verbund (oV) infolge des geringeren Eigengewichts im Vergleich zum Verbundsystem (mV) für CRCP am Querriss bei minimalem Rissabstand von 0,5 m zu 22,0 % reduzierten Wölbmomenten. Bei JPCP stellt sich eine Abnahme am Plattenrand in Längsrichtung um 15,1 % ein. Die Wölbmomente rufen durch die reduzierte Biegesteifigkeit der Betondecke gegenüber dem Verbundsystem mit HGT in der Betondecke signifikant höhere maximale Wölbspannungen σ_w (Abb. 5.20) hervor. Bei CRCP-Tragsystemen stellt sich eine Zunahme um 44,3 %, bei JPCP um 56,7 % ein. Aufgrund der gewählten Auflagerbedingungen trägt die HGT beim System ohne Verbund nicht zur Aufnahme der Wölbmomente bei.

Der Vergleich der **Einsenkung am Riss bzw. an der Fuge und der Fugenbewegung infolge von Verkehrslasteinwirkung** (Abb. 5.21) verdeutlicht die infolge der reduzierten Biegesteifigkeit am System ohne Verbund stark angestiegenen Einsenkungen und Fugenbewegungen sowohl für CRCP als auch JPCP. Bei CRCP-Tragsystemen ergeben sich für Rissabstände von 0,5 m um 8,2 % größere Einsenkungen, die einer maximalen Differenz von 32,9 % für 5,0 m lange Platten entgegenstreben. Qualitativ ähnlich stellt sich der Verlauf der Fugenbewegung ein, wobei die Differenz von 5,3 % (Rissabstand: 0,5 m) auf 48,6 % (Rissabstand: 5,0 m) ansteigt. Im Falle von JPCP-Tragsystemen ohne Verbund nimmt die Einsenkung um 32,2 %, die Fugenbewegung um 36,8 % zu.

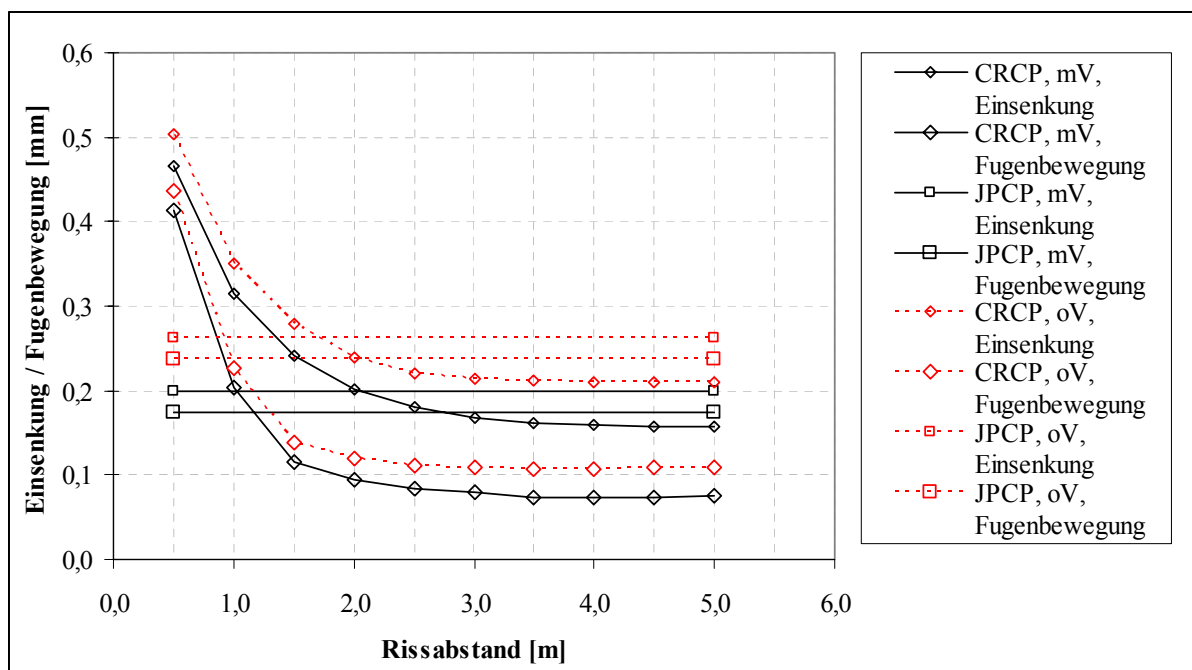


Abb. 5.21: Einsenkung und Fugenbewegung am Riss bzw. an der Fuge am System mit und ohne Verbund bei CRCP und JPCP

CRCP- und JPCP-Systeme ohne Verbund zeigen bei Rissabständen von 0,9 m (Fugenbewegung) bzw. 1,7 m (Einsenkung) ein vergleichbares Verformungsverhalten. Diese Erscheinung tritt bei Verbundsystemen erst ab Rissabständen von 1,2 bis 2,0 m auf (5.3.1.2). In der Konsequenz wirken sich geringe Rissabstände bei CRCP-Verbundsystemen ungünstiger aus als bei Tragsystemen ohne Verbund.

Unter dem Aspekt eines guten Langzeitverhaltens gewinnt die Zunahme der Einsenkung am Riss bzw. an der Fuge sowie der Fugenbewegung für Systeme mit gelöstem Verbund an Bedeutung. Gegenüber einem Verbundsystem besteht eine wesentlich größere Gefahr des Plattenpumpens, verbunden mit Überbeanspruchung der Unterlage. Dadurch kann es zu einem Verlust der im Betondeckenbau angestrebten gleichmäßigen Auflagerung des Deckensystems kommen.

Bei Betrachtung der **Verkehrslastspannungen am unverformten System** (Abb. 5.22) tritt die mittragende Wirkung der HGT beim Verbundsystem deutlich in Erscheinung. Gegenüber dem CRCP-Verbundsystem steigen die Spannungen in der Betondecke durch den gelösten Verbund um 71,4 % (JPCP: 72,2 %) an, während die Beanspruchung der HGT um 56,5 % (JPCP: 57,5 %) abgemindert wird. Die HGT wirkt sich im Falle vorhandenen Verbundes bereits bei einer geringen Dicke von 150 mm erkennbar günstig auf den Spannungsabbau in der Betondecke aus.

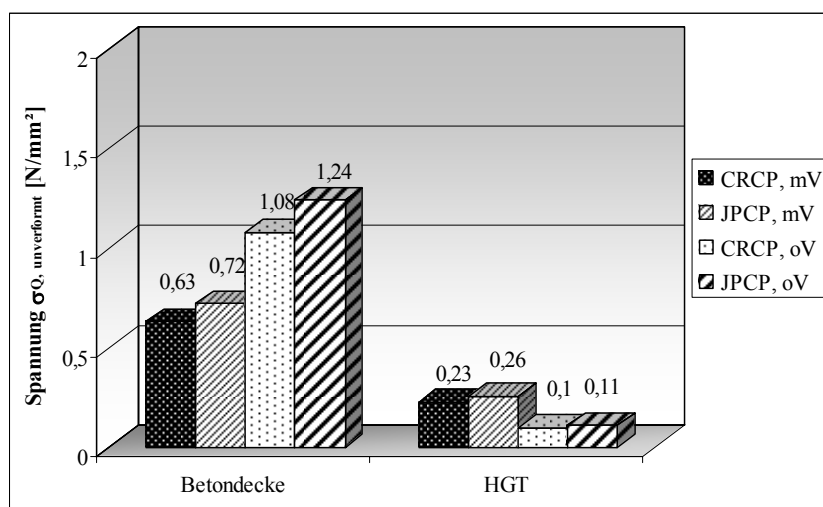


Abb. 5.22: Maßgebende Biegezugspannungen in Plattenquerrichtung infolge von Verkehrsbelastung am Riss bzw. an der Fuge in der Betondecke und der HGT für CRCP mit einem Rissabstand von 1,0 m und JPCP

Hinsichtlich des **Ausnutzungsgrades** ergeben sich deutliche Unterschiede zwischen Tragsystemen mit und ohne Verbund. Bei Letzterem treten in der HGT keine Wölbspannungen auf (Abb. 5.20), was im Zusammenhang mit den aktivierten geringeren Biegezugspannungen infolge von Verkehrsbelastung (Abb. 5.22) zu äußerst niedrigen Ausnutzungsgraden führt. Verbunden damit ist jedoch ein signifikanter Anstieg der Ausnutzungsgrade für die Betondecke.

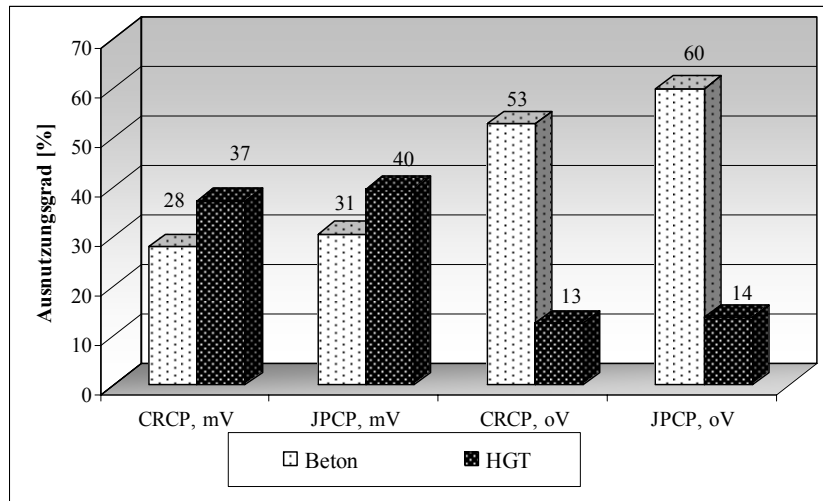


Abb. 5.23: Ausnutzungsgrade in der Betondecke und der HGT für CRCP und JPCP mit und ohne Verbund in den bemessungsrelevanten Lastfällen

Aus dem Vergleich der Tragsysteme mit und ohne Verbund ist ersichtlich, dass bei einer Ausführung mit Verbund die Ausnutzungsgrade der Betondecke in der Größenordnung von 50 % gegenüber den Tragsystemen mit gelöstem Verbund liegen. Demzufolge sind positive Auswirkungen auf das Langzeitverhalten bei Verbundsystemen zu erwarten. Die höheren Ausnutzungsgrade der HGT dürfen als unbedenklich eingestuft werden, da sie weit unterhalb der Grenze für einen erwarteten Dauerfestigkeitsbruch liegen. Ferner berücksichtigt der Elastizitätsmodul der HGT eine vorhandene Rissstruktur mit vielen „feinen Strukturrissen“.

5.3.4 Einfluss klaffender Risse bzw. schollenartiger Rissstruktur in der hydraulisch gebundenen Tragschicht auf das Tragverhalten

Durch klaffende Risse bzw. schollenartige Rissstruktur in der HGT nimmt der Elastizitätsmodul gegenüber dem ungerissenen Zustand signifikant ab. In der Folge sind deutlich höhere Biegezugspannungen in der Betondecke, verbunden mit der Gefahr der Reflexionsrissbildung, zu erwarten. Bei der Bauweise mit kurzen, unbewehrten Platten und Verbund zwischen Betondecke und HGT ist daher die Tragschicht unter den Quer- und Längsfugen der Betondecke rechtzeitig anzukerben. Damit wird ein gleichmäßiges Reißen der Fugen erreicht und werden klaffende Risse vermieden. Dem Paketreißen mit der Folge großer Rissbreiten kann begegnet werden. Der Reduzierung des Elastizitätsmoduls der HGT um bis zu 70 % /5/ gegenüber dem ungerissenen Zustand wird vorgebeugt. Im Hinblick auf die durch den Baustellenverkehr hervorgerufenen hohen Biegezugspannungen an der Unterseite der HGT ist vor Aufbringen der Betondecke der Zustand der Tragschicht zu überprüfen. Durch Überbeanspruchung kann die HGT mit einer Vielzahl von Rissen durchsetzt werden, die eine schollenartige Struktur bedingen.

In der weiteren Betrachtung wird untersucht, wie sich klaffende Risse bzw. eine schollenartige Rissstruktur in der 150 mm starken HGT auf das Tragverhalten des Grundsystems mit 260 mm dicker Betondecke auswirken können. Dabei wird der Extremfall einer völlig mit Rissen durchsetzten HGT zugrunde gelegt.

Die HGT wird in vollem Verbund zur Betondecke angesetzt. Sie trägt damit zur Erhöhung des Eigengewichts der Betondecke analog zum Grundsystem (5.2.1) bei. Hinsichtlich der mittragenden Wirkung der Wölb- und Lastmomente wird die HGT jedoch nicht berücksichtigt. Die Biegezugfestigkeit und der Elastizitätsmodul werden im Rechenmodell auf Null herabgesetzt. Es wird lediglich das Widerstandsmoment der Betondecke aktiviert. Das Tragsystem wirkt damit wie eine auf ungebundener Tragschicht gelagerte Betondecke unter Berücksichtigung der HGT als Zusatzbelastung. Der Betongemischmodul steigt gegenüber dem Grundsystem von $0,066 \text{ N/mm}^3$ (Tab. 5.1) auf $0,087 \text{ N/mm}^3$ an.

Im Lastfall ungleichmäßige Temperaturverteilung geht bei Tragsystemen mit klaffenden Rissen bzw. schollenartiger Rissstruktur in der HGT nur der äquivalente Temperaturgradient der Betondecke $\Delta t_{\text{äqui}} = 0,062 \text{ K/mm}$ nach (Gl. 3.3) für 5 % der Nutzungsdauer in die Berechnung ein. Daraus ergeben sich die im Folgenden dargestellten maßgebenden **Wölbspannungen**.

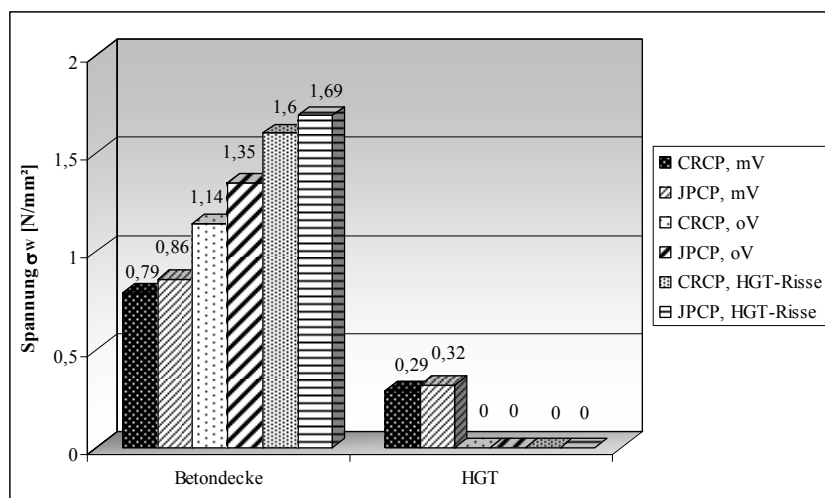


Abb. 5.24: Maßgebende Wölbspannungen in der Betondecke und der HGT am System mit Verbund, ohne Verbund und klaffenden Rissen in der HGT für CRCP am Querriss bei einem maximalen Rissabstand von 3,0 m und JPCP am freien Plattenrand

Durch die Beanspruchung infolge des äquivalenten Temperaturgradienten werden am System mit schollenartiger Rissstruktur in der HGT (HGT-Risse) im Vergleich zum Verbundsystem (mV) für CRCP bei minimalem Rissabstand von 0,5 m um 6,2 % höhere Wölbmomente hervorgerufen. Die Gegenüberstellung der Wölbmomente in der Betondecke des Systems mit gelöstem Verbund (5.3.3)

zeigt bei gleicher Dicke der Betondecke und gleichem äquivalenten Temperaturgradienten für Systeme mit schollenartiger HGT durch das in Ansatz zu bringende Gewicht der HGT um 36,2 % größere Wölbmomente. Daraus resultieren Wölbspannungen in der Betondecke, die im Falle schollenartiger HGT bei CRCP um 102,5 % (JPCP: 96,5 %) gegenüber dem Verbundsystem bzw. um 40,4 % (JPCP: 25,2 %) im Vergleich zum System mit gelöstem Verbund zunehmen. Die HGT leistet, wie auch beim System ohne Verbund, keinen Beitrag zur Aufnahme der Wölbmomente.

Durch den gegenüber dem Grundsystem erhöhten Bettungsmodul infolge der geänderten Auflagerbedingungen können die Berechnungsergebnisse bei Verkehrslastbeanspruchung am System mit schollenartiger HGT nicht direkt mit dem Grundsystem verglichen werden. Es ergibt sich gegenüber dem Grundsystem eine geringere **Einsenkung am Riss bzw. an der Fuge und Fugenbewegung infolge von Verkehrslasteinwirkung**. Die **Verkehrslastspannungen am unverformten System** liegen durch die fehlende mittragende Wirkung der HGT, jedoch den höheren Bettungsmodul, in ähnlicher Größenordnung wie am System mit gelöstem Verbund. Daraus leiten sich unter Ansatz der wesentlich angestiegenen Wölbspannungen nach Abb. 5.24 für das Tragsystem mit schollenartiger HGT tendenziell höhere **Ausnutzungsgrade** für die Betondecke als beim System ohne Verbund ab. Die HGT weist keinen rechnerischen Ausnutzungsgrad auf, da sie keine Biegezugspannungen aufnimmt.

Zusammenfassend wird festgestellt, dass mit steigender Rissanzahl sowie zunehmenden Rissbreiten in der HGT die mittragende Wirkung abnimmt. Es zeigen sich negative Auswirkungen auf das Spannungsverhalten, vor allem hinsichtlich der Größe der Wölbspannungen. In der Konsequenz ist das rechtzeitige Ankerben der HGT vor allem bei hohen Temperaturen zu betonen, um klaffende Risse in der HGT zu vermeiden. Die Mindesteinbaudicke sollte 150 mm nicht unterschreiten, damit Schädigungen durch den Baustellenverkehr vermieden werden.

5.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Durch die Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente können die Beanspruchungen am Verbundsystem von 260 mm dicker Betondecke auf 150 mm HGT (Grundsystem) bei der Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke (CRCP) dem System mit kurzen, unbewehrten Platten (JPCP) gegenübergestellt werden. Es zeigt sich, dass für CRCP-Tragsysteme mit angestrebten Rissabständen von 0,80 bis 3,00 m sowie gemessenen und theoretisch abgeleiteten Werten zwischen 0,60 und 1,80 m die Beanspruchung des Deckensystems am Rissrand in der Querrichtung maßgebend wird. Für JPCP wird die wiederholte Verkehrslasteinwirkung auf ein durch ungleichmäßige Temperaturverteilung über die Querschnittshöhe vorverformtes Tragsystem am Rand der Querscheinfuge bemessungsrelevant.

Der **Vergleich von CRCP und JPCP** am Grundsystem anhand der Analyse der Einsenkungen am Riss bzw. an der Fuge verdeutlicht, dass bei CRCP ab einem Rissabstand von etwa 1,1 bis 1,2 m ein ähnlich gutes Langzeitverhalten erwartet werden kann wie bei der Standardbauweise (JPCP). Kürzere Rissabstände sind zu vermeiden, da sie zu wesentlich größeren Einsenkungen und Fugenbewegungen am Riss bzw. an der Fuge führen, die einen Verlust der gleichmäßigen Auflagerung des Deckensystems und damit eine erhöhte Beanspruchung zur Folge haben können. Als Vergleichsgrundlage für das Spannungsverhalten dient das Verhältnis von vorhandener Verkehrslastspannung am unverformten System zu zulässiger Verkehrslastspannung im Dauerfestigkeitsbereich (Ausnutzungsgrad). Im bemessungsrelevanten Lastfall Riss bzw. Fuge kann CRCP damit ein 9,8 % günstigeres Spannungsverhalten als JPCP bescheinigt werden. Weiterhin vorteilhaft wirken sich bei der CRCP-Bauweise die geringeren temperaturbedingten Vorverformungen auf die Verkehrslastspannungen aus. Infolge reduzierter Plattenabmessungen in Plattenlängsrichtung kann der Anstieg der Verkehrslastspannungen am vorverformten System gegenüber dem unverformten Zustand von maximal 35,2 % bei JPCP auf höchstens 18,5 % im Falle von CRCP abgebaut werden.

Die Untersuchung des **Einflusses der Deckendicke bei CRCP auf das Tragverhalten** macht deutlich, dass für Tragsysteme mit etwa 20 % geringerer Dicke der Betondecke die Auswirkungen hinsichtlich der Einsenkungen und Fugenbewegungen am Riss bzw. an der Fuge gegenüber dem Grundsystem in vernachlässigbarer Größenordnung liegen. Unter der Maßgabe vergleichbarer Ausnutzungsgrade in den einzelnen Schichten kann die Dicke der Betondecke bei im Verbund stehender HGT, verglichen mit dem JPCP-Grundsystem, um bis zu 10 % reduziert werden. Die weitere Abminderung der Betondeckendicke um bis zu 20 % gegenüber dem Grundsystem führt in der HGT im Gegensatz zur Betondecke zu wesentlich höheren Ausnutzungsgraden durch die Zunahme der anteiligen Biegesteifigkeit am Ersatzsystem. Hinsichtlich des Einflusses der temperaturbedingten Vorverformungen auf die Größe der Verkehrslastspannungen ist festzustellen, dass erst ab einer Verringerung der Betondeckendicke um 15 % ein beträchtlicher Anstieg eintritt.

Die Betrachtung des **Einflusses des gelösten Verbundes zwischen Betondecke und hydraulisch gebundener Tragschicht auf das Tragverhalten** veranschaulicht, dass bei einem Verlust der Verbundwirkung die Einsenkungen und Fugenbewegungen stark anwachsen. Im praxisrelevanten Bereich der Rissabstände bis 3,0 m bei CRCP sowie bei JPCP mit einem vorgegebenen Fugenabstand von 5,0 m stellt sich eine Erhöhung um bis zu einem Drittel ein. Durch die herabgesetzte mittragende Wirkung der HGT verdoppeln sich die Ausnutzungsgrade der Betondecke nahezu, während in der HGT die Werte um rund zwei Drittel abnehmen. Demzufolge lassen Verbundsysteme ein besseres Langzeitverhalten erwarten. Durch die, verglichen mit den Plattenlängen bei JPCP, in der Regel kurzen Rissabstände kann bei der CRCP-Bauweise von größerer Dauerhaftigkeit des Verbundes ausgegangen werden als bei JPCP. Ursache dafür ist die abgeminderte Beanspruchung in der Schichtgrenze.

Der **Einfluss klaffender Risse bzw. schollenartiger Rissstruktur in der hydraulisch gebundenen Tragschicht auf das Tragverhalten** führt in der Betondecke bei der CRCP- und JPCP-Bauweise zu einer Verdopplung der Wölbspannungen gegenüber dem Verbundsystem. Die HGT kann infolge der gerissenen Struktur keine Spannungen aufnehmen.

Aufgrund der Rechenergebnisse erscheint es gerechtfertigt, dass für eine Bundesautobahn der Bauklasse SV statt der Bauweise mit kurzen, unbewehrten Platten eine durchgehend bewehrte Betondecke zur Ausführung kommt. Die Dicke der Betondecke kann von 260 mm bei JPCP, entsprechend den RStO 01 bei einer Ausführung mit Verbund zu einer 150 mm starken HGT, auf 240 mm im Falle von CRCP bei vergleichbarem Tragverhalten reduziert werden. Der Einsatz dünnerer Betondecken führt zu wesentlich höheren Beanspruchungen in der HGT und sollte daher vermieden werden. Von der Verwendung eines Vliesstoffs zur Verbundtrennung zwischen Betondecke und HGT wird bei der Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke abgeraten, da damit die mittragende Wirkung der gebundenen Tragschicht nur in geringem Maß ausgenutzt wird.

6 Zusammenfassung und Empfehlung für den Bau einer durchgehend bewehrten Betondecke

6.1 Aufgabenstellung und Ziel der Arbeit

Fahrbahndecken aus unbewehrtem Beton werden in Deutschland zur Vermeidung einer wilden Rissbildung infolge von Temperatur- und Verkehrslasteinwirkung sowie Schwinden durch Fugen in einzelne Platten unterteilt. Alternativ zu dieser Standardbauweise in Deutschland kommen im Ausland in großem Umfang durchgehend bewehrte Betondecken mit freier Rissbildung zur Ausführung. Kennzeichnend dafür ist eine üblicherweise mittig in der Betondecke angeordnete durchgehende Längsbewehrung aus geripptem Betonstabstahl. Diese hat die Aufgabe, die entstehenden Querrisse möglichst regelmäßig in Fahrbahnlängsrichtung zu verteilen und damit die Rissbreite zu minimieren, was eine gute Querkraftübertragung im Rissbereich und damit ein günstiges Tragverhalten zur Folge hat. Die Längsbewehrung kann auf Abstandshaltern höhengenaue verlegt oder über Führungsvorrichtungen am Gleitschalungsfertiger in den Frischbeton eingeführt werden. Optional kann eine Querbewehrung eingebaut werden, die der Auflagerung der Längsbewehrung dient und unerwünscht auftretende Längsrisse eng geschlossen hält. Zahlreiche positive Erfahrungen mit dieser Bauweise konnten in Deutschland bereits auf den Neubaustrecken der Deutschen Bahn AG bei der Festen Fahrbahn gewonnen werden. Im Straßenbau war die nationale Anwendung auf wenige Versuchsstrecken beschränkt. In den Regelwerken zum Betonstraßenbau in Deutschland ist die Bauweise nicht berücksichtigt.

Bei einer gesamtwirtschaftlichen Betrachtung stehen den höheren Investitionskosten durch den Einbau der durchgehenden Bewehrung zahlreiche Vorteile gegenüber. Es ergeben sich gegenüber der Standardbauweise in Deutschland Einsparungen infolge von entfallender Fugenherstellung und -pflege. Zusätzlich wird nach internationaler Praxis eine Ausführung der Betondecke in geringerer Dicke möglich, was durch günstigeres Tragverhalten anhand des abgeschwächten Lastfalles „Fuge“ gegenüber der Standardbauweise begründet wird. Im Falle unzureichender Oberflächeneigenschaften nach längerer Liegedauer kann die Betondecke durch Überbauung mit dünnen Belägen ohne Gefahr der Reflexionsrissbildung saniert werden.

Zunächst wurden die vorliegenden Erkenntnisse aus dem Ausland über durchgehend bewehrte Betondecken anhand einer Literaturlauswertung erfasst und die Anforderungen zum Bau zusammengestellt. Im Rahmen einer theoretischen Modelluntersuchung wurde anschließend der Einfluss der maßgebenden Parameter auf die Rissbildung dargestellt und die Ergebnisse mit den aus dem Ausland gewonnenen Erfahrungen verglichen. In einer Untersuchung des Spannungs- und Verformungsverhaltens nach der Methode der Finiten Elemente (FE) wurde die Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke der Ausführung mit kurzen, unbewehrten Platten gegenübergestellt.

Ziel der Arbeit war es, die Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke für eine Anwendung auf stark belasteten Straßen und Autobahnen zu optimieren. Im Vordergrund der Betrachtung stand die Ermittlung des empfohlenen Bewehrungsgrades und die mögliche Abminderung der Dicke der Betondecke gegenüber der Standardbauweise bei vergleichbarem Tragverhalten. Als Ergebnis wird eine Empfehlung zum Bau einer durchgehend bewehrten Betondecke im Zuge einer Bundesautobahn gegeben.

6.2 Erkenntnisse aus dem Ausland

Die Literaturlauswertung zeigt, dass die **historische Entwicklung** der Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke ihren Ursprung beim Bau einer Versuchsstrecke in den USA im Jahr 1921 hatte. Es folgte eine stetige Weiterentwicklung, meist auf empirischem Weg, die dazu führte, dass diese Bauweise vor allem in den Staaten Oregon, Oklahoma, Virginia, North und South Dakota, Illinois und Texas breite Anwendung fand. Eine führende Rolle bei der Entwicklung innerhalb der USA nehmen die Bundesstaaten Texas und Illinois ein, die den Großteil der Betondecken in dieser Bauweise ausführen. Bis heute wurden über 48.000 km durchgehend bewehrte Betonfahrbahnen (zweistreifig) in mehr als 35 Staaten der USA gebaut.

In Europa fand die Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke zum ersten Mal 1946 in Belgien Verwendung. Aufgrund der positiven Erfahrungen haben neben Belgien auch Frankreich und die Niederlande diese Bauweise in das nationale Regelwerk für den Bau von Betonstraßen aufgenommen. Bis zum Jahr 1994 wurden in Belgien und Frankreich nahezu 3.000 km durchgehend bewehrte Betonfahrbahnen (zweistreifig) ausgeführt.

Die **Konstruktion, Bemessung und Ausführung** durchgehend bewehrter Betondecken zeigt unabhängig vom Ursprungsland zahlreiche Gemeinsamkeiten. Die in Querschnittsmittte der Betondecke oder geringfügig darüber liegende Längsbewehrung leistet durch die Lage im Bereich der neutralen Zone keinen Beitrag zur Aufnahme von Biegezugspannungen infolge von Verkehrslasteinwirkung bzw. ungleichmäßiger Temperaturverteilung, sondern erfährt nur Zugspannungen infolge von gleichmäßiger Temperaturverteilung und Schwinden. Dadurch können die Dimensionierung der Bewehrung und der Betondecke getrennt betrachtet werden. Bei der Bewehrung hat sich gerippter Betonstabstahl durchgesetzt. Die Dimensionierung der durchgehend bewehrten Betondecke erfolgt analog der Bauweise mit kurzen, unbewehrten Platten. Bei einer Ausführung mit verankertem Standstreifen bzw. ausreichend breitem Randstreifen kann der Lastfall „Plattenrand“ vermieden werden. Durch die effektive Querkraftübertragung im Bereich der Querrisse mittels Rissverzahnung und Dübelwirkung der durchgehenden Bewehrung wird die Beanspruchung im Lastfall „Riss“ maßgebend abgebaut. Illinois reduziert die berechnete Deckendicke um 20 % aufgrund der Ergebnisse von Langzeituntersuchungen.

Bei Übertragung der gewonnenen Erkenntnisse aus dem Ausland auf die Verhältnisse in Deutschland sind unter Beachtung der vorhandenen nationalen Regelwerke zum Betonstraßen- und Massivbau für den Bau von durchgehend bewehrten Betondecken folgende **Anforderungen** zu stellen:

- Der Beton sollte eine Mindestdruckfestigkeit am Würfel von 35 N/mm^2 , entsprechend einem B 35 (DIN 1045) bzw. C 30/37 (DIN 1045-1), aufweisen.
- Die Bewehrung ist aus geripptem Betonstabstahl BSt 500 S (DIN 488) mit einer Streckgrenze von $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ auszuführen. Bei einem Bewehrungsgrad der Längsbewehrung zwischen 0,50 und 0,85 % sind Rissbreiten kleiner 0,5 mm zu erwarten, die eine hohe Querkraftübertragung im Rissbereich sicherstellen. Die angestrebten Rissabstände liegen im Bereich von 0,80 bis 3,00 m.
- In der Querrichtung kann der Bewehrungsgrad auf Werte zwischen 0,05 bis 0,20 % reduziert werden.
- Der Abstand der Längsbewehrung von der Fahrhahnoberkante entspricht dem 0,35- bis 0,50-fachen der Deckendicke. Abhängig vom Bewehrungseinbau kann die Längsbewehrung durch eine darunter liegende Querbewehrung getragen werden.
- Der Nenndurchmesser des Betonstabstahls in Längsrichtung beträgt 16, 20 oder 25 mm, quer zur Fahrtrichtung 10, 12 oder maximal 14 mm.
- Die Querbewehrung wird in einem Winkel von 60 oder 90° zur Straßenachse ausgebildet.
- Der Einsatz einer gebundenen und erosionsbeständigen Tragschicht wird empfohlen.

6.3 Einfluss der maßgebenden Parameter auf die Rissbildung

Auf den Grundlagen des Massivbaus wurde ein normenorientiertes Rissmodell erstellt und auf durchgehend bewehrte Betondecken im Straßenbau, die einen Sonderfall bewehrter Betonbauteile darstellen, übertragen. Es berücksichtigt die Lage der Längsbewehrung in der Mitte der Betondecke. Das Rissmodell wurde zur Quantifizierung des Reibungseinflusses zwischen Deckensystem und Unterlage erweitert.

Die Untersuchungen machen deutlich, dass das Rissbild, also die angestrebten Rissabstände und die Rissbreiten, im Wesentlichen von folgenden Parametern abhängt:

- Größe und zeitliche Entwicklung der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
- Stahlspannung im Rissquerschnitt
- Bewehrungsgrad

Der Einfluss der Bodenreibung ist äußerst gering und kann auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden, da daraus geringere Rissabstände und in der Folge kleinere Rissbreiten resultieren.

Unabhängig vom eingesetzten Stabdurchmesser kann bei der Dimensionierung der Bewehrung ab einem Bewehrungsgrad von 0,60 % ein Überschreiten der Streckgrenze f_{yk} des Bewehrungsstahls (BSt 500 S) ausgeschlossen werden. Klaffende Risse werden vermieden.

Für die bei durchgehend bewehrten Betondecken im Straßenbau üblichen Nenndurchmesser erscheint es vertretbar, den Rissbildungsprozess mit ausreichender Genauigkeit abhängig vom Bewehrungsgrad zu beschreiben. Eine diskrete Unterscheidung hinsichtlich Stabdurchmesser und –abstand ist in der Regel nicht erforderlich, führt jedoch bei konstantem Bewehrungsgrad mit steigendem Durchmesser zu größeren Rissabständen und Rissbreiten aufgrund der abnehmenden Verbundfläche zwischen Bewehrungsstahl und Beton.

Bei durchgehend bewehrten Betondecken wird in der Regel der Zustand der Erstrissbildung nicht verlassen. Eine Obergrenze für den Rissabstand kann in der Folge nicht angegeben werden. Es zeigt sich jedoch, dass mit Bewehrungsgraden kleiner 0,90 % ein minimaler Rissabstand von 0,60 m erzielt werden kann. Der möglichen Gefahr von auftretenden punch outs wird damit begegnet.

Für praxisrelevante Bewehrungsgrade zwischen 0,60 und 0,90 % stellen sich auf Basis des normenorientierten Rissmodells mittlere rechnerische Rissbreiten zwischen 1,70 und 0,45 mm ein. Verglichen mit den Erfahrungen aus dem Ausland und beim Bau der Festen Fahrbahn liegen diese Werte sehr hoch, was durch die im Rechenmodell getroffenen Annahmen erklärt werden kann. Unter Ansatz der Erkenntnisse über Endschwindmaße im Straßenbau kann für einen mittleren Rissabstand zwischen 1,00 und 1,50 m die Rissbreite abgeschätzt werden. Es ergeben sich Rissbreiten von 0,30 bis 0,45 mm.

6.4 Betonoberbau

Die **Deckendicke** bei einer durchgehend bewehrten Betondecke kann, basierend auf der Untersuchung mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente, von 260 auf 240 mm im Vergleich zur Bauweise mit kurzen, unbewehrten Platten, entsprechend der Standardisierung nach RStO 01 für die Bauklasse SV bei Verbund zu einer 150 mm starken HGT, abgemindert werden. Eine weitere Reduktion der Dicke auf 220 bzw. 210 mm wird nicht empfohlen. Sie führt zu einem deutlichen Anstieg der Beanspruchungen in der HGT und in Verbindung mit dem möglichen Verlust der Verbundwirkung zwischen Betondecke und verfestigter Tragschicht zu erhöhter Längsrissneigung in der Betondecke.

Bei der Bauausführung ist auf Einhaltung der Einbaudicke zu achten. Überschreitungen führen bei der Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke zu reduziertem Bewehrungsgrad und in der Folge zu größeren Rissabständen und Rissbreiten. Im Gegensatz zu den Regelungen der ZTV Beton-StB 01 wird empfohlen, die zulässige Überschreitung der Einbaudicke der Einzelwerte auf + 2 cm zu begrenzen. Bei Unterschreitung um mehr als 0,5 cm liegt ebenfalls ein Mangel vor.

Für den **Beton** wird ein B 35 (DIN 1045) bzw. C 30/37 (DIN 1045-1) verwendet, entsprechend einer Mindestdruckfestigkeit am Würfel von 35 N/mm² nach ZTV Beton-StB 01 für die oberen Bauklassen. Die durchgehend bewehrte Betondecke kann ein- oder zweischichtig hergestellt werden. Im letzteren Fall kann für den Unterbeton zum Großteil Betonausbruch in Form von Recyclingmaterial wieder verwendet werden. Die Dicke des Oberbetons muss entsprechend ZTV Beton-StB 01 mindestens 4 cm betragen. Daraus leitet sich ein Korndurchmesser des Größtkorns von 8 mm ab, der sich positiv auf eine geringere Geräuschentwicklung beim Abrollen der Kraftfahrzeugräder und höhere Griffigkeit auswirkt. Voraussetzung ist ein hoher Widerstand der Mineralstoffe gegen Polieren. Die Splitte im Oberbeton müssen daher einen PSV-Wert ≥ 50 , im Falle ausgewaschener Betonoberflächen ≥ 53 , aufweisen.

Wie die Praxis bestätigt hat, dürfen **hydraulisch gebundene Tragschichten und Verfestigungen** auf frostunempfindlichem Material, das gemäß DIN 18 196 weit oder intermittierend gestuft ist, gleichwertig behandelt werden. Lediglich bei der Bauklasse SV wird die Verfestigung von 150 auf 200 mm verstärkt. Bei Verwendung von eng gestuftem Material wird die Dicke der Verfestigung in allen Bauklassen um weitere 50 mm erhöht. Zur Vermeidung von Reflexionsrissen in der Betondecke ist die Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel im frischen Zustand auf mindestens 35 % der Dicke anzukerben. Dies gilt vor allem für den Einbau bei hohen Temperaturen. Zur Aktivierung der größtmöglichen mittragenden Wirkung der verfestigten Tragschicht ist ein langfristiger Verbund zwischen Betondecke und Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel anzustreben. Daher ist die Tragschicht vor dem Betoneinbau zu säubern und anzunässen.

Am Anfang und am Ende der durchgehend bewehrten Betondecke sind **Endsporne** gemäß ZTV Beton-StB 01 anzuordnen. Die Ausbildung von je zwei Endspornen im Abstand von ca. 10 m erscheint als ausreichend. Dem steht im europäischen Ausland der Einbau von vier (Niederlande) bis sechs Endspornen im Abstand von 5,0 m (Belgien) gegenüber.

Die **Fugen** in Fahrbahnlängsrichtung sind entsprechend der Standardbauweise herzustellen. Auf den Einbau von Ankern kann bei Verwendung einer Querbewehrung verzichtet werden.

6.5 Bewehrung

In guter Übereinstimmung mit den Erfahrungen aus dem Ausland und beim Bau der Festen Fahrbahn wird für das beschriebene Deckensystem mit 240 mm dicker Betondecke ein Bewehrungsgrad der mittig oder bis zu 3,5 cm über der Querschnittsmitte der Betondecke liegenden **Längsbewehrung** von 0,75 % vorgeschlagen. Dies entspricht Betonrippenstahl BSt 500 S (DIN 488) mit einem Stabdurchmesser von 20 mm und einem Stababstand von 175 mm. Der Randabstand beträgt 62,5 mm.

Der Bewehrungsgrad der **Querbewehrung** kann nach internationalen Erfahrungen auf Werte zwischen 0,05 bis 0,20 % reduziert werden. Bei Verwendung gerippter Betonstähe mit einem Stabdurchmesser von 16 mm und einem Stababstand von 600 mm stellt sich ein Bewehrungsgrad in der Querrichtung von 0,14 % ein. Im Vergleich zur Bauweise mit kurzen, unbewehrten Platten (5,0 m), die in der Längsfuge bis zu fünf Anker mit einem Durchmesser von 20 mm in den Bauklassen SV, I bis III aufweisen, entsprechend einem Bewehrungsgrad von 0,13 %, liegt damit ein geringfügig höherer Bewehrungsgrad zur Gewährleistung der Querkraftübertragung vor. Die Querbewehrung wird unterhalb der Längsbewehrung in einem Winkel von 60° zur Straßenachse eingebaut.

6.6 Ausführungsempfehlung im Überblick

Abschließend ist die Empfehlung zum Bau einer durchgehend bewehrten Betondecke im Zuge einer Bundesautobahn mit einem Regelquerschnitt RQ 29,5 für Bauklasse SV im Überblick dargestellt.

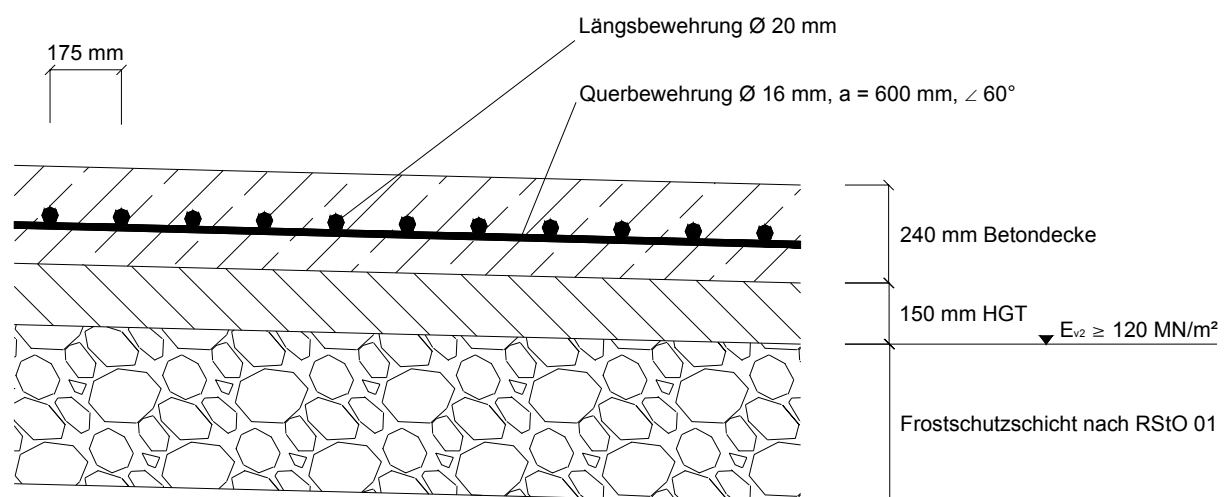
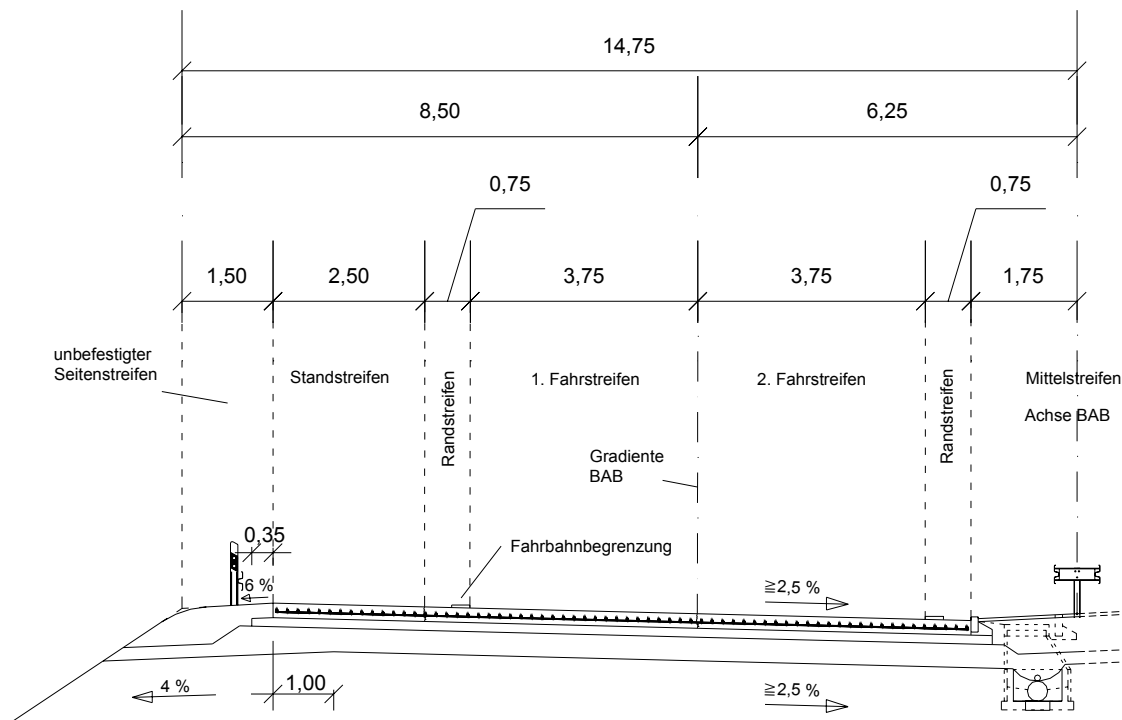


Abb. 6.1: Detail Querschnitt Deckenaufbau einer durchgehend bewehrten Betondecke für Bauklasse SV



(alle Abmessungen in [m])

Abb. 6.2: Autobahnquerschnitt RQ 29,5 mit durchgehend bewehrter Betondecke
(Darstellung einer Richtungsfahrbahn)

Die theoretische Untersuchung macht deutlich, dass die Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke bei richtiger Bemessung und konstruktiver Durchbildung ein optimiertes Trag- und Spannungsverhalten besitzt. Neben Einsparungen infolge nicht notwendiger Fugenherstellung und -pflege kann durch spätere Sanierung mittels Überbauung durch dünne Beläge eine deutlich längere Liegedauer und damit erhöhte Wirtschaftlichkeit erzielt werden.

Bei der Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke handelt es sich im Straßenbau um eine Sonderbauweise, für deren Herstellung besondere Kenntnisse und Erfahrungen notwendig sind. Auf diesem Gebiet besteht noch viel Forschungsbedarf. Neben Laborversuchen sind dazu Versuchsstrecken unter Betriebsbelastung erforderlich.

7 Literaturverzeichnis

- / 1 / Eisenmann, J.: Betonfahrbahnen, Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München-Düsseldorf, 1979.
- / 2 / Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton, ZTV Beton-StB 01, Ausgabe 2001, eingeführt durch das Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV Verlag, Köln, 2001.
- / 3 / www.crsi.org.
- / 4 / Leykauf, G.: Umdrucke zur Vertiefervorlesung, Betondecken, Ausgabe 2001, Lehrstuhl und Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen, TU München, 2001.
- / 5 / Eisenmann, J.; Leykauf, G.: Betonfahrbahnen, Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2003.
- / 6 / Batut, Xavier; Baroin, Ludovic; Gabrielli, Pierre-Paul: Continously Reinforced Concrete Pavements, Trials with a CRC + BBM3 type pavement structure on the Rassats-Favrauds by-pass, europeanroads review, special issue, RGRA 2 - 2002, 54 - 59.
- / 7 / Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen - RStO 01, Ausgabe 2001, Herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen.
- / 8 / Grübl, Peter: Fugen mit und ohne Verguss in Verkehrsflächen aus Beton – Erfahrungen in den USA, Straße und Autobahn 1986, Heft 2, S. 57 - 63.
- / 9 / Aunis, Jaques; Nissoux, Jean-Louis : Französische Entwicklungen auf dem Gebiet des durchgehend bewehrten Betons, Straße und Autobahn 1994, Heft 9, S. 503 - 515.
- / 10 / Plei, Michael N.: Continously reinforced highways, Concrete reinforcing steel institute, 933 North Plum Grove road, Schaumburg, Illinois 60173, USA, www.crsi.org..
- / 11 / Mönning: Kontinuierlich bewehrte Betonstraßen in USA , Straße und Autobahn 1952, Heft 10, S. 344 - 347 und Heft 12, S. 414 - 417.
- / 12 / Design of Continously Reinforced Concrete For Highways, Concrete reinforcing steel institute, 933 North Plum Grove road, Schaumburg, Illinois 60173, USA, www.crsi.org., 1981.
- / 13 / Continously reinforced concrete pavement, Concrete reinforcing steel institute, 933 North Plum Grove road, Schaumburg, Illinois 60173, USA, www.crsi.org..
- / 14 / Sion, Pierre: Continously reinforced concrete pavements, PIARC Technical Committee on Concrete Roads, (Belgien: Permanent International Association of Road Congresses 1994).
- / 15 / Darter, Michael: Performance of CRCP in Illinois, Concrete reinforcing steel institute, 933 North Plum Grove road, Schaumburg, Illinois 60173-4758, USA, www.crsi.org., 1994.

- / 16 / Summary of CRCP Design and Construction Practises in the U.S., ERES Consultants, A Division of Applied Associates, Inc., 505 West University Avenue, Champaign, IL 61820, USA, Concrete reinforcing steel institute, 933 North Plum Grove road, Schaumburg, Illinois 60173, USA, www.crsi.org., Research series no.8, 2001.
- / 17 / Gharabeh, Nasir G.; Darter, Michael I.; LaTorre, Francesca; Vespa, Joseph W.; Lippert, David L.: Performance of original and resurfaced pavements on the Illinois freeway system, conducted by the Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign and the Illinois Department of Transportation in cooperation with the U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Concrete reinforcing steel institute, 933 North Plum Grove road, Schaumburg, Illinois 60173, USA, www.crsi.org., Research series no.7, 2001.
- / 18 / McCullough, B. Frank: Design of Continuously Reinforced Concrete Pavements for Highways, University of Texas, Austin, Texas, Concrete reinforcing steel institute, 933 North Plum Grove road, Schaumburg, Illinois 60173, USA, www.crsi.org., 1993.
- / 19 / Summary of CRCP Long-Term Performance, Construction Technology Laboratories, Inc., 5565 Sterret Place, Suite 312, Columbia, MD 21044, USA, Concrete reinforcing steel institute, 933 North Plum Grove road, Schaumburg, Illinois 60173, USA, www.crsi.org., Research series no.9, 2002.
- / 20 / Continuously reinforced concrete pavement, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 400 7th Street, SW, Washington, DC 20590, USA, www.fhwa.dot.gov, Technical Advisory, 1990.
- / 21 / Dechamps, Y.; Doyen, A.; Dutron, P.; Hofmans, M.; Van Ael, P.; Van Loocke, A.: Durchgehende Bewehrung auf Autobahnbaulosen, 2. Europäisches Symposium über Betonstraßen, Bern, 1973.
- / 22 / Briessinck, Margo; Heleven, Lucien; Hendriks, Lambert: New standard design for concrete roads in Flanders (Belgium), 8. Internationales Betonstraßensymposium, Lissabon, 1998.
- / 23 / Verhoeven, Karel: Behaviour of continuously reinforced concrete, National center for scientific and technical research for the cement industry, 1992.
- / 24 / Leykauf, G.: Betonfahrbahndecken mit durchgehender Bewehrung, Ausführung einer neuen Bauweise in Frankreich, Beton, 40 (1990) Nr. 3, S. 95 - 98.
- / 25 / Eisenmann, Josef: Kommentar zu den Hinweisen für die Ausführung durchgehend bewehrter Fahrbahndecken aus Beton im Hocheinbau auf alten Betondecken, Straße und Autobahn, 20 (1969) Nr. 2, S. 53f.
- / 26 / Birmann, D.: Deckenerneuerung im Hocheinbau, Beton, 26 (1976) Nr. 2, S. 55 - 58.

- / 27 / Eisenmann, J.; Birmann, D.: Messungen an der Versuchsstrecke „Hocheinbau mit durchgehend bewehrten Betondecken“ bei Sittensen, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 290, Teil II, herausgegeben vom Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Bonn-Bad Godesberg, 1980.
- / 28 / Forschungsbericht: Optimierung des Glätteprozesses bei der Betondeckenfertigung - Nullmessung im Jahre 1997, Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Bericht Nr. 1721 (nicht veröffentlicht).
- / 29 / Forschungsbericht: Messung einer durchgehend bewehrten Betondecke im Hocheinbau auf einer Asphaltdecke an der B 56 bei Stockheim, Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Bericht Nr. 1909 (nicht veröffentlicht).
- / 30 / Nissoux, Lean-Louis; Lemarignier, Thierry; Marzin, Jacques; Acker, Paul: Cracking of continuously reinforced concrete pavements at a young age, 8. Internationales Betonstraßensymposium, Lissabon, 1998.
- / 31 / Doorgaand gewapende betonverhardingen, Autosnelwegen en overige toepassingen, CROW, kenniscentrum voor verkeer, vervoer en infrastructuur, publicatie 160, December 2001.
- / 32 / Eisenmann, J.; Lempe, U.: Experimentelle Prüfung an Fugenkonstruktionen durchgehend bewehrter Betondecken, Straßen- und Tiefbau 29 (1975), Heft 6, S. 23-26.
- / 33 / Leykauf, Günther: Erneuerung des I 75 Freeways bei Detroit, Michigan, in europäischer Bauweise, Straße und Autobahn 1994, Heft 7, S. 369 - 371.
- / 34 / Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung (StVZO) für Kraftfahrzeuge und Anhänger mit Luftreifen, § 34 Achslast und Gesamtgewicht, www.verkehrsportal.de/stvzo/stvzo_34.php3.
- / 35 / Betonkalender, Taschenbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau sowie die verwandten Fächer, 91. Jahrgang, BK 1, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2002.
- / 36 / Zachlehner, Andreas: Beanspruchung von Betonfahrbahnen durch Einflüsse aus Hydratation und Witterung. Mitteilungen des Prüfamtes Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 57, 1989.
- / 37 / Zanker, B.: Biegebeanspruchung in Betondecken für Straßenverkehrsflächen – Einfluss von Tragfähigkeit und Verformungsverhalten der Unterlage sowie von Vorverformungen im Deckensystem. Mitteilungen des Prüfamtes Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 53, 1988.
- / 38 / Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau, ZTVT-StB 95, Ausgabe 1995, eingeführt durch das Bundesministerium für Verkehr, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV Verlag, Köln, 1995.

- / 39 / Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, ZTVE-StB 94, Ausgabe 1994, Fassung 1997, eingeführt durch das Bundesministerium für Verkehr, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV Verlag, Köln, 1994.
- / 40 / DIN 1045 „Beton und Stahlbeton“, Bemessung und Ausführung, Stand: Juli 1988.
- / 41 / DIN 1045-1 „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton“, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Stand: Juli 2001.
- / 42 / DIN 488 „Betonstahl“, Teil 1: Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen, Stand: September 1984.
- / 43 / DIN 488 „Betonstahl“, Teil 2: Betonstabstahl, Maße und Gewichte, Stand: Juni 1986.
- / 44 / Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Querschnitte, RAS-Q 96, Ausgabe 1996, Herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen.
- / 45 / Eisenmann, J.: Bedeutung und konstruktive Ausbildung von Fugen in Betonstraßen, Straße und Autobahn 1983, Heft 8, S. 317 - 320.
- / 46 / Schießl, Peter: Grundlagen zur Neuregelung zur Beschränkung der Rissbreite, Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 400, 4. Auflage, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1994.
- / 47 / Eierle, Benno: Berechnungsmodelle für rissgefährdete Betonbauteile unter frühem Temperaturzwang, Bericht aus dem konstruktiven Ingenieurbau der TU München, Dissertation, 2000.
- / 48 / König, G.; Tue, V.: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton, Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 466, 1996.
- / 49 / Weigler, H.; Karl, S.: Beton, Arten-Herstellung-Eigenschaften, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1989.
- / 50 / Rostasy, F.S.; Henning, W.: Zwang und Rissbildung in Wänden auf Fundamenten, Heft 407 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, 1990.
- / 51 / Leykauf, G.; Deischl, F.: Umdrucke zur Wahlpflichtvorlesung für Vertiefer, Anwendung statistischer Methoden bei der Bemessung von Landverkehrswegen, Ausgabe 2002, Lehrstuhl und Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen, TU München, 2002.
- / 52 / Hartung, Joachim; Elpelt, Bärbel; Klösener, Karl-Heinz: Statistik, Lehr- und Handbuch der angewandten Statistik, 5. Auflage, Oldenbourg Verlag GmbH, München, 1986.
- / 53 / Sofistik GmbH: Handbuch Sofistik, Version 99 Release 01/2002, Oberschleißheim, 2000.
- / 54 / Leykauf, G.: Umdrucke zur Grundvorlesung, Teil II, 6. Semester, Ausgabe 2003, Lehrstuhl und Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen, TU München, 2003.
- / 55 / Kühn, A.: Streifenweise Erneuerung von alten abgängigen Betondecken unter Beibehaltung der meist vorkommenden Dicke von 20 bis 22 cm. Mitteilungen des Prüfamtes Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 72, 1997.

- / 56 / Eisenmann, J.; Leykauf, G.: Bemessung von Betondecken unter Berücksichtigung der Einsenkung, Anker in Betonfahrbahnen, Aufgaben-Wirkungsweise-Anforderungen-Dimensionierung. Mitteilungen des Prüfamtes Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 33, 1981.
- / 57 / R.N.4 - Déviation de Bébing-Imling ; chantier expérimental ; chaussée en béton armé continu, Ministère de l'équipement, des transports et du logement, Grands Travaux, Subdivision E.T.N.3; 10, rue Périgot, 57025 Metz Cedex 02, Frankreich, 2001.
- / 58 / De Boissoudy, A.; Goux, M. Th.; Genre, P.: Neue Betonfahrbahnstrukturen in der Überarbeitung des französischen Verzeichnis für neue Fahrbahnen und im technischen Führer für Decken, 6. Internationales Betonstraßensymposium, Madrid, 1990.
- / 59 / Lehner, S.: Durchgehend bewehrte Betonfahrbahndecken - neue Entwicklungen in Frankreich, Festschrift. Mitteilungen des Prüfamtes Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 77, 2002.
- / 60 / Leykauf, G.: Bericht, Erfahrungen mit durchlaufend bewehrten Betondecken in Belgien, Besprechung am 07.06.1994 beim CRR, Institut für Verkehrswesen, Technischen Universität München, 1994.
- / 61 / Höller, S.: Fahrbahndecken aus Beton mit durchgehender Bewehrung, Statuspapier, Erfahrungen und Regelwerke der europäischen Nachbarn, Besprechung in Darmstadt am 14.10.2003, Bundesanstalt für Straßenwesen, Referat S3 „Betonbauweisen, lärmindernde Texturen“, 2003.
- / 62 / Leykauf, G.: Beanspruchung und Bemessung von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln im Fahrbahnwegebau. Mitteilungen des Prüfamtes Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 37, 1982.
- / 63 / Mörscher, J.: Edition ETR, Feste Fahrbahn, Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn, Sonderveröffentlichung der ETR-Eisenbahntechnische Rundschau, Hestra-Verlag, Darmstadt, 1997.
- / 64 / Eisenmann, J.; Mattner, L.: Edition ETR, Feste Fahrbahn, Konstruktion und Bemessung von Festen Fahrbahnen, Sonderveröffentlichung der ETR-Eisenbahntechnische Rundschau, Hestra-Verlag, Darmstadt, 1997.
- / 65 / Standaardbestek 250 voor de wegenbouw, versie 2.0, Ministerie van de Vlaamse Gemeenschap, www.wegen.vlaanderen.be, 17.07.2000.
- / 66 / Eisenmann, J.; Leykauf, G.: Bau von Verkehrsflächen. Betonkalender 1987, Teil II, Taschenbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau sowie die verwandten Fächer, Verlag Wilhelm Ernst, Berlin, 1987.
- / 67 / Lechner, B.: Der Temperaturgradient als Bemessungsgröße bei der Dimensionierung von dicken Betondecken. Mitteilungen des Prüfamtes Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 69, 1996.

- / 68 / Chaussées en béton, Guide technique, Mars 2000, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 58, boulevard Lefebvre, F-75732 Paris Cedex 15, Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes, 46, avenue Aristide Briand, BP 100, F-92225 Bagneux Cedex.
- / 69 / Hilsdorf, H.; Kessler, C. : Fatigue Strength of Concrete under varying Flexural Stresses, Journal of the American Concrete Institute, Oct. 1966.
- / 70 / Bronstein, I.N.; Semendjajew, K.A.: Taschenbuch der Mathematik, 25. durchgesehene Auflage, B.G. Teubner Verlagsgesellschaft, Stuttgart-Leipzig, und Verlag Nauka, Moskau, 1991.
- / 71 / Willberg, U.: Asphalt-schichten auf hydraulisch gebundenen Tragschichten – Untersuchungen zum Tragverhalten. Mitteilungen des Prüfamtes Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 76, 2001.
- / 72 / Birmann, D.: Bewertung von Betondecken für eine Sanierung mit einer dünnen Asphaltdecke, Beiträge zum Bau von Landverkehrswegen, Josef Eisenmann – anlässlich seiner Emeritierung. Mitteilungen des Prüfamtes Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 70, 1997.
- / 73 / Leykauf, G.: Umdrucke zur Vertiefervorlesung, Flexible Fahrbahnbefestigungen, Ausgabe 2004, Lehrstuhl und Prüfam für Bau von Landverkehrswegen, TU München, 2004.
- / 74 / Birmann, D.: Einfluss hydraulisch gebundener Tragschichten auf die Beanspruchung von Betondecken – Experimentelle und theoretische Untersuchungen unter besonderer Berücksichtigung der Randbelastung. Mitteilungen des Prüfamtes Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 35, 1981.
- / 75 / Eisenmann, J.; Birmann, D.; Leykauf, G.: Forschungsergebnisse über den Verbund zwischen Betondecke und HGT, Beitrag zu einem internationalen Seminar in Paris im März 1983, Straßen- und Tiefbau 37 (1983), Heft 7/8, S. 5-18.
- / 76 / Bohrkernentnahmen der BAST in Plattenmitte. Schriftliche Mitteilung der BAST vom 02.12.1996 an den Lehrstuhl für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München.
- / 77 / Pfeiffer, L.; Kiehne, A.; Villaret, S.: Bemessungsverfahren für Betonoberbau, Forschungsbericht FE 08.160/2000/CRB, Auftraggeber: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, Berlin, April 2002.
- / 78 / State Highway Regulations, www.zeitnerandsons.com/statehighwayregulations.
- / 79 / US/UK-Einheiten, www.metas.ch/de/scales/systemus.
- / 80 / Eisenmann, J.; Leykauf, G.: Hochwölbung der Plattenränder von Betonfahrbahnen, Ursachen, Berechnungsverfahren, Folgerungen, Straße und Autobahn 1991, Heft 10, S. 565 - 570.
- / 81 / Leykauf, G.: Untersuchungen über die Wirksamkeit verschiedener Verankerungsarten an Längsfugen von Betondecken, Straße und Autobahn 1993, Heft 11, S. 674 - 678.
- / 82 / DIN 1055-100 „Einwirkungen auf Tragwerke“, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, Stand: März 2001.

- / 83 / Eisenmann, J.; Leykauf, G.: Sonderdruck aus Betonkalender, Feste Fahrbahn für Schienenbahnen, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 2000.

8 Anlagenverzeichnis

Ziffer 2 Literaturlauswertung

- Anlage 2.1 Konstruktive Entwicklung der Betonbauweise in Deutschland in vier Phasen
- Anlage 2.2 Chronologischer Überblick über die Entwicklung der Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke in den USA
- Anlage 2.3 Zusammenfassung: "Design of Continuously Reinforced Concrete Pavements for Highways" (1986/1993)
- Anlage 2.4 Erkenntnisse des „Long Term Pavement Performance Programs“ (LTPP) der Federal Highway Administration (FHWA) bezüglich durchgehend bewehrter Betondecken
- Anlage 2.5 Chronologischer Überblick über die Entwicklung der Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke in Belgien und Frankreich
- Anlage 2.6 Zusammenfassung: „Doorgaand gewapende betonverhardingen“ (2001)

Ziffer 3 Bemessung durchgehend bewehrter Betondecken

- Anlage 3.1 Konstruktiver Aufbau von unbewehrten Betonstraßen -
Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 01)
- Anlage 3.2 Berechnung der Wölbspannungen nach dem Näherungsverfahren *Eisenmann*
- Anlage 3.3 Verbesserte Formeln nach *Westergaard* für Betondecken
- Anlage 3.4 Verfahren nach *Eisenmann* zur Berechnung der Biegespannungen in einem Mehrschichtensystem
- Anlage 3.5 Momenteneinflusslinien für Nachbarlasten im Lastfall Plattenmitte nach *Westergaard*
- Anlage 3.6 Momenteneinflusslinien für Nachbarlasten im Lastfall Plattenrand nach *Gnad*
- Anlage 3.7 Ermittlung der zulässigen Biegezugspannung für Beton unter wiederholter Belastung nach *Smith*
- Anlage 3.8 Materialkenngrößen und Anforderungen an Beton, Tragschichten und den Betonstahl

Ziffer 4 Normenorientiertes Rissmodell

- Anlage 4.1 Entwicklung der zentrischen Zugfestigkeit in Abhängigkeit des Betonalters -
Vergleich normenorientiertes Rissmodell - AASHTO
- Anlage 4.2 Abhängigkeit des Bewehrungsgrades von Stababstand und Stabdurchmesser
- Anlage 4.3 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit nach DIN 1045-1

Ziffer 5 Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente

- Anlage 5.1 Symbole der Markierungen und Datenbeschriftungen in den Diagrammen zur
Auswertung der FE-Ergebnisse
- Anlage 5.2 Messung der relativen vertikalen Fugenbewegung (Maximalwert) beim Überrollen der
Hinterachse eines Belastungsfahrzeuges

9 Anlagen

Konstruktive Entwicklung der Betonbauweise in Deutschland in vier Phasen

Jahr	Decken- dicke		Querfugenabstände		Be- wehrung	Dübel Anker	Druck- festigkeit ⁸⁾	Biegezug- festigkeit ⁸⁾	Zementgehalt mind.	
	cm	m	Scheinfugen	Raumfugen					Oberbeton	Unterbeton
1933	25	keine	keine	20	2,5	-	40,0	4,0	350	350
1934 ¹⁾	25	keine	keine	10 - 20	2,5	nein	33,0	3,3	350 - 400	300
1935 ¹⁾	25	keine	keine	15; 17 und 20 ²⁾	2,5	empfohlen	33,0	3,3	350 - 400	370
1936 ¹⁾	20	keine	keine	20	2,5	ja	33,0	3,8	300 - 350	300
1937 ¹⁾	22	10,0	10,0	30 ³⁾	keine	teilweise	37,0	4,5	300 - 350	300
1939 ⁴⁾	22	10,0 - 12,5	10,0 - 12,5	30 - 37,5 ³⁾	2,5	ja	37,0	4,5	300 - 350	300
1940	22	keine	keine	6 - 15	2,0	teilweise	37,0	4,5	350 - 400	300
1952 ⁵⁾	22	keine	keine	10 - 15	2,0	ja	37,0	4,5		
1956 ⁶⁾	22-24	10	10	30 - 50	2,0	ja	45,0	5,5		
1963 ⁶⁾	22-24	7,5	7,5	100	3,0	ja	40,0	5,5		
1972 ⁷⁾	22	5,0	5,0							
1978 ¹⁰⁾	20-24	5,0	5,0	nur vor Bauwer- ken	nein	ja	40,0 ⁹⁾	5,5		
1990 ¹¹⁾	22-26	5,0	5,0							
ab 2001	23-27 ¹²⁾	5,0	5,0							

Phase I

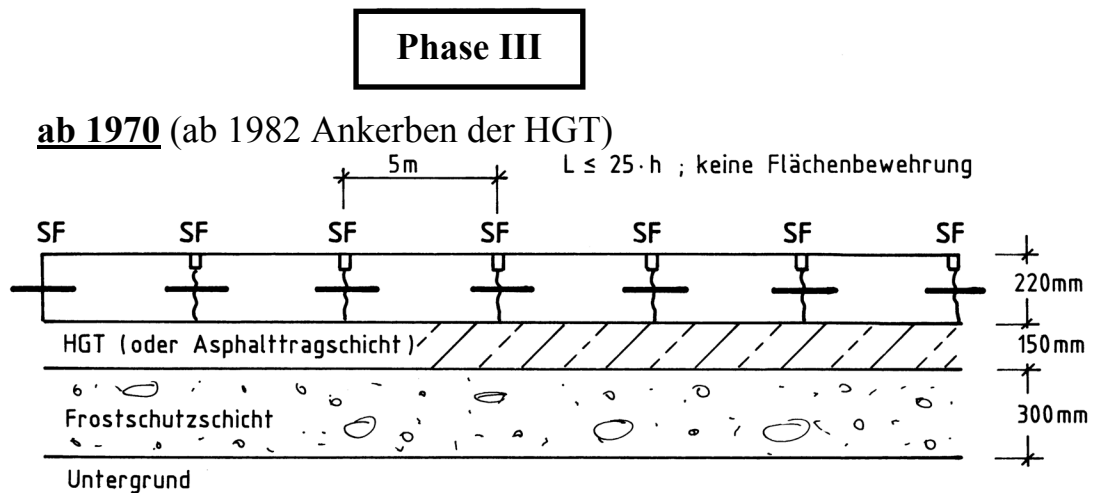
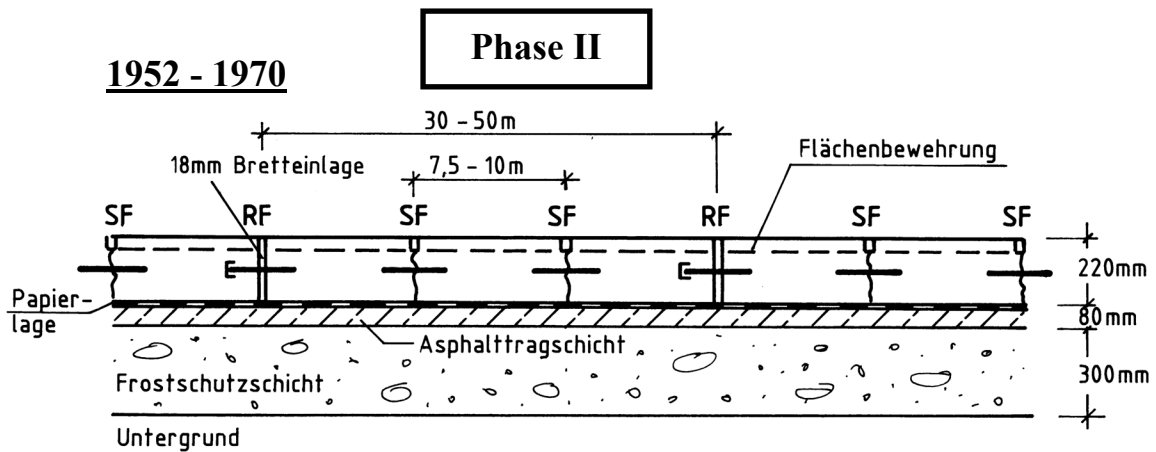
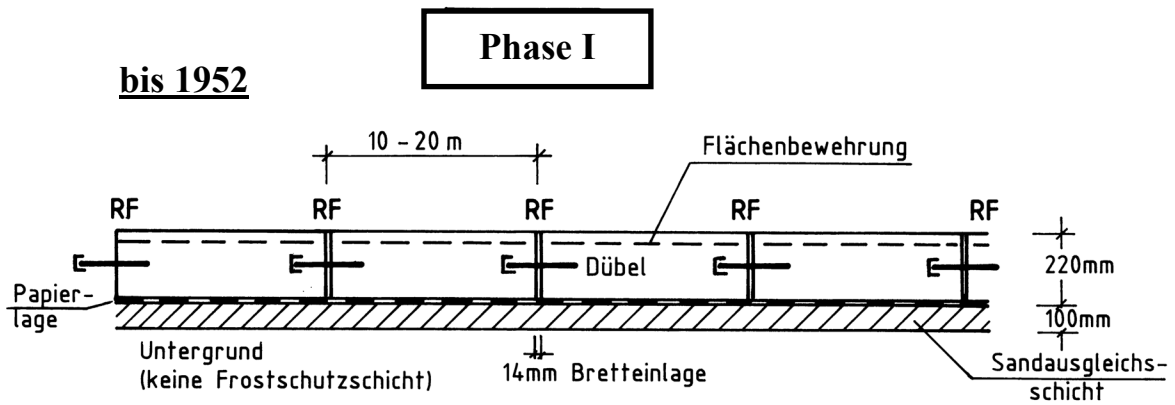
Phase II

Phase III

Phase IV

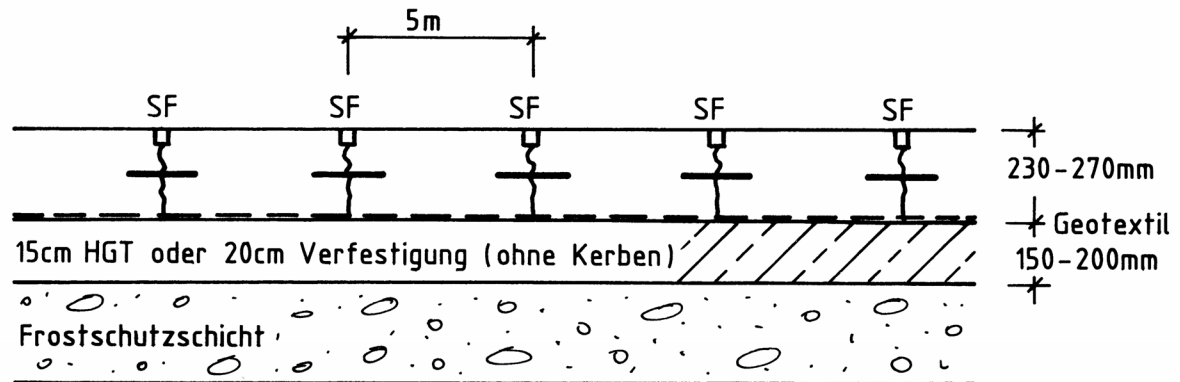
- 1) Mit Einführung der RStO 01: Regelbauweise mit Vliesstoff
- 2) Erste „Richtlinien für Fahrbahndecken der Reichsautobahnen“ (RAB)
- 3) Alternierend
- 4) Raumfuge – Scheinfuge – Scheinfuge - Raumfuge
- 5) „Anweisungen für den Bau von Betonfahrbahndecken der Reichsautobahnen“
- 6) „Merkblatt für den Bau von Betonfahrbahndecken“
- 7) „Richtlinien für den Bau von Betonfahrbahndecken“ (RAB)
- 8) „Technische Vorschriften und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton“ (TV Beton 72)
- 9) Mindestwerte nach 28 Tagen (DIN 1048); Biegezugfestigkeit unter Einzellast entsprechend B 35 (DIN 1045)
- 10) „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton“ (ZTV Beton StB 78)
- 11) „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton“ (ZTV Beton - StB 93)
- 12) RStO 01, Bauklasse III-SV, bei Bauweise mit Geotextil; bei Bauweise mit Schottertragschicht: h = 26 bis 30 cm
- 13) „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton“ (ZTV Beton - StB 01)

Tab. A 2.1-1: Entwicklung der Betondecken beim Autobahnbau in Deutschland



Phase IV (ZTV Beton – StB 01)

seit ~ 1990: Bauweise mit Geotextil



seit ~ 1990: Bauweise mit Schottertragschicht

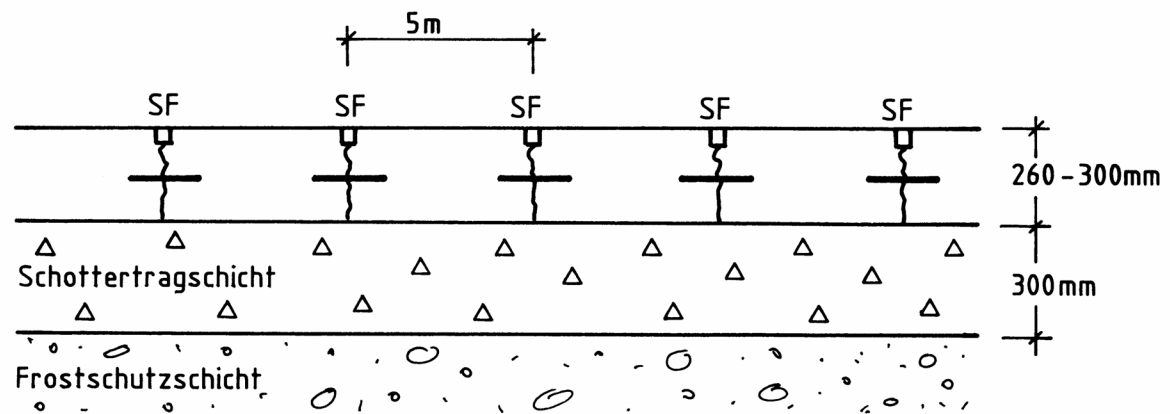


Abb. A 2.1-1: Konstruktive Entwicklung der unbewehrten Betonbauweise in vier Phasen

	1921-25	1938	1947		1949	1951	ab 1958	1967	1990
	Versuchsstrecke Washington, D. C.	Versuchsstrecke Indiana, US 40	Versuchsstrecke Illinois, US 40	Versuchsstrecke New Jersey, Route 130	Versuchsstrecke Kalifornien, US 40 (später: I-80)	Versuchsstrecke Ft. Worth, Texas	Expressways in Texas	Interstate Highway 50	Technischer Ratgeber der Federal Highway Administration
Länge	61 - 97,5 m	6 - 400 m	1067 - 1290 m	17, 57, 1565 - 1757 m	1600 m				
Bewehrungsgrad	0,5 %	1,82 %	0,3 - 1,0 %	0,72 - 0,9 %	0,5 - 0,62 %	0,7 %	0,5 - 0,6 %	0,6 %	0,6 - 0,7 %
Lage der Bewehrung			7,6 cm unter Plattenoberkante	5,1 cm unter OK und 7,6 cm über UK Platte			mittig	6,3 bis 7,5 cm unter Plattenoberkante	Betonüberdeckung 1/3 - 1/2 der Plattendicke
Bewehrung			Betonstahl (längs/quer)	Matten, zweilagig	Betonstahl (längs/quer)		Betonstahl	Betonstahl (längs/quer), teilweise Matten	Betonstahl nach AASHTO-Spezifikation
Stabdurchmesser			9,5 - 19 mm	9,5 mm	12,7 mm (längs/quer)		15,9 mm	15,9 mm	
Stababstand			116 - 159 mm	380 mm	101,5 - 127 mm			150 mm	102 mm oder 2,5 · Größtkorndurchmesser bis 229 mm
Verbindung			Bindedraht	geschweißt					
Streckgrenze			500 N/mm ²		380 (quer) bzw. 500 N/mm ² (längs)			420 N/mm ²	420 N/mm ²
Zugfestigkeit			800 N/mm ²	600 N/mm ²					
Deckendicke			17,8 bzw. 20,3 cm	20,3 und 25,4 cm	20,3 cm	20 cm	20,3 cm	20,3 cm	wie bei unbewehrten Betonfahrbahnen
Fahrbahnbreite			6,7 m	7,3 m	7,3 m			7,3 m, Standstreifen bituminös	
Längsfuge			keine	unverdübelt (Anm.: Originalausdruck)	verdübelt (Anm.: Originalausdruck)			mittig, Kunststoffolie eingelegt	ab 4,27 m Plattenbreite empfohlen
Arbeitsfugen			lotrecht geschalt, 1,5 m vor Überdeckungsstoß	lotrecht geschalt				lotrecht geschalt	lotrecht geschalt
Endkonstruktionen			Dehnfugen, 10 cm breit, mit Asphalt verfüllt	Dehnfugen, 13 mm mit Korkeinlage, 19 mm mit Zypressenholzeinlage				Betondecke mittels Endsporn im Untergrund verankert, Dehnfugen	Konstruktion mit Stahlträger oder Endsporn
Aufbau / Tragschicht			lehmig-schlickig, nur verdichtet	30,5 - 35,5 cm körniges Material auf verdichtetem, lehmigen Sand	12,5 cm Vulkanasche, teilweise mit 3,5 % Zementzusatz auf Lehm		15 cm Tragschicht aus zementverfestigtem Muschelkalk	10 cm bituminöse Tragschicht, ein Abschnitt auf alter Betondecke mit bit. Ausgleichsschicht und Verbreiterung	Tragschicht nicht erodierbar, entwässert, Untergrund frostsicher, nicht setzungsempfindlich

Tab. A 2.2-1: Chronologischer Überblick über die Entwicklung der Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke in den USA

**Zusammenfassung: “Design of Continuously Reinforced Concrete Pavements for Highways”
(1986/1993)**

Im Rahmen der Bemessung werden die Verkehrslastspannungen bei der Dimensionierung der Plattendicke, die Spannungen durch gleichmäßige Temperatureinwirkung über den Querschnitt und Schwinden bei der Wahl der Bewehrung berücksichtigt. Dazu stehen im Regelwerk Nomogramme und Tabellen sowie ein Bemessungsprogramm (CRC-Highway Pave) zur Verfügung. Grundsätzlich sind dabei zwei Vorgehensweisen möglich: Im „Analysis Program“ wird mit den Eingangsgrößen Deckendicke und Bewehrungsgrad der Rissabstand, die Rissbreite und die Stahlspannung in Abhängigkeit des Stabdurchmessers des Bewehrungsstahls ermittelt. Im „Design Program“ hingegen dienen die Eingangsgrößen Rissabstand, Rissbreite, Stahlspannung und Ausfallwahrscheinlichkeit der Berechnung des Bewehrungsgrades abhängig vom Stabdurchmesser.

Die folgende Tabelle fasst die Eingangsparameter und weitere Details der Bemessung zusammen, wobei die angegebenen Werte zum Teil erheblich von den deutschen Erfahrungen abweichen.

Beton	Biegezugfestigkeit → Dimensionierung der Plattendicke Spaltzugfestigkeit → Dimensionierung der Bewehrung Schwindmaß: $20 - 80 \cdot 10^{-5}$ (je nach W/Z-Wert, Zuschlag, Plattendicke) Temperaturdehnzahl: $3,8 - 8 \cdot 10^{-6}$ 1/K (je nach Zuschlag) Elastizitätsmodul: 24.800 - 34.400 N/mm ² (je nach Zuschlag)
Zement	Verwendung von Zement mit geringer Wärmeentwicklung
Plattenabmessungen	Plattendicke, Plattenbreite
Verkehrsbelastung	→ Dimensionierung der Plattendicke entsprechend unbewehrter, kurzer Platte
Bewehrungsstahl	Streckgrenze: <ul style="list-style-type: none"> • Längsbewehrung ≥ 414 N/mm² (Grade 60) • Querbewehrung ≥ 276 N/mm² (Grade 40, 50 oder 60) Bemessung: Begrenzung auf 75 % der Streckgrenze (Regelfall) Stabdurchmesser: <ul style="list-style-type: none"> • Längsbewehrung $\geq 12,7$ mm (#4) $\leq 25,4$ mm (#8) Elastizitätsmodul: 200.000 N/mm ²
Bewehrungsgrad ρ	<ul style="list-style-type: none"> • Längsbewehrung: 0,5 - 0,8 % • Querbewehrung: 0,05 - 0,2 %

angestrebter Rissabstand a in Längsrichtung	$\geq 0,91 - 1,07 \text{ m}$ $\leq 2,44 \text{ m}$
Tragschicht	grundsätzlich sollte eine möglichst steife und erosionsbeständige Tragschicht angestrebt werden. <ul style="list-style-type: none"> • Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel: $E = 3.500 - 14.000 \text{ N/mm}^2$ • Asphalttragschicht: $E = 2.400 - 6.900 \text{ N/mm}^2$ • ungebundene Tragschicht: $E = 100 - 310 \text{ N/mm}^2$
Reibungsbeiwert μ zwischen Betondecke und Tragschicht	beeinflusst die Spannungen infolge von Schwinden des Betons und damit die Rissbildung sowie den Bewehrungsgrad v.a. der Querbewehrung. Durch reibungsreduzierende Maßnahmen wie Polyethylenfolie, Wachsbeschichtung oder Bitumenemulsion kann der notwendige Bewehrungsgrad reduziert werden.
Schwankung der Tages- temperatur	= Differenz zwischen höchster und niedrigster Temperatur während des Betoneinbaus
Bemessungstemperatur- differenz ΔT_D	= Erhärtungstemperatur des Betons - minimale Temperatur während der erwarteten Liegedauer
Rissbreite	wird in Abhängigkeit von ΔT_D ermittelt und sollte durch höheren Bewehrungsgrad oder kleinere Stabdurchmesser weiter reduziert werden.

Tab. A 2.3-1: Eingangsparameter der Bemessung nach „Design of Continuously Reinforced Concrete Pavements for Highways“

Durch die Bauweise der durchgehend bewehrten Betondecke kann in Verbindung mit der Ausbildung eines nicht überfahrenen und damit unbelasteten Randstreifens der Lastfall „freier Plattenrand“ vermieden werden. Dies führt zu geringeren Biegezugspannungen in der Platte und erlaubt in der Folge Deckenbefestigungen mit geringerer Dicke, was in den USA noch nicht umgesetzt wurde.

Der Umrechnung der U.S.-Maßeinheiten liegen folgende Zusammenhänge zugrunde:

Stabdurchmesser des Bewehrungsstahls:
$$\varnothing = \frac{\text{bar size number } [\#]}{8} \cdot 25,4 \quad [\text{mm}]$$

Streckgrenze des Bewehrungsstahls:

Grade 60	= 60.000 psi	= 414 N/mm ²
Grade 50	= 50.000 psi	= 345 N/mm ²
Grade 40	= 40.000 psi	= 276 N/mm ²

Erkenntnisse des „Long Term Pavement Performance Programs“ (LTPP) der Federal Highway Administration (FHWA) bezüglich durchgehend bewehrter Betondecken

Im Jahr 1987 begann die Federal Highway Administration (FHWA) in den USA das „Long Term Pavement Performance Program“ (LTPP). Dabei handelte es sich um eine Reihe von Langzeituntersuchungen an 2.400 in Betrieb befindlichen Strecken unterschiedlicher Bauweise in den USA und Kanada. Im Rahmen der Studie wurden auch 85 Teststrecken mit durchgehend bewehrter Betondecke untersucht. Diese lagen in 29 verschiedenen Staaten der USA und insgesamt vier unterschiedlichen Klimazonen. Vorrangiges Ziel war es, die Einflüsse unterschiedlicher Bemessung von Deckendicke und Bewehrungsgrad, Belastungen, Umweltbedingungen und Erhaltungsstrategien auf die Leistungsfähigkeit der Deckenbefestigung zu untersuchen. Daraus sollte eine optimierte Bemessung und in der Folge eine erhöhte Nutzungsdauer resultieren.

Die Erfassung und Auswertung führte zu folgenden Erkenntnissen, die in der nachstehenden Tabelle zusammengefasst sind.

Liegedauer	bei 76 % der Teststrecken > 20 Jahre
Bandbreite der Liegedauer	11 - 38 Jahre
Bemessung der Plattendicke	entsprechend unbewehrten, kurzen Platten
ausgeführte Plattendicken	<ul style="list-style-type: none"> • 54 % der Teststrecken 203 mm (8 inch) • 21 % der Teststrecken 229 mm (9 inch) • 6 % der Teststrecken > 270 mm (10,6 inch)
Bewehrungsgrad ρ	<ul style="list-style-type: none"> • ca. 10 % der Teststrecken $\geq 0,70$ % • ca. 70 % der Teststrecken $\leq 0,62$ % • ca. 15 % der Teststrecken $\leq 0,51$ %
Stababstand Längsbewehrung	147 - 229 mm (5,8 - 9 inch)
Stababstand Querbewehrung	610 - 1.524 mm (24 - 60 inch)
Bandbreite der Rissabstände	0,33 - 2,06 m
durchschnittlicher Rissabstand	1,13 m (= Messstreckenlänge/Rissanzahl)
Wirksamkeitsindex* im Rissbereich	> 90 %
Mindestdruckfestigkeit des Betons	$\geq 27,6$ N/mm ²
Tragschicht	gebunden und erosionsbeständig

* LTE = Load Transfer Efficiency

Tab. A 2.4-1: Erkenntnisse des „Long Term Pavement Performance Programs“ (LTPP) der Federal Highway Administration (FHWA) bezüglich durchgehend bewehrter Betondecken

Eine große Gefahr für Schäden an durchgehend bewehrten Betondecken geht von so genannten „punch outs“ aus. Man versteht darunter Abplatzungen und Ausbrüche des Betons im Bereich zwischen zwei Querrissen mit einem Rissabstand von weniger als 0,60 m, einem Längsriss geringer Länge und dem Rand der Befestigung bzw. einer Längsfuge.

Zur Vermeidung von punch outs wird als Ergebnis der Langzeituntersuchungen ein Rissabstand zwischen 0,60 und 1,80 m empfohlen. Dieser steht in gewissem Widerspruch zum angestrebten Rissabstand zwischen 0,91 und 2,44 m gemäß der Bemessungsvorschrift der American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) von 1986/1993 (Anlage 2.3).

	1966	1966	1967	1971-1973	1977-1979	ab 1983	1986	1998	2001
Land	Belgien	Belgien	Belgien	Belgien	Belgien	Frankreich	Frankreich	Frankreich	Frankreich
	kommunale Straße Velaine	Bury, N 50	Bierwart, N 921	Design 1 (5 Versuchsstrecken)	Design 2	Deckenerneuerungen und Neubauten auf A6, A9, A40, A71	erste Testabschnitte mit Flachstahlbandbewehrung	Versuchsabschnitte Rassats-Favrauds, RN 141	Bébing-Imling: Deckenlos und Versuchsstrecken, RN 4
Bewehrungsgrad	0,62 %	1,05 %	0,62 %	0,85 %	0,67 %		0,2 - 0,4 %		0,67 %
Lage der Bewehrung				6 cm unter Plattenoberkante	9 cm unter Plattenoberkante				mittig
Bewehrung	Betonstabstahl	Betonstabstahl	Betonstabstahl	Betonstabstahl (längs/quer)	Betonstabstahl (längs/quer)	Betonstabstahl (längs/quer)	Flachstahlband (verzinkt), genoppt		Betonstabstahl
Stabdurchmesser	12 mm	20 mm	14 mm	längs: 18 mm quer: 10 - 14 mm	16 mm	meist 16 mm	Querschnitt: 2,55 mm · 40 mm		14 mm
Stababstand				längs: 150 mm quer: 700 mm	150 mm				150 mm
Verbindung	geschw.	geschw.	geschw.				Nieten oder Klammern		geschweißt
Streckgrenze						meist 500 N/mm ²	800 N/mm ²		500 N/mm ²
Deckendicke	21,2 cm	21,0 cm	20,3 cm in zwei Lagen betoniert	20 cm	20 cm	bis 26 cm		8 - 24 cm, je nach Bemessungslebensdauer	10 - 17 cm, je nach Bemessungslebensdauer, trapezförmig, teilweise 2,5 cm bituminöse Deckschicht
Fahrbahnbreite						ca. 8 m			7 m
Längsfuge				3 cm tief geschnitten	Tiefe: 0,3 · h	ab 5 m Breite			Tiefe: 0,25 · h
Arbeitsfugen				lotrecht verschalt	lotrecht verschalt; bis 1980 zusätzliche Bewehrung	lotrecht verschalt, erstarrungsverzögert od. herausgeschnitten			erstarrungsverzögert oder geschalt
Endkonstruktionen						Dehnfugen, erhöhte Reibung, Querbalken			Endsporn, Schleppplatte
Aufbau / Tragschicht				6 cm bituminöse Zwischenschicht auf 18 bis 20 cm Magerbeton (zementgebundene Tragschicht), 20 cm Kies	18 bis 20 cm Magerbeton ohne Zwischenschicht, Anspritzen mit Bitumenemulsion	Magerbeton oder Asphaltbeton im Falle eines verbesserten Unterbaus		bituminöse Tragschicht oder Asphaltbeton, teils mit Verbund	9 cm bituminöse Tragschicht

Tab. A 2.5-1: Chronologischer Überblick über die Entwicklung der Bauweise mit durchgehend bewehrter Betondecke in Belgien und Frankreich

Zusammenfassung: “Doorgaand gewapende betonverhardingen”**(2001)**

Die Publikation aus dem Jahr 2001 stellt die aktuelle Ausführungs- und Bemessungspraxis von durchgehend bewehrten Betondecken in den Niederlanden dar. Sie basiert auf den umfangreichen Erkenntnissen mit dieser Bauweise aus Belgien. Ziel der Veröffentlichung ist es unter anderem, eine uniforme Bauausführung von durchgehend bewehrten Betondecken, also eine Standardisierung dieser Bauweise, zu erreichen.

Bei der konstruktiven Ausbildung wird durch die Anlage eines 0,5 m breiten Randstreifens in Plattenlängsrichtung der Lastfall „freier Plattenrand“ vermieden. Damit können die in der Betonplatte durch Verkehrslasteinwirkung aktivierten Biegezugspannungen deutlich reduziert werden. Durch die Lage der Bewehrung in der Mitte der Betondecke bzw. gering darüber ist es möglich, die Bemessung von Betondecke und Bewehrung zu trennen. Die durch Temperatur- und Verkehrsbelastung hervorgerufenen Biegezugspannungen werden ausschließlich von der Betondecke, die vor allem durch das Schwinden des Betons hervorgerufenen zentrischen Zugspannungen durch die Bewehrung aufgenommen. Die Bewehrung dient daher nur der Erzielung eines regelmäßigen Rissbildes, also regelmäßiger Rissabstände und Rissbreiten. Im Gegensatz zur Längsbewehrung trägt die Querbewehrung nicht zur Rissverteilung bei. Es wird ausgeführt, dass zur Bemessung einer durchgehend bewehrten Betondecke eine Aneinanderreihung von elastisch gelagerten Platten modelliert werden muss, um die mittragende Wirkung der Nachbarplatten zu berücksichtigen. Aus den durch Verkehrsbelastung und Temperatur hervorgerufenen Spannungen kann im Anschluss eine Aussage über die erforderliche Plattendicke getroffen werden.

Die Ausführung der Tragschicht kann grundsätzlich auf zwei verschiedene Arten erfolgen:

- 6 bis 8 cm Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht
- 15 bis 20 cm Magerbeton

Bei beiden Varianten ist auf einen ausreichenden Reibungsbeiwert in der Kontaktfläche zwischen Betondecke und Unterlage Wert zu legen, da dadurch das Rissbild wesentlich beeinflusst wird. Bei der konstruktiven Durchbildung ist darauf zu achten, dass durch Rissbildung in einer gebundenen Tragschicht keine unerwünschten Reflexionsrisse größeren Ausmaßes in der durchgehend bewehrten Betondecke induziert werden. Im Ergebnis wird daher ein System aus ungebundener Tragschicht mit Überbauung durch eine bituminöse Zwischenschicht empfohlen, das sich positiv auf die Rissbildung auswirkt und gleichzeitig Schutz gegen eindringendes Oberflächenwasser bietet. Dem Effekt des Plattenpumpens infolge von Erosion der Unterlage kann damit vorgebeugt werden.

Das sich einstellende Rissbild weist während der ersten Jahre nach der Bauausführung ein zeitabhängiges Verhalten auf. Wird die Betondecke bei hohen Umgebungstemperaturen eingebaut, so kann mit kleinen mittleren Rissabständen bereits nach relativ kurzer Zeit gerechnet werden. Demgegenüber zeigen sich deutlich größere Rissabstände bei Bauausführung unter tiefen Temperaturen, die sich jedoch im Laufe der Zeit durch fortschreitende Rissbildung reduzieren. Es ist durch geeignete Auswahl des Bewehrungsgrades sicherzustellen, dass keine zu geringen Rissabstände auftreten, die zu verringerter Plattentragwirkung in Längsrichtung führen. Als Folge ist sonst mit Längsrisssbildung durch erhöhte Beanspruchung in Plattenquerrichtung zu rechnen. Des Weiteren besteht die Gefahr des Auftretens von punch outs durch Plattenausbrüche zwischen eng zusammenliegenden Quer- und Längsrisen bzw. dem Rand der Befestigung oder einer Längsfuge. Als wesentliche Faktoren der Rissbildung sind zu nennen:

- Verbundeigenschaften zwischen Beton und Bewehrungsstahl
- Höhenlage der Bewehrung
- Zugfestigkeit des Betons
- Reibung zwischen Betondecke und Unterlage
- Temperatur beim Betoneinbau
- Temperaturdifferenz zwischen Einbautemperatur und tiefster Temperatur im Winter

Wie dargestellt, wird das angestrebte Rissbild von zahlreichen unterschiedlichen Einflussfaktoren bestimmt, die nicht exakt quantifiziert werden können. Es ist daher weder sinnvoll noch notwendig, komplizierte Formeln zu benutzen.

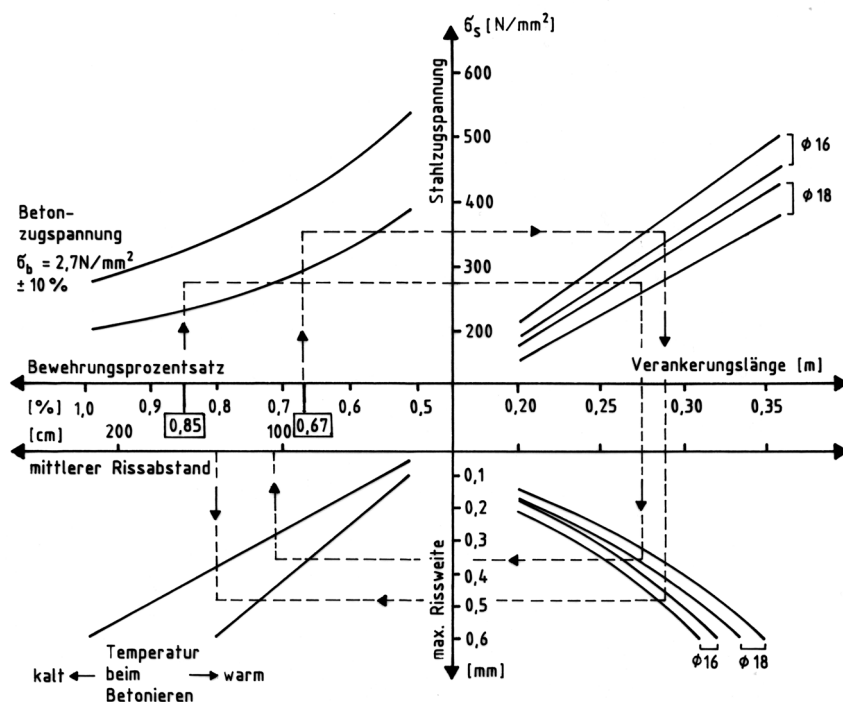


Abb. A 2.6-1: Zusammenhang der maßgebenden Parameter der Rissbildung bei durchgehend bewehrten Betondecken nach „Doorgaand gewapende betonverhardingen“

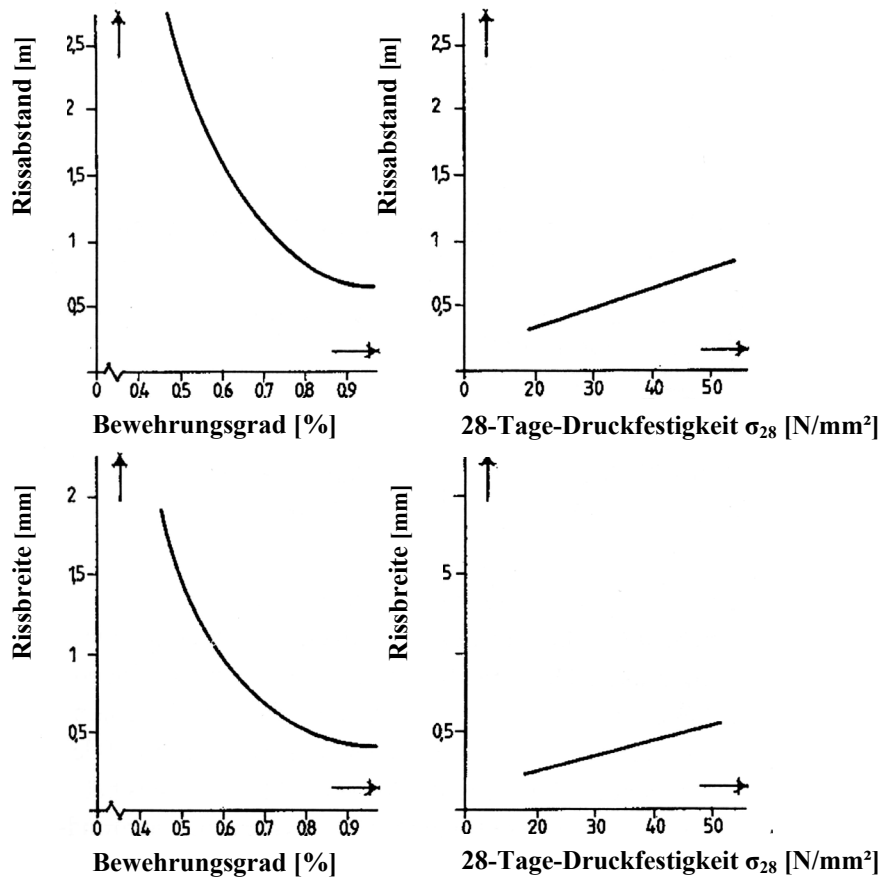


Abb. A 2.6-2: Darstellung des Einflusses von Bewehrungsgrad und Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen auf das Rissbild nach „Doorgaand gewapende betonverhardingen“

Der Bewehrungsgrad ρ wird auf Grundlage der Stahlspannung bei zentrischem Zug bestimmt. Es ist sicherzustellen, dass die Stahldehnung beim Erreichen der Streckgrenze einen Maximalwert von 2 ‰ nicht überschreitet. Überschlägig kann folgende Gleichung verwendet werden:

$$\rho = \frac{f_{ctm}}{f_{yk} - \varepsilon_b \cdot E_s} \quad [\%] \quad (\text{Gl. A 2.6-1})$$

mit:	f_{ctm}	= mittlere Zugfestigkeit von Beton	[N/mm ²]	= 2,7 N/mm ² (B 35) = 3,3 N/mm ² (B 45)
	f_{yk}	= Streckgrenze des Bewehrungsstahls	[N/mm ²]	= 500 N/mm ²
	ε_b	= Zugbruchdehnung von Beton	[-]	= $0,12 \cdot 10^{-3}$
	E_s	= Elastizitätsmodul von Stahl	[N/mm ²]	= 200.000 N/mm ²

Liegt die Bewehrung nicht in der neutralen Zone des Betonquerschnitts, so muss nachgewiesen werden, dass die Streckgrenze des Stahls bei Beanspruchung der durchgehend bewehrten Betondecke durch Verkehr nicht überschritten wird.

Zusammenfassend ergeben sich die folgenden Konstruktionsparameter für durchgehend bewehrte Betondecken in den Niederlanden, die teilweise im Widerspruch zu den Erfahrungen und Anforderungen in Deutschland stehen:

Beton	<p>Druckfestigkeitsklasse/Druckfestigkeit (charakteristische Werte):</p> <ul style="list-style-type: none"> • B 35 (Regelfall): $\beta \geq 35 \text{ N/mm}^2$ • B 45 (auf Autobahnen): $\beta \geq 45 \text{ N/mm}^2$ <p>mittlere, zentrische Zugfestigkeit:</p> <ul style="list-style-type: none"> • B 35: $f_{ctm} = 2,7 \text{ N/mm}^2$ • B 45: $f_{ctm} = 3,3 \text{ N/mm}^2$ <p>Wassermenge für Ausführung von Betondecken in Milieuklasse 3 (= feuchtes Milieu unter Einsatz von Auftausalz)</p> <ul style="list-style-type: none"> • W/Z-Wert $\leq 0,45$ oder alternativ • W/Z-Wert $\leq 0,55$ i.V. mit Luftporenbildner <p>Zement:</p> <ul style="list-style-type: none"> • CEM I 32,5 R oder alternativ • CEM II/B-V 32,5 R <p>> 320 kg/m³</p>
Plattendicke	$h_{\text{Beton}} = 250 \text{ mm}$
Bewehrungsstahl	<p>FeB 500 HWL</p> <p>Elastizitätsmodul: 200.000 N/mm²</p> <p>Streckgrenze $\geq 500 \text{ N/mm}^2$</p> <p>empfohlener Stabdurchmesser:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Längsbewehrung: 20 mm • Querbewehrung: 12 mm <p>empfohlener Stababstand:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Längsbewehrung: 150 - 200 mm • Querbewehrung: 700 mm <p>Bewehrungslage:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Längsbewehrung: Längsbewehrung ist im Abstand von $0,35 - 0,50 \cdot h$ von der Plattenoberseite einzubringen. • Querbewehrung: trägt die Längsbewehrung und liegt in einem Winkel von 60° zur Straßenlängsachse.

Bewehrungsgrad ρ	<ul style="list-style-type: none"> • Längsbewehrung: i.d.R. 0,6 - 0,7 % • Querbewehrung: 0,05 - 0,10 % <p>durch Ausführung in einer niedrigeren Betondruckfestigkeitsklasse kann der Bewehrungsgrad reduziert werden:</p> <ul style="list-style-type: none"> • B 35: $\rho \geq 0,59$ % • B 45: $\rho \geq 0,70$ %
Tragschicht	<p>grundsätzlich sollte eine möglichst erosionsbeständige Tragschicht angestrebt werden.</p> <p>Ausführungsmöglichkeiten:</p> <ul style="list-style-type: none"> • 6 - 8 cm Asphalttragschicht auf 25 cm Frostschuttschicht • Magerbeton; Ankerben notwendig <p>Dicke: $h = 150$ mm</p> <p>h bei hohem Verkehrsaufkommen = 200 mm</p> <p>Minstdruckfestigkeit nach 7 Tagen: $\beta \geq 3,0$ N/mm²</p>
Reibungsbeiwert μ zwischen Betondecke und Tragschicht	beeinflusst wesentlich die Rissbildung.
Rissabstand a in Längsrichtung	<p>es werden vier Rissabstandsklassen unterschieden:</p> <p>I. 0 - 0,4 m</p> <p>II. 0,4 - 0,8 m</p> <p>III. 0,8 - 3,0 m</p> <p>IV. > 3,0 m</p> <p>angestrebter Rissabstand (Rissabstandsklasse III):</p> <p>$\geq 0,8$ m</p> <p>$\leq 3,0$ m</p>
Rissbreite	$\leq 0,5$ mm

Tab. A 2.6-1: Konstruktionsparameter nach „Doorgaand gewapende betonverhardingen“

Konstruktiver Aufbau von unbewehrten Betonstraßen – Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 01)

**Tafel 2: Bauweisen mit Betondecke für Fahrbahnen auf F2- und F3-Untergrund/Unterbau
(Bauweisen auf F1-Böden s. Abschnitt 3.1.2)**

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

Zeile	Bauklasse		SV				I				II				III				IV				V				VI									
	Äquivalente 10-t-Achsübergänge in Mio.	B	> 32	> 10 - 32	> 3 - 10	> 0,8 - 3	> 0,3 - 0,8	> 0,1 - 0,3	≤ 0,1																											
Dicke des frostsich. Oberbaues ¹⁾		55 65 75 85 55 65 75 85 55 65 75 85 45 55 65 75 45 55 65 75 35 45 55 65 35 45 55 65																																		
Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel auf Frostschuttschicht bzw. Schicht aus frostunempfindlichem Material																																				
1.1	Betondecke																																			
	Vliesstoff																																			
	Hydraulisch gebundene Tragschicht (HGT)																																			
	Frostschuttschicht																																			
Dicke der Frostschuttschicht		- - 33 ²⁾ 43 - 25 ³⁾ 35 45 - 26 ³⁾ 36 46 - - 27 ³⁾ 37																																		
1.2	Betondecke																																			
	Vliesstoff																																			
	Verfestigung																																			
	Schicht aus frostunempfindlichem Material - weit- oder intermittierend gestuft gemäß DIN 18196 -																																			
Dicke der Schicht aus frostunempfindlichem Material		8 ⁴⁾ 18 ⁴⁾ 28 38 15 ⁴⁾ 25 35 45 16 ⁴⁾ 26 36 46 7 ⁴⁾ 17 ⁴⁾ 27 37																																		
1.3	Betondecke																																			
	Vliesstoff																																			
	Verfestigung																																			
	Schicht aus frostunempfindlichem Material - enggestuft gemäß DIN 18196 -																																			
Dicke der Schicht aus frostunempfindlichem Material		3 ⁴⁾ 13 ⁴⁾ 23 33 10 ⁴⁾ 20 30 40 11 ⁴⁾ 21 31 41 2 ⁴⁾ 12 ⁴⁾ 22 32																																		
Asphalttragschicht auf Frostschuttschicht																																				
2	Betondecke																																			
	Asphalttragschicht																																			
	Frostschuttschicht																																			
	Dicke der Frostschuttschicht		- 29 ³⁾ 39 49 - 31 ²⁾ 41 51 - 32 ²⁾ 42 52 - - 33 ²⁾ 43 - 29 ³⁾ 39 49 - 21 ²⁾ 31 41 - 21 ²⁾ 31 41																																	
Schottertragschicht auf Schicht aus frostunempfindlichem Material																																				
3	Betondecke																																			
	Schottertragschicht ⁷⁾																																			
	Schicht aus frostunempfindlichem Material																																			
	Dicke der Schicht aus frostunempfindlichem Material		Ab 12 cm aus frostunempfindlichem Material, geringere Restdicke ist mit dem darüber liegenden Material auszugleichen																																	
Frostschuttschicht																																				
4	Betondecke																																			
	Frostschuttschicht																																			
Dicke der Frostschuttschicht		- 33 ²⁾ 43 53 - 25 ³⁾ 35 45 - 27 ³⁾ 37 47																																		

¹⁾ Bei abweichenden Werten sind die Dicken der Frostschuttschicht bzw. des frostunempfindlichen Materials durch Differenzbildung zu bestimmen, siehe auch Tabelle 8

²⁾ Mit rundkörnigen Gesteinskörnungen nur bei örtlicher Bewehrung anwendbar

³⁾ Nur mit gebrochenen Gesteinskörnungen und bei örtlicher Bewehrung anwendbar

⁴⁾ Nur auszuführen, wenn das frostunempfindliche Material und das zu verfestigende Material als eine Schicht eingebaut werden

⁷⁾ Mit Anforderungen gemäß ARS 37/1997 des BMV vom 6. Oktober 1997

Nach Abschnitt 3.3.4 kann für Betondecken abweichend von Tafel 2, Zeilen 1.1 bis 1.3 bei guter örtlicher Bewehrung eine Bauweise ohne Vliesstoff zur Anwendung kommen. In diesem Fall kann die Betondecke um 1 cm reduziert werden.

Tab. A 3.1-1: Konstruktiver Aufbau von unbewehrten Betonstraßen –
Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen
(RStO 01)

Berechnung der Wölbspannungen nach dem Näherungsverfahren Eisenmann

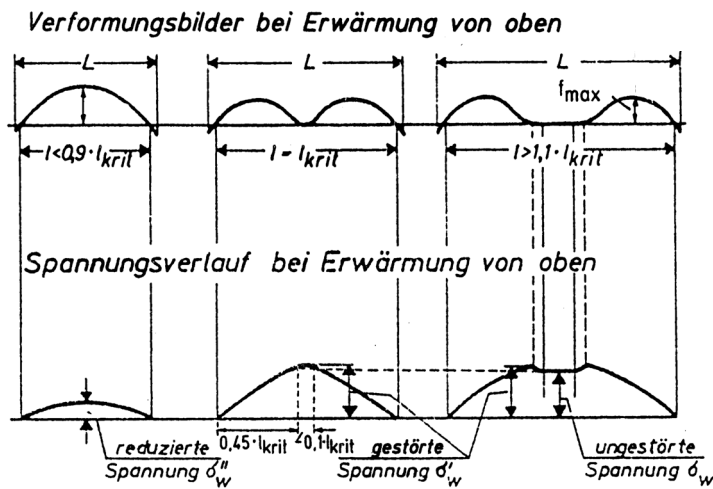


Abb. A 3.2-1: Verformung und Spannung infolge von ungleichmäßiger Erwärmung von oben

Nach Abb. A 3.2-1 gilt für die Wölbspannungen:

- Ungestörte Wölbspannung σ_w für $l > 1,1 \cdot$ kritische Länge (l_{krit})
- Gestörte Wölbspannung σ'_w für $l =$ kritische Länge (l_{krit})
- Reduzierte Wölbspannung σ''_w für $l < 0,9 \cdot$ kritische Länge (l_{krit})

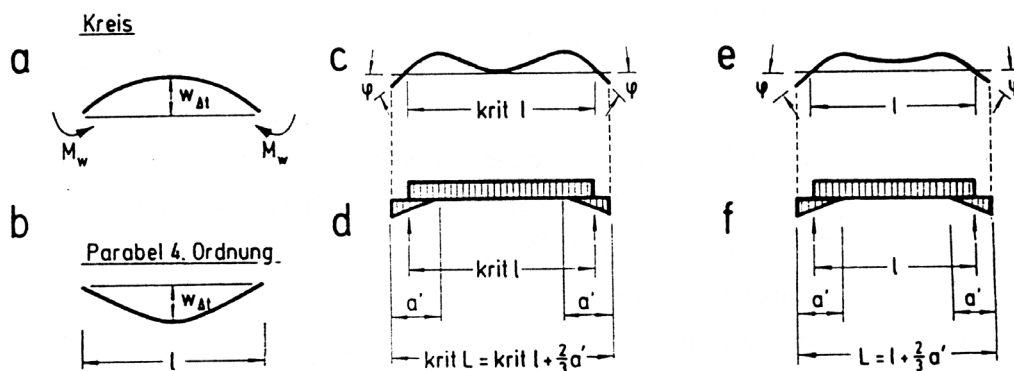


Abb. A 3.2-2: Berechnung der kritischen Plattenlänge

- a, Verformung infolge von ungleichmäßiger Erwärmung von oben
- b, Verformung infolge von Eigengewicht
- c, e, Verformung von Platte bzw. Stab
- d, f, Einfluss der Auflagerung

Ermittlung der ungestörten Wölbspannung σ_W

$$\text{Plattenrand (Stabmodell):} \quad \sigma_W = \frac{h \cdot \Delta t}{2} \cdot \alpha_T \cdot E \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. A 3.2-1})$$

$$\text{Plattenmitte:} \quad \sigma_W = \frac{1}{1-\mu} \cdot \frac{h \cdot \Delta t}{2} \cdot \alpha_T \cdot E \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. A 3.2-2})$$

Ermittlung der kritischen Plattenlänge l_{krit}

$$\text{Plattenrand (Stabmodell):} \quad l_{\text{krit}} = 183 \cdot h \cdot \sqrt{\alpha_T \cdot \Delta t \cdot E} \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. A 3.2-3})$$

$$\text{Plattenmitte (quadratische Platte):} \quad l_{\text{krit}} = 228 \cdot h \cdot \sqrt{\alpha_T \cdot \Delta t \cdot E} \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. A 3.2-4})$$

$$\text{Plattenmitte (schmale Platte):} \quad l_{\text{krit}} = 200 \cdot h \cdot \sqrt{\alpha_T \cdot \Delta t \cdot E} \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. A 3.2-5})$$

Ermittlung der Auflagerlänge a'

$$a' = \sqrt{\frac{h \cdot l \cdot 24}{k \cdot \varphi \cdot 10^6}} \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. A 3.2-6})$$

$$\text{mit:} \quad \varphi = 0,5 \cdot l \cdot \alpha_T \cdot \Delta t - \frac{l^3}{E \cdot h^2} \cdot 12 \cdot 10^{-6} \quad (\text{Gl. A 3.2-7})$$

(näherungsweise ist für l die tatsächliche Plattenlänge L einzusetzen)

Ermittlung der gestörten Wölbspannung σ'_W

Entsprechend Abb. A 3.2-1 tritt σ'_W bei $l = l_{\text{krit}}$ bzw. bei einer langen Platte im Abstand $0,5 \cdot l_{\text{krit}}$ von den Plattenenden auf.

$$\sigma'_W = 1,2 \cdot \sigma_W \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. A 3.2-8})$$

Ermittlung der reduzierten Wölbspannung σ''_W

$$\sigma''_W = \left(\frac{L - \frac{2}{3} \cdot a'}{0,9 \cdot l_{\text{krit}}} \right) \cdot \sigma_W \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. A 3.2-9})$$

mit:	h	= Dicke der Betondecke bei System ohne Verbund	[mm]
		äquivalente Dicke des Ersatzsystems bei System mit Verbund	[mm]
	Δt	= Temperaturgradient	[K/mm]
	α_T	= Temperaturdehnzahl	[1/K]
	μ	= Querdehnzahl	[-]
	E	= Elastizitätsmodul von Beton	[N/mm ²]
	k	= Bettungsmodul	[N/mm ³]

Verbesserte Formeln nach *Westergaard* für Betondecken

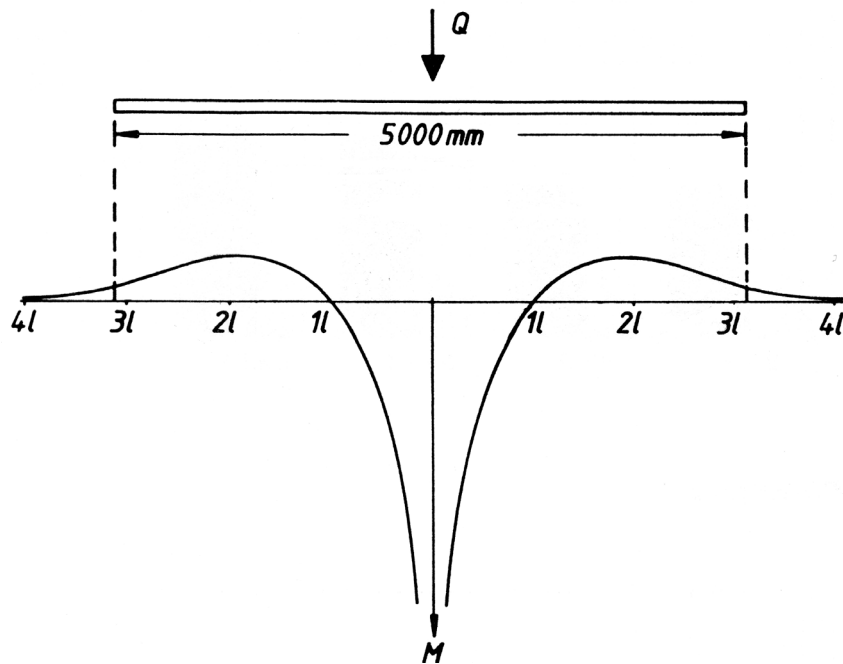


Abb. A 3.3-1: Momentenlinie einer elastisch gelagerten Platte infolge von Punktlast nach *Westergaard*;
näherungsweise Berücksichtigung begrenzter Plattenabmessungen, LF Plattenmitte

Elastische Länge l

$$l = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k}} \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. A 3.3-1})$$

mit:	E	= Elastizitätsmodul von Beton	[N/mm ²]
	h	= Dicke der Betondecke	[mm]
	μ	= Querdehnzahl	[-]
	k	= Bettungsmodul	[N/mm ³]

Plattenlänge L entsprechend Spannungszustand einer unendlich ausgedehnten Platte

$$L \geq 8 \cdot l \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. A 3.3-2})$$

Ermittlung der Biegezugspannung(erweitert hinsichtlich Berücksichtigung des Wirksamkeitsindex W nach *Sutherland* und *Teller*)

$$\text{Plattenmitte: } \sigma_{Mi} = \frac{0,275 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + \mu) \cdot \left[\lg \left(\frac{E \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) - 0,436 \right] \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. A 3.3-3})$$

$$\text{Plattenrand: } \sigma_{Qra} = \frac{0,529 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + 0,54 \cdot \mu) \cdot \left[\lg \left(\frac{E \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) + \lg \left(\frac{b}{1 - \mu^2} \right) - 2,484 \right] \cdot \left(1 - \frac{W}{200} \right) \quad [\text{N/mm}^2]$$

(Gl. A 3.3-4)

$$a = \sqrt{\frac{Q}{p \cdot \pi}} \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. A 3.3-5})$$

$$a < 1,724 \cdot h \rightarrow b = \sqrt{1,6 \cdot a^2 + h^2} - 0,675 \cdot h \quad [\text{mm}]$$

$$a > 1,724 \cdot h \rightarrow b = a \quad [\text{mm}]$$

Ermittlung der Einsenkung unter der einwirkenden Verkehrslast(erweitert hinsichtlich Berücksichtigung des Wirksamkeitsindex W nach *Sutherland* und *Teller*)

$$\text{Plattenmitte (Topflast): } y_{Mi} = \frac{Q}{8 \cdot k \cdot l^2} \cdot \left\{ 1 + \left[0,3665 \cdot \lg \left(\frac{a}{l} \right) - 0,2174 \right] \cdot \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right\} \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. A 3.3-6})$$

$$\text{Plattenrand (Punktlast): } y_{Ra} = \frac{1}{\sqrt{6}} \cdot (1 + 0,4 \cdot \mu) \cdot \frac{Q}{k \cdot l^2} \cdot \left(1 - \frac{W}{200} \right) \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. A 3.3-7})$$

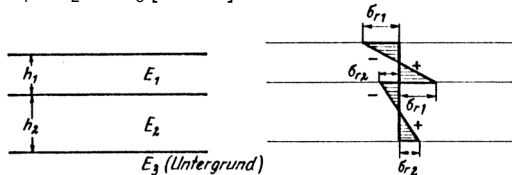
mit:	Q	= Radlast	[N]
	p	= Kontaktdruck zwischen Rad und Fahrbahn	[N/mm ²]
	h	= Dicke der Betondecke	[mm]
	μ	= Querdehnzahl	[-]
	E	= Elastizitätsmodul von Beton	[N/mm ²]
	k	= Bettungsmodul	[N/mm ³]
	a	= Belastungskreishalbmesser	[mm]
	b	= fiktiver Belastungskreishalbmesser	[mm]
	W	= Wirksamkeitsindex	[%]
	l	= elastische Länge	[mm]
	π	= Pi = 3,1415927	[-]

Verfahren nach Eisenmann zur Berechnung der Biegespannungen in einem Mehrschichtensystem

System I:

Kein Verbund zwischen Schicht 1 und 2

$\mu = \text{konstant}$
 $E_1 \geq E_2 \gg E_3$ [N/mm²]



1) Fiktiver Bettungsmodul für den Untergrund

$$k = \frac{E_3}{h^*} \text{ [N/mm}^3\text{]}$$

$$h^* = c \cdot h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_3}} + c \cdot h_2 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_3}} \text{ [mm]}$$

$$c = \begin{cases} 0,83 & \text{bei hydraulischem Bindemittel} \\ 0,90 & \text{bei Asphalt} \end{cases}$$

2) Dicke des Ersatzsystems mit gleicher Steifigkeit für $E = E_1$

$$h_I = \sqrt[3]{\frac{E_1 \cdot h_1^3 + E_2 \cdot h_2^3}{E_1}} \text{ [mm]}$$

3) Ermittlung des Moments M_I für das Ersatzsystem k, h_I und E_1 – nach Westergaard ($M_I = \sigma_{Q,I} \cdot W_I$) oder nach Pickett und Ray.

4) Biegespannung in der Schicht 1 und 2

$$M_1 = M_I \cdot \frac{E_1 \cdot h_1^3}{E_1 \cdot h_1^3 + E_2 \cdot h_2^3} \text{ [N}\cdot\text{mm]}$$

$$M_2 = M_I \cdot \frac{E_2 \cdot h_2^3}{E_1 \cdot h_1^3 + E_2 \cdot h_2^3} \text{ [N}\cdot\text{mm]}$$

$$\sigma_{r1} = 6 \cdot \frac{M_1}{h_1^2}; \sigma_{r2} = 6 \cdot \frac{M_2}{h_2^2} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

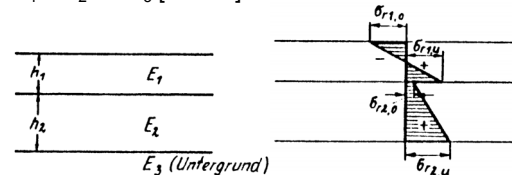
5) Elastische Länge (Platte)

$$l_I = \left[\frac{E_1 \cdot h_1^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k} \right]^{0,25}$$

System II:

Verbund zwischen Schicht 1 und 2

$\mu = \text{konstant}$
 $E_1 \geq E_2 \gg E_3$ [N/mm²]



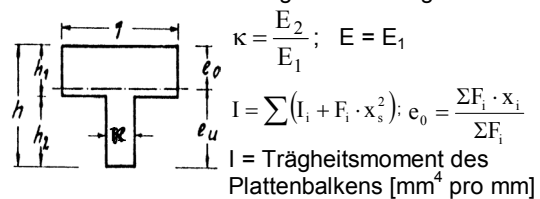
1) Fiktiver Bettungsmodul für den Untergrund wie bei System I

2) Dicke des Ersatzsystems mit gleicher Steifigkeit für $E = E_1$

$$h_{II} = h_1 + 0,9 \cdot h_2 \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_1}} \text{ [mm]}$$

3) Ermittlung des Moments M_{II} für das Ersatzsystem k, h_{II} und E_1 – nach Westergaard ($M_{II} = \sigma_{Q,II} \cdot W_{II}$) oder nach Pickett und Ray.

4) Biegespannung in der Schicht 1 und 2 ermittelt für einen Plattenbalken mit gleicher Steifigkeit



$$e_o = \frac{h}{2} \cdot \frac{E_2 \cdot h_2}{E_1 \cdot h_1 + E_2 \cdot h_2} + \frac{h_1}{2} \text{ [mm]}$$

$$e_u = h - e_o \text{ [mm]}$$

$$\sigma_{r1,o} = \frac{M_{II}}{I} \cdot e_o; \sigma_{r1,u} = \frac{M_{II}}{I} \cdot (h_1 - e_o) \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{r2,o} = \kappa \cdot \frac{M_{II}}{I} \cdot (h_1 - e_o); \sigma_{r2,u} = \kappa \cdot \frac{M_{II}}{I} \cdot e_u \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

5) Elastische Länge (Platte)

$$l_{II} = \left[\frac{E_1 \cdot h_{II}^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k} \right]^{0,25}$$

Abb. A 3.4-1: Mittragende Wirkung von verfestigten Schichten unter Betondecken

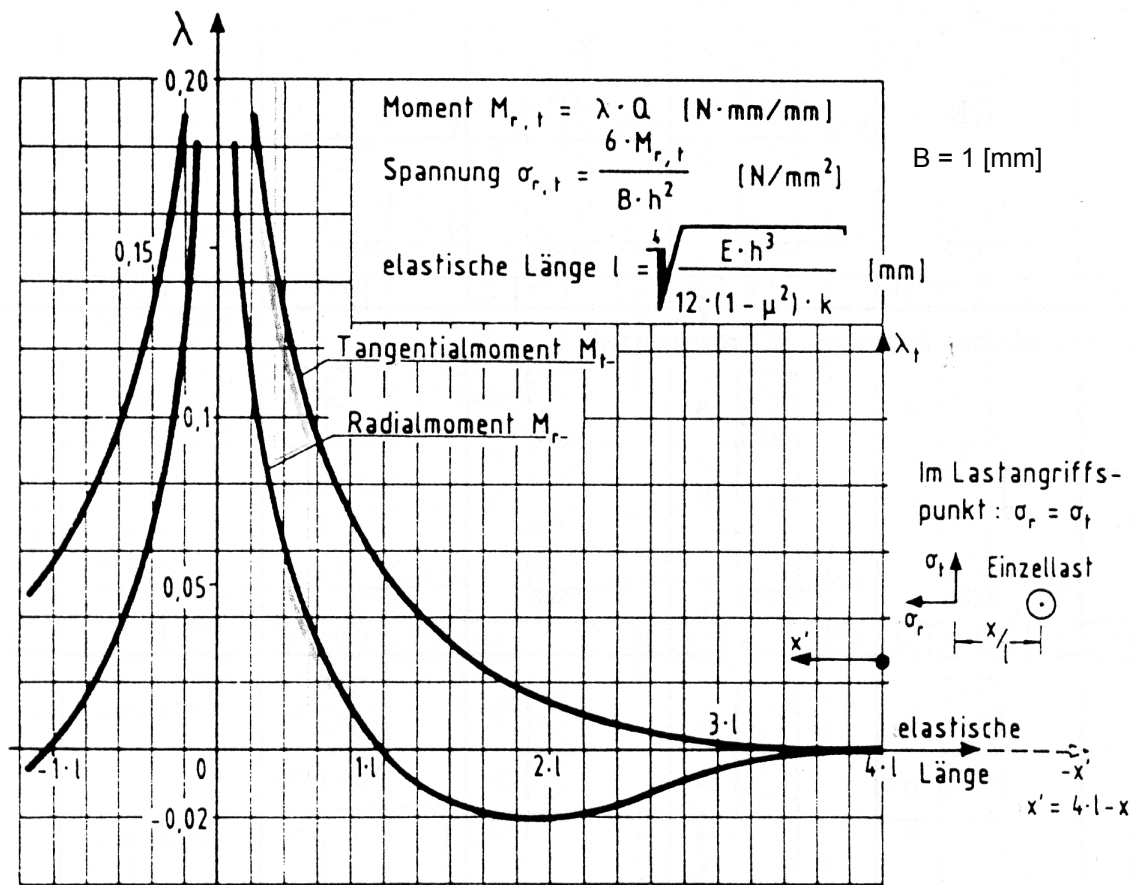
Momenteneinflusslinien für Nachbarlasten im Lastfall Plattenmitte nach Westergaard


Abb. A 3.5-1: Momenteneinflusslinien für Nachbarlasten im Lastfall Plattenmitte nach Westergaard (Punktlast) /4/

Momenteneinflusslinien für Nachbarlasten im Lastfall Plattenrand nach *Gnad*

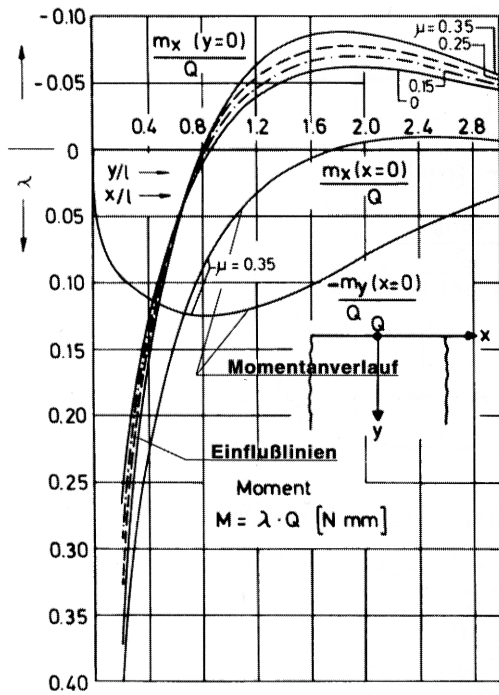


Abb. A 3.6-1: Momenteneinflusslinien längs des Plattenrands und Momentenverläufe für Punktlast im Lastfall Plattenrand nach *Gnad* /5/

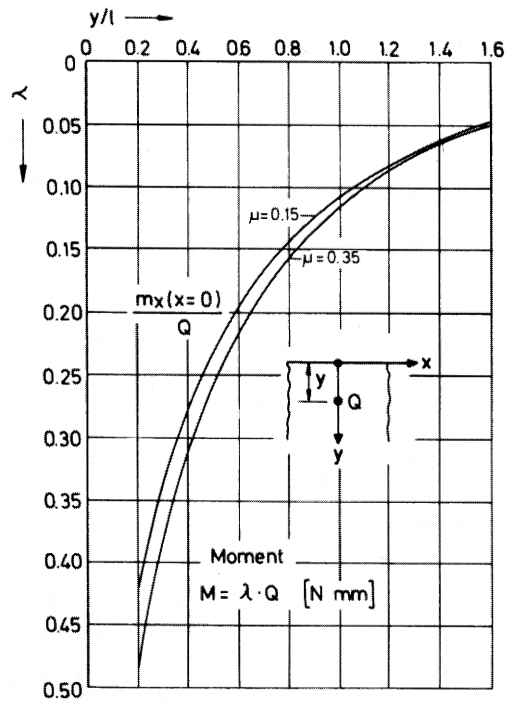
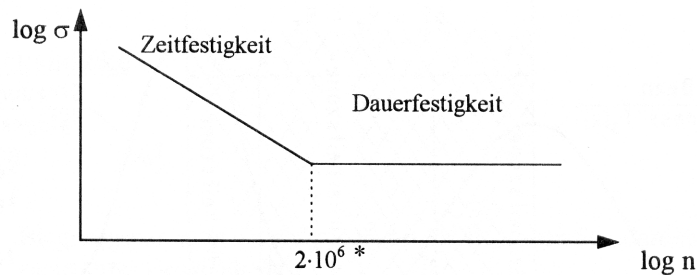


Abb. A 3.6-2: Momenteneinflusslinien senkrecht zum Plattenrand für das Biegemoment am Rand nach *Gnad* /5/

Ermittlung der zulässigen Biegezugspannung für Beton unter wiederholter Belastung nach Smith



* obwohl die Dauerschwingfestigkeit erst bei 10^7 bis 10^8 Lastwechseln erreicht wird, ergeben sich ab $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln realistische Bemessungsansätze, da der mit der Liegedauer ansteigenden Festigkeit durch die Nacherhärtung Rechnung getragen wird.

Abb. A 3.7-1: Idealisierter Verlauf der Zeit- und Dauerfestigkeit von Beton /4/

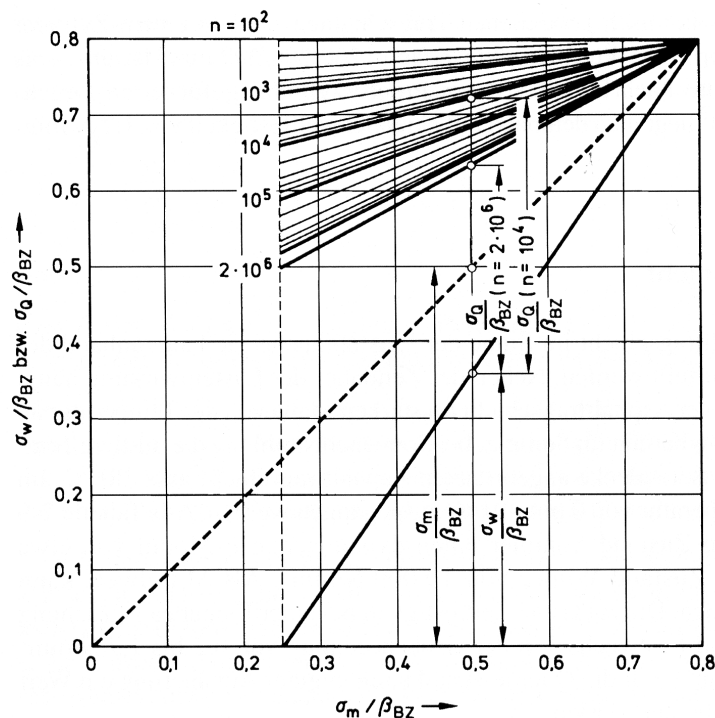


Abb. A 3.7-2: Schaubild nach Smith für Biegezugfestigkeit von Beton im Schwellbereich /4/

$$\text{zul } \sigma_Q = \beta_{BZ} \cdot \left[(\log n - 2) \cdot \left(\frac{0,0875 \cdot \sigma_w}{\beta_{BZ}} - 0,07 \right) + 0,8 \right] - \sigma_w \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Gl. A 3.7-1})$$

- mit:
- zul. σ_Q = zulässige Biegezugspannung aus Verkehrslast [N/mm²]
 - σ_w = (Biege-) Zugspannung infolge von Temperatur [N/mm²]
 - β_{BZ} = statische Biegezugfestigkeit des Betons [N/mm²]
 - n = Anzahl der Lastwechsel, wobei: $10^2 \leq n \leq 2 \cdot 10^6$ [-]
 - σ_m = Mittelspannung [N/mm²]

Material	Kenngroße	Anforderung	Quelle
Deckenbeton	<u>Druckfestigkeit</u>	$\beta_{WN} \geq 35 \text{ N/mm}^2$ ¹ , $\beta_{WS} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ ¹ , (B 35) $f_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ ² , $f_{ck, \text{cube}} \geq 37 \text{ N/mm}^2$ ³ , (C 30/37)	ZTV Beton-StB 01 i. V.m. DIN 1045 DIN 1045-1
	<u>Zugfestigkeit</u>	$\beta_{BZ} \geq 5,5 \text{ N/mm}^2$ ⁴ , (Biegezugfestigkeit) $f_{ctm} \geq 2,9 \text{ N/mm}^2$ (zentrische Zugfestigkeit)	ZTV Beton-StB 01 DIN 1045-1
	<u>Elastizitätsmodul</u>	$E_B = 34.000 \text{ N/mm}^2$ (B 35) $E_{cm} = 31.900 \text{ N/mm}^2$ (C 30/37)	DIN 1045 DIN 1045-1
	<u>Querdehnzahl</u>	$\mu \approx 0,20$	DIN 1045
	<u>W/Z-Wert</u> (BKL SV, I-III)	$\leq 0,45$	ZTV Beton-StB 01
	<u>Luftgehalt</u>	$\geq 3,5 \text{ Vol.-%}$ (Einzelwert)	ZTV Beton-StB 01
	<u>Zement</u> (Bauklasse SV, I-III)	CEM I 32,5 R (Regelfall) $\geq 350 \text{ kg/m}^3$	ZTV Beton-StB 01

¹ ermittelt am Würfel b/h/l = 200/200/200 mm; zukünftig verstärkt 150/150/150 mm

² ermittelt am Zylinder h/d = 300/150 mm

³ ermittelt am Würfel b/h/l = 150/150/150 mm

⁴ ermittelt am Balken b/h/l = 150/100/700 mm unter Einzellast in Balkenmitte nach DIN 1048

Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel	<u>Druckfestigkeit</u>		ZTVT-StB 95
	<u>Eignungsprüfung</u>		
	Mittelwert von 3 Proben nach 28 Tagen	$\beta \geq 15 \text{ N/mm}^2$ ⁵	
	<u>Kontrollprüfung</u>		
	Einzelwert nach 28 Tagen	$\beta \geq 6 \text{ N/mm}^2$	
	Mittelwert der Proben nach 28 Tagen:		
	≤ 8 Proben	$\beta \geq 8 \text{ N/mm}^2$	
	≥ 9 Proben	$\beta \geq 10 \text{ N/mm}^2$	
Frostschuttschicht	<u>Verformungsmodul</u> (Bauklasse SV, I-IV)	$E_{v2} \geq 120 \text{ N/mm}^2$	ZTVT-StB 95
Betonstahl (gerippt); BSt 500 S	<u>Streckgrenze</u>	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$	DIN 488 i.V.m. DIN 1045-1 und ZTV Beton-StB 01
	<u>Nenn Durchmesser</u>	d_s : 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 28 mm	
	<u>Höhenlage / Betondeckung</u>		ZTV Beton-StB 01
	obere Stahleinlage	$\geq 5 \text{ cm}$ und $< 7 \text{ cm}$ unter OK Betondecke	
	untere Stahleinlage	$\geq 4 \text{ cm}$ Betondeckung	
	Mindestbetondeckung Vorhaltemaß	$c \geq 4 \text{ cm}$ (Klasse XD3) $\Delta c = 1,5 \text{ cm}$	DIN 1045-1

⁵ ermittelt am Zylinder $h/d = 125/150 \text{ mm}$

Tab. A 3.8-1: Materialkenngrößen und Anforderungen an Beton, Tragschichten und den Betonstahl

Entwicklung der zentrischen Zugfestigkeit in Abhängigkeit des Betonalters - Vergleich normenorientiertes Rissmodell - AASHTO

Die Bemessungsvorschrift "Design of Continuously Reinforced Concrete Pavements for Highways" der AASHTO enthält typische Werte für die zeitliche Entwicklung der Spaltzugfestigkeit von Beton in Abhängigkeit des Betonalters. Es wird davon ausgegangen, dass die maximale Festigkeit des Betons nach 28 Tagen erreicht wird.

Die Spaltzugfestigkeit kann nach /49/ näherungsweise in die zentrische Zugfestigkeit über das Verhältnis Spaltzugfestigkeit : zentrischer Zugfestigkeit = 1,2 : 1 umgerechnet werden.

Betonalter [d]	3	7	28
Spaltzugfestigkeit [N/mm ²]	1,7	2,5	3,2
Zentrische Zugfestigkeit [N/mm ²]	1,42	2,08	2,67

Tab. A 4.1-1: Spaltzugfestigkeit von Beton in Abhängigkeit des Betonalters nach AASHTO und Umrechnung in zentrische Zugfestigkeit nach /49/

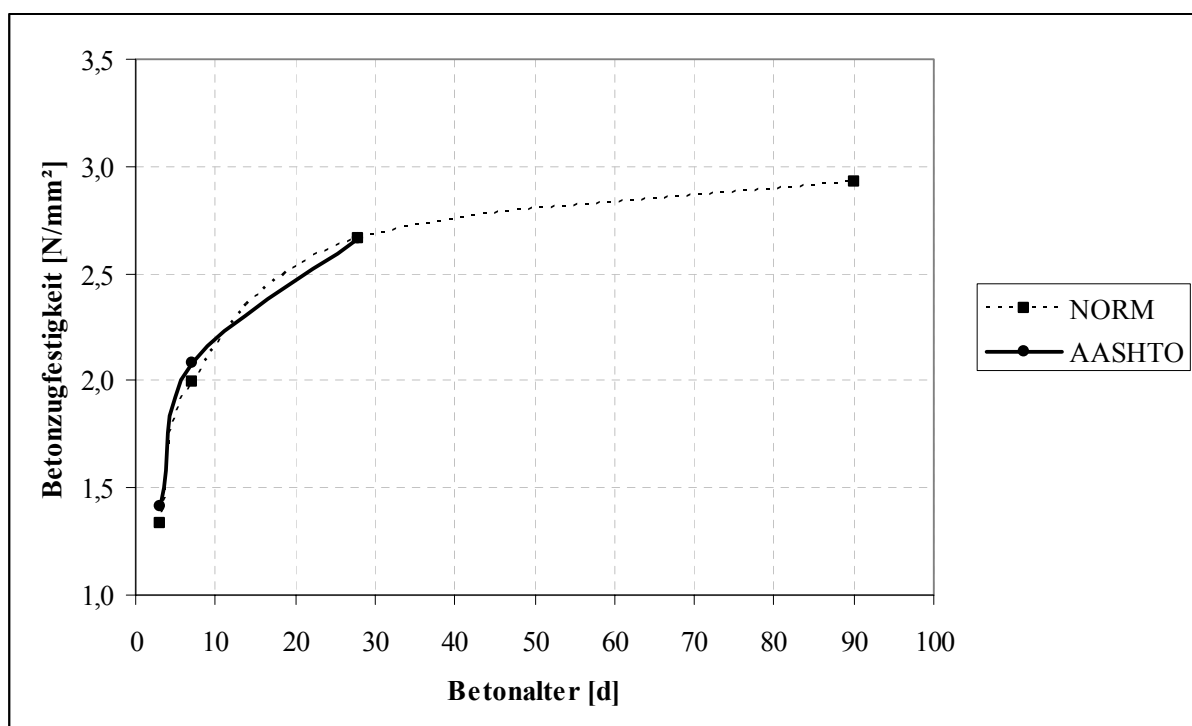


Abb. A 4.1-1: Entwicklung der zentrischen Zugfestigkeit in Abhängigkeit des Betonalters - Vergleich normenorientiertes Rissmodell (NORM) - AASHTO

Abhängigkeit des Bewehrungsgrades von Stababstand und Stabdurchmesser

Bewehrungsgrad:

$$\rho = \frac{\left(\frac{\varnothing_s}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{1000}{a_\varnothing}\right)}{1000 \cdot h} \cdot 100 \quad [\%] \quad (\text{Gl. A 4.2-1})$$

mit: ρ = Bewehrungsgrad [%]
 \varnothing_s = Stabdurchmesser [mm]
 a_\varnothing = Stababstand [mm]
 h = Deckendicke [mm]

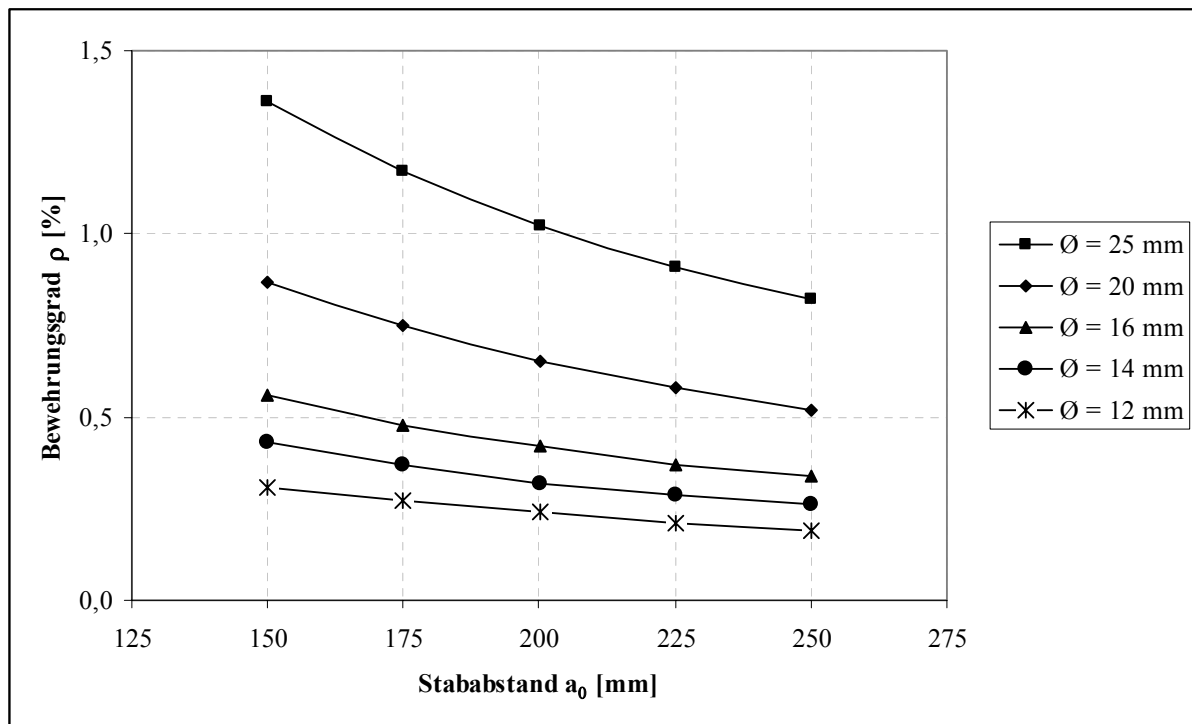


Abb. A 4.2-1: Abhängigkeit des Bewehrungsgrades von Stababstand und Stabdurchmesser für eine Deckendicke von 240 mm nach (Gl. A 4.2-1)

Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit nach DIN 1045-1

Nachweis der Mindestbewehrung:

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s \quad [\text{mm}^2] \quad (\text{Gl. A 4.3-1})$$

mit:	A_s	= Querschnittsfläche der Bewehrung in der Zugzone	[mm ²]	
	k_c	= Beiwert zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung in der Zugzone		
		$= 0,4 \cdot \left[1 + \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1$	[-]	
	σ_c	= max. $f_{ct,ef}$ im Rissmodell	[N/mm ²]	= 2,93 N/mm ²
	k_1	= 2/3 (Zugnormalkraft)	[-]	= 0,67
	$f_{ct,eff}$	= max. $f_{ct,ef}$ im Rissmodell	[N/mm ²]	= 2,93 N/mm ²
	k	= Beiwert zur Berücksichtigung nicht linear verteilter Betonzugspannungen für $h \leq 300$ mm	[-]	= 0,8
	A_{ct}	= Fläche der Betonzugzone		
		= $h \cdot$ Breite [1000 mm]	[mm ²]	= $2,4 \cdot 10^5$ mm ²
	h	= Dicke des Bauteilquerschnitts (Betondecke)	[mm]	= 240 mm
	σ_s	= zulässige Spannung der Betonstahlbewehrung nach DIN 1045-1, Tab. 20, für $w_k = 0,3$ mm	[N/mm ²]	
	w_k	= Rechenwert der Rissbreite	[mm]	= 0,3 mm

\varnothing_s [mm]	12	14	16	20	25
σ_s [N/mm ²]	306,67	280,00	264,00	235,56	213,33
A_s [mm ²]	1835,30	2010,09	2131,91	2389,35	2638,24










Tab. A 4.3-1: Zulässige Stahlspannung σ_s (Werte interpoliert) und Mindestbewehrung A_s bei $w_k = 0,3$ mm für die im normenorientierten Rissmodell untersuchten Betonstähle

Nachweis der Begrenzung der Rissbreite:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. A 4.3-2})$$

mit:	w_k	= Rechenwert der Rissbreite	[mm]	
	$s_{r,max}$	= max. Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild		
		$= \frac{d_s}{3,6 \cdot \text{eff}\rho} \leq \frac{\sigma_s \cdot d_s}{3,6 \cdot f_{ct,eff}}$	[mm]	
	d_s	= Stabdurchmesser des Betonstahls	[mm]	
	$\text{eff}\rho$	= effektiver Bewehrungsgrad		
		= Bewehrungsgrad im Rissmodell = A_s/A_c	[-]	
	A_s	= Querschnittsfläche der Bewehrung	[mm ²]	
	A_c	= Querschnittsfläche des Betons	[mm ²]	
	σ_s	= Spannung der Betonstahlbewehrung		
		$= f_{ct,eff} / \text{eff}\rho$	[N/mm ²]	
	$f_{ct,eff}$	= max. $f_{ct,ef}$ im Rissmodell	[N/mm ²]	= 2,93 N/mm ²
	ε_{sm}	= mittlere Dehnung der Bewehrung	[-]	
	ε_{cm}	= mittlere Dehnung des Betons zwischen den Rissen	[-]	
		$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\text{eff}\rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff}\rho)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$		
	α_e	= Verhältnis der Elastizitätsmoduln		
		$= E_s/E_{cm}$	[-]	
	E_s	= Elastizitätsmodul des Bewehrungsstahls	[N/mm ²]	
	E_{cm}	= Elastizitätsmodul des Betons	[N/mm ²]	

Symbole der Markierungen und Datenbeschriftungen in den Diagrammen zur Auswertung der FE-Ergebnisse

Symbol	Datenbeschriftung	Bedeutung
	CRCP Beton	Durchgehend bewehrte Betondecke
	JPCP Beton	Betondecke bei der Bauweise mit kurzen, unbewehrten Platten
	CRCP HGT	HGT bei der Bauweise der durchgehend bewehrten Betondecke
	JPCP HGT	HGT bei der Bauweise mit kurzen, unbewehrten Platten
	x	x-Richtung (Plattenlängsrichtung)
	y	y-Richtung (Plattenquerrichtung)
	z	z-Richtung (Einsenkung/Abhebung)
	LM	Lastfall Plattenmitte
	LR	Lastfall Riss bzw. Querfuge

Tab. A 5.1-1: Symbole der Markierungen und Datenbeschriftungen in den Diagrammen

Messung der relativen vertikalen Fugenbewegung (Maximalwert) beim Überrollen der Hinterachse eines Belastungsfahrzeuges

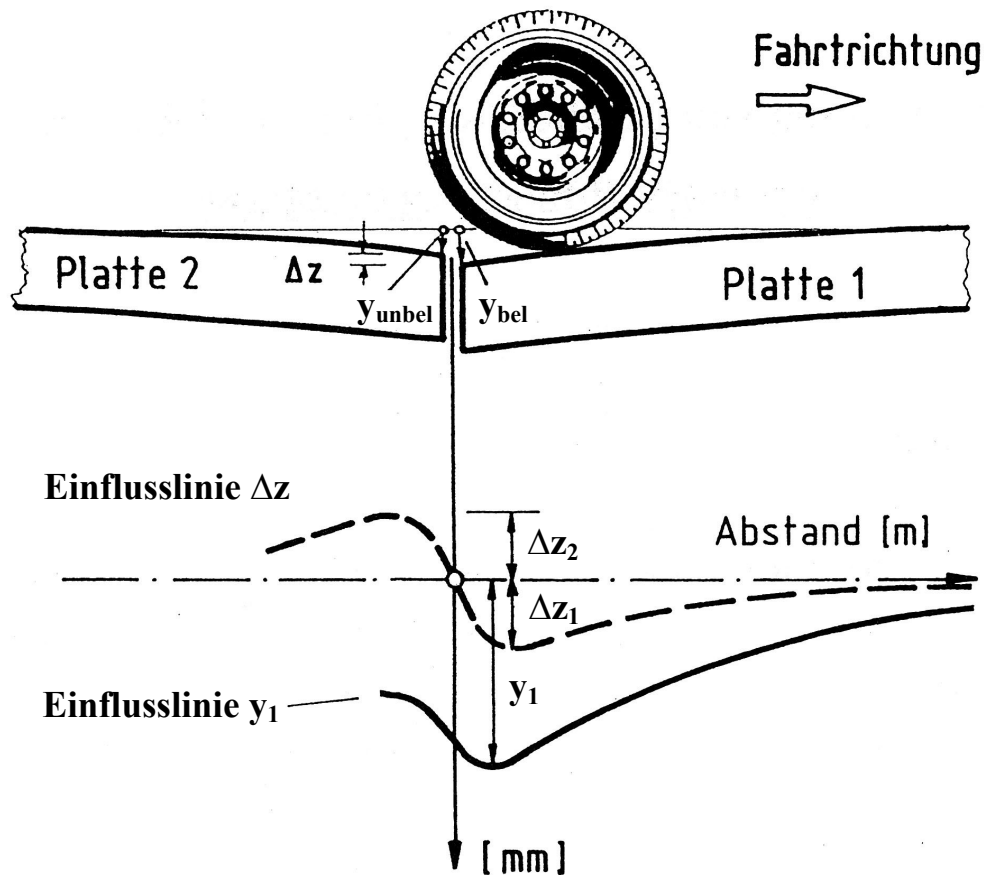


Abb. A 5.2-1: Bewertung der Fugen von Betondecken durch Messung der relativen vertikalen Fugenbewegung mit dem modifizierten Benkelman-Balken bei Überfahrt eines Belastungsfahrzeuges

$$F = |\Delta z_1| + |\Delta z_2| \text{ wobei: } |\Delta z_1| \approx |\Delta z_2| \approx y_{bel} - y_{unbel} \quad [\text{mm}] \quad (\text{Gl. A 5.2-1})$$

mit:	F	= Fugenbewegung	
		= relative vertikale Fugenbewegung (Maximum)	[mm]
	Δz	= relative vertikale Fugenbewegung (Einflusslinie)	[mm]
	$1, 2$	= Nummer der Platte	[-]
	y_{bel}	= Einsenkung des belasteten Riss-/Fugenrandes	[mm]
	y_{unbel}	= Einsenkung des unbelasteten Riss-/Fugenrandes	[mm]