

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Lehrstuhl für Verkehrswegebau

Einfluss einer Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln auf die Dimensionierung einer Festen Fahrbahn

Konstantin Geisler M.Sc.

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität
München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor – Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Prof. Dr.-Ing. Rolf Moeckel

Prüfer der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein
2. Hon.-Prof. Dr.-Ing. Uwe Willberg

Die Dissertation wurde am 02.06.2016 bei der Technischen Universität München eingereicht und
durch die Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 13.10.2016 angenommen.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
2	Aufgabenstellung und Aufbau der Arbeit.....	3
3	Grundlegender Aufbau einer Festen Fahrbahn (FF)	6
4	Lastansätze	8
4.1	Lastansatz Eisenbahnverkehr.....	8
4.1.1	Vertikale Lastkomponente	8
4.1.1.1	Lastmodelle	9
4.1.1.2	Vertikale Lastverteilung bezogen auf die Stützpunkte.....	9
4.1.1.3	Einfluss der Stützpunkfläche bzw. Lasteinleitungsfläche.....	10
4.1.2	Dynamische Zuschläge	11
4.1.2.1	Klassischer Ansatz	11
4.1.2.2	Neuere Erkenntnisse	12
4.2	Lastansatz Temperatur.....	12
4.2.1	Allgemeines.....	12
4.2.2	Schwindspannungen, Nullspannungstemperatur	13
4.2.3	Gleichmäßige und ungleichmäßige Temperaturänderung.....	16
4.3	Gewählte Lastansätze	20
5	Der Untergrund.....	21
6	Ungebundene Tragschicht.....	23
7	Die Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln (THB)	24
7.1	Allgemeines.....	24
7.2	Materialuntersuchungen der hydraulisch gebundenen Tragschicht (HGT)....	26
7.2.1	Probekörper.....	26
7.2.2	Untersuchung der Biegezugfestigkeit	27
7.2.2.1	Versuchsbeschreibung	27
7.2.2.2	Ergebnisse	28
7.2.3	Untersuchungen bezüglich des Elastizitätsmoduls der HGT mit Hilfe von Dehnungsmessungen.....	29

7.2.3.1	Versuchsbeschreibung	29
7.2.3.2	Ergebnisse	31
7.2.4	Untersuchungen bezüglich des Elastizitätsmoduls der HGT mit Hilfe einer Schwingungsanalyse und der Finite-Elemente-Methode (ANSYS)	33
7.2.4.1	Versuchsbeschreibung Schwingungsmessung	33
7.2.4.2	Beschreibung der FE-Modellierung (ANSYS)	37
7.2.4.3	Ergebnisse	38
7.2.5	Zusammenfassung der Materialuntersuchungen	40
7.3	Numerische Untersuchung – THB auf ungebundener Schicht (Untergrund) .	42
7.3.1	Allgemeines	43
7.3.2	Modellbeschreibung – Modellverifizierung	44
7.3.2.1	Verifizierung des Modellaufbaus - Beanspruchung durch eine Einzellast.....	45
7.3.2.2	Verifizierung des Modellaufbaus - Temperaturbeanspruchung	45
7.3.2.3	Einfluss der Wärmedehnzahl α_T	45
7.3.3	Lastfall Baustellenverkehr	46
7.3.4	Lastfallkombination Temperaturbeanspruchung - Baustellenverkehr	47
7.3.5	Berechnung der Kombination für einen verringerten E-Modul der HGT	48
7.3.6	Variation des THB-Materials, des Rissabstandes und der THB-Breite unter Baustellenverkehr und Temperaturbeanspruchung.....	50
7.3.6.1	Modifizierung des Modells	50
7.3.6.2	Vorgehen.....	52
7.3.6.3	Ergebnisse	54
7.4	Parameter der THB für weitere Untersuchungen	55
8	Die Gleistragplatte (GTP).....	56
8.1	Allgemeines	56
8.2	Zusammenhang der Druck- und Biegezugfestigkeiten verschiedener Betonfestigkeitsklassen	57
8.3	Die Dauerbiegezugfestigkeit	60
8.3.1	Ansatz nach Smith.....	60
8.3.2	Ansatz nach Koennecke	60
8.4	Parameter der GTP für die weiteren Untersuchungen	61
9	Betrachtungen am Gesamtsystem einer durchgehend bewehrten FF mit Einzelstützpunkten.....	62
9.1	Allgemeines	62

9.2	Verbundbetrachtungen	63
9.2.1	Theoretische Überlegungen zur Verbundwirkung	63
9.2.2	FE-Modell für die Untersuchung der Verbundsituation	64
9.2.3	Verifizierung des FE-Modells	67
9.2.4	Variation der Querdehnzahlen	70
9.2.5	Anpassung der Verbundsituation zwischen THB und ungebundener Schicht	70
9.3	Ermittlung verschiedener Lastfälle	71
9.3.1	Allgemeines	71
9.3.2	Variation der Gleistragplattenbreite (Betrachtung a)	71
9.3.2.1	Geometrischer Ansatz – triviale Überlegung	72
9.3.2.2	Analytische Betrachtung	74
9.3.2.3	Numerische Betrachtung	75
9.3.2.4	Ergebnisse der verschiedenen Theorien	79
9.3.3	Untersuchungen zum Überstand der THB (Betrachtung b)	80
9.3.3.1	Allgemeines	80
9.3.3.2	Lastansatz	81
9.3.3.3	Modellbeschreibung	82
9.3.3.4	Vorgehensweise	83
9.3.3.5	Ergebnisse der Untersuchungen zum Überstand der THB	84
10	Rissbetrachtungen	88
10.1	Allgemeines	88
10.2	Theoretische Betrachtung von Rissen im Beton	88
10.2.1	Allgemeines	88
10.2.2	Gesteuerte oder freie Rissbildung	89
10.2.3	Betrachtung des Rissabstandes in der Gleistragplatte	91
10.2.4	Einfluss der Bewehrungsparameter	91
10.2.5	Normorientiertes Rissmodell	93
10.3	Grundmodell für die Rissbetrachtung	96
10.4	Untersuchung des Einflusses der Schiene	98
10.4.1	Vorgehen und Modellbeschreibung	98
10.4.2	Ergebnisse	99
10.5	Betrachtung verschiedener Risszenarien	101
10.5.1	Vorgehen	101
10.5.2	Ergebnisse	105
10.5.2.1	System Rheda 2000 – 100 mm Querschnittsschwächung in C	106

10.5.2.2	System FTP – 40 mm Kerbe in A.....	108
10.5.2.3	Betrachtung der Biegezugspannungsentwicklung von den Rissvarianten 1A-2A bis 1D-2D	111
10.5.2.4	Betrachtung der Verbundsituationen in Kombination mit einem Riss am Gesamtsystem.....	112
10.5.2.5	Einfluss der Bewehrung	114
10.6	Resümee der Rissberechnungen.....	118
11	Zusammenfassung	120
12	Literaturverzeichnis.....	125
13	Abbildungsverzeichnis	129
14	Tabellenverzeichnis	133
15	Anlagenverzeichnis.....	134

Abkürzungsverzeichnis

Kürzel	Bedeutung
AKFF	Anforderungskatalog Feste Fahrbahn [3]
AKR	Alkali-Kieselsäure-Reaktion
BTS	Betontragschicht
EBA	Eisenbahn-Bundesamt
E-Modul	Elastizitätsmodul
FEM	Finite-Elemente-Methode
FF	Feste Fahrbahn
FFT	Fast-Fourier-Transformation
FSS	Frostschuttschicht
FTP	Fertigteilplatte
GTP	Gleistragplatte
HGT	Hydraulisch gebundene Tragschicht
HGV	Hochgeschwindigkeitsverkehr
LM 71	Lastmodell 71
R2000	Rheda 2000
SW/0, SW/2	Lastmodell 0 und 2 für Schwerverkehr
THB	Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln
Zwp	Zwischenplatte

Formelzeichen

Zeichen	Erklärung	Einheit
a	Rissabstand	mm
A_c	Querschnittsfläche des Betons	mm ²
a_m	mittlerer Rissabstand	mm
A_s	Querschnittsfläche der Bewehrung	mm ²
b_x oder B_x	Breite der jeweiligen Schicht ($x = 1$ für GTP, usw.)	N/mm ²
c_B	Betonüberdeckung	mm
d	Kantenlänge (Biegebalken)	mm
d_s	Stabdurchmesser (Bewehrung)	mm
E	Elastizitätsmodul bzw. E-Modul	N/mm ²
E_m	mittlerer E-Modul	N/mm ²
E_s	E-Modul der Bewehrung	N/mm ²
E_u	Verformungsmodul des Untergrunds	N/mm ²
E_{V2}	Verformungsmodul der FSS oder des Unterbaus (Kombination FSS – Untergrund)	N/mm ²
E_x	E-Modul der jeweiligen Schicht ($x = 1$ für GTP, usw.)	N/mm ²
F	Kraft	N
f	Abminderungsfaktor	
f(x)	Koeffizienzfomel	
$f_{ct,d}$	Dauerbiegezugfestigkeit	N/mm ²
$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit	N/mm ²
$f_{x,ct,d}$	Dauerbiegezugfestigkeit der jeweiligen Schicht ($x = 1$ für GTP, usw.)	N/mm ²
$f_{x,ct,fl}$	Biegezugfestigkeit der jeweiligen Schicht ($x = 1$ für GTP, usw.)	N/mm ²
g	Erdbeschleunigung	m/s ²
h_x oder H_x	Dicke der jeweiligen Schicht ($x = 1$ für GTP, usw.)	N/mm ²
k	k-Faktor (DMS)	
k_1	Faktor (Prud'homme bzw. zusätzlich k_2 und k_3 Rehm und Martin)	
k_{dyn}	Dynamikfaktor	
L	Auflagerabstand (Biegezugversuch); Plattenlänge	mm
L_{el}	Elastische Länge	mm
l_{krit}	kritische Länge	mm
l_Q	Achsabstand	mm
l_x oder L_x	Länge der jeweiligen Schicht ($x = 1$ für GTP, usw.)	mm

Zeichen	Erklärung	Einheit
n	Lastwechselzahl	
Q	vertikale, statische Radlast	kN
Q _{tk}	charakteristischer Wert der Fliehkraft	kN
Q _{vk}	charakteristischer Wert der vertikalen Lasten	kN
r	Gleisbogenhalbmesser	M
T _o	Temperatur an Oberseite	°C
T _u	Temperatur an Unterseite	°C
U _{x,y,z}	Verschiebungen in die jeweilige Richtung (FEM)	mm
V	Geschwindigkeit	m/s
w	Durchbiegung	mm
w _m	Mittlere Rissbreite	mm
y	Einsenkung	mm
Y _{min}	Lateralkraft	kN
α	Lastausbreitungswinkel	°
α _T	Wärmedehnzahl	1/K
β	Verbundfaktor	
Δt	Temperaturgradient	K/mm
ε	Dehnung	‰
ε _s	Verformung der Bewehrung	‰
μ _x	Querdehnzahl der jeweiligen Schicht	
μ _z	Auf die Zugzone bezogener Bewehrungsgehalt	%
ρ	Trockenrohdichte	t/m ³
σ _s	Spannung in der Bewehrung	N/mm ²
σ _w	ungestörte Wölbspannung	N/mm ²
σ _w ^t	gestörte Wölbspannung	N/mm ²
σ _w [“]	reduzierte Wölbspannung	N/mm ²
σ _{x,y,z}	Spannung in jeweiliger Richtung	N/mm ²
φ _{x,y,z}	Verdrehungen in die jeweilige Richtung (FEM)	°

1 Einleitung

Im Laufe der vergangenen hundert Jahre stiegen die Fahrgeschwindigkeiten und Achslasten im Eisenbahnverkehr enorm an. Waren die Radsatzlasten um 1900 in Deutschland noch bei 14 t und die Höchstgeschwindigkeit bei 100 km/h, sind zu Beginn des 21. Jahrhunderts bereits 22,5 t Achslast (Reiseverkehr) und Reisegeschwindigkeiten von ca. 300 km/h erreicht [1]. Aufgrund der steigenden Geschwindigkeiten und Achslasten wuchs auch die Beanspruchung des Schotteroberbaus, was zur Folge hatte, dass dieser in immer kürzer werdenden Abschnitten durchgearbeitet werden musste.

Im Jahr 1970 wurde eine Alternative zum Schotteroberbau als Teststrecke in Hirschaid gebaut: die Feste Fahrbahn (FF) in verschiedenen Formen. Bereits vor 1971 wurde im Bereich der FF intensiv geforscht und 1972 die Version Rheda, benannt nach ihrem ersten Einbauort auf der Teststrecke Bielefeld - Hamm im Bahnhof Rheda-Wiedenbrück, entwickelt. Dieses FF-System war die Grundlage des heute weitverbreiteten Systems Rheda 2000. Allgemein gibt es in Deutschland momentan ca. 80 verschiedene, vom Eisenbahnbundesamt (EBA) zugelassene FF-Systeme (Stand Juli 2014, [2]).

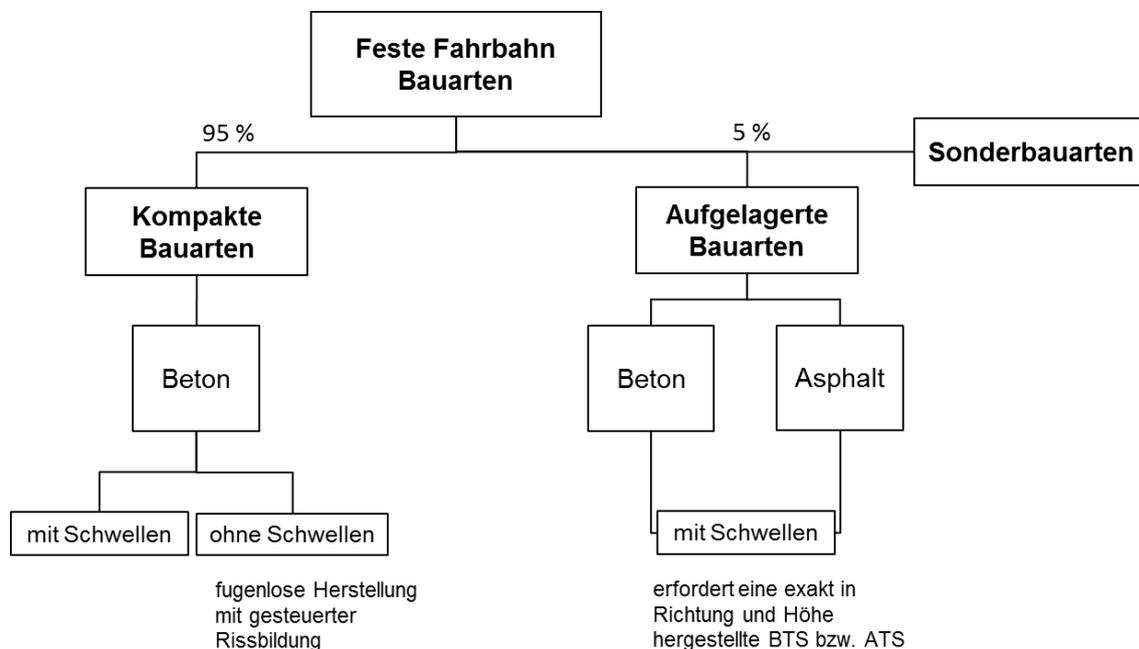


Abbildung 1: Übersicht der FF-Systeme (Quelle: Deutsche Bahn AG; Stand Juli 2014)

In Abbildung 1 ist eine Übersicht der in Deutschland bestehenden FF-Bauarten dargestellt. Derzeit befinden sich im Netz der Deutschen Bahn ca. 1.300 km Feste Fahrbahn,

von welchen ca. 95 % als kompakte und ca. 5 % als aufgelagerte Bauarten mit Asphalt- oder Betontragschicht ausgeführt sind (Quelle: DB Netz AG; Stand Juli 2014 [2]). In Deutschland haben sich zwei FF-Bauarten durchgesetzt: zum einen das oben erwähnte Rheda 2000, zum anderen die Bauart mit Fertigteilplatten.

2 Aufgabenstellung und Aufbau der Arbeit

In den vergangenen Jahrzehnten wurden in Deutschland viele HGV-Strecken als Feste Fahrbahn neu- bzw. umgebaut.

Mit dem Bau neuer oder modifizierter Systeme entstehen neue Fragestellungen: so wurde beispielsweise an einer FF-Bauart mit Fertigteilplatten festgestellt, dass Risse durch die Stützpunktbereiche der Gleistragplatten verliefen. An sich ist eine Rissbildung in der Gleistragplatte nicht unerwünscht, im Gegenteil, dies ist bei der Bauweise der durchgehend bewehrten FF zwingend notwendig, um die vorhandenen Spannungen abzubauen. Risse, welche teilweise in Stützpunktbereichen bzw. im Bereich der Schienenbefestigungen entstehen (vgl. Abbildung 2), sind jedoch zwingend zu vermeiden, da dadurch auch Risse im Bereich der eingegossenen Schienenbefestigungselemente, wie Ankerschrauben oder Kunststoffdübel, nicht ausgeschlossen werden können. Somit kann die Dauerhaftigkeit der Schienenbefestigungen nicht gewährleistet werden. Zudem ist ein Riss durch den Stützpunkt nach dem Anforderungskatalog Feste Fahrbahn (kurz: AKFF) der DB Netz AG [3] nicht zulässig.

Während der Untersuchungen der Ursachen dieser unerwünschten Rissbildung im Stützpunktbereich wurde festgestellt, dass in vielen betroffenen Bereichen auch in der Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln (THB) Risse direkt unterhalb der Risse der Gleistragplatte zu finden waren. Daraus wurde abgeleitet, dass es sich hier um Reflexionsrissbildungen handelt, ausgehend von der Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln.

Mögliche Ursachen sind hier wahrscheinlich in grundlegenden Konstruktionsprinzipien der FF zu suchen:

- Zum einen ist es für die Reflexionsrissbildung notwendig, dass zwischen der Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln und der Gleistragplatte Verbund herrscht;
- zum anderen ist es für das Systemverhalten ausschlaggebend, welches Material als Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln eingesetzt wird;
- weitere Faktoren, wie beispielsweise die grundlegende Konstruktion der FF, spielen ebenfalls eine Rolle.

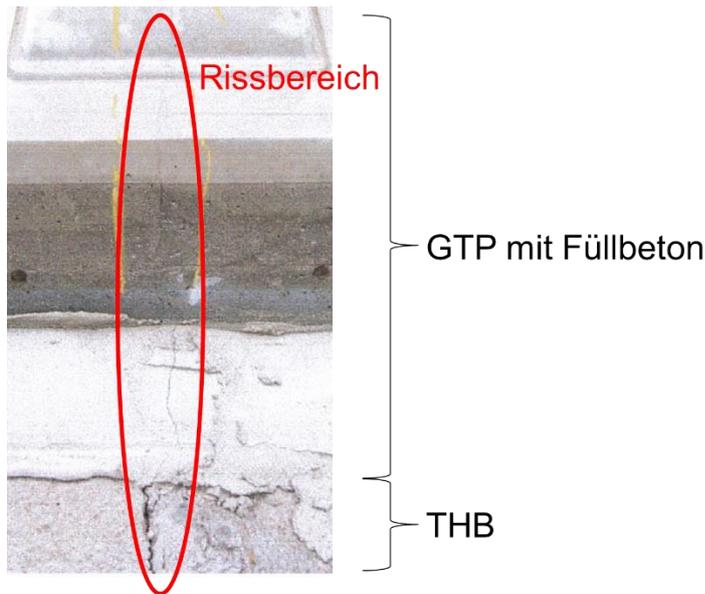


Abbildung 2: Reflexionsriss durch Stützpunkt (Quelle des Bildausschnitts: Prüfamnt für Verkehrswegebau der TU München)

In dieser Arbeit werden, aufbauend auf der klassischen FF-Oberbau-Dimensionierung nach Eisenmann/Leykauf [4], welche in Anlage 1 zusammengefasst erläutert ist, die genannten Problembereiche näher beleuchtet. Es werden durchgehend bewehrte Bauarten (bzw. kompakte Bauarten, vgl. Abbildung 1) betrachtet.

In Abbildung 3 ist anhand eines Flussdiagramms der grundlegende Aufbau der Arbeit verdeutlicht dargestellt.

Vor der Betrachtung der einwirkenden Lasten, Verkehrslast und Temperaturbeanspruchung, wird zunächst der grundlegende Aufbau einer FF in Betonbauweise erläutert. Danach gliedert sich die Arbeit zum einen nach der Reihenfolge der Erstellung einer Festen Fahrbahn (begonnen beim Untergrund) und zum anderen nach der Ursachenforschung und Lösungsansätzen der soeben beschriebenen Reflexionsrissbildung. Nach einer Beschreibung des Untergrunds (Kapitel 5) bzw. der ungebundenen Tragschichten (Kapitel 6) als Lagerung der Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln (THB), wird die THB näher betrachtet (Kapitel 7). Dabei werden Materialuntersuchungen und Ergebnisse (Biegezugfestigkeitsversuche und Ermittlung des Elastizitätsmoduls) am Material der klassischen Bauweise der THB, der hydraulisch gebundenen Tragschicht (HGT), vorgestellt, welche am Prüfamnt für Verkehrswegebau der TU München gewonnen wurden.

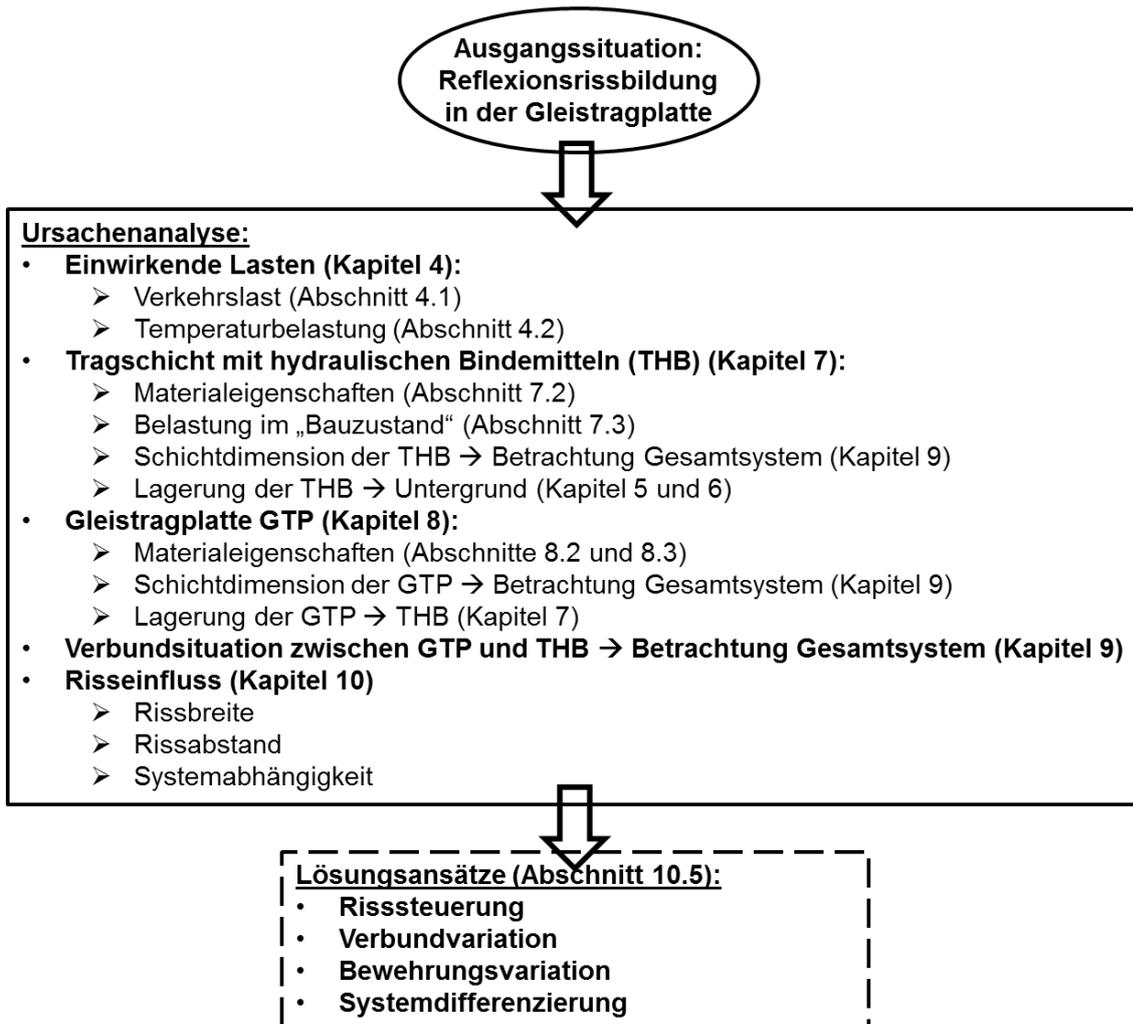


Abbildung 3: schematischer Aufbau der Arbeit

Daran anschließend wird mit Hilfe der Finite-Element-Methode (FEM) zunächst die Beanspruchung bzw. die Beanspruchbarkeit der THB während der Bauphase näher untersucht.

Nachdem die Gleistragplatte, insbesondere die Dauerbiegezugfestigkeit des Betons, näher erläutert wird (Kapitel 8), werden Untersuchungen am Gesamtsystem beschrieben (Kapitel 9): Dabei werden Aspekte, wie die Verbundbetrachtung oder der Einfluss der einzelnen Schichtabmessungen (z.B. THB- und GTP-Breiten) untersucht.

Abschließend werden mit Hilfe der FE-Methodik die eingangs beschriebene Problematik der Reflexionsrissbildung betrachtet und diverse Lösungsansätze diskutiert (Kapitel 10).

3 Grundlegender Aufbau einer Festen Fahrbahn (FF)

Wie in der Einleitung bereits erwähnt, haben sich momentan hauptsächlich zwei FF-Systeme auf dem deutschen Markt durchgesetzt (Stand Sommer 2014): das System mit Fertigteilplatten und das System mit eingegossenen Schwellen (Rheda 2000).

Das System mit Fertigteilplatten (kurz: FTP) sichert die Gleislage durch im Werk exakt hergestellte Fertigteilplatten, die vor Ort ausgerichtet werden und daran anschließend beispielsweise mit einem Zementmörtelgemisch untergossen werden um einen guten Verbund zur darunter liegenden Schicht zu erlangen. Die Fertigteilplatten können in Längsrichtung miteinander kraftschlüssig, z.B. in Deutschland mittels Spannschlösser, gekoppelt werden, so dass dadurch eine quasimonolithische Bauweise erreicht wird. Die Fertigteilplatten selbst werden an der Oberfläche mit Querschnittsverjüngungen (Sollbruchstellen) versehen, um die Rissabstände zu beeinflussen (gesteuerte Rissbildung). Das System mit eingegossenen Schwellen (z.B. Rheda 2000) zeichnet sich dadurch aus, dass eine hohe Gleislagequalität gewährleistet werden kann, da ein mit Spindeln positionierter Gleisrost (mit bereits vormontierter Schiene) mit Beton in situ untergossen wird. Auf eine Steuerung der Risse, wie bei dem System mit Fertigteilplatten, wird hierbei verzichtet. Ein typisches Rissbild ist bei dieser Bauart ein Riss in der Gleistragplatte direkt an der Fuge „eingegossene Schwelle – Füllbeton“. Generell dürfen Risse nicht größer als 0,5 mm sein [3], was mit Hilfe der mittig geführten, durchgehenden Bewehrung gewährleistet werden soll.

Zudem kann bei FF-Systemen unterschieden werden, für welchen Zweck diese eingesetzt werden sollen: Stadtbahnen (eingebettete Schiene, Rasengleis, etc.), S-Bahnen, Vollbahnen, Hochgeschwindigkeitsverkehr (HGV) oder auch Güter- oder Mischverkehr. Es werden in dieser Arbeit hauptsächlich durchgehend bewehrte FF-Systeme in Betracht gezogen, welche für Vollbahnen und den HGV ausgelegt werden. Der minimale Gleisbogenhalbmesser für HGV-Züge beträgt ca. 400 m bzw. 150 m (Vollbahn). Die typischen Radsatzlasten liegen bei 18 t (HGV) bzw. 25 t (Vollbahn). Die Höchstgeschwindigkeiten für Vollbahnen betragen ca. 250 km/h; bei diesen Fahrgeschwindigkeiten und darüber hinaus wird der Verkehr als HGV bezeichnet. [5]

In Abbildung 4 wird der grundlegende, vereinfachte Aufbau einer FF dargestellt.

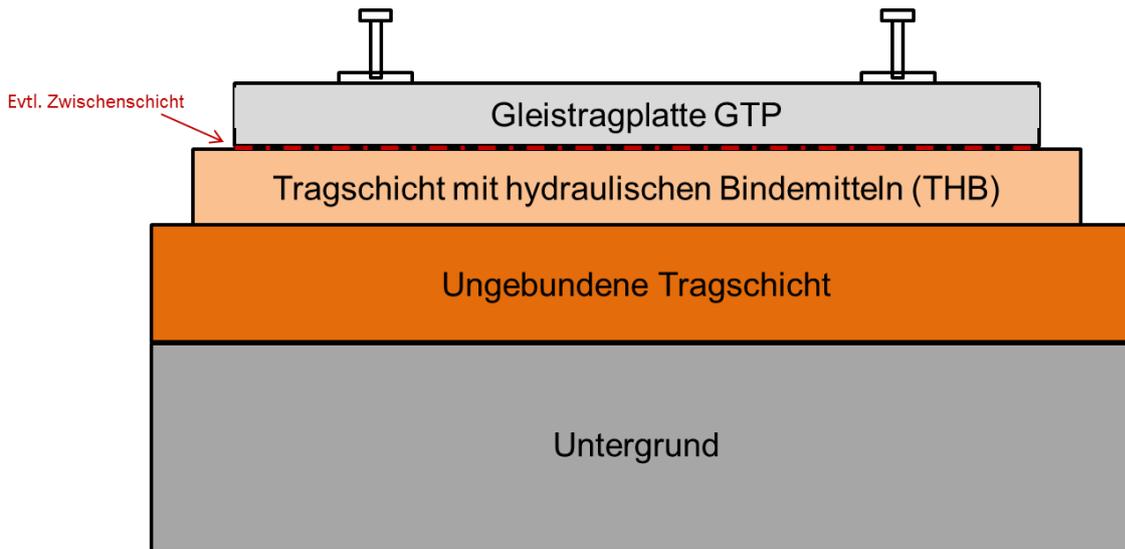


Abbildung 4: Grundlegender Aufbau einer Festen Fahrbahn

Bezüglich der Dimensionierung werden Empfehlungen oder Anforderungen gestellt (z.B. im AKFF der DB Netz AG [3]). Zumeist werden die Anforderungen auf das verwendete Material bezogen. Auch hinter angegebenen, geometrischen Grenzwerten, wie zum Beispiel Gesamtbreite der THB oder Abstand der Stützpunkte zum GTP-Rand, stehen Materialparameter.

Auf weitere Bemessungsparameter, wie Trassierungsanforderungen (maximale Fahrgeschwindigkeit, Mindestbogenhalbmesser, etc.) oder diverse konstruktive Anforderungen (wie z.B. Entwässerung oder Instandhaltbarkeit), wird auf die Ausführungen in Betonkalendar 2015 [2] verwiesen. Diese werden in dieser Arbeit nicht näher betrachtet.

Der Terminus „Betontragschicht (kurz: BTS)“ wird in dieser Arbeit verwendet, falls es sich nicht explizit um eine Gleistragplatte einer FF handelt (z.B. im Betonstraßenbau) oder die BTS als Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln (THB) fungiert.

Eine eventuell eingebaute Zwischenschicht kann verschiedene Funktionen übernehmen: Neben der Unterbindung des Verbundes (z.B. Vorbeugen einer Reflexionsrissbildung) als Trennschicht kann diese Schicht auch als weiteres elastisches Element des Oberbaus genutzt werden. Es wird darauf hingewiesen, dass bei der Verwendung einer Zwischenschicht als Trennschicht die Gleislagestabilität näher untersucht werden sollte.

4 Lastansätze

Vor der Systembetrachtung der durchgehend bewehrten Festen Fahrbahn wird auf die verschiedenen Belastungsarten eingegangen.

Auf eine Betontragplatte (allgemein betrachtet; auch im Straßenbau) wirken unterschiedliche Lasten: Neben den offensichtlichen extern einwirkenden Beanspruchungen der Verkehrslast und der Temperaturbeanspruchung sind auch Einflüsse von Feuchte (diese verstärkt beispielsweise das Aufschüsseln der Betontragplatte) und der Alkali-Kiesel-Säure-Reaktion (kurz: AKR, erzeugt bspw. zusätzliches Aufwölben der Betontragplatte) vorhanden, welche in dieser Arbeit nicht näher beachtet werden. Es wird an dieser Stelle auf die Ausführungen in [6] verwiesen.

4.1 Lastansatz Eisenbahnverkehr

In diesem Abschnitt soll ein kurzer Überblick über die Verkehrslasten sowie über das Thema der dynamischen Zuschläge (Beachtung der Radlastverlagerung im Gleisbogen sowie des Dynamikfaktors) auf die Verkehrslasten gegeben werden.

Für eine Vertiefung des Themas der Lasteinwirkung auf eine Schienenbefestigung wird auf die Ausführungen in [7] verwiesen. Das Thema der Oberbaudynamik wird beispielsweise in [8] vertieft behandelt.

Anmerkung: Grundsätzlich werden die Raumrichtungen, bezogen auf den Oberbau, in dieser Arbeit wie folgt definiert:

- *Gleislängsrichtung – x-Richtung*
- *Querrichtung (lateral) – y-Richtung*
- *Vertikale Richtung – z-Richtung*

4.1.1 Vertikale Lastkomponente

In dieser Arbeit wird nur die vertikale Verkehrslasteinwirkung berücksichtigt. Da in erster Linie die Biegezugspannungen und Druckspannungen betrachtet werden, wird der Anteil der lateralen Lastkomponente, verursacht durch die Verkehrsbelastung, aufgrund des geringen Einflusses in vertikaler Richtung vernachlässigt.

4.1.1.1 Lastmodelle

In [9] und [10] werden einige für den Eisenbahnverkehr (Haupt- und Nebenbahnen) typische Lastmodelle genannt.

Generell wird für die Bemessung das Lastmodell 71 (kurz: LM 71) angesetzt. Das LM 71 stellt keinen realen Zugtyp dar, sondern beschreibt eine charakteristische Belastung durch den Regelverkehr. Es setzt sich aus vier Achslasten (250 kN) sowie daran anschließende Linienlasten (80 N/mm) zusammen (siehe Anlage 2).

Zusätzlich werden in [11] für bestimmte Bemessungen weitere Lastmodelle vorgeschlagen wie SW/0 oder SW/2 (angesetzt für Schwerlastverkehr auf Brücken, welche als Durchlaufträger oder Rahmentragwerke ausgebildet sind) sowie ein unbelasteter Zug (beispielsweise für horizontalen Windangriff mit minimaler Verkehrslast auf Brücken).

Alternative Lastmodelle oder typische Belastungen für die zu bemessende Strecke können bei Bedarf ebenfalls angesetzt werden.

Für diese Arbeit wird in erster Linie das LM 71 verwendet.

4.1.1.2 Vertikale Lastverteilung bezogen auf die Stützpunkte

In [9] und [10] wird eine vereinfachte Annahme der Lastverteilung der Schiene einer Einzellast des LM 71 (250 kN Achslast) wie folgt beschrieben:

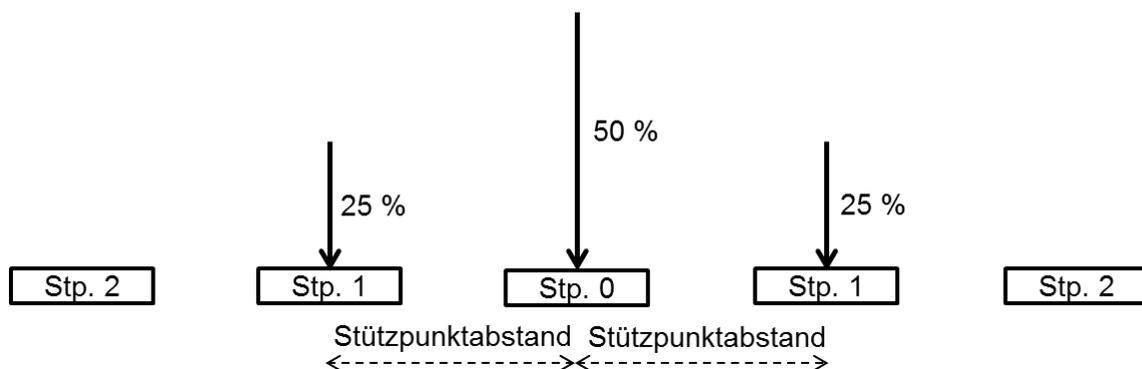


Abbildung 5: Annahme Lastverteilung vertikal nach DIN EN 1991-2:2010 [9]

Dabei ist Stützpunkt 1 der erste Nachbarstützpunkt des belasteten Stützpunktes.

Diese Annahme kann analytisch mit der Berechnung nach dem Verfahren Zimmermann (vgl. Anlage 1) nachgerechnet werden. Für einen Stützpunktabstand von 650 mm (Standardmaß einer FF für HGV) kann diese stark vereinfachte Annahme der Lastaufteilung auf der sicheren Seite liegend bestätigt werden.

Diese Annahme liegt nach weiteren Berechnungen (vgl. Anlage 3) bis zu einem Stützpunktabstand von 850 mm (Stützpunktsteifigkeit 40 kN/mm) auf der sicheren Seite. Der

Stützpunktabstand von 850 mm könnte im Nahverkehrsbereich eingesetzt werden, findet aber im Fernverkehr bzw. dem HGV keine Anwendung.

Ferner wurde berechnet, dass auch die übernächsten Stützpunkte (Stützpunkte Nr. 2) zwischen 5 % bis 10 % der Last erfahren (Abbildung 6), was in der vereinfachten Annahme vernachlässigt wird.

Eine Variation der Stützpunktsteifigkeit zeigt, dass im für FF relevanten Bereich des HGV ($\leq 60 \text{ kN/mm}$) die 50 % nicht überschritten werden. Die 25 %-Verteilung der Last in den Nachbarstützpunkt kann für alle durchgeführten Berechnungsvarianten (variierte Stützpunktsteifigkeit und unterschiedliche Stützpunktabstände) bestätigt werden.

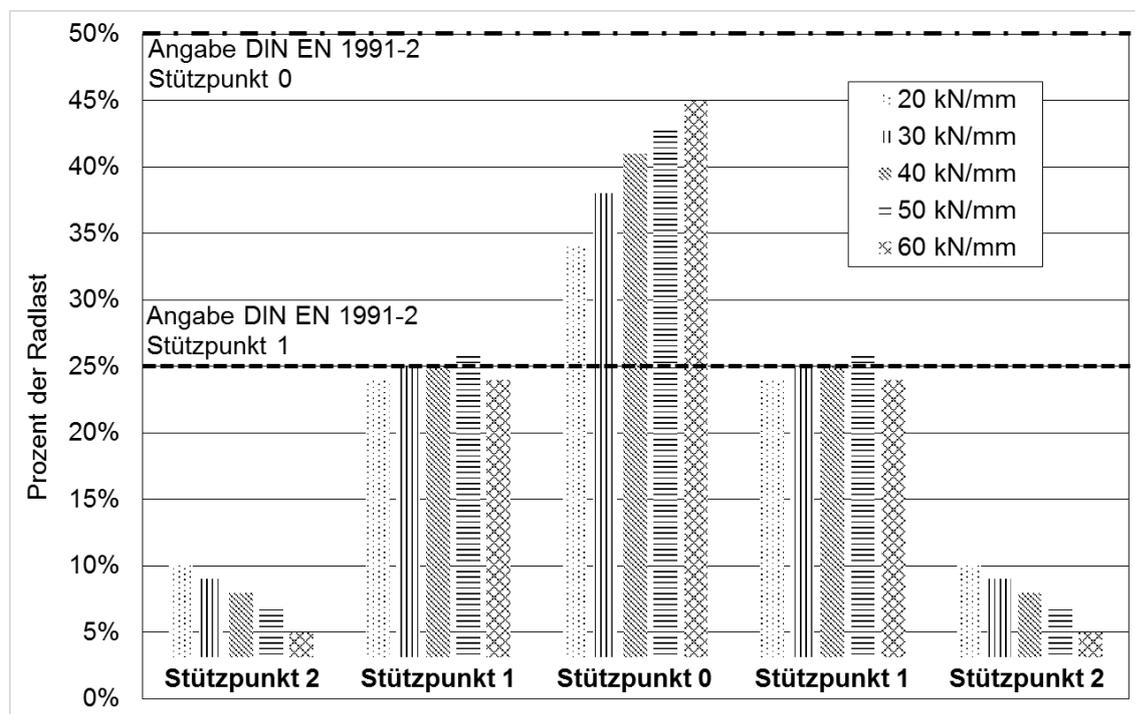


Abbildung 6: Verlauf der Lastverteilung bei variiertem Stützpunktsteifigkeit (Stützpunkt 1 = erster Nachbarstützpunkt; Stützpunkt 2 = zweiter Nachbarstützpunkt)

4.1.1.3 Einfluss der Stützpunktfläche bzw. Lasteinleitungsfläche

Neben der Verteilung der Last auf die Stützpunkte wurde untersucht, inwiefern sich die lastverteilende Wirkung eines Stützpunktes (Lasteinleitungsfläche) auf die Biegezugspannung an den Schichtunterseiten (Gleistragplatte bzw. Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln) auswirkt.

Betrachtete Lasteinleitungsflächen:

- 150 mm x 160 mm - Kontaktbereich einer Zwischenlage zwischen Schiene 60E1 und Schwelle B70 (wie z.B. Befestigungssystem W14)
- 160 mm x 290 mm - typische Fläche einer (hoch-) elastischen Zwischenplatte des Systems 300 (vgl. Anlage 10)
- 160 mm x 370 mm - Ansatz in [4]

Das Ergebnis ist, dass die Auswirkungen der Stützpunktfächenvariation auf die Ergebnisse (Biegezugspannungen an Schichtunterseiten), berechnet mit dem Verfahren Westergaard, im Bereich von 3 % liegen. Somit kann der Einfluss einer geringfügig variierten Stützpunktfäche auf die Biegezugspannungen an den Schichtunterseiten in dieser Arbeit vernachlässigt werden.

4.1.2 Dynamische Zuschläge

4.1.2.1 Klassischer Ansatz

In [4] wird ein Zuschlag auf die berechneten, vertikalen, statischen Stützpunktlasten von 1,8 angenommen. Er setzt sich als Produkt aus einem pauschalen Wert für die *Radlastverlagerung im Bogen* von 1,2 sowie dem *Dynamikfaktor* von 1,5 zusammen.

Der Dynamikfaktor von 1,5 beschreibt die Lasterhöhung für eine Neubaustrecke (entspricht einer sehr guten Gleislage) mit einer Fahrgeschwindigkeit von 300 km/h (Reisezug) und einer statistischen Sicherheit von 99,7 % ($t = 3,00$).

Für die Berechnung der Druckspannung auf den Untergrund wird ein Zuschlag von 1,4 angesetzt, welcher sich aus dem Faktor für die Radlastverlagerung von 1,2 und einem Dynamikfaktor von 1,17 zusammensetzt.

Der Dynamikfaktor von 1,17 beschreibt nach [12, p. 246] eine statistische Sicherheit von 67 % mit einem Variationskoeffizienten von 17 %. Der im Vergleich zur gesamten FF (99,7 %) niedrigere Sicherheitswert rührt daher, dass durch den Untergrund bedingte Versagensfälle das Gesamtsystem „Feste Fahrbahn“ nicht innerhalb von kürzester Zeit, wie beispielsweise eine Gleisverwerfung, sicherheitsrelevant beeinflussen.

4.1.2.2 Neuere Erkenntnisse

In [8] wird durch Gleismessungen und darauf basierenden Mehrkörper-Simulationen gezeigt, dass die Annahme eines Dynamikfaktors von 1,5 für eine FF, welcher durch zahlreiche Messungen an Schottergleisen statistisch erfasst und mit Sicherheiten belegt wurde, selbst nach einigen Jahren Nutzungsdauer über den realen Lasteinwirkungen auf den Oberbau liegt. Dabei wurden allerdings die dynamischen Einflüsse aus dem Fahrzeug selbst, wie beispielsweise Radunrundheiten, nicht beachtet. Es wurde allein der Oberbau, insbesondere die Gleiselastizität und Gleislagequalität, betrachtet.

Dabei wird in einem auf [8] basierenden Forschungsbericht des Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München [13] ein Dynamikfaktor von 1,35 für Geschwindigkeiten < 300 km/h auf gerader Strecke einer FF angegeben, welcher trotz der Reduzierung ausreichende hohe Sicherheiten hat.

Die Formel für den modifizierten Dynamikfaktor lautet:

$$k_{\text{dyn}} = 1 + \frac{(V^2 + 128000)}{625000} \quad (4.1)$$

Bei Feldmessungen wurde für diese Randbedingungen ein verminderter Dynamikfaktor für eine FF von ca. 1,28 festgestellt.

Als dynamischer Zuschlag auf die statischen Stützpunktlasten könnte ein Wert von 1,2 (Radlastverlagerung im Bogen) · 1,35 (neuer Dynamikfaktor) = 1,62 angenommen werden.

Da, wie bereits erwähnt, die dynamischen Einflüsse aus dem Fahrzeug vernachlässigt wurden, wird für die Lastannahmen dieser Arbeit auf der sicheren Seite liegend der klassische Faktor von 1,8 verwendet.

4.2 Lastansatz Temperatur

4.2.1 Allgemeines

Zusätzlich zu den Verkehrslasten (Baustellenverkehr sowie auf das System wirkende Stützpunktkräfte) müssen beim Betondeckenbau die Temperatureinwirkungen mitberücksichtigt werden.

Exotherme Reaktionen durch die Hydratation des Betons sind bereits bei der Betondeckenherstellung die Basis für das Entstehen von Schwindspannungen, welche zu unerwünschten Schwindrissen führen können. Des Weiteren sind während der Herstellung

und insbesondere während der Nutzungsphase die externen thermischen Umgebungseinflüsse (z.B. Sonneneinstrahlung, Wind, Niederschlag) sowie die jahreszeitlichen Schwankungen ausschlaggebend für ständig wechselnde Temperatureinwirkungen auf die Schichtoberfläche. Die Einflüsse bewirken, verbunden mit Eigen- und Zwangsspannungen, eine Volumenänderung insbesondere des Betonkörpers der GTP, aber auch der weiter unten liegenden Schichten, wie der THB. Abgebaut werden können diese Spannungen entweder durch vorher eingebrachte Fugen (unbewehrte Platten-Bauweise mit Dübeln für die Querkraftübertragung) oder durch Risse, welche sich in durchgehend bewehrten Bauteilen bilden. Die Theorie der Rissproblematik wird in Kapitel 10.2 ausführlich behandelt.

4.2.2 Schwindspannungen, Nullspannungstemperatur

Als Nullspannungstemperatur wird die Temperatur bezeichnet, welche ein Material besitzt, wenn keine inneren Zwangsspannungen vorhanden sind (vgl. Abbildung 7; Stadien I und II).

Zu Beginn der Betonherstellung entspricht diese der Einbautemperatur des Frischbetons, da sich aufgrund des plastischen Verhaltens keine Spannung im Beton bilden kann. Aufgrund der darauffolgenden Hydratation des Betons entwickelt sich Wärme (vgl. Abbildung 7; Stadium III). Der Elastizitätsmodul und die Druckfestigkeit des Betons beginnen sich zu erhöhen, was zu Druckspannungen im Beton führt. Der Zeitpunkt des Beginns der Entwicklung der Druckspannung im Beton wird als erste Nullspannung bezeichnet. Zu Beginn der Hydratation kann nach [14, p. 59] davon ausgegangen werden, dass der Verbund zwischen Bewehrungsstahl und Beton voll ausgebildet ist. Das hat zur Folge, dass sich auch im Bewehrungsstahl Druckspannungen aufbauen.

Durch die anschließende Abkühlung (vgl. Abbildung 7; Stadium IV) versucht der Beton sich zusammenzuziehen, was zur Folge hat, dass sich die Druckspannungen im Beton und im Bewehrungsstahl abbauen. Diesem Verkürzen wirken das Gewicht der Betondecke und der Reibbeiwert zwischen Betondecke und der darunter liegenden Schicht entgegen, was (Zug-)Spannungen an der Unterseite der Betondecke aktiviert.

Sind die Druckspannungen im Beton abgebaut und ist der Beton „spannungsfrei“, so ist die zweite Nullspannungstemperatur des Betons erreicht.

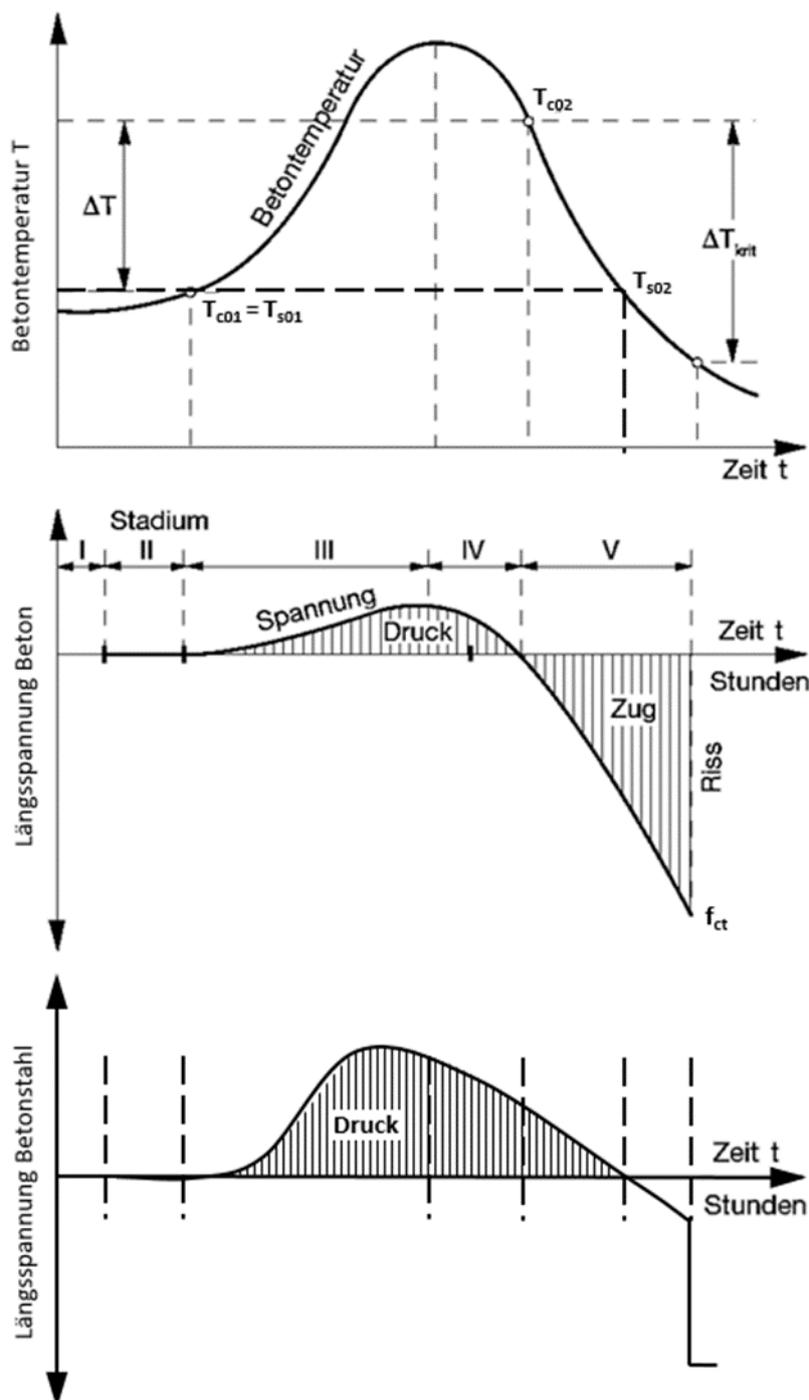


Abbildung 7: Spannungsverläufe des Bewehrungsstahls und des Betons während der Erhärtung einer Betondecke nach (Bosold und Grünwald 2014 [15]) und (Breitenbücher 1988)

Im weiteren Verlauf wird die zweite Nullspannungstemperatur als „Nullspannungstemperatur“ des Betons definiert. Wie in Abbildung 7 erkennbar ist entspricht diese nicht der ersten Nullspannung, da die entstandenen Druckspannungen aufgrund der nun steiferen

Materialeigenschaften des Betons, wie des erhöhten E-Moduls, eine geringere Temperaturdifferenz für die Spannungsreduzierung benötigen als bei der Hydratation. Ab der Nullspannungstemperatur bilden sich im Beton Zugspannungen (vgl. Abbildung 7; Stadium V). Diese erhöhen sich, bis schließlich entweder der Beton die Umgebungstemperatur erreicht hat oder die maximale Zugfestigkeit des Betons erreicht ist, so dass der Beton „reißt“.

Der Temperaturunterschied der Nullspannungstemperatur und der Temperatur, bei welcher Risse im Beton infolge Schwinden entstehen, wird als kritische Temperatur ΔT_{krit} bezeichnet.

Betrachtet man den Spannungsverlauf des Bewehrungsstahls, so liegt dessen Nullspannungstemperatur nicht bei der des Betons, da die Druckspannungen materialbedingt wesentlich langsamer abgebaut werden als im Beton.

In Abbildung 7 sind der Temperaturverlauf im Beton sowie die theoretischen Spannungsverläufe im Beton und im Bewehrungsstahl zur Verdeutlichung dargestellt.

Es ist erkennbar, dass eine starke Temperaturerhöhung direkt nach der Betonherstellung durch geeignete Maßnahmen vermieden werden sollte, um die sich danach entwickelnden Zugspannungen zu begrenzen. Des Weiteren sollte vermieden werden, dass die Betonoberfläche wesentlich schneller erhärtet als der Rest des Querschnitts, da dadurch weitere Zwangsspannungen forciert werden. Maßnahmen zur Spannungsreduzierung könnten sein:

- Sorgfältige Auswahl der Betonierzeit, wie z.B. in den Abendstunden in der Sommerzeit (gemäßigte Umgebungstemperatur)
- Schutz vor Umgebungseinflüssen wie Sonneneinstrahlung oder Wind
- Nachbehandeln bzw. Abkühlung durch Bewässerung
- etc.

Die Nullspannungstemperatur ist somit abhängig von:

- den Umgebungsbedingungen während der Betonage. Angabe ZTV Beton [16, p. 44]: zulässig für Lufttemperatur ohne spezielle Maßnahmen: + 5 °C bis + 25 °C. Zudem ist auch auf die Temperatur des anstehenden Untergrundes zu achten;
- der Frischbetontemperatur (Angabe ZTV Beton [16, p. 44]: zulässige Frischbetontemperatur ohne spezielle Maßnahmen: + 5 °C bis + 30 °C);
- der Nachbehandlung;
- der Betonrezeptur.

Formel für Längsbewehrung (Druckspannung) durch Schwinden:

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \quad [\text{N/mm}^2] \quad (4.2)$$

mit:

- $\sigma_s =$ Spannung in der Bewehrung [N/mm²]
 $E_s =$ E-Modul der Bewehrung (210.000 N/mm²) [N/mm²]
 $\epsilon_s =$ Verformung der Bewehrung [‰]

Formel für die GTP (Zugspannung) durch Schwinden:

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \cdot A_s / A_c \quad [\text{N/mm}^2] \quad (4.3)$$

mit:

- $A_s =$ Querschnittsfläche der Bewehrung [mm²]
 $A_c =$ Querschnittsfläche des Betons (der GTP) [mm²]

Nach [14] sollten die momentan gültigen Grenzen der Betontemperatur enger gesetzt werden, um die Temperaturdifferenz, welche in den Wintermonaten zu erhöhten Zugspannungen im Beton führt, zu senken. Als Empfehlung werden Betontemperaturen von + 5 °C bis + 20 °C genannt. Die Annahme ist hier eine homogene Einbautemperatur und Temperaturentwicklung während der Erhärtungsphase im Beton.

4.2.3 Gleichmäßige und ungleichmäßige Temperaturänderung

Unter *gleichmäßiger* Temperaturänderung ΔT versteht man im Allgemeinen, wenn sich die Temperatur über die Schichtdicke gleichmäßig verändert. Dadurch entstehen Zug- und Druckspannungen in Längsrichtung.

Eine *ungleichmäßige* Temperaturänderung bedeutet, dass ΔT über die Schichtdicke unterschiedlich ist, was Biegespannungen begünstigt.

In Abbildung 8 sind die gleichmäßige und ungleichmäßige Temperaturänderung graphisch erklärt.

Bei einer Abkühlung der Betonplattenoberseite, beispielsweise durch Wind oder Feuchtigkeit, können sich die Plattenränder nach oben bewegen (sog. Aufschüsseln).

Gegensätzliches geschieht bei erhöhten Temperaturen an der Betonplattenoberseite, welche beispielsweise durch Sonneneinstrahlung hervorgerufen werden können: Die Platte wölbt sich auf. Das Plattengewicht wirkt dem Aufwölben entgegen, so dass an der

Betonplattenunterseite Biegezugspannungen (sog. Wölbspannungen) entstehen. Aufgrund von zahlreichen Messungen kann davon ausgegangen werden, dass der Lastfall einer ungleichmäßigen Erwärmung (max. $\Delta t = 0,09 \text{ K/mm}$) einen größeren Einfluss auf die Bemessung hat als eine Abkühlung (max. $\Delta t = 0,035 \text{ K/mm}$).

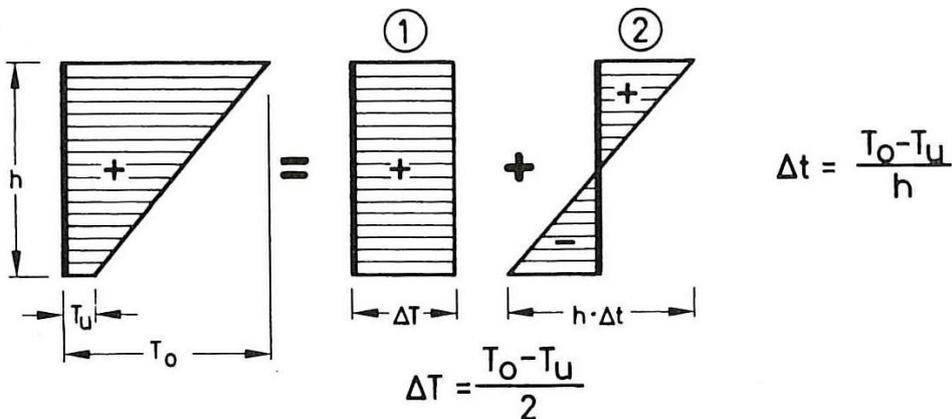


Abbildung 8: Beispiel eines geradlinigen Verlaufs des Temperaturgradienten in einer Betonplatte bei Erwärmung von oben mit ① gleichmäßiger Erwärmung und ② ungleichmäßiger Temperaturänderung mit geradlinigen Verlauf [12]

In [12] und [2] ist ein Temperaturgradient Δt von $0,09 \text{ K/mm}$ für eine GTP mit einer Dicke von 240 mm in Ansatz gebracht. Wird die Plattendicke erhöht, so kann Δt verringert werden und umgekehrt. Nach [17] können die Temperaturgradienten wie folgt gewählt werden:

Tabelle 1: Temperaturgradienten Δt in Abhängigkeit der Plattendicke [17]

Plattendicke in [mm]	Temperaturgradient Δt in [K/mm]
220 – 240	0,08
240 – 270	0,07
270 – 310	0,06
310 – 440	0,05
> 440	0,04

Somit kann festgestellt werden, dass ein Temperaturgradient Δt von $0,09 \text{ K/mm}$ auf der sicheren Seite liegt.

Für die Untersuchungen einer 240 mm dicken Gleistragplatte wird nach Tabelle 1 im weiteren Verlauf der Arbeit ein reduzierter, positiver Temperaturgradient Δt von $0,08 \text{ K/mm}$ gewählt.

Nach DIN 1045-1:2001 wird für Normalbeton, wozu ein Beton C30/37 zählt, allgemein eine Wärmedehnzahl $\alpha_T = 10^{-5}/K$ angenommen. Weiterhin können die Unterschiede zwischen $\alpha_{T,Stahl}$ für die Bewehrungsstäbe und $\alpha_{T,Beton}$ vernachlässigt werden.

Nach [18] können die Wärmedehnzahlen α_T einer Betonplatte wie folgt angenommen werden:

Randzone (trocken): $0,53 \cdot 10^{-5}/K$

Restlicher Querschnitt (trocken): $1,4 \cdot 10^{-5}/K$

Gesamter Querschnitt: $1 \cdot 10^{-5}/K \rightarrow$ gewählt

Dabei wird nicht unterschieden, ob es sich um eine GTP oder eine THB aus Beton handelt.

Trotz der pauschalen Annahme $\alpha_T = 10^{-5}/K$ soll nicht unerwähnt bleiben, dass die Wärmedehnzahl α_T eines Betons von den Wärmedehnzahlen des verwendeten Zements und der Gesteinskörnung sowie vom Feuchtezustand des Betons abhängig ist [19, p. 355 ff.]. Daraus abgeleitet, ließe sich die Wärmedehnzahl einer HGT aufgrund des reduzierten Bindemittel- und Wassergehalts etwas verringern.

Die maximal auftretenden Lufttemperaturen in Deutschland liegen zwischen ca. $40^\circ C$ im Sommer (Beispiel: Rekordsommer 2015; $40,3^\circ C$ in Kitzingen [20]) und bis ca. $-25^\circ C$ im Winter.

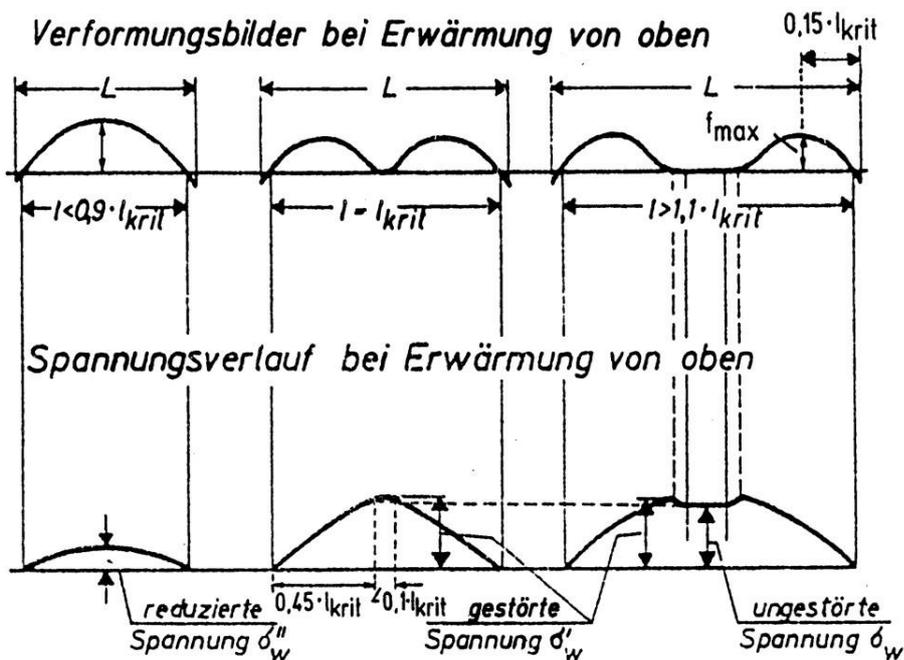


Abbildung 9: Spannungs- und Verformungsverlauf Erwärmung von oben [12]

In [12] wird eine direkte Abhängigkeit der Wölbspannung von der kritischen Plattenlänge l_{krit} dargestellt, wie in Abbildung 9 zu erkennen ist. Die Wölbspannung entsteht, wie bereits erklärt, bei einer ungleichmäßigen Temperaturänderung.

Die kritische Plattenlänge l_{krit} ist die Plattenlänge, ab welcher eine ungestörte Wölbspannung auftreten kann. Diese kann folgendermaßen berechnet werden [12]:

$$\text{Verhältnis: } 0,8 \leq L/B \leq 1,2: \quad l_{krit} = 228 \cdot h \cdot \sqrt{\alpha_T \cdot \Delta t \cdot E} \text{ [mm]} \quad (4.4)$$

$$\text{Verhältnis: } 0,8 > L/B > 1,2: \quad l_{krit} = 200 \cdot h \cdot \sqrt{\alpha_T \cdot \Delta t \cdot E} \text{ [mm]} \quad (4.5)$$

Mit einem angenommenen Elastizitätsmodul der GTP von 34.000 N/mm^2 , $\alpha_T = 10^{-5}/\text{K}$ und $\Delta t = 0,08 \text{ K/mm}$ vereinfachen sich die Formeln zu:

$$\text{Verhältnis: } 0,8 \leq L/B \leq 1,2: \quad l_{krit} = 37,6 \cdot h; \text{ mit } h = 240 \text{ mm: } 9.024 \text{ mm}$$

$$\text{Verhältnis: } 0,8 > L/B > 1,2: \quad l_{krit} = 33,0 \cdot h; \text{ mit } h = 240 \text{ mm: } 7.920 \text{ mm}$$

Die Rissabstände einer durchgehend bewehrten FF definieren die „Plattenlänge“ L für die Berechnung der kritischen Länge.

Dabei gilt:

$L \geq 1,1 \cdot l_{krit}$: ungestörte Wölbspannung σ_w ;

$L = l_{krit}$: gestörte Wölbspannung σ_w' (entspricht ca. $1,2 \cdot \sigma_w$);

$L < 0,9 \cdot l_{krit}$: reduzierte Wölbspannung σ_w'' .

Die ungestörte Wölbspannung befindet sich in dem Bereich, in dem die Betonplatte auf der Unterlage (z.B. HGT) aufliegt. Sie lässt sich wie folgt berechnen [12]:

$$\sigma_w = \frac{1}{1 - \mu} \cdot \frac{h \cdot \Delta t}{2} \cdot \alpha_T \cdot E \quad [\text{N/mm}^2] \quad (4.6)$$

mit:

h = Dicke der Platte [mm]

E = Elastizitätsmodul der Platte [N/mm²]

μ = Querdehnzahl der Platte [-]

α_T = Wärmedehnzahl der Platte [1/K]

Δt = Temperaturgradient [K/mm] = $T_o - T_u$

mit: T_o = Temperatur an Oberseite

T_u = Temperatur an Unterseite

Für die durchgehend bewehrte FF beträgt der zunächst angenommene Rissabstand zwischen 1 m und 4 m [2, p. 16]. Bei einer GTP-Breite von 2,8 m [2, p. 21] betragen die Verhältnisse L/B und die daraus zu berechnenden Wölbspannungen:

- Rissabstand 1 m: $L/B = 0,36 \rightarrow$ maßgebend: Spannung in Querrichtung und damit Verhältnis $B/L = 2,8 \rightarrow L = 2.800 \text{ mm} < 0,9 \cdot l_{\text{krit}} (7.125 \text{ mm}) \rightarrow \sigma_w''$
- Rissabstand 4 m: $L/B = 1,43 \rightarrow$ maßgebend: Spannung in Längsrichtung $\rightarrow L = 4.000 \text{ mm} < 0,9 \cdot l_{\text{krit}} (7.125 \text{ mm}) \rightarrow \sigma_w''$

Aufgrund der oben berechneten kritischen Längen einer 240 mm dicken GTP ist für diese Berechnungen die reduzierte Wölbspannung anzusetzen:

$$\sigma_w'' = \left(\frac{L - 400}{0,9 \cdot l_{\text{krit}}} \right)^2 \cdot \sigma_w \quad [\text{N/mm}^2] \quad (4.7)$$

Nach [12, p. 34] kann aufgrund umfangreicher Erfahrungen im Straßenbau mit durchgehend bewehrter Bauweise im Ausland bei einer im Querschnitt mittig platzierten Längsbewehrung ($\emptyset 15,9 \text{ mm}$, Abstand zueinander 15 cm, Plattendicke 200 mm \rightarrow Bewehrungsgehalt von 0,74 %) und einer „Plattenlänge“ (bzw. einem mittleren Rissabstand) von 1,8 m eine maximale Rissbreite 0,5 mm erreicht werden. Diese maximale Rissbreite ist wiederum als Anforderung im AKFF [3] definiert.

Aufgrund der geringen entstehenden Spannungsanteile kann auf den Ansatz der Reibspannungen, verursacht durch die Temperatur, verzichtet werden [14]. Die Reibspannungen liegen im Bereich $< 3 \%$ der durch den Beton aufnehmbaren Spannung.

4.3 Gewählte Lastansätze

Für die Untersuchungen in dieser Arbeit wurde als Verkehrslastansatz, wenn nicht anders beschrieben, das beschriebene LM 71 mit einem dynamischen Zuschlag von 1,8 verwendet. Für die Betrachtung des Baustellenverkehrs wurde eine entsprechende Belastung durch einen Baustellen-LKW gewählt, welcher näher in Kapitel 7.3.3 beschrieben ist. Eine laterale Lastkomponente wurde nicht berücksichtigt.

Als Temperaturbelastung wurde ein Temperaturgradient gewählt, welcher, je nach Schichtdicke, aus Tabelle 1 entnommen wird.

5 Der Untergrund

Ausschlaggebend für die Dimensionierung der FF bzgl. des Untergrundes ist die zulässige Druckspannung $\sigma_{z,max}$, welche der Untergrund aufnehmen kann. Diese kann in Abhängigkeit der Anzahl der Überfahrten n und des E_u -Wertes (Verformungsmodul des Untergrundes) nach *Heukelom und Klomp* [21] bestimmt werden:

$$\text{zul } \sigma_z = 0,006 \cdot \frac{E_u}{(1 + 0,7 \cdot \log n)} \quad \text{N/mm}^2 \quad (5.1)$$

Mit anwachsendem Verformungsmodul des Bodens E_u steigt der Einfluss der Lastwechselzahl geringfügig an. Eine Variation der Anzahl der Achsübergänge zwischen 500.000 und 4 Mio. ändert die zulässige Bodenpressung σ_z um $\Delta\sigma = 0,007 \text{ N/mm}^2$ (für $E_u = 60 \text{ N/mm}^2$) bzw. $\Delta\sigma = 0,016 \text{ N/mm}^2$ (für $E_u = 120 \text{ N/mm}^2$).

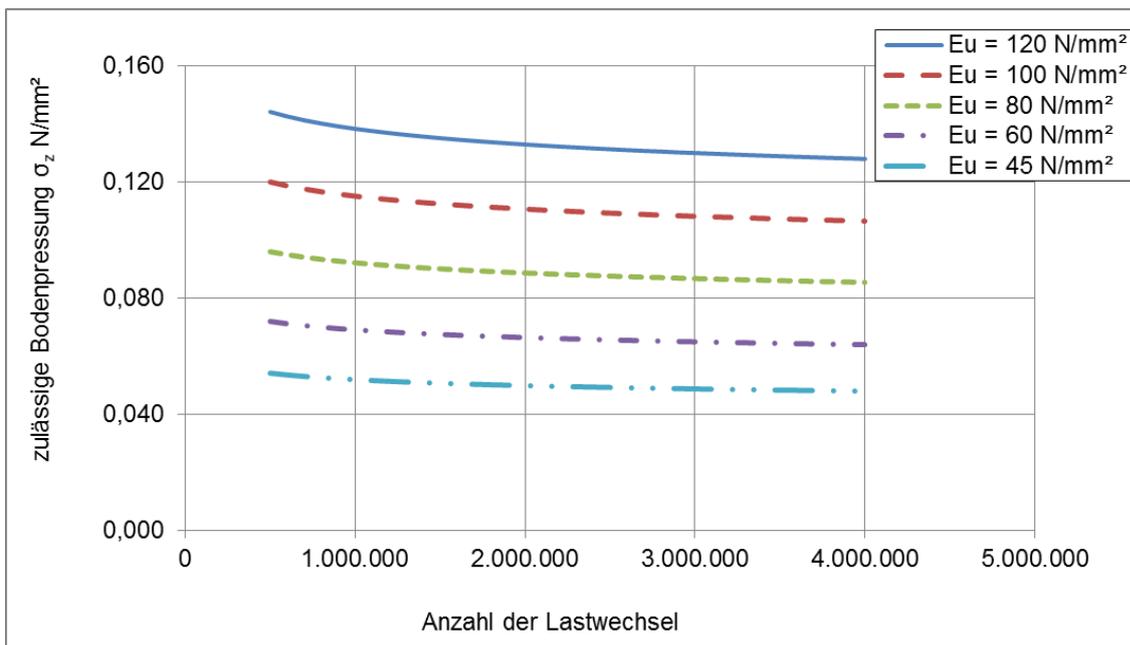


Abbildung 10: Entwicklung der zulässigen Druckspannung σ_z von der Anzahl der Lastwechsel auf Basis der Formel (5.1)

Für die Berechnung der zulässigen Bodendruckspannung ist ein Ansatz einer Lastwechselzahl von $n = 2 \text{ Mio.}$ derzeitiger Stand der Technik. Aus Abbildung 10 ist ersichtlich und mittels Dauerversuchen wurde festgestellt, dass ab dieser Lastwechselzahl die zulässige Druckspannung nur noch geringfügig abnimmt.

Aus Abbildung 10 ist erkennbar, dass der Einfluss der Lastwechselzahl geringer ist als eine Variation des Verformungsmoduls des Bodens in Abbildung 11: Bei $E_u = 180 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich im Vergleich zu $E_u = 60 \text{ N/mm}^2$ eine Steigerung um $\Delta\sigma_z = 0,133 \text{ N/mm}^2$.

Die Entwicklung der zulässigen Bodendruckspannung (Abbildung 11) zeigt, dass der Untergrund vor dem Bau einer FF ausreichend verfestigt bzw. konsolidiert sein sollte. Der minimale Verformungsmodul E_u wurde in [4], an den Straßenbau mit wesentlich kleineren Lasten angelehnt, auf 45 N/mm^2 festgelegt. In [22, p. 102] ist angegeben, dass für eine Neubaustrecke (HGV) ein $E_u \geq 60 \text{ N/mm}^2$ auf dem Erdplanum anzusetzen ist und nur im Ertüchtigungsfall eine minimaler Verformungsmodul von 45 N/mm^2 vorgesehen ist.

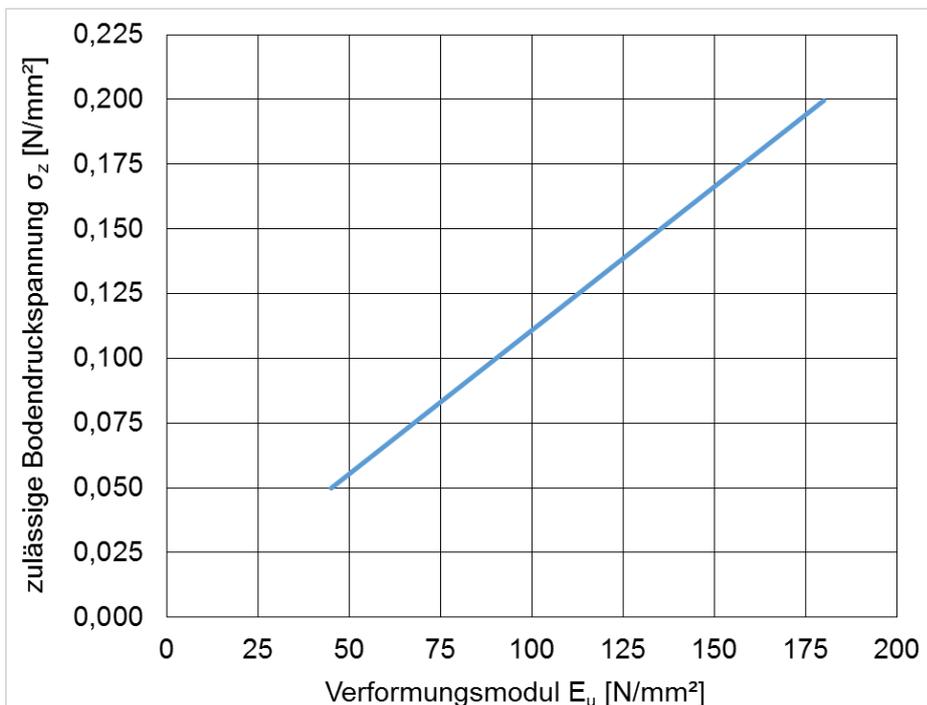


Abbildung 11: Zusammenhang der zulässigen Bodendruckspannung und des Verformungsmoduls des ungebundenen Bodens (für Lastwechselzahl $n = 2 \text{ Mio.}$)

Die zulässige Bodendruckspannung $\sigma_{z,zul}$ beträgt für einen Untergrund mit einem E_u -Wert von 60 N/mm^2 ($n = 2 \cdot 10^6$): $0,067 \text{ N/mm}^2$.

6 Ungebundene Tragschicht

Eine ungebundene Tragschicht ist, wie der Untergrund, nur auf Druck beanspruchbar. Eine weitere Aufgabe der ungebundenen Tragschicht, neben der Lastverteilung in den Untergrund, ist die Sicherstellung der Frostsicherheit, weshalb diese Schicht zumeist als Frostschuttschicht (FSS) ausgeführt wird.

Die ungebundene Tragschicht muss einen Verformungsmodul (E_{V2} -Wert) $\geq 120 \text{ N/mm}^2$ (bzw. $\geq 150 \text{ N/mm}^2$ bei direktem Einbau unter der GTP) besitzen [2].

Der E_{V2} -Wert ist der Verformungsmodul der ungebundenen Tragschicht und wird mit Hilfe des statischen Plattendruckversuchs gemäß DIN 18137 [23] ermittelt.

In Betrachtungen, in welchen die zulässige Druckbelastbarkeit der ungebundenen Tragschicht selbst nicht erforderlich ist, können die ungebundene Tragschicht und der Untergrund zusammengefasst werden. Dabei wird ein kombinierter E_{V2} -Wert von 100 N/mm^2 oder 120 N/mm^2 angesetzt.

7 Die Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln (THB)

7.1 Allgemeines

Die Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln (THB) wird in der TL Beton-StB 07 [24] in folgende Varianten eingeteilt:

- Verfestigung (bisher kein Einsatz im Bereich der FF),
- hydraulisch gebundene Tragschicht (kurz: HGT),
- Betontragschicht (kurz: BTS).

Die grundlegende Idee im Straßenbau war, unter der oberen Tragschicht, hergestellt aus Beton oder Asphalt, eine ungebundene Tragschicht (z.B. Kiestragschicht) einzubauen, welche allein durch Druck beanspruchbar ist und die Last weiter in den Untergrund verteilen soll, ohne diesen zu überlasten.

Aufgrund der Baustellenlogistik und des Baustellenverkehrs wurde diese ungebundene Tragschicht schon bald mit hydraulischen Bindemitteln versehen und somit als hydraulisch gebundene Tragschicht (HGT) ausgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass durch die Zugabe der Bindemittel auch diese Tragschicht Biegezugspannungen aufnehmen kann und somit eine mittragende Wirkung hat, welche die Beanspruchung der oberen Tragschicht senkt. Somit konnte die HGT in der Oberbaudimensionierung mit berücksichtigt werden. Hierbei handelte es sich in erster Linie um die HGT, welche im Straßenbau eingesetzt wird (standardmäßige Einbaudicke $h_2 = 150 \text{ mm}$). Im Vergleich zu einer Betontragschicht besitzt eine HGT weniger Bindemittel und einen größeren Hohlraumgehalt.

Neben einer Druckfestigkeit von ca. 7 N/mm^2 wurde ein Elastizitätsmodul der HGT von ca. $5.000 \text{ N/mm}^2 - 10.000 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Im Jahr 1995 wurde in der damaligen ZTVT-StB 95 [25, p. 51] die minimale Druckfestigkeit (28d - Erstprüfung) beim Einbau unter Betondecken auf 15 N/mm^2 erhöht, was bis heute im Regelwerk verankert ist. Nach [26] sind bei Kontrollprüfungen geringere Druckfestigkeiten möglich: Einzelwerte müssen mindestens $6,0 \text{ N/mm}^2$, der Mittelwert bei neun oder mehr Probekörpern muss mindestens $10,0 \text{ N/mm}^2$ betragen.

Die Dauerbiegezugfestigkeit einer HGT wird nach [12] mit $0,80 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Dieser Wert entspricht nach [27] 55 % - 58 % der statischen Biegezugfestigkeit des Materials. Dabei ist die Raumrichtung der Spannung (Längs- oder Querspannung) nicht ausschlaggebend. Eine vollflächige Lagerung auf der darunter befindlichen Schicht, wie bspw. die FSS oder eine andere ungebundene Schicht, ist Voraussetzung für eine optimale Lastabtragung.

Beim Bau einer FF wird die HGT standardmäßig mit einer Dicke von $h_2 = 300 \text{ mm}$ ausgeführt. Angesetzt wurden in der klassischen Dimensionierung nach Eisenmann/Leykauf die Materialkennwerte, welche aus dem Straßenbau (Dicke $h_2 = 150 \text{ mm}$) bekannt sind.

Kommt eine Betontragschicht (BTS) anstelle einer HGT zum Einsatz, insbesondere bei einem Einbau mit einem Gleitschalungsfertiger, gelten die Anforderungen an eine HGT nicht mehr. Die dann abweichenden Materialkennwerte sind entsprechend vorab zu bestimmen und bei der Dimensionierung zwingend zu beachten.

Generell sollte bei der Ausführung darauf geachtet werden, dass der Elastizitätsmodul der einzelnen Schichten von oben nach unten abnimmt. Gleistragmatten, welche als Zwischenschicht unter der GTP angebracht werden, sind Ausnahmen.

Mit den zunehmenden Druckfestigkeiten der Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln und den somit steigenden E-Moduln, wächst auch die potentielle Gefahr einer unkontrollierten Rissbildung in der THB. Der klassische Ansatz einer Mikrorissbildung in der HGT, welche nach [4] durch eine E-Modul-Reduzierung beschrieben wird, kann hier nicht angewandt werden, da es sich nicht weiter um Mikrorisse handelt, sondern um größere, meist durchgehende Risse, welche die THB in einzelne unbewehrte Platten unterteilt. Auf stoffliche Materialbetrachtungen (Einfluss von Wassergehalt, Bindemittelgehalt, w/z-Wert, etc.) wird in dieser Arbeit nicht explizit eingegangen und auf [28] verwiesen.

In [29] wurde der Einfluss der Dicke einer HGT mit verschiedenen E-Moduln (1.000 N/mm^2 , 5.000 N/mm^2 und 10.000 N/mm^2) unter einer Betontragschicht unterschiedlicher Dicken auf theoretischer Basis ausgewertet.

Anmerkung: Die Betontragschicht ist beim Straßenbau das Pendant der Gleistragplatte beim Bahnbau

Das Ergebnis war, dass bei Systemen ohne Verbund zwischen HGT und BTS ($h_1 \geq 220 \text{ mm}$) die Biegezugspannungen in der BTS bei HGT-Dicken von 300 mm , was

aktueller Standard der Dimensionierung einer FF in Deutschland ist, deutlich abnehmen. Bei Systemen mit Verbund ist der Einfluss einer zunehmenden Dicke der HGT auf die Minderung der Biegezugspannung in der BTS noch deutlicher.

Hinsichtlich des Baustellenverkehrs wird in [12] eine Mindestdicke einer HGT von 150 mm (Standardbauweise im Straßenbau) empfohlen.

7.2 Materialuntersuchungen der hydraulisch gebundenen Tragschicht (HGT)

In diesem Kapitel werden folgende Materialparameter untersucht:

- Biegezugfestigkeiten
- E-Modulbestimmung mit Hilfe unterschiedlicher Methoden

Es soll die Aussage überprüft werden, ob sich die (Dauer-)Biegezugfestigkeit mit variiertem E-Modul ändert.

Zudem wird auf die Fragestellung eingegangen, wie sich eine variierte HGT-Dicke auf die Biegezugfestigkeit auswirkt.

Die wesentlich höheren Verkehrslasten, welche auf das System wirken, sind die Begründung einer dickeren HGT-Schicht. Dies bewirkt eine verbesserte Lastverteilung in die ungebundenen Tragschichten bzw. den Untergrund.

Die Biegezugversuche wurden gemäß der Normenreihe DIN EN 12390 „Prüfung von Festbeton“ Teile 1, 2 und 5 [30, 31, 32] durchgeführt. Im Zuge dieser Prüfungen wurde zusätzliches Messequipment (im Speziellen: Dehnmessstreifen) appliziert. Dadurch konnten Informationen für die Bestimmung der E-Moduln ermittelt werden.

7.2.1 Probekörper

Für die am Prüfamts für Verkehrswegebau durchgeführten Materialuntersuchungen wurden die in Tabelle 2 genannten Probekörper hergestellt und gelagert (DIN EN 12390-2:2000 [33]). Die Abmessungen der Biegezugbalken wurden gemäß der Normenreihe DIN EN 12390 gewählt. In Anlage 4 sind die vom Hersteller des Materials zur Verfügung gestellten Angaben des geprüften HGT-Gemisches aufgeführt.

Tabelle 2: Informationen über die untersuchten Prüfkörper

Prüfkörper	Abmessungen [mm]	PK-Anzahl	untersuchte Kennwerte
Biegebalken	150 x 150 x 750	30	Biegezugfestigkeit in N/mm ²
			Elastizitätsmodul in N/mm ²
Biegebalken	300 x 300 x 1200	3	Biegezugfestigkeit in N/mm ²
			Elastizitätsmodul in N/mm ²

Für die E-Modulbestimmung mittels Schwingungsanalyse wurde an den für diese Prüfung untersuchten Biegebalken die Trockenrohddichte ermittelt. Die Trockenrohddichten lagen zwischen 1,9 t/m³ und 2,1 t/m³.

Zum Vergleich: Unbewehrter Normalbeton besitzt eine Trockenrohddichte von ca. 2,0 t/m³ (C8/10) - 2,6 t/m³ (C50/60) [34, p. 84]. Ein Beton der Druckfestigkeitsklasse C30/37 liegt ca. bei 2,4 t/m³.

Um einen eventuellen Einfluss der Balken- und somit Einbauhöhe, insbesondere auf die Biegezugfestigkeit, zu erkennen (standardmäßige Einbauhöhe der THB einer FF: 300 mm), wurden zusätzlich drei Biegebalken mit der Abmessungen (h x d x l) 300 mm x 300 mm x 1.200 mm hergestellt.

Die verschiedenen Probekörper wurden durchnummeriert, um diese auch im Nachhinein zuordnen zu können.

7.2.2 Untersuchung der Biegezugfestigkeit

7.2.2.1 Versuchsbeschreibung

Die Bestimmung der Biegezugfestigkeit nach Teil 5 der DIN EN 12390 [32] wurde mit einer Zweipunkt-Lasteinleitung durchgeführt (vgl. Abbildung 12).

Die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ wird durch folgende Formel berechnet:

$$f_{ct,fl} = \frac{F \cdot l}{d_1 \cdot d_2^2} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (7.1)$$

mit:

F = Höchstlast [N]

l = Auflagerabstand [mm], definiert durch $3 \cdot d_1$ bzw. $3 \cdot d_2$

d_1 = Balkenbreite [mm]

d_2 = Balkenhöhe [mm]

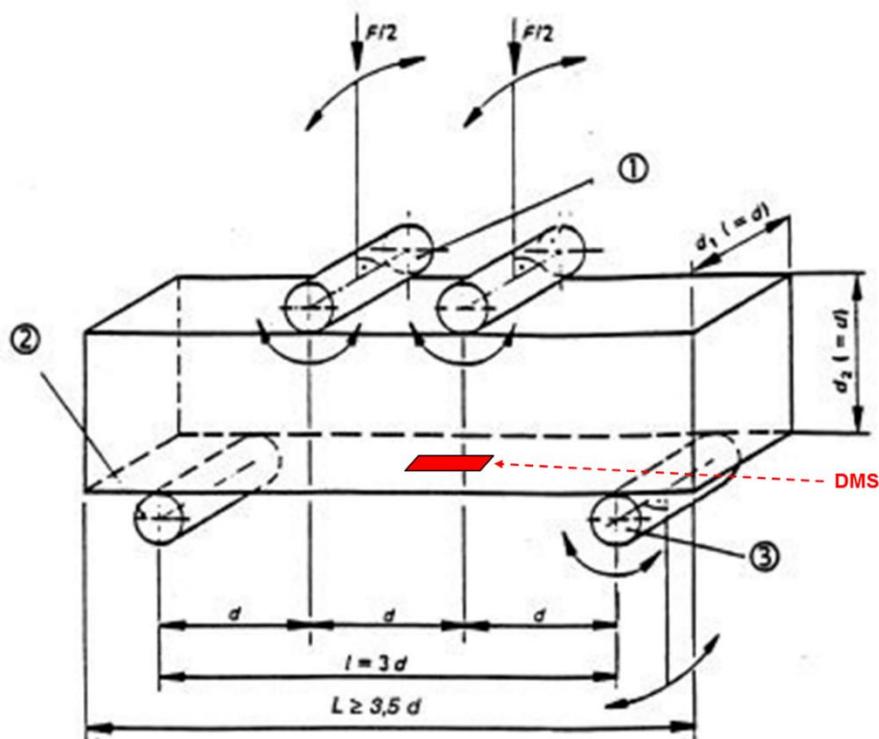


Abbildung 12: schematische Zeichnung eines Biegezugversuches mit Zweipunkt-Lasteinleitung [32]: ① = Belastungsrollen, ② und ③ = Auflagerrollen

Während dieser Prüfungen wurden mittels an der Unterseite der Biegebalken applizierter Dehnmessstreifen (DMS) die Dehnung in Balkenlängsrichtung während der Belastung aufgezeichnet. Durch das Verhältnis der Last (bzw. die daraus umgerechnete Biegespannung an der Unterseite des Balkens nach obiger Formel) und der gemessenen Dehnung konnte der Elastizitätsmodul des jeweiligen Prüfkörpers bestimmt werden. Näheres hierzu wird in Kapitel 7.2.3 beschrieben.

7.2.2.2 Ergebnisse

Im Mittel wurde an 30 getesteten Biegebalken (150 mm x 150 mm) eine Biegezugfestigkeit von 1,64 N/mm² erreicht. Der ermittelte Minimalwert (0,37 N/mm²), der Maximalwert (2,99 N/mm²) sowie die daraus resultierende Standardabweichung von 0,9 N/mm² zeigen eine große Streuung der Testergebnisse. Dies unterstreicht, dass eine pauschale Annahme von Materialkennwerten eines THB-Materials nicht optimal ist. Die Einzelwerte sind in Abbildung 14 (Kapitel 7.2.3.2) bzw. Anlage 6 zu finden.

Das hier ermittelte Ergebnis, dass die Biegezugfestigkeit unabhängig von der Probenkörpergröße (Querschnittsfläche: 150 mm x 150 mm → 300 mm x 300 mm) bestimmt

werden kann, ist als eine erste Annahme zu betrachten. Zum einen konnte nur eine sehr geringe Anzahl von größeren Probekörpern geprüft werden, zum anderen kann auf Grund der Streuung der Ergebnisse, ermittelt an den „kleinen“ Biegebalken, kein exakter Vergleich gezogen werden.

Aufgrund der Nummerierung der kleinen Biegebalken konnte der Herstellzeitpunkt der kleinen Balken zugeordnet werden. Dies eröffnet die Möglichkeit, dass die Ergebnisse der kleinen Biegebalken mit den Ergebnissen der großen Balken verglichen werden können, welche direkt zuvor hergestellt wurden (Annahme: Materialbeschaffenheit des Rohmaterials ist als identisch anzunehmen). Daraus lässt sich folgende Tendenz ableiten: Die kleinen Probekörper (Nr. 11, 16, 18) hatten im Mittel eine Biegezugfestigkeit von 0,65 N/mm²; die großen Probekörper hatten im Mittel eine Biegezugfestigkeit von 0,59 N/mm² (mittlere Abweichung von 10 %). Sollte sich diese Tendenz in weiteren Untersuchungen bestätigen, so kann der klassische Ansatz der Biegezugfestigkeit ausgehend von einer THB des Straßenbaus mit einer Dicke von 150 mm auf den Bereich der FF mit einer Dicke von 300 mm als korrekt angenommen werden.

7.2.3 Untersuchungen bezüglich des Elastizitätsmoduls der HGT mit Hilfe von Dehnungsmessungen

7.2.3.1 Versuchsbeschreibung

Auf die Unterseite der Biegebalken wurden zentrisch in Längsrichtung mittig DMS appliziert, um die Dehnungen während der Biegezugprüfungen für die E-Modulbestimmung des Materials messen zu können (vgl. Abbildung 12).

Die Last, welche mit Formel (7.1) in Biegezugspannung an der Balkenunterseite umgerechnet werden kann, und die Dehnung werden mit dem identischen Zeitsignal aufgenommen, so dass eine bestimmte Dehnung einer bestimmten Spannung zugeordnet werden kann.

Mit folgender Formel wird daraus der Elastizitätsmodul berechnet:

$$E = \Delta\sigma / \Delta\epsilon \quad [\text{N/mm}^2] \quad (7.2)$$

mit:

$$\Delta\sigma = \sigma_2 - \sigma_1 \quad [\text{N/mm}^2]$$

σ_1 = untere Auswertespannung; ca. 10 % der maximalen Biegezugfestigkeit in Anlehnung an EN 310:1993 [35]

σ_2 = obere Auswertespannung; ca. 40 % der maximalen Biegezugfestigkeit in Anlehnung an EN 310:1993 [35]

$$\Delta\epsilon = \epsilon_2 - \epsilon_1 \quad [\text{‰}]$$

ϵ_1 und ϵ_2 = gemessene Dehnung bei σ_1 und σ_2

Dabei ist zu beachten, dass die Rohdaten des DMS mit dem DMS-spezifischen k-Faktor mit Hilfe folgender Formel umgerechnet werden müssen:

$$\epsilon = \epsilon_{\text{gemessen}} \cdot \frac{2}{k} \quad [\text{‰}] \quad (7.3)$$

Der k-Faktor wird vom Hersteller des DMS angegeben. Der Wert für die verwendeten DMS des Typs 20/120 LY41 der Fa. HBM (Hottinger Baldwin Messtechnik) beträgt 2,07.

Bei einigen Biegebalken konnte der E-Modul nicht zwischen 10 % und 40 % der maximalen Biegezugspannung ausgewertet werden, da die Messungen mittels Triggersignal gestartet wurden und die benötigten Dehnungen in diesem Bereich nicht erfasst wurden. Diese Messwerte wurden manuell untersucht und, falls für geeignet befunden, in die Auswertung integriert.

Abbildung 13 zeigt den typischen Spannungs- /Dehnungsverlauf während eines Biegezugversuchs sowie den für die Bestimmung des E-Moduls zu betrachtenden Bereich.

Anmerkung:

An Stelle einer direkten Erfassung der Dehnung an der Balkenunterseite kann die Dehnung alternativ mit Hilfe der gemessenen Balkendurchbiegung w indirekt berechnet werden:

In der EN 310:1993 [35] ist für die Ermittlung des E-Moduls aufgrund von Biegung folgende Formel angegeben:

$$E = \frac{l^3 \cdot \Delta F}{4 \cdot d^4 \cdot \Delta w} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (7.4)$$

mit:

$$w = \text{Durchbiegung des Balkens [mm]}$$

Nach DIN EN 12390-5 [32] ergibt sich der E-Modul durch Biegung zu

$$E = \frac{3 \cdot \Delta F \cdot l}{2 \cdot d^3 \cdot \Delta\epsilon} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (7.5)$$

Aus den Formeln (7.4), (7.5) und der Annahme, dass $l = 3 \cdot d$, lässt sich folgender Zusammenhang zwischen der Durchbiegungsänderung Δw und der zugehörigen Dehnung $\Delta \epsilon$ ableiten:

$$\Delta \epsilon = \frac{2 \cdot \Delta w}{3 \cdot d} \quad (7.6)$$

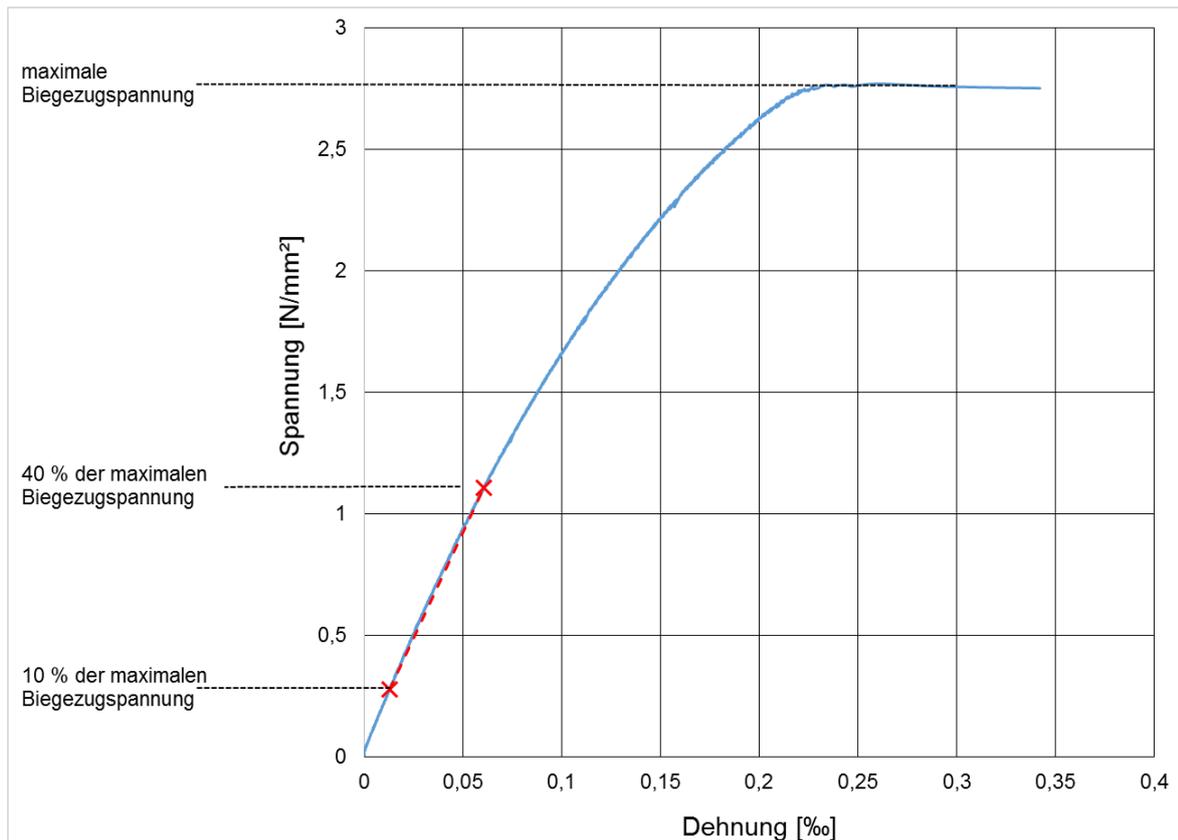


Abbildung 13: Beispiel einer Spannungs-/Dehnungskurve während der Belastungsphase des Biegezugversuchs sowie der Auswertebereich für die Berechnung des E-Moduls

Für die E-Modulbestimmung wurde in dieser Arbeit die direkte Dehnungsermittlung mittels DMS gewählt.

Die Vorgehensweise der E-Modulbestimmung mittels DMS wurde an zwei Betonbalken C25/30 verifiziert, an welchem ein E-Modul von 30.500 N/mm² und eine Biegezugfestigkeit von 5,3 N/mm² ermittelt wurden. Die Kennwerte liegen im zu erwartenden Bereich [34, p. 151].

7.2.3.2 Ergebnisse

Da die E-Modulermittlung gleichzeitig mit der Ermittlung der Biegezugfestigkeit der Probekörper durchgeführt wurde, ist es möglich die Biegezugfestigkeiten mit den ermittelten

E-Moduln zu korrelieren. Diese Korrelation ist grafisch in Abbildung 14 dargestellt. Zusätzlich zu den aktuellen Untersuchungen wurden folgende Werte in der Literatur gefunden:

- „Eisenmann“ (z.B. [4] oder [2]): Es wird der E-Modul pauschal mit 10.000 N/mm² bzw. im Gebrauchszustand mit 5.000 N/mm² angenommen, unabhängig von der Biegezugfestigkeit. Diese wird mit 1,60 N/mm² für eine HGT angesetzt.
- „Weingart“ [36]: Im Zuge einer HGT-Untersuchung im Straßenbau wurde HGT-Material direkt bei Herstellung wie auch nach einer gewissen Nutzungsdauer untersucht. Im Diagramm wurden hier nur Werte in Betracht gezogen, welche die theoretische Aushärtezeit von 28 Tagen aufwiesen.
- „Heft 37“ [37]: Es wurden ebenfalls einige Werte des Elastizitätsmoduls und der Biegezugfestigkeit von HGT-Material ermittelt.

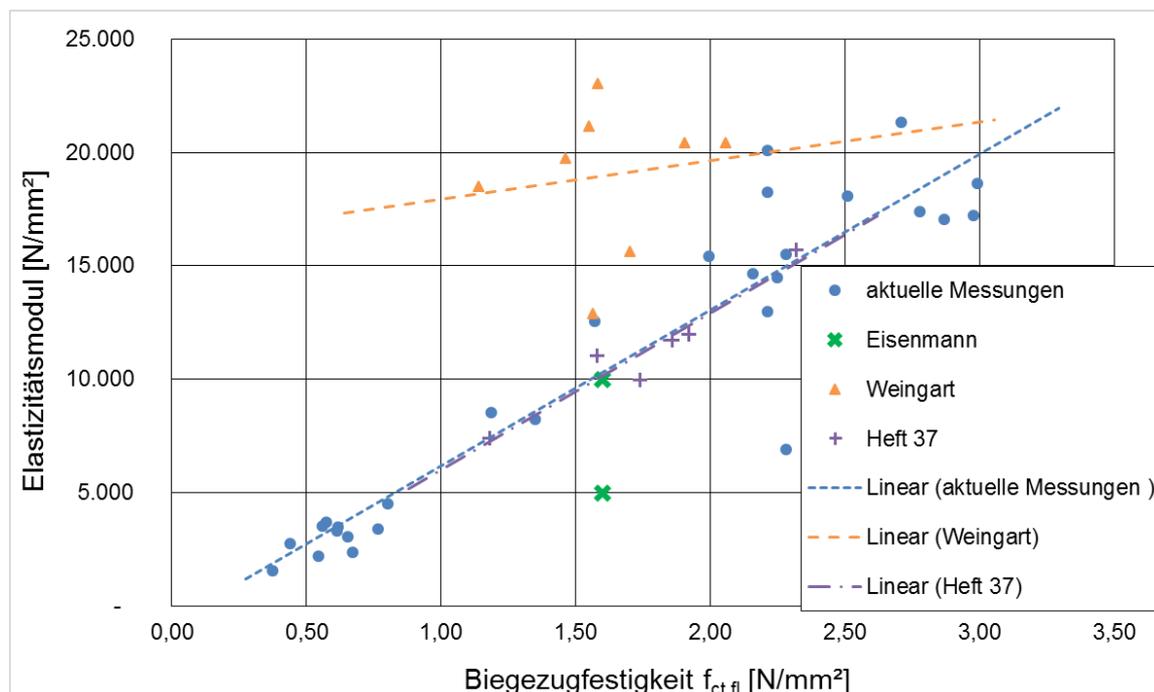


Abbildung 14: Zusammenhang Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ /Elastizitätsmodul

Es ist deutlich zu erkennen, dass die Werte von Weingart generell etwas höher sind als die restlichen. Des Weiteren kann bei Weingart aufgrund der sehr stark streuenden Ergebniswolke kein klarer Zusammenhang zwischen Biegezugfestigkeit und E-Modul hergestellt werden.

Vergleicht man die linearen Annahmen der aktuellen Messung in Form einer linearen Trendlinie und der Messungen aus [37], so decken sich die Geraden nahezu. Es ist er-

kennbar, dass die Biegezugfestigkeit und der Elastizitätsmodul direkt miteinander zusammenhängen. Die klassische Annahme von einem E-Modul von 10.000 N/mm² und einer Biegezugfestigkeit von 1,60 N/mm² für eine „neue“ HGT (Erstbelastung) liegt hier genau im Trend.

Daraus folgernd wäre es konsequent, dass, abhängig vom E-Modul des eingebauten Materials, die zulässige Biegezugspannung mit Hilfe des Diagramms oder folgender Formel zu bestimmen (Biegezugfestigkeit im Gebrauchszustand).

$$f_{2,ct,fl} = \frac{E_2 + 686}{6871} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (7.7)$$

Aufgrund der materialbedingten Streuung der Ergebnisse wird für eine Bestätigung bzw. für eine Präzisierung des beschriebenen Zusammenhangs empfohlen, umfangreichere Messungen von Biegezugfestigkeiten in Verbindung mit der Ermittlung der Elastizitätsmoduln durchzuführen.

Der Mittelwert der in dieser Versuchsreihe ermittelten E-Moduln liegt bei 10.400 N/mm². Trotz der Tatsache, dass der Mittelwert dem angenommen E-Modul der klassischen Dimensionierung (10.000 N/mm²) sehr nahe ist, muss beachtet werden, dass die Versuchsergebnisse stark streuen (Standardabweichung der E-Moduln: 6.800 N/mm²).

7.2.4 Untersuchungen bezüglich des Elastizitätsmoduls der HGT mit Hilfe einer Schwingungsanalyse und der Finite-Elemente-Methode (ANSYS)

Um die Ergebnisse zu untermauern, wurde der E-Modul an einzelnen Balken zusätzlich mit Hilfe der Schwingungsanalyse bestimmt.

In dieser Versuchsreihe wurde untersucht, inwiefern sich der E-Modul einer HGT durch die Ermittlung der Eigenfrequenz bestimmen lässt. Dabei wird zunächst eine Schwingungsmessung bzw. –analyse an einem Balken durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Analyse werden dann mit Hilfe eines zuvor kalibrierten Finite-Elemente(FE)-Modells nachgestellt. Durch einen Abgleich der experimentell bestimmten Frequenzen mit den Ergebnissen der FE-Simulation kann der E-Modul ermittelt werden.

7.2.4.1 Versuchsbeschreibung Schwingungsmessung

Bei dieser Art der Untersuchung ist es von diversen Einflüssen abhängig, wie exakt der E-Modul des Materials bestimmt werden kann. Diese Einflüsse können unter anderem

während der Durchführung der Schwingungsmessung auftreten (z.B. Schlag- und Aufnahmepositionen) sowie durch die Probekörper selbst verursacht werden (z.B. Kornzusammensetzung, Materialverteilung, Verdichtungsgrad, Abmessungen).

Mit Hilfe eines Impulshammers (Typ 8207, Fa. Brüel&Kjaer) wurde der zuvor vermessene und gewogene HGT-Biegebalken angeregt. Die dadurch erzeugten Schwingungen wurden mit zwei installierten Schwingungsaufnehmer (Typ 4370 mit Wandler 2646 der Fa. Brüel&Kjaer) erfasst. Dabei werden sowohl horizontale Schwingungen (in Balkenlängsrichtung) sowie vertikale Schwingungen aufgenommen.

Zunächst wurde untersucht, welche Auflagerpositionen, Auflagervarianten und Anschlagpositionen des Impulshammers die geeignetsten Ergebnisse für einen Vergleich mit einer FE-Simulation bieten.

Als Auflagerposition wurden Lagerung 1-5 und Lagerung 2-4 (vgl. Abbildung 15) überprüft. Die Auflagervarianten waren eine Lagerung auf schmalen Holzbalken bzw. eine elastische Lagerung auf Elastomerelementen. Ziel der Lagerung ist es, möglichst nur den Prüfkörper selbst in Schwingung zu versetzen bzw. nur dessen alleinige Schwingung zu erfassen.

Die verschiedenen Anschlagpositionen, bezeichnet mit 2, 4, 6 und 8, sind in Abbildung 15 dargestellt.

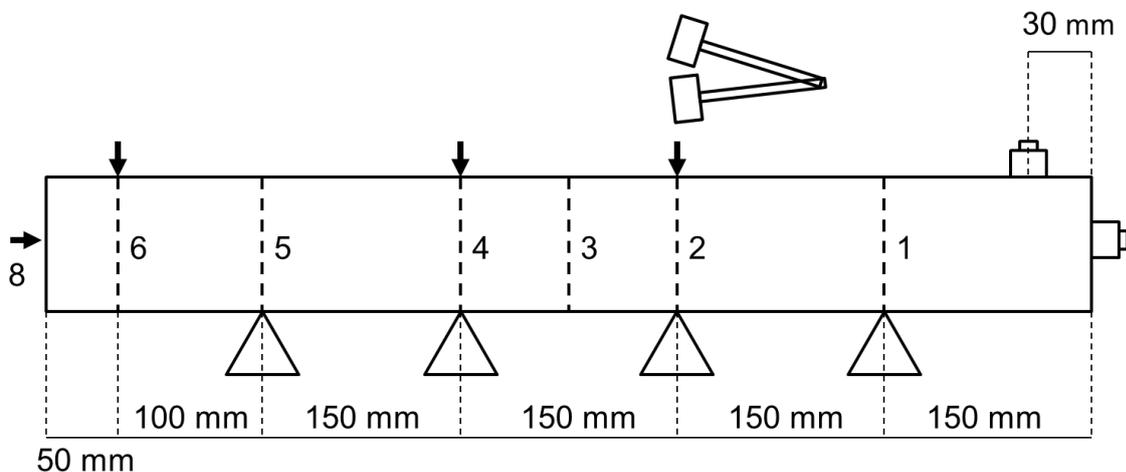


Abbildung 15: Modell eines HGT-Balkens für die Ermittlung des E-Moduls mittels Schwingungsanalyse

Bei den Voruntersuchungen ergab die Auswertung, dass die Eigenfrequenzen unabhängig von der Anschlag-, Aufnahme- sowie Lagerungsposition vergleichbar sind. Des Weiteren wurde festgestellt, dass die Lagerung 1-5 und eine vertikale Anregung mit dem Impulshammer an den Anschlagpositionen 2 und 4 die deutlichsten Ergebnisse für eine Kalibrierung mit dem FE-Modell bieten.



Abbildung 16: Versuchsaufbau der Schwingungsmessung

Die Auswertung und die Messung wurden mit Hilfe der Mess- und Auswertesoftware „MEDA“ der Fa. „Wölfel Messsysteme“ durchgeführt. Die Rohdaten bilden zunächst ein Diagramm, in welchem die Beschleunigungsamplitude [m/s^2] über die Zeit [s] dargestellt ist.

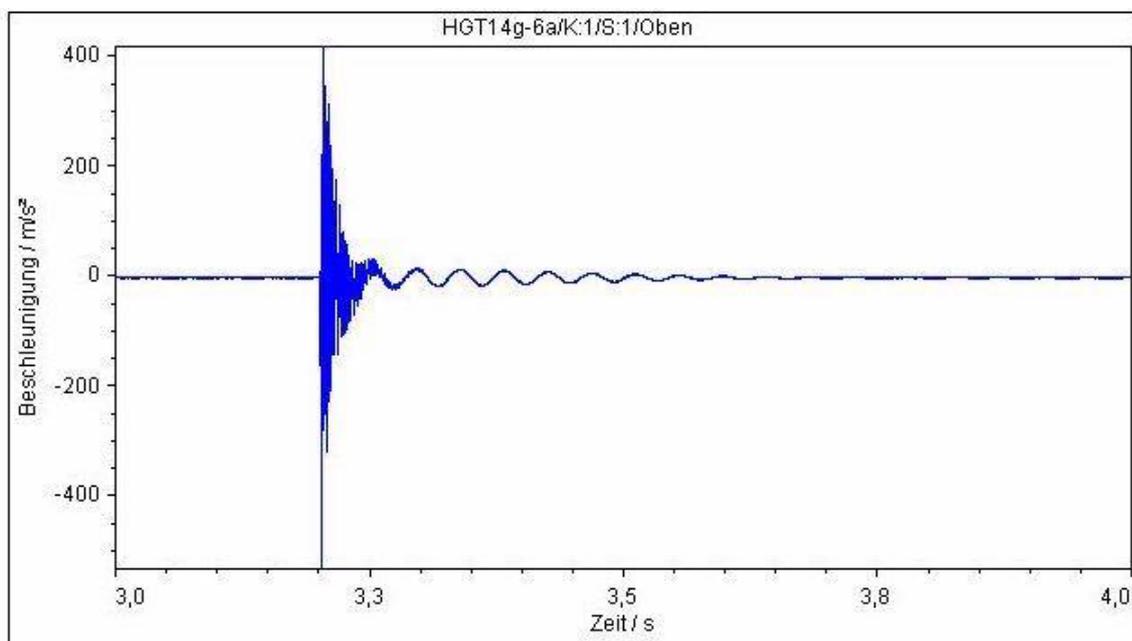


Abbildung 17: Rohdaten – vertikaler Schwingungsaufnehmer (beispielhaft)

Mit Hilfe der im Programm integrierten Fast-Fourier-Transformation (FFT) wird die Beschleunigung in Geschwindigkeit [mm/s] sowie die Zeit in Frequenz [1/s] bzw. [Hz] umgewandelt.

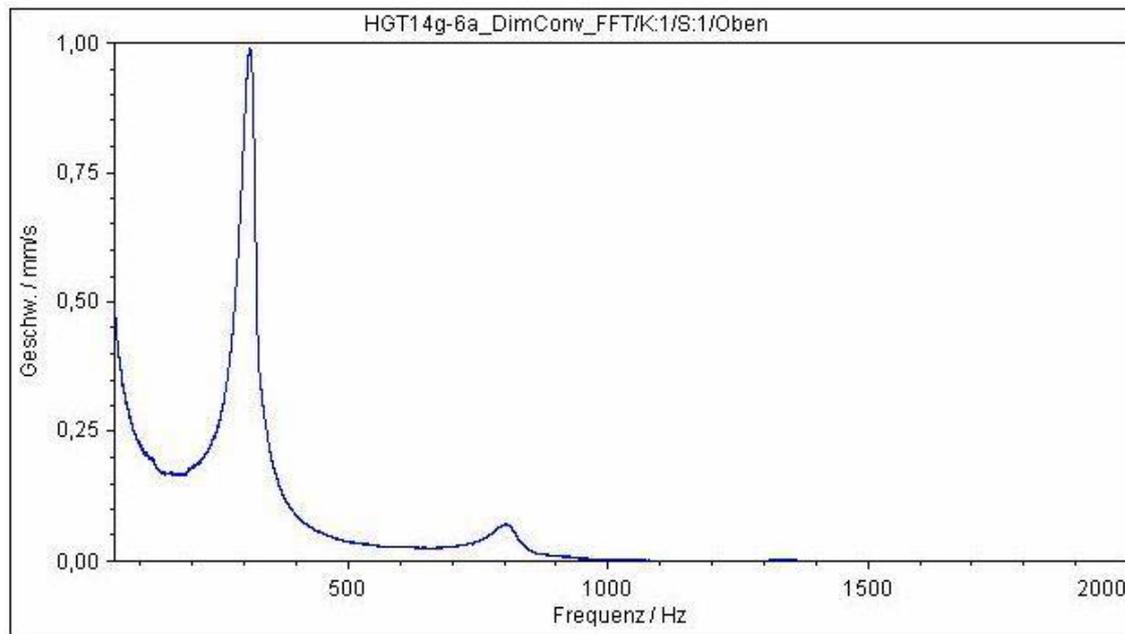


Abbildung 18: Umgewandelte Daten (mittels FFT) – vertikaler Schwingungsaufnehmer (beispielhaft)

Anhand dieses Frequenzspektrums werden darauffolgend die Eigenfrequenzen anhand sogenannter Peaks detektiert:

Die 1. Eigenfrequenz des Prüfbalkens (im Weiteren Biegemode genannt) ist bei den durchgeführten Messungen häufig in zwei benachbarte Peaks aufgespalten. Dies ist durch die Lagerung bedingt, welche eine Aufspaltung in eine horizontale Biegemode, hervorgerufen durch „Schlingern“ auf der Lagerung, und eine vertikale Biegemode erlaubt (Beispiel: 1. horizontale Biegeschwingung bei 346 Hz; 1. vertikale Biegeschwingung bei 399 Hz). Für den theoretischen Fall eines vollständig frei schwingenden Balkens ohne jegliche Lagerung wird diese Schwingungsaufspaltung in der Simulation nicht beobachtet. Dies bedeutet, dass durch die gewählte Lagerung des Balkens das System zusätzliche Freiheitsgrade erhält, was einer steigenden Anzahl der Schwingungsarten und somit einer Erhöhung der Anzahl an Biegemoden entspricht.

Mit zunehmender Frequenz treten Peaks mit abnehmender Intensität (Beschleunigung bzw. Geschwindigkeit) auf, welche den weiteren Biegemoden mit höheren Ordnungen entsprechen. Je höher die Ordnung desto diffiziler sind die Peaks identifizierbar.

Für die Abschätzung des E-Moduls mit Hilfe der FEM werden die Biegemoden der Schwingungsmessung benötigt. Bei einigen der Messungen ergab die 1. Biegemode unerwartete Werte. Es wird angenommen, dass es sich hierbei um eine Problematik der Lagerung handelt. Daher und begründet durch die Tatsache, dass die Biegemoden hoher Ordnung (größer 2) teilweise nicht eindeutig ermittelt werden konnten, wurde für die Auswertung die 2. Biegemode ausgewählt (z.B. Abbildung 18: ca. 800 Hz).

Es wurden folgende Prüfkörper mit Hilfe der Schwingungsmesstechnik untersucht:

- Für Modellkalibrierung: Betonbiegebalken C30/37:
 - Anzahl: 3; Abmessungen: 150 mm x 150 mm x 750 mm; Trockenrohddichte $\rho = 2,4 \text{ t/m}^3$
- Prüfkörper:
 - Anzahl: 13; ungefähre Abmessungen: 150 mm x 150 mm x 750 mm; Trockenrohddichte $\rho = 1,9 - 2,2 \text{ t/m}^3$

7.2.4.2 Beschreibung der FE-Modellierung (ANSYS)

Die Simulation der Probekörper wurde mittels des FE-Programms „ANSYS“ der gleichnamigen Firma als 1D-Modell oder als 3D-Modell durchgeführt. In Vorversuchen wurde festgestellt, dass eine Untersuchung mit einem einfachen 1D-Modell ungenauere Ergebnisse liefert, da in das 3D-Modell mehr Parameter, wie beispielsweise die Querdehnzahl, eingebracht werden können und beispielsweise die Auflagerung genauer definiert werden kann. Da das 1D-Modell dadurch nur bedingt für diese Untersuchungen geeignet ist, werden hier nur die Ergebnisse dargestellt, welche mittels des 3D-Modells berechnet wurden.

Es werden folgende Parameter im 3D-Modell als konstant definiert:

- Abmessungen: Balkenlänge, Balkenhöhe, Balkenbreite [mm]; → daraus berechnet: Querschnittsfläche [mm²] und Trägheitsmoment des Balkens [mm⁴]
- Materialparameter: Querdehnzahl: Annahme 0,2 [-]; Trockenrohddichte [t/m³] berechnet aus Gewicht [kg] und Volumen [mm³] des Balkens
- Die elastische Lagerung des 3D-Modells wird mit Hilfe der Balken aus C30/37 so kalibriert, dass die Elastizitätsmoduln der FE-Simulation den in der Literatur angenommenen Werten (30.000 – 34.000 N/mm²; z.B. [34, 12]) entsprechen.

Die einzige unbekannt Variable in der Simulation ist der E-Modul des Balkenmaterials.

An den modellierten Balken wird anschließend eine Eigenfrequenzanalyse durchgeführt. In Abbildung 19 sind exemplarisch die Schwingbilder der 1. und 2. Biegemode der 3D-Balkenmodelle dargestellt.

Bei der Auswertung der Eigenfrequenzen des 3D-Modells muss auf die korrekten Eigenfrequenzen geachtet werden, da in diesem Modell neben den Biegemoden auch weitere Eigenfrequenzen (longitudinal, torsional, etc.) dargestellt werden können.

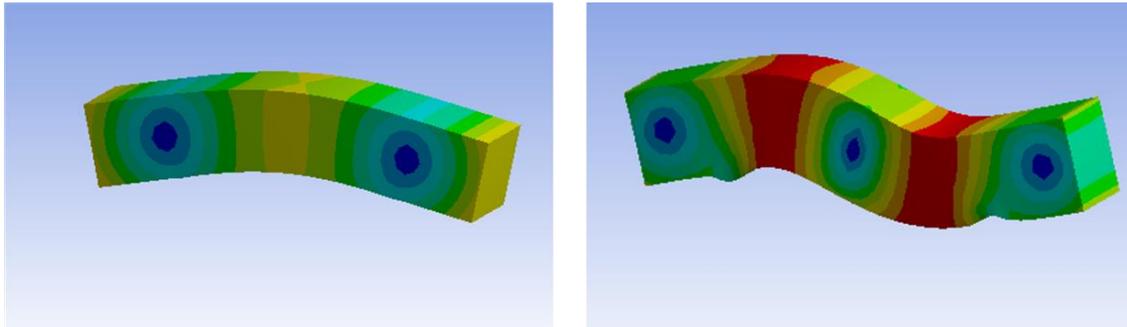


Abbildung 19: Schwingbilder der 1. und 2. Eigenfrequenz (Biegung) des modellierten 3D-Balkenmodells (überhöhte Darstellung)

Basierend auf den mit den FE-Modellen berechneten Biegemoden, wird in einem iterativen Prozess der Wert des E-Moduls angepasst, bis das FE-Modell eine identische 2. Biegemode (vgl. Kapitel 7.2.4.1) besitzt, wie sie bei den Laborversuchen bestimmt wurde.

7.2.4.3 Ergebnisse

Es wurde bei den Untersuchungen bezüglich des Einflusses verschiedener Randbedingungen festgestellt, dass sich bei der FE-Modellierung die Änderung der Balkenhöhe deutlich stärker auf die Eigenfrequenzen auswirkt als eine Variation der Balkenbreite. Dies ist beispielhaft in Abbildung 20 dargestellt. Die Variation der Rohdichte hat ebenfalls einen Einfluss auf die berechneten Ergebnisse. Daher wird betont, dass eine genaue Eingabe der Randparameter des Modells bei diesen Berechnungen sehr wichtig ist.

Die Werte des E-Moduls für das 3D-Modell eines Betons der Festigkeitsklasse C30/37 liegen bei ca. 32.000 N/mm² und dienen, wie oben erwähnt, allein der Verifizierung, insbesondere der elastischen Lagerung, des Modells.

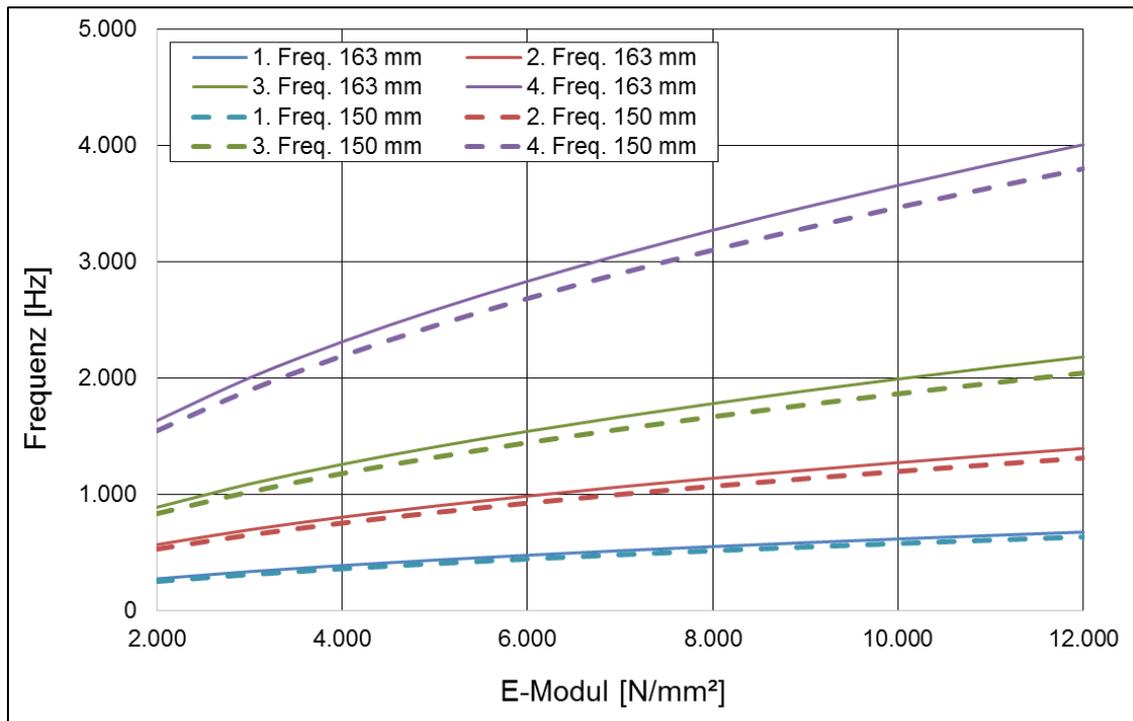


Abbildung 20: Einfluss der Balkenhöhe (150 mm und 163 mm) auf den Verlauf der Eigenfrequenzen

In Abbildung 21 sind die Einzelwerte abgebildet, zugeordnet zu den jeweiligen Biegezugfestigkeiten, welche an den Prüfbalken ermittelt wurden. Wie bereits im vorherigen Kapitel, ist auch hier deutlich erkennbar, dass die Biegezugfestigkeit mit abnehmendem E-Modul sinkt. Verglichen mit den Ergebnissen der DMS-Messung sind die ermittelten E-Moduln im Mittel geringfügig höher: 10.500 N/mm² (13 Prüfbalken). Die Standardabweichung liegt mit 6.900 N/mm² ähnlich hoch wie bei den durch DMS ermittelten E-Moduln.

In Anlage 5 sind die einzelnen Ergebnisse der Schwingungsmessung zusammengefasst dargestellt.

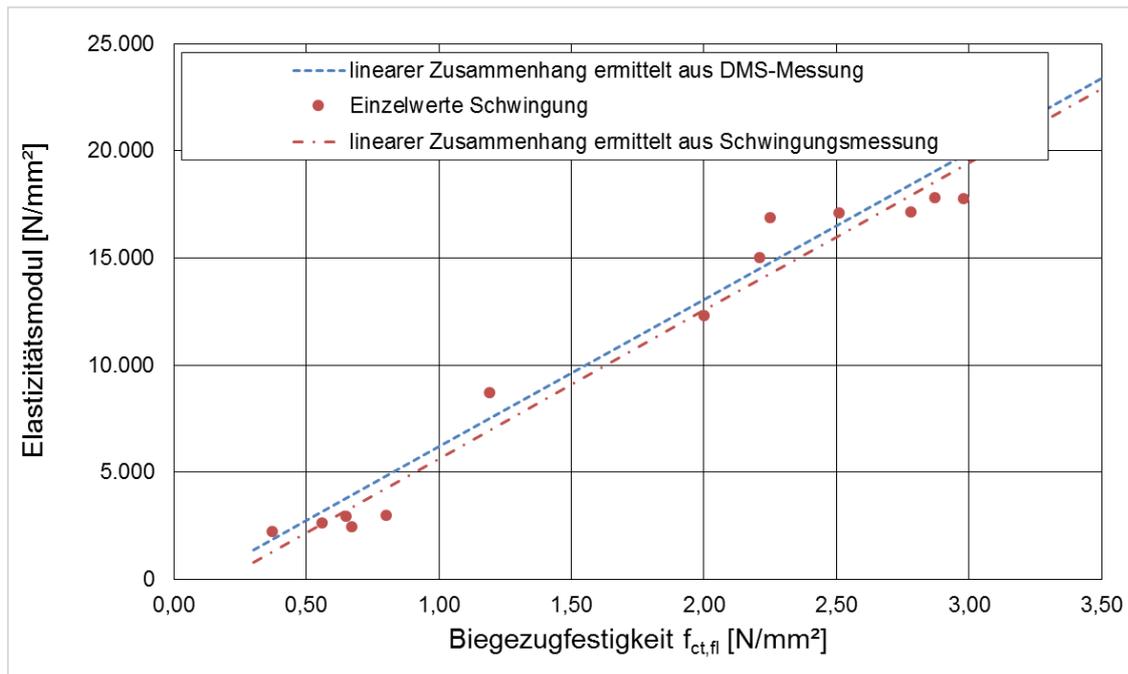


Abbildung 21: Zusammenhang Elastizitätsmodul/Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$, ermittelt aus der Schwingungsmessung

7.2.5 Zusammenfassung der Materialuntersuchungen

Die in Tabelle 3 dargestellten Ergebnisse zeigen auf den ersten Blick die erwarteten Ergebnisse. Allerdings muss erwähnt werden, dass das geprüfte Material große Streuungen aufwies (vgl. Standardabweichungen), was eine pauschale Anwendung der Materialkennwerte, wie in der klassischen Dimensionierung, in Frage stellt.

Tabelle 3: Zusammenfassung der Prüfergebnisse des THB-Materials

	Mittelwerte	Standardabweichung
Rohdichte [t/m ³]	2,0	0,1
Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ [N/mm ²]	1,64	0,9
E-Modul [N/mm ²] DMS	10.400	6.800
E-Modul [N/mm ²] Schwingung	10.500	6.900

Die Ermittlung des E-Moduls der geprüften Materialien durch zwei unterschiedliche Methoden ergab, trotz deutlicher Ergebnisschwankungen, ähnliche Werte, wobei die mit DMS gemessenen E-Moduln geringfügig niedriger waren als die mittels Schwingungsmessung berechneten E-Moduln.

Die klassische Annahme eines E-Moduls einer HGT von 10.000 N/mm² (Neuzustand) bzw. 5.000 N/mm² (mit Mikrorissen) liegt im mittleren Bereich der gemessenen Werte und bestätigt somit die bisherigen klassischen Ansätze von Eisenmann/Leykauf.

Angesichts der gemessenen Einzelwerte wäre eine Erweiterung der anzunehmenden Werte für eine Dimensionierung, beispielsweise von 18.000 N/mm² (Neuzustand) und 3.000 N/mm² (mit Mikrorissen) mit angepasster Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ empfehlenswert.

Generell sollte von einem pauschalen, vom E-Modul unabhängigen Ansatz von 0,80 N/mm² abgesehen werden. Für eine erste Dimensionierung kann dieser Wert verbunden mit einem E-Modul von 10.000 N/mm² jedoch angesetzt werden.

Für eine Betontragschicht anstelle einer HGT sollten die allgemein anerkannten Materialkennwerte (bspw. zu finden in [34, p. 95]) angesetzt werden.

Ein Vergleich der E-Moduln und der Biegezugfestigkeiten des HGT-Materials ergibt folgenden linearen Zusammenhang:

$$f_{2,ct,fl} = \frac{E_2 + 989}{6892} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (7.8)$$

Die in der Bemessung angesetzte Dauerbiegezugfestigkeit sollte mit den angesetzten E-Modul abgeglichen werden. Sie entspricht auf der sicheren Seite liegend ca. 50 % der Biegezugfestigkeit. Die einzelnen Werte sind in Tabelle 4 zusammengefasst dargestellt.

Die Schichthöhe der HGT hat bei den durchgeführten Biegezugversuchen keinen ausschlaggebenden Einfluss auf die angesetzte Biegezugfestigkeit. Allerdings sollte diese Annahme durch weitere Messungen verifiziert werden.

Die Ergebnisse der durchgeführten Materialuntersuchungen (Biegezugfestigkeit, E-Modulermittlung) sind tabellarisch in Anlage 6 zusammengefasst.

Tabelle 4: Zusammenfassung: E-Modul, Biegezugfestigkeit und erwartete Dauerbiegezugfestigkeit

E-Modul [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit $f_{2,ct,fl}$ [N/mm ²]	Dauerbiegezugfestigkeit $f_{2,ct,d}$ [N/mm ²] $0,5 \cdot f_{2,ct,fl}$
2.000	0,43	0,22
3.000	0,58	0,29
4.000	0,72	0,36
5.000	0,87	0,43
6.000	1,01	0,51
7.000	1,16	0,58
8.000	1,30	0,65
9.000	1,45	0,72
10.000	1,59	0,80
11.000	1,74	0,87
12.000	1,88	0,94
13.000	2,03	1,01
14.000	2,17	1,09
15.000	2,32	1,16
16.000	2,47	1,23
17.000	2,61	1,31
18.000	2,76	1,38
19.000	2,90	1,45
20.000	3,05	1,52

7.3 Numerische Untersuchung – THB auf ungebundener Schicht (Untergrund)

In diesem Kapitel wird die Baustellensituation „THB auf ungebundener Tragschicht“ näher betrachtet. Dabei sollen der Einfluss von Temperaturbeanspruchungen wie auch Verkehrslasten, verursacht durch Baustellenfahrzeuge, während der Bauphase beachtet werden. Diese Belastung tritt temporär begrenzt auf, da zeitnah nach der Herstellung der THB die GTP erzeugt wird und dadurch das erweiterte Gesamtsystem betrachtet werden muss, was in den Kapiteln 9 und 10 beschrieben wird.

7.3.1 Allgemeines

Die Herstellung der THB einer FF erfolgt auf verschiedene Arten. Die Rezepturen einer HGT sind nicht exakt vorbestimmt, wie beispielsweise die einer GTP oder BTS im Straßenbau. In [24] sind die Sieblinienbereiche für verschiedene HGT-Körnungen angegeben. Dem Hersteller bleibt somit ein gewisser Spielraum: Aufgrund der in der ZTV Beton [16] recht hoch angegebenen minimalen Druckfestigkeit (Erstprüfung) von 15 N/mm^2 [24], bestimmt an einem Druckzylinder $h = 125 \text{ mm}$ und $d = 150 \text{ mm}$, kann die THB auch als eine BTS mit einem Beton der Festigkeitsklasse C12/15 oder höher ausgeführt werden.

In diesem Abschnitt wird untersucht, wie sich eine BTS im Vergleich zu einer HGT unter Baustellenbedingungen und der dort vorherrschenden möglichen Temperaturbeanspruchung verhält. In Abbildung 22 ist die Vorgehensweise der numerischen Untersuchung „THB im Bauzustand“ anhand eines Flussdiagramms dargestellt.

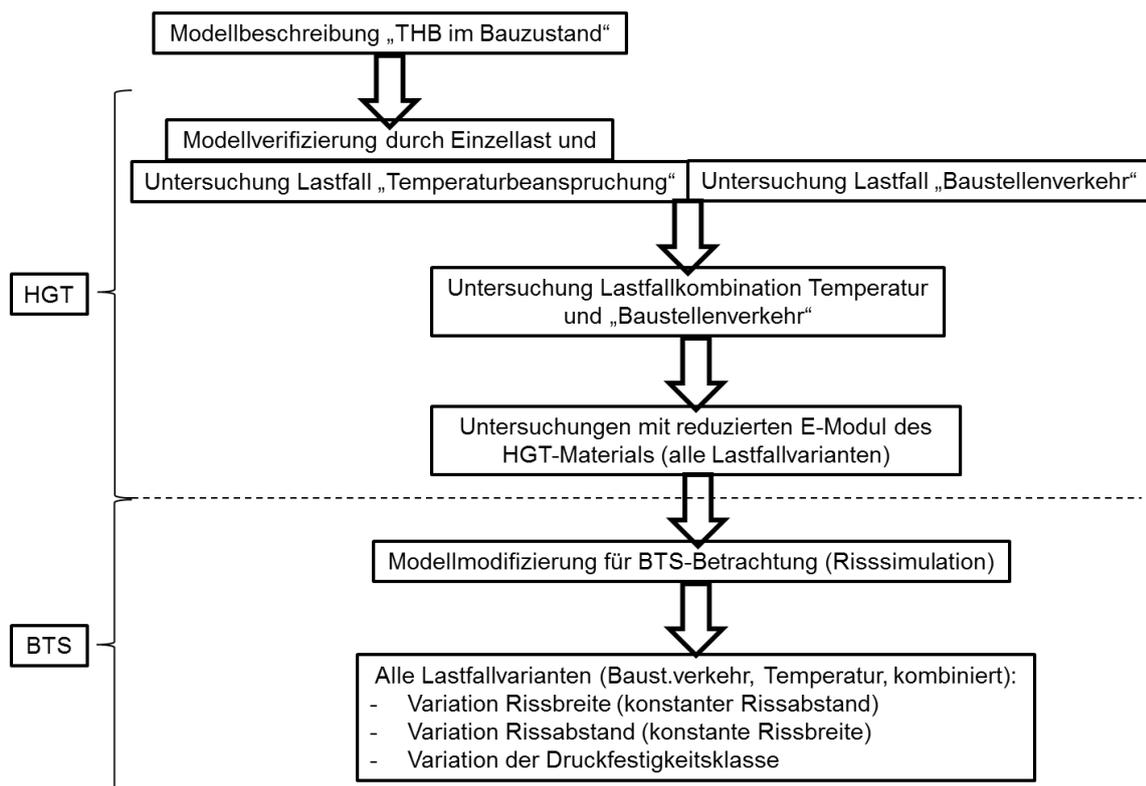


Abbildung 22: Vorgehensweise der numerischen Untersuchung „THB im Bauzustand“

7.3.2 Modellbeschreibung – Modellverifizierung

Die THB-Schicht (Länge 8 m, Breite 4 m) liegt auf einem Untergrund von 2 m Dicke. Mit einer Sensitivitätsanalyse konnte gezeigt werden, dass eine Untergrunddicke von 2 m ausreichend ist, um keinen signifikanten Einfluss auf die Biegezugspannungen an der Unterseite der THB zu haben. Die durch Federn mit dem Untergrund verbundene THB ist 300 mm dick und besitzt zunächst einen E-Modul von 10.000 N/mm² (Mittelwert der in Kapitel 7.2 ermittelten Werte), sowie eine Querdehnzahl $\mu = 0,2$. Der Untergrund hat zunächst ein Verformungsmodul von $E_u = 45 \text{ kN/mm}$ (ungünstigste Annahme) und wird an der Unterseite durch feste Lagerungen gehalten (Notwendigkeit in der numerischen Simulation). Die Federsteifigkeiten in x- und y-Richtung zwischen THB und Untergrund wurden so steif gewählt, dass ein Verbund simuliert wird (Näheres hierzu in Kapitel 9.2.5).

Der Unterbau (Kombination Untergrund/FSS) hat einen Verformungsmodul von 100 N/mm². Da es hier nicht explizit um die Problematik der Untergrundüberlastung geht, wird hier auf die gesonderte Betrachtung einer FSS verzichtet.

In Längsrichtung (x-Richtung) wird das Modell durch verschiebliche Lager (verschieblich in z- und y-Richtung) gestützt. So wird simuliert, dass das Modell in Längsrichtung unendlich ausgedehnt ist.

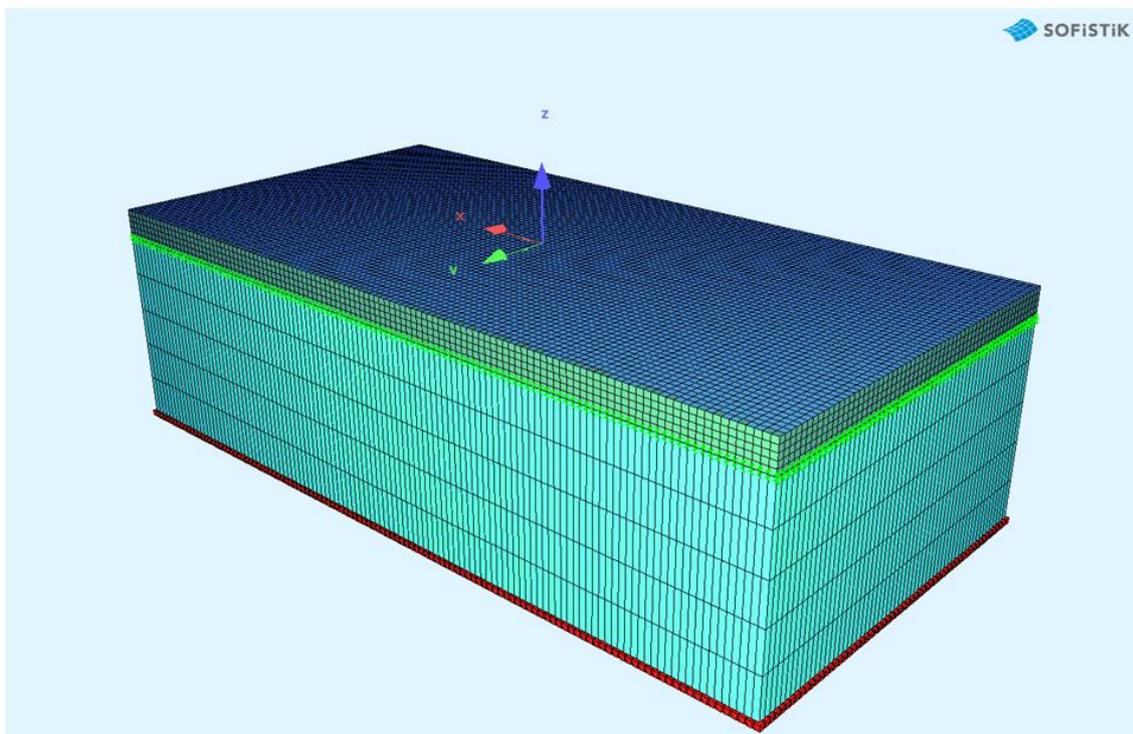


Abbildung 23: grundlegendes Modell - THB auf Untergrund

7.3.2.1 Verifizierung des Modellaufbaus - Beanspruchung durch eine Einzellast

Für die Verifizierung des Modells wird die HGT zunächst mit einer Einzelradlast von 50 kN ($p = 0,7 \text{ N/mm}^2 \rightarrow a = 151 \text{ mm}$) belastet. Es ergibt sich nach der Berechnung nach Westergaard (vgl. Anlage 1) eine Biegezugspannung an der HGT-Unterseite (Lastfall Plattenmitte) von $0,69 \text{ N/mm}^2$. Dieser Fall wird zur ersten Verifizierung des FE-Modells verwendet. Die äquivalente, mit FEM berechnete Biegezugspannung beträgt $0,71 \text{ N/mm}^2$, was einer Abweichung von 3 % entspricht.

Für einen höheren Verformungsmodul des Bodens von $E_u = 100 \text{ N/mm}^2$ (Unterbau) liegt die Abweichung ebenfalls bei 3 % (Westergaard: $0,61 \text{ N/mm}^2$; FEM: $0,63 \text{ N/mm}^2$).

7.3.2.2 Verifizierung des Modellaufbaus - Temperaturbeanspruchung

Für eine weitere Verifizierung des Modells wird die Biegezugspannung durch eine simulierte Temperaturbeanspruchung mit der nach Eisenmann/Leykauf berechneten Wölbspannung verglichen. Als Eingangsparameter für diese Simulation wird Folgendes, angelehnt an Betonkennwerte, angenommen:

- Wärmedehnzahl HGT: $\alpha_T = 10^{-5} \text{ 1/K}$
- Temperaturgradient für Schichtdicke von 300 mm für eine Erwärmung der Oberseite: $\Delta t = 0,06 \text{ K/mm}$ (Tabelle 1, Kapitel 4.2 [17])

Es wird die ungestörte Wölbspannung berechnet, da die THB als unendlich lange Platte angenommen wird: $L > 1,1 \cdot l_{\text{krit}}$. Die ungestörte Wölbspannung beträgt an der Unterseite der THB für einen Verformungsmodul der ungebundenen Schicht von 100 N/mm^2 : $1,13 \text{ N/mm}^2$ (Abweichung 0 % bzgl. analytisch ermittelten Wert); bei einem Verformungsmodul von 45 N/mm^2 : $1,09 \text{ N/mm}^2$ (Abweichung 4 %).

Somit ist das Modell verifiziert.

Basierend auf diesen Ergebnissen wird hervorgehoben, dass der in der Formel der ungestörten Wölbspannung (vgl. Formel (4.6)) nicht berücksichtigte Verformungsmodul des als Bettung dienenden Untergrunds einen geringen Einfluss auf die temperaturbedingte Biegezugspannung an der Plattenunterseite hat.

7.3.2.3 Einfluss der Wärmedehnzahl α_T

Gemäß den Ausführungen in 7.3.2.2 würde bereits ein Temperaturgradient von $0,06 \text{ K/mm}$ die Dauerbiegezugfestigkeit von $0,80 \text{ N/mm}^2$ der HGT überschreiten. Bei Annahme einer niedrigeren Wärmedehnzahl des HGT-Materials (z.B. $0,53 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$ für

„trockenen Beton in Randbereichen“ [12]) würde das Material eine Wölbspannung von nur noch $0,60 \text{ N/mm}^2$ erfahren, was die Dauerbiegezugfestigkeit der THB ($E_2 = 10.000 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{2,ct,d} = 0,80 \text{ N/mm}^2$) nicht überschreiten würde. Somit hat die Wärmedehnzahl einen signifikanten Einfluss auf die Berechnungen. Aufgrund fehlender genauerer Informationen bezüglich der Wärmedehnzahl eines HGT-Materials wird auf der sicheren Seite liegend weiterhin die Wärmedehnzahl eines Normalbetons von $\alpha_T = 10^{-5} \text{ 1/K}$ verwendet.

7.3.3 Lastfall Baustellenverkehr

Für die folgenden Berechnungen wird die Verkehrsbelastung durch ein typisches Baustellenfahrzeug simuliert:

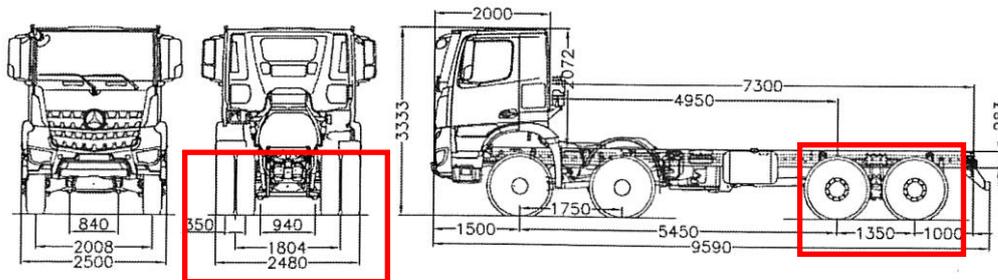


Abbildung 24: AROCS Allrad Kipper; zulässige Achslast bei voller zulässiger Beladung der hinteren Zwillingssachsen: je 10,0 t [38]

Es wurden die beiden hinteren Zwillingssradachsen (zulässige Achslast nach §34 StVZO: 10,0 t [39]) modelliert. Beim Lastansatz wurde ein pauschaler Zuschlag von 1,3 angesetzt, welcher weitere Einflüsse, wie Bremswirkungen, Fahrflächenunebenheiten, Überladung etc., abdecken soll. Die Belastung durch den LKW wird als plattenmittig angenommen.

Während der Bauphase wird die HGT bereits vor dem Zeitraum von 28 Tagen (theoretische Erhärtungszeit für das Erreichen der Normfestigkeit) vom Baustellenverkehr befahren, da dies den Baustellenzeitplan deutlich verlängern würde. Zwar ist die Belastungshäufigkeit nicht mit der einer ausgebauten Bundesautobahn zu vergleichen, doch macht die Berechnung deutlich, dass die HGT in dieser Phase dennoch stark beansprucht wird.

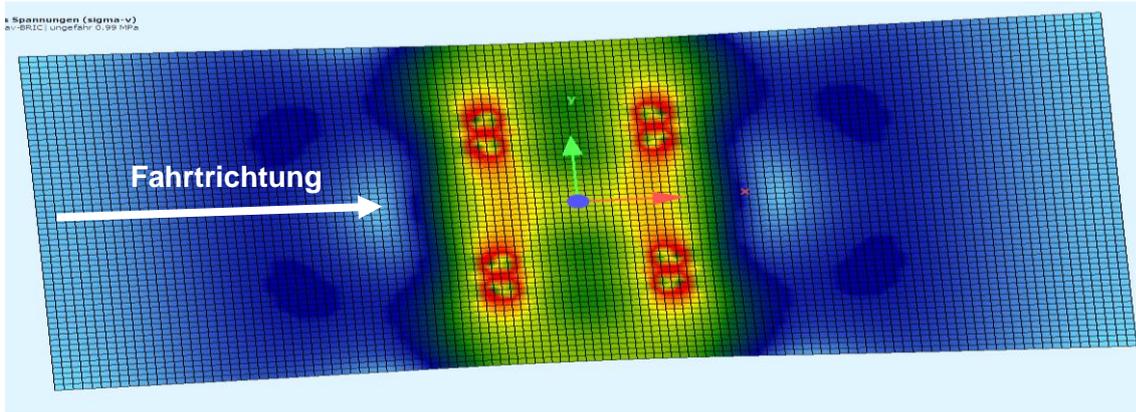


Abbildung 25: Verformungsbild der HGT aufgrund der Belastung durch das Baustellenfahrzeug

Tabelle 5: Ergebnisse der Belastung durch Zwillingsachse des Baustellenfz.

	Untergrund	Unterbau
Verformungsmodul Untergrund E_u bzw. Unterbau E_{v2} [N/mm ²]	45	100
max. Biegezugspannung Unterseite der HGT [N/mm ²]	0,89	0,71

Für die ungebundene Tragschicht mit $E_{v2} = 100$ N/mm² liegt die zulässige Bodendruckspannung bei 0,111 N/mm². Eine Überbeanspruchung der ungebundenen Schichten durch den Baustellenverkehr muss nicht befürchtet werden.

Wäre keine ungebundene Tragschicht vorhanden, so wäre die Bodendruckspannung (Verformungsmodul des Untergrunds von $E_u = 45/60$ N/mm²) im kritischen Bereich ($\sigma_{z,zul} = 0,050/0,067$ N/mm²), was bestätigt, dass ein gut verdichteter Untergrund angestrebt werden muss.

In den weiteren Betrachtungen wird mit einer Beachtung der FSS der Verformungsmodul des kombinierten Unterbaus (= Untergrund + FSS) auf $E_{v2} = 100$ N/mm² festgelegt.

7.3.4 Lastfallkombination Temperaturbeanspruchung - Baustellenverkehr

Die Verkehrslast und die Beanspruchung durch die Temperatur werden kombiniert angesetzt.

Das Ergebnis einer Temperaturbeanspruchung ist bereits in 7.3.2 berechnet worden: 1,13 N/mm². Gemeinsam mit den ermittelten Spannungen, bedingt durch den Baustellenverkehr (0,71 N/mm²), betragen die maximal auftretenden Biegezugspannungen an der HGT-Unterseite 1,78 N/mm².

Es ist somit davon auszugehen, dass durch die Temperatureinflüsse, kombiniert mit dem Baustellenverkehr, das Gefüge einer neueingebauten HGT (angenommener E-Modul = 10.000 N/mm²) gestört wird. Eine Ausbildung von sog. Mikrorissen ist die Folge. Diese Mikrorisse in einer HGT sind in der Praxis nicht unerwünscht bzw. nicht vermeidbar. Allerdings sind diese sowohl in der klassischen Dimensionierung als auch in der FE-Berechnung schwer direkt zu beachten. Deshalb wurde in [4] die Annahme getroffen, dass der anzusetzende E-Modul des HGT-Materials für die Betrachtung des Gesamttragwerks reduziert wird.

Der E-Modul einer HGT wird auf 50 % des Ausgangswertes reduziert, um diese Mikrorissbildung in der Bemessung in Betracht zu ziehen.

Ist in der HGT ein klaffender Riss vorhanden, was zwingend zu vermeiden ist, so kann der Wert des anzusetzenden E-Moduls auf 30 % des Ausgangswertes (3.300 N/mm²) festgelegt werden [29].

7.3.5 Berechnung der Kombination für einen verringerten E-Modul der HGT

Im nächsten Schritt wird die maximale Biegezugspannung für eine kombinierte Belastung (Verkehrslast Baustellenfahrzeug und Temperaturbeanspruchung mit $\Delta t = 0,06$ K/mm) für ein HGT-Material mit einem abgeminderten E-Modul (Beachtung der Mikrorissbildung) von 5.000 N/mm² betrachtet.

Die Temperaturbeanspruchung erzeugt nun eine weitaus geringere Wölbspannung σ_w von 0,56 N/mm² als mit einem E-Modul von 10.000 N/mm² und wäre somit im Bereich der Dauerbiegezugfestigkeit des HGT-Materials von 0,43 N/mm² bis 0,70 N/mm² (vgl. Tabelle 4). Würde alleine die Wölbspannung als Kriterium der Biegebeanspruchung gelten, so wäre mit einem E-Modul von 5.000 N/mm² die Dauerbiegezugfestigkeit der HGT erreicht und die Mikrorissbildung weitgehend abgeschlossen.

Das Ergebnis der Simulation mit kombinierter Lasteinwirkung ergibt an der Unterseite der HGT eine Biegezugspannung von 1,14 N/mm² und liegt weiter oberhalb der Dauerbiegezugfestigkeit des Materials.

Durch die Belastung des Baustellenverkehrs wird sich die Mikrorissbildung durch die sich wiederholende Festigkeitsüberschreitung weiter verstärken, der E-Modul wird weiter absinken.

Die unter den oben beschriebenen Annahmen durchgeführten Berechnungen und der lineare Ansatz des Elastizitätsmodul-Biegezugfestigkeits-Verhältnisses zeigen, dass die

Schicht selbst bei einem E-Modul von ca. 3.000 N/mm² weiter überbeansprucht wäre. Da bei in situ rückgebauten Betonstraßen beobachtet wurde, dass die hydraulisch gebundene Tragschicht nach langjähriger Nutzung visuell teilweise einer ungebundenen Tragschicht gleicht, ist anzunehmen, dass der lineare Ansatz des Verhältnisses im unteren E-Modulbereich nur bedingt anwendbar ist.

Aufgrund der Mikrorissbildung in der HGT, kann davon ausgegangen werden, dass keine klaffenden Risse bzw. Rissbreiten > 0,2 mm in der HGT auftreten. Somit besteht in diesem Fall keine erhöhte Gefahr einer Reflexionsrissbildung in die anschließend darauf herzustellende GTP.

Bezüglich der Auswirkungen der Temperatur auf die Biegezugspannungen kann festgehalten werden, dass bei einem E-Modul von 5.000 N/mm² der Temperaturanteil und der Verkehrslastanteil (für das ausgewählte Baustellenfahrzeug) der erzeugten Biegezugspannungen etwa gleich ist. Bei höheren E-Moduln ist der Einfluss der Temperatur stärker (vgl. Abbildung 26).

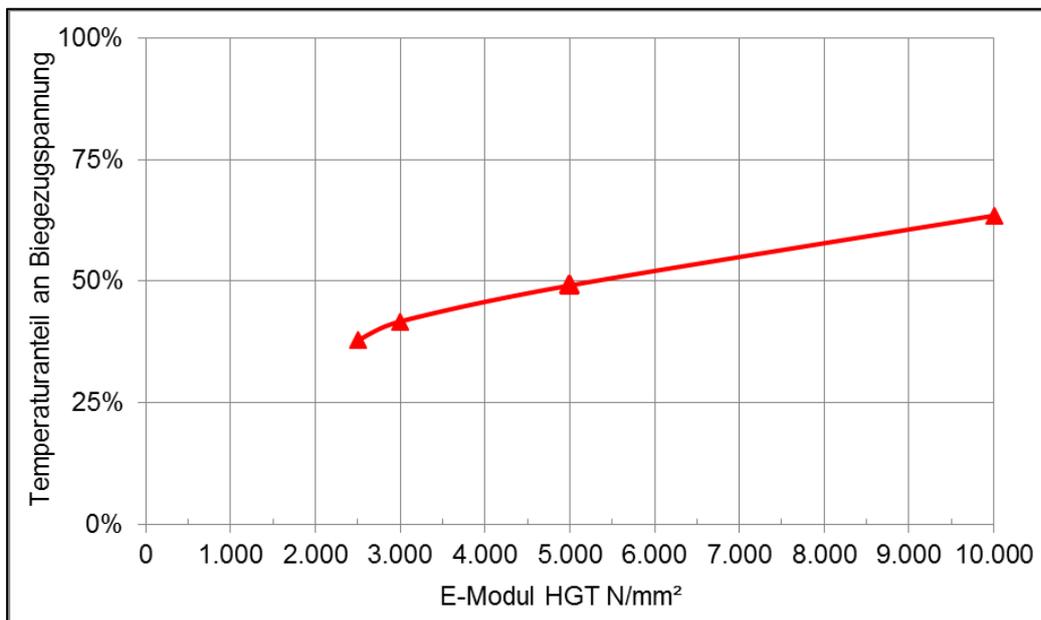


Abbildung 26: Anteil der Temperatur auf die Biegezugspannung in Abhängigkeit vom E-Modul des HGT-Materials

7.3.6 Variation des THB-Materials, des Rissabstandes und der THB-Breite unter Baustellenverkehr und Temperaturbeanspruchung

Bei Anwendung einer (unbewehrten) Betontragschicht der Festigkeitsklasse C12/15 (E-Modul: 27.000 N/mm²; [34, p. 95]) anstelle einer HGT, ergibt sich rechnerisch bereits bei der Temperaturbelastung ($\Delta t = 0,06$ K/mm) eine ungestörte Wölbspannung von 3,04 N/mm². Das numerisch berechnete Ergebnis (FEM) ist mit 2,89 N/mm² um 5 % geringer. Diese Werte übertreffen bereits ohne jegliche Verkehrslasteinwirkung die maximal ansetzbare Dauerbiegezugfestigkeit (Kapitel 8.3, Tabelle 7: 1,5 N/mm²) der Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln in Form einer BTS, was zu Querrissen in der unbewehrten BTS führt.

Die ermittelte Biegezugspannung aus der Verkehrslast beträgt für eine BTS 0,95 N/mm², der Wert σ_z (Druckspannung auf den Untergrund mit $E_{V2} = 100$ N/mm²) verändert sich kaum (0,058 N/mm²). Die BTS wäre somit auch hinsichtlich des Baustellenverkehrs überlastet (min. Dauerbiegezugfestigkeit = 0,8 N/mm²).

Eine weitere Erhöhung der Druckfestigkeitsklasse, beispielsweise durch Verwendung eines C16/20 (max. Dauerbiegezugfestigkeit = 2,0 N/mm²), erhöht aufgrund der steiferen Materialeigenschaften die Biegezugspannung an der Unterseite der BTS aus der Lastfallkombination weiter auf 3,84 N/mm². Diese Ergebnisse zeigen deutlich, dass die Beanspruchung der unbewehrten BTS, insbesondere durch die ungleichmäßige Temperaturverteilung, mit zunehmender Druckfestigkeit (und somit zunehmenden E-Moduls) des Materials steigt.

Zusätzlich ist bereits bei der Herstellung einer BTS zu beachten, dass sich Schwindrisse einstellen können, welche eine ungesteuerte Rissbildung begünstigen.

Die Querrisse werden sich zweifelsohne trotz einer optimalen Nachbehandlung bilden, da die Belastung durch den Temperatureinfluss die maximale Dauerbiegezugfestigkeit der BTS deutlich übersteigt und die Spannungen im Betonkörper selbst zu groß werden.

7.3.6.1 Modifizierung des Modells

Da die Einsenkungsdifferenzen der benachbarten Platten zur Beurteilung des Materials in diesem Fall nicht signifikant sind, wird als ausschlaggebende Größe die Biegezugspannung an der Unterseite der THB herangezogen, wie bereits bei der Beurteilung des HGT-Materials.

Eine Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln, ausgeführt als BTS, besitzt im Gegensatz zur GTP keine durchgehende Bewehrung, was bedeutet, dass die Querkraftübertragung, theoretisch allein durch die Rissverzahnung erfolgt. Der Riss selbst wird bei der Analyse mit FEM mit Hilfe von Federn modelliert und geht über die komplette Dicke der BTS. Die Querkraftübertragung (Grad der Rissverzahnung) kann mit Hilfe der Federsteifigkeiten eingestellt werden. Bei den Betrachtungen in dieser Arbeit werden die Steifigkeiten und somit die Einflüsse der Federn auf ein Minimum reduziert.

Bei der FE-Berechnung wird sich durch die Verformung des Bodens aufgrund der Belastung der einen Platte die benachbarte Platte, auch bei einer maximal angenommenen Rissbreite von 0,5 mm, ebenfalls einsenken (vgl. Abbildung 27). Die Einsenkungsdifferenz der beiden Platten bleibt zwar klein, aber von einer Querkraftübertragung im eigentlichen Sinne kann dennoch nicht ausgegangen werden, da die Verformungen nicht durch die Rissverzahnung übertragen werden.

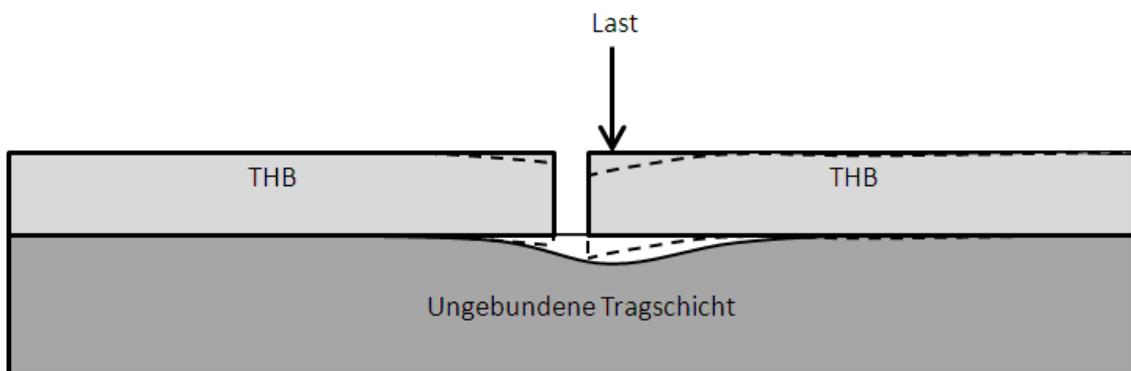


Abbildung 27: Überhöhte Darstellung der Verformung der THB und der ungebundenen Schicht unter Lasteinwirkung im Rissbereich

Die Einflüsse durch Temperaturbeanspruchung bleiben bei der Rissbetrachtung außen vor. Bei der Modellierung wird von einem guten, homogenen Untergrund ausgegangen.

Haben die benachbarten Platten in situ dennoch eine große Einsenkungsdifferenz, z.B. während der Überfahrt eines Baustellenfahrzeugs, so kann dies Folgendes bedeuten:

- Die Rissverzahnung im Riss ist schlecht bzw. nicht mehr vorhanden, was zur Folge hat, dass die Last nicht optimal verteilt werden kann. Die ungebundene Tragschicht oder der anstehende Boden könnte dadurch teilweise überlastet werden.
- Der Untergrund ist bereits überlastet. Feinanteile des Bodens können abgetragen werden, so dass sich Hohlräume zwischen Untergrund und BTS im Rissbe-

reich bilden könnten, welche das Pumpen und somit weiteren Materialabtrag begünstigen. Dies hätte zur Folge, dass die Auflagerfläche der BTS auf dem Untergrund nicht optimal wäre, was zu weiteren Rissbildungen durch Überlastung bestimmter Bereiche führen würde.

- Eine optimale, spurgenaue Ausrichtung der GTP wird schwierig, da die BTS selbst nicht mehr als gute Auflagerung dienen kann.
- Breiter werdende Risse in der BTS würden die Problematik der Reflexionsrissbildung begünstigen.

7.3.6.2 Vorgehen

Zunächst wird im Modell simuliert, wie die Entwicklung der Risse in der Gleistragplatte idealisiert vorstättengeht. Es wird dabei durchgehend von einem kombinierten Lastfall Baustellenverkehr und Temperatur (Erwärmung von oben) ausgegangen.

Die Modelllänge entspricht jeweils dem 12-fachen betrachteten Rissabstand um somit eventuell vorhandene Randeinflüsse zu minimieren.

Die Modellbreite entspricht der Fahrbahnbreite.

In einem ersten Schritt wird überprüft, ab welcher Rissbreite w , die aus den Rissen entstandenen Betontragplatten keinen Einfluss aufeinander nehmen können (in erster Linie bezogen auf die Wölbspannung, bedingt durch den positiven Temperaturgradienten). Diese wird als „Grenzrissbreite“ bezeichnet.

Für die Berechnung der Grenzrissbreite wird der in [2, p. 15] genannte Rissabstand von 1,3 m verwendet. Die Modelllänge beträgt somit 15,6 m. Es wird die maximale mögliche Biegezugspannung berechnet, welche in einer 15,6 m langen, rissfreien Platte auftritt. Ausgehend von diesem Wert werden alle 1,3 m Risse simuliert, welche idealisiert stetig alle gleichzeitig an Rissbreite zunehmen, bis schließlich kein Einfluss der „Nachbarplatte“ zu erkennen ist. Dies tritt dann auf, wenn sich die Fahrbahn zwängungsfrei in Längsrichtung verformen kann.

Für einen Rissabstand von 1,3 m ist die Grenzrissbreite bei 0,25 mm anzusetzen. Darauf aufbauend wurde die identische Untersuchung für einen Rissabstand von 2,6 m (Angabe als maximaler, optimaler Wert in [2, p. 15]) durchgeführt, mit dem Ergebnis, dass die Grenzrissbreite bei 0,35 mm liegt.

Zunächst wird die unbewehrte BTS mit den ursprünglichen Abmessungen „Plattenlänge“ 8 m und „Plattenbreite“ 4 m, bestehend aus einem C12/15, in der Mitte mit einem Riss

versehen, was einen Rissabstand von 4 m widerspiegelt. Das Modell wird mit einem Temperaturgradienten von 0,06 K/mm (aus Tabelle 1) sowie der Verkehrslast durch das in Abbildung 24 definierte Baustellenfahrzeug belastet.

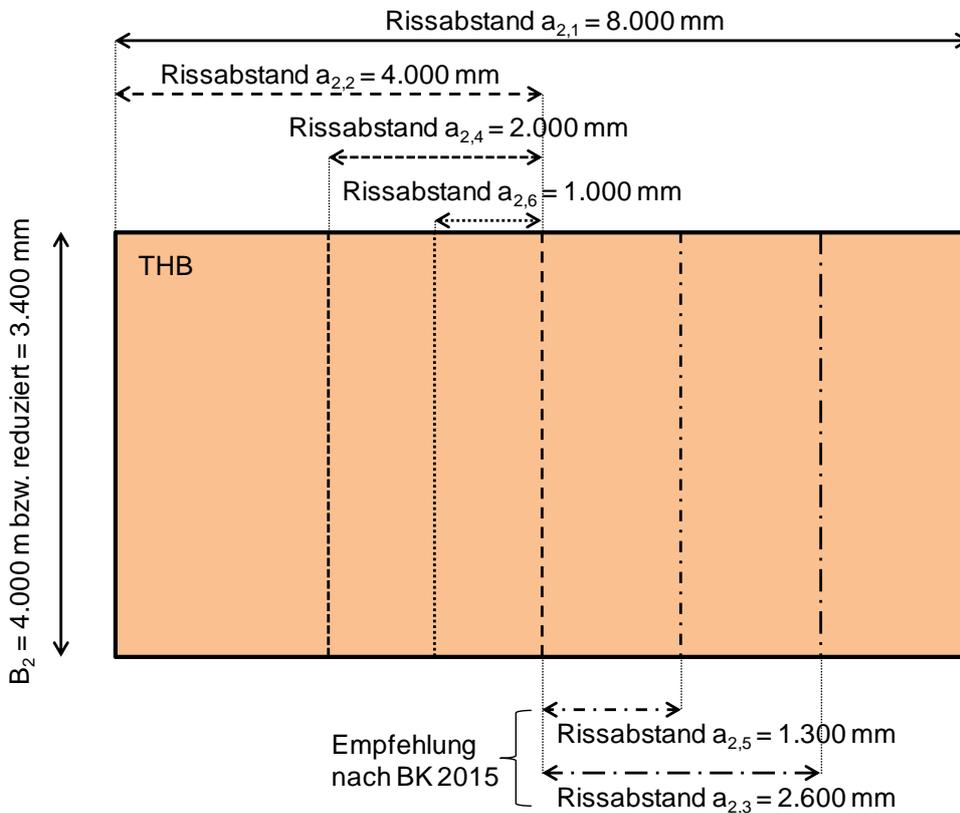


Abbildung 28: Simulierte Rissabstände $a_{x,y}$ (x = Schichtnr. = 2 für THB; y = Berechnungsnummerierung; Draufsicht)

Daran anschließend werden die Berechnungen mit identischen Belastungen für die reduzierten Rissabstände von 1 m und 2 m berechnet. Nach [2] liegt ein optimaler Kerben- und somit Rissabstand zwischen 1,3 m und 2,6 m. Diese Abstände entsprechen bei einem Stützpunktabstand von 650 mm dem doppelten bzw. dem vierfachen Stützpunktabstand in der GTP. Die Risse können somit konstruktiv zwischen die Stützpunkte gesteuert werden. In Abbildung 28 sind die verschiedenen Rissabstandsvarianten grafisch dargestellt.

Für eine Erzeugung der maximalen Biegezugspannung werden die Lastachsen des Baustellenfahrzeugs verschieden positioniert, um die maximal möglichen Biegezugspannungen an der Schichtunterseite zu erzeugen. Diese Belastungspositionen werden für alle Randbedingungen beibehalten.

Weitere Variablen sind die Breite der BTS sowie die Änderung des BTS-Materials zu einem Beton der Druckfestigkeitsklasse C16/20.

7.3.6.3 Ergebnisse

Eine Berechnung mit einer Rissbreite von 0,1 mm und 0,5 mm zeigt geringen Einfluss auf die Ergebnisse der Biegezugspannung. Dies ist damit erklärbar, dass aufgrund der fehlenden Bewehrung allein die zuvor beschriebene Verformungsübertragung durch den Unterbau Einfluss nimmt. Ein Einfluss der benachbarten Platte hinsichtlich der Biegezugspannung ist bei Rissbreiten kleiner 0,2 mm auszumachen.

Anmerkung: Für die analytische Dimensionierung wird der Ansatz einer reduzierten Wölbspannung beachtet, da die kritischen Längen l_{krit} bei allen berechneten Varianten bei 9,3 m bzw. 10,7 m liegen und somit immer gilt: $L < 0,9 \cdot l_{krit}$ mit $L_{max} = 8,0$ m.

Aus Abbildung 29 lässt sich ableiten, dass bei einem minimalen Rissabstand von 1,3 m die minimale Dauerbiegezugfestigkeit einer BTS der Druckfestigkeitsklasse C12/15 nicht übertroffen wird und somit auf der sicheren Seite liegend ist. Es bilden sich während der Bauphase keine weiteren Risse durch Temperaturbeanspruchung und Verkehrsbelastungen. Bei einer BTS der Druckfestigkeitsklasse C16/20 liegt der minimale Rissabstand bei ca. 2 m.

Ein Rissabstand größer 2,8 m (C12/15) bzw. 3,5 m (C16/20) hat zur Folge, dass die maximalen Dauerbiegezugfestigkeiten der Materialien zumindest temporär überschritten werden könnten und sich dadurch weitere Risse bilden werden.

Des Weiteren kann festgestellt werden, dass die Verläufe der Biegezugspannungen nur geringfügig von der Breite der BTS und der Druckfestigkeitsklasse des verwendeten Betons abhängen.

Bezüglich der Kerbabstände bei der Herstellung einer BTS wird empfohlen, diese nicht grundsätzlich auf den Bereich 1,3 – 2,6 m festzulegen, sondern diese in Abhängigkeit der verwendeten Betonfestigkeitsklasse zu setzen.

In Anlage 7 sind alle Berechnungsergebnisse zusammengefasst.

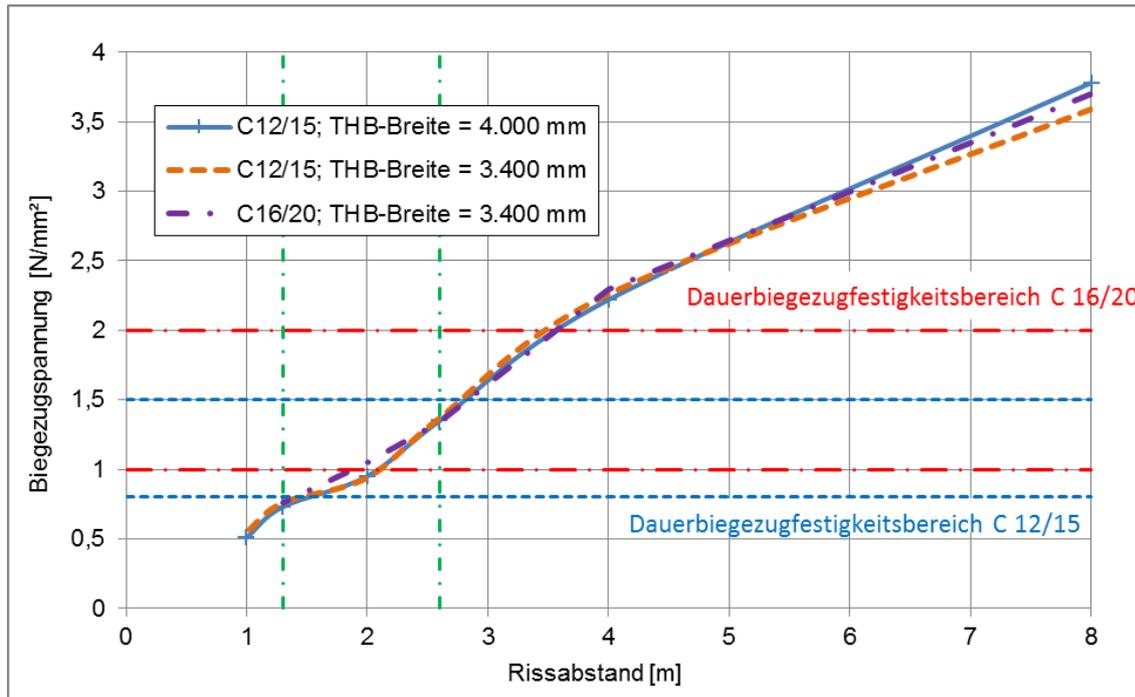


Abbildung 29: Ergebnis der Berechnungen mit variiertem Rissabstand, veränderter BTS-Breite und verschiedenen Materialien (kombinierte Belastung)

7.4 Parameter der THB für weitere Untersuchungen

Basierend auf den Ergebnissen dieses Kapitels kann bestätigt werden, dass die in der klassischen Dimensionierung angesetzten Werte im Allgemeinen als korrekt und auf der sicheren Seite liegend angenommen werden können.

Es werden die Parameter der THB, wenn nicht anders beschrieben, wie folgt angenommen:

- Ausführung als HGT: Die Schichtdicke der HGT beträgt 300 mm mit einem Überstand zur GTP von 300 mm. Als E-Modul wird ein mittlerer Wert von 10.000 N/mm^2 angenommen und eine dementsprechend angesetzte zulässige Biegezugspannung von $0,80 \text{ N/mm}^2$.
- Ausführung als BTS: Es werden die Standardparameter der jeweiligen Betondruckfestigkeitsklasse angesetzt. Die Abmessungen sind identisch zur HGT.

8 Die Gleistragplatte (GTP)

Aufbauend auf die Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln wird im folgenden Kapitel die Gleistragplatte sowie einige Materialparameterzusammenhänge des Betons (Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit, Dauerbiegezugfestigkeit) betrachtet.

8.1 Allgemeines

Die Gleistragplatte beschreibt die oberste Tragschicht des Systems, auf welcher der Gleisrost aufgelagert ist (vgl. Abbildung 4).

Anmerkung: Es wird der Begriff „Platte“ in dieser Arbeit verwendet, auch wenn die Platten im eigentlichen Sinne eine durchgehende Schicht beschreiben. Eine Platte wird in Längsrichtung durch die sich bildenden Risse begrenzt.

Auf bzw. in dieser Schicht sind die Stützpunkte /Schwellen zur Lasteinleitung angebracht /eingegossen. Auf den Stützpunkten wiederum wird die Schiene mittels eines elastischen Schienenbefestigungssystems zum System montiert. Die Elastizität der Stützpunkte ist ausschlaggebend für die im AKFF [3] geforderte Schieneneinsenkung (1,5 mm unter einer Achslast von 20 t).

Die durchgehend bewehrte Betonbauweise ist heutzutage in Deutschland Standard einer FF. Daneben kann die GTP auch unbewehrt und mit Dübeln gekoppelt (z.B. Bauart „Rheda 2000 unbewehrt“) ausgeführt werden.

Da sich die ursprüngliche Bemessung einer FF, wie bereits erwähnt, stark an der klassischen Bemessung einer Betonstraße orientiert hatte, wurde für den Oberbeton bzw. die GTP die Expositionsklasse XF4 gewählt. Diese Klasse bedeutet einen Betonangriff durch Frost und es wird von einer hohen Wassersättigung mit Taumittel oder Meerwasser ausgegangen [40]. Darauf aufbauend wird eine minimale Betonfestigkeitsklasse von C30/37 (charakteristische Zylinderdruckfestigkeit 30 N/mm² bzw. Würfeldruckfestigkeit 37 N/mm²) empfohlen. Diese Annahme ist für eine GTP einer FF hinsichtlich des Frost-Tausalz widerstandes sicher gewählt.

Oftmals werden für die Gleistragplatten Betone höherer Druckfestigkeitsklassen, wie z.B. C45/55, verwendet.

Der Bewehrungsgrad einer durchgehend bewehrten GTP zur Rissbreitenbeschränkung (maximal zulässige Rissbreite an der Oberfläche der GTP: 0,5 mm) sollte zwischen 0,8 - 0,9 % bei mittlerer Lage (in Bezug zur GTP-Dicke) liegen [2]. Eventuell angeordnete Bewehrung in Querrichtung ist entweder als Element der aufgelagerten, eingegossenen Schwellen oder als Positionierungshilfe für die Längsbewehrung zu sehen.

Weitere Ausführungen bezüglich der Bewehrung sind in den Kapiteln 10.2.4 und 10.5.2.5 zu finden.

Der mittlere E-Modul E_{cm} eines C 30/37 liegt nach DIN 1045-1 [40] bei 32.000 N/mm² und nach EN 1992-1-1 [41, p. 30] bei 33.000 N/mm². Da sich mit steigendem E-Modul bei sonst gleichen Bedingungen auch die Biegezugspannungen in einer Betonfahrbahn erhöhen, ist eine Annahme von $E = 34.000$ N/mm², wie er beispielsweise auch in [2] angewandt wird, auf der sicheren Seite liegend.

8.2 Zusammenhang der Druck- und Biegezugfestigkeiten verschiedener Betonfestigkeitsklassen

Während des Baus einer FF werden Erst- und Kontrollprüfungen am Beton durchgeführt. Unter anderem werden die in Kapitel 7.2 beschriebene Biegezugfestigkeit gemäß DIN EN 12390-5:2000 [42] und Druckfestigkeit gemäß DIN EN 12390-4:2001 [31] ermittelt. Die verwendeten Probekörper werden im Zuge der Betonherstellung geprüft. Etwas schwieriger gestaltet sich eine Kontrollprüfung des eingebauten Festbetons, da nicht ohne weiteres beispielsweise ein Probekörper aus dem FF-System herausgeschnitten werden kann. Eine zylindrische Probe ist aufgrund der kleineren Abmessungen leichter zu entnehmen. Somit könnten auch nach einigen Jahren Liegedauer Materialprüfungen am eingebauten Material durchgeführt werden.

Die Biegezugfestigkeit des Betons steht der Biegezugspannung, welche auf das System bzw. den Beton wirken, gegenüber. Die Biegezugfestigkeit steht wiederum in einem Verhältnis zur Druckfestigkeit des Betons, welche durch Versuche ermittelt oder anhand der Druckfestigkeitsklasse definiert werden kann. Das Verhältnis der Druckfestigkeit (-sklasse) und der Biegezugfestigkeit eines Normalbetons wird in diesem Kapitel kurz beleuchtet.

Anmerkung: Als Normalbeton wird ein Beton bezeichnet, welcher eine Betonfestigkeitsklasse C 50/60 oder weniger hat. Ein Beton höherer Festigkeit wird als hochfester Normalbeton bezeichnet [34, p. 95].

Im Allgemeinen wird bei den folgenden, verwendeten Referenzen die charakteristische Druckfestigkeit f_{ck} der Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube}$ gleichgesetzt. Die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ spiegelt die Ergebnisse des Vier-Punkt-Biegezugversuch wider.

Es wird erwähnt, dass bei den verwendeten Referenzen keine Angaben über die Betonzusammensetzung (wie beispielsweise die Gesteinskörnung) zu finden waren. Generell hat die Verwendung eines Splittbetons, welcher im Verkehrswegebau zum Einsatz kommt, einen positiven Einfluss auf die Betonkennwerte im Vergleich zum Kiesbeton.

In [43, p. 187] wurde durch zahlreiche Messungen ermittelt, dass der Zusammenhang zwischen der Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ und der Druckfestigkeit f_{ck} folgender ist: $f_{ct,fl} = 0,12$ bis $0,20 \cdot f_{ck}$.

In [34, p. 182] ist ein mittleres Verhältnis $f_{ct,fl} = (0,11 \text{ bis } 0,20) \cdot f_{ck}$, abhängig von der Betondruckfestigkeitsklasse, angegeben.

In [19, p. 306] ist eine Formel für die Umrechnung von Druck- zur Biegezugfestigkeit abgeleitet worden:

$$f_{ct,fl} = c \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad [N/mm^2] \quad (8.1)$$

Diese Formel beschreibt einen ähnlichen Zusammenhang. Es wurde experimentell bestimmt, dass c für den Vergleich von Druck- und Biegezugfestigkeit zwischen 0,35 und 0,55 anzusetzen ist. Daraus ergibt sich für eine Druckfestigkeit von 37 N/mm² eine Biegezugfestigkeit von 3,88 N/mm² ($c = 0,35$) und 6,11 N/mm² ($c = 0,55$) und somit das Verhältnis: $f_{ct,fl} = 0,10$ bis $0,17 \cdot f_{ck}$.

Zusammenfassend kann angenommen werden, dass die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ eines Normalbetons 10 % bis 20 % (im Mittel: 15 %) seiner angegebenen oder versuchstechnisch bestimmten Würfeldruckfestigkeit $f_{ck,cube}$ beträgt. Je höher die Druckfestigkeit, desto geringer der Prozentsatz.

Grafisch sind die verschiedenen Ansätze in Abbildung 30 dargestellt. Tabelle 6 zeigt die mittleren aus den Druckfestigkeiten berechneten Biegezugfestigkeiten der verschiedenen Druckfestigkeitsklassen des Normalbetons.

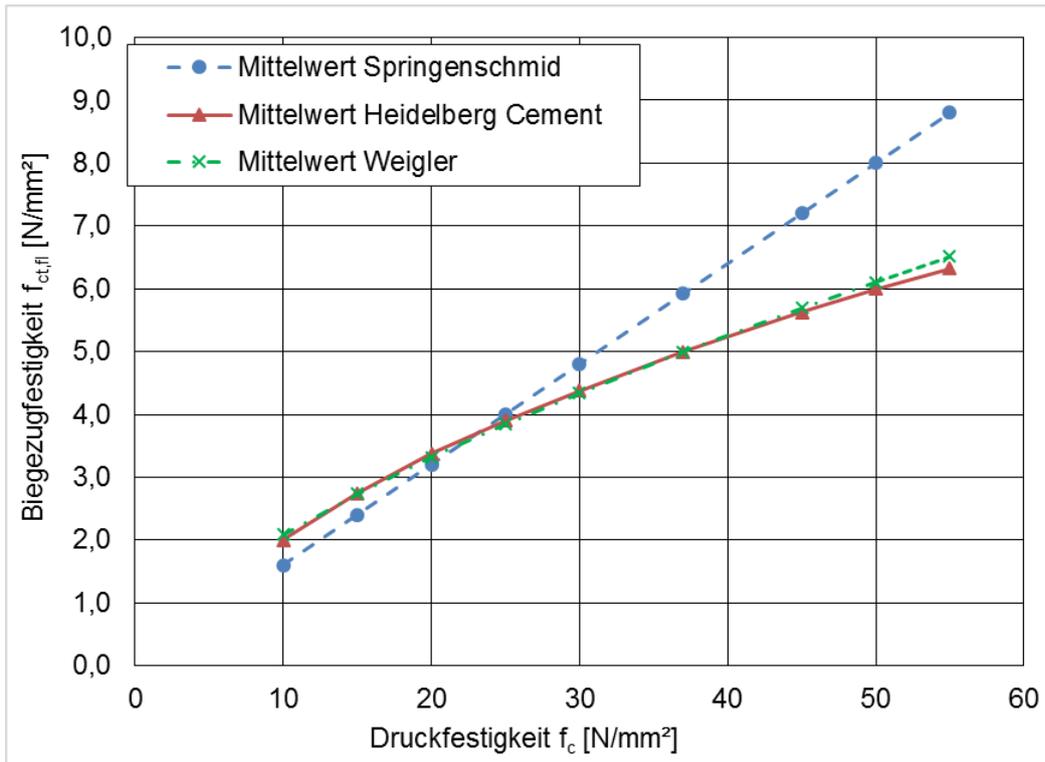


Abbildung 30: Grafische Darstellung der verschiedenen Ansätze des Verhältnisses Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ /Druckfestigkeit f_c eines Normalbetons

Tabelle 6: berechnete, mittlere Festigkeitswerte verschiedener Betondruckfestigkeitsklassen

Druckfestigkeitsklasse	Würfelldruckfestigkeit $f_{ck,cube}$ [N/mm ²]	Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl} = 0,15 * f_{ck}$ [N/mm ²]
C 8/10	10	1,5
C 12/15	15	2,3
C 16/20	20	3,0
C 20/25	25	3,8
C 25/30	30	4,5
C 30/37	37	5,6
C 35/45	45	6,8
C 40/50	50	7,5
C 45/55	55	8,3

8.3 Die Dauerbiegezugfestigkeit

Ausschlaggebend für die Bemessung der Gleistragplatte, wie auch für die Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln, ist die Dauerbiegezugfestigkeit $f_{ct,d}$. Gemäß [12] kann die Dauerbiegezugfestigkeit mit 50 % – 80 % der Biegezugfestigkeit angenommen werden.

8.3.1 Ansatz nach Smith

Mit dem Ansatz, dass die Dauerbiegezugfestigkeit mit 80 % der Biegezugfestigkeit angenommen wird, kann mit folgender Formel nach *Smith* die Dauerbiegezugfestigkeit berechnet werden:

$$f_{ct,d} = f_{ct,fl} \cdot \left[(\lg(n) - 2) \cdot \left(0,0875 \cdot \frac{\sigma_w}{f_{ct,fl}} - 0,07 \right) + 0,8 \right] - \sigma_w \quad [\text{N/mm}^2] \quad (8.2)$$

Bei einer 240 mm dicken und 2,8 m breiten GTP (C30/37; $E = 34.000 \text{ N/mm}^2$; $\alpha_T = 10^{-5}$; $\mu = 0,2$), einer ungleichmäßigen Erwärmung von oben, $\Delta t = 0,06 \text{ K/mm}$ und einem Rissabstand von 4 m ergibt sich eine reduzierte Wölbspannung von $1,0 \text{ N/mm}^2$ als Unterspannung. Daraus errechnet sich nach Smith eine Dauerbiegezugfestigkeit in Querrichtung (für $n = 2 \text{ Mio.}$) von $2,1 \text{ N/mm}^2$.

Die Dauerbiegezugfestigkeit in Längsrichtung (angesetzte Unterspannung im Winter von $3,0 \text{ N/mm}^2$) beträgt $0,85 \text{ N/mm}^2$ [2].

Alternativ kann mit Hilfe des auf dieser Formel basierenden Schaubildes (siehe Anlage 8) eine Abschätzung der Dauerbiegezugfestigkeit für bis zu 2 Mio. Lastwechseln bei vorgegebener Unterspannung (bspw. aus ungleichmäßiger Erwärmung) gegeben werden.

Beispiel: Bei einer angenommenen Wölbspannung σ_w von $1,5 \text{ N/mm}^2$ (siehe Kapitel 4.2) und einer Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ von $5,6 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich eine Dauerbiegezugfestigkeit in Querrichtung $f_{ct,d}$ von $1,9 \text{ N/mm}^2$. Wird die Biegezugfestigkeit etwas höher angenommen, beispielsweise mit $6,0 \text{ N/mm}^2$, so erhält man $f_{ct,d} = 2,1 \text{ N/mm}^2$, was der Annahme der maximalen Dauerbiegezugbeanspruchung in [4] oder [2] entspricht.

8.3.2 Ansatz nach Koennecke

Die Dauerbiegezugfestigkeit eines Normalbetons lässt sich nach [44, p. 149] mit dem Verhältnis $f_{ct,d}/f_{ct,fl} = 0,5$ bis $0,6$ abschätzen. Die mittlere Biegezugfestigkeit eines Betons

C 30/37 beträgt gemäß Umrechnung nach Kapitel 8.2 im Mittel 5,6 N/mm². Danach beträgt die mittlere Dauerbiegezugfestigkeit der Betonfestigkeitsklasse C 30/37 ca. 2,8 N/mm² bei einer Unterspannung von 0,0 N/mm².

Tabelle 7: Dauerbiegezugfestigkeitswerte der verschiedenen Druckfestigkeitsklassen

Druckfestigkeitsklasse	$f_{c,k,cube}$ [N/mm ²]	Dauerbiegezugfestigkeit [N/mm ²] ($0,5 \cdot f_{ct,fl}$)		
		Minimum ($f_{ct,fl} = 0,10 \cdot f_{ck,cube}$)	Mittelwert ($f_{ct,fl} = 0,15 \cdot f_{ck,cube}$)	Maximum ($f_{ct,fl} = 0,20 \cdot f_{ck,cube}$)
C 8/10	10	0,5	0,8	1,0
C 12/15	15	0,8	1,1	1,5
C 16/20	20	1,0	1,5	2,0
C 20/25	25	1,3	1,9	2,5
C 30/37	37	1,9	2,8	3,7
C 35/45	45	2,3	3,4	4,5
C 45/55	55	2,8	4,1	6,5

Bei der Annahme der Mindestbiegezugfestigkeit von 4,5 N/mm² (Biegezugfestigkeitsklasse F 4,5 [2, 24]) beträgt die nach diesem Ansatz errechnete Dauerbiegezugfestigkeit ca. $0,5 \cdot 4,5 = 2,3$ N/mm².

Die in [4] angesetzten Grenzwerte von 2,1 N/mm² (Querrichtung) und 0,85 N/mm² (Längsrichtung) können für die Betrachtungen bezüglich der Dauerbiegezugfestigkeit der GTP, bestehend aus einem C30/37 und mit einer Breite von 2,8 m, auf der sicheren Seite liegend verwendet werden.

8.4 Parameter der GTP für die weiteren Untersuchungen

Für die weiteren Untersuchungen wurde für die Gleistragplatte ein Beton der Druckfestigkeitsklasse C30/37 gewählt.

Allgemein wird als mittlere Biegezugfestigkeit nach Tabelle 6 ein Wert von 5,6 N/mm² angesetzt; die mittlere Dauerbiegezugfestigkeit in Querrichtung beträgt 2,1 N/mm²; in Längsrichtung 0,85 N/mm².

Der Elastizitätsmodul wird gemäß [4] auf 34.000 N/mm² festgelegt.

9 Betrachtungen am Gesamtsystem einer durchgehend bewehrten FF mit Einzelstützpunkten

9.1 Allgemeines

Für die Dimensionierung einer durchgehend bewehrten Betondecke (Straßenbau bzw. FF) stehen verschiedene theoretische Verfahren zur Verfügung [45], zum Beispiel:

- Halbraumtheorie nach Boussinesq [46] / Odemark [47], mit welcher sich Druckspannungen in z-Richtung berechnen lassen;
- Mehrschichtentheorie;
- Platte auf elastischer Unterlage;
- FEM-Modelle.

Das Vorgehen der klassischen Dimensionierung nach Eisenmann/Leykauf [4] ist wie folgt aufgebaut und in Anlage 1 ausführlicher erklärt:

Zunächst werden die Stützpunktkräfte mit dem Verfahren nach Zimmermann (basierend auf der Theorie des elastisch gelagerten Balkens nach Winkler) berechnet. Mehrschichtige Systeme werden mittels dem Verfahren Eisenmann/Leykauf in ein Zweischichtensystem umgewandelt. Die resultierenden Biegezugspannungen können darauf aufbauend mit den verbesserten Formeln von Westergaard [48, 49] berechnet werden.

Aufgrund der Erfahrungen aus mittlerweile vier Jahrzehnten kann die Dimensionierung nach Eisenmann/Leykauf als grundlegend korrekt angenommen werden kann. Da für eine Verifizierung der gewonnenen FEM-Ergebnisse keine adäquaten Messdaten erfasst werden konnten, werden in dieser Arbeit die Berechnungsergebnisse des Dimensionierungsverfahrens nach Eisenmann/Leykauf als Vergleichsbasis herangezogen.

Ein Eingangsparameter des Dimensionierungsverfahrens nach Eisenmann/Leykauf ist die Systemfestlegung, ob zwischen der THB und der GTP ein voller Verbund besteht oder ob die beiden Schichten, beispielsweise mit einem Geotextil als Zwischenschicht, ohne Verbund hergestellt werden.

Diese Entscheidung ist hinsichtlich der Biegezugspannungsberechnung und der Herstellung von großer Bedeutung.

Vorteile der Bauweise mit Verbund zwischen der THB und der GTP sind folgende:

- die Biegezugspannungen an der Unterseite der GTP werden reduziert;
- das Widerstandsmoment des Systems (Zusammenwirken GTP und THB) wird größer, was einem Aufwölben der „Platten“ aufgrund einer Temperaturbeanspruchung entgegen wirkt;
- zwischen den Schichten kann kein Wasser eindringen, was die Folgen eines Materialabtrags durch Ausspülen und eines eventuell daraus entstehenden Pumpeffekts zwischen den Schichten minimiert;
- das System lässt aufgrund des Verbunds keine Bewegungen der GTP in den horizontalen Richtungen (insbesondere lateral) zu.

Nachteile der Bauweise mit Verbund sind:

- durch den Verbund entstehen größere Zwängungsspannungen in der GTP (hervorgerufen beispielsweise durch Schwinden);
- es besteht ein erhöhtes Risiko von Reflexionsrissen.

Daraus ist ersichtlich, dass eine bestimmte Bauweise nicht pauschal als die bessere gesehen werden kann. Daher wird die Verbundproblematik zwischen THB und GTP im folgenden Kapitel näher behandelt.

9.2 Verbundbetrachtungen

Vor der eigentlichen Modellfindung (FEM) wird die Verbundwirkung zwischen der Gleis-
tragplatte und der Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln theoretisch näher betrach-
tet.

9.2.1 Theoretische Überlegungen zur Verbundwirkung

Wie in [4] und [2] nachgewiesen wurde und daraus folgend abgeleitet werden kann, sollte hinsichtlich der Biegezugspannungen bei der Erstellung einer FF ein möglichst guter Verbund zwischen den Schichten GTP und THB angestrebt werden. Voller Verbund über die gesamte Auflagerfläche (100 %) und den gesamten Nutzungszeitraum wird in der Realität nicht eintreten. Eine genaue, prozentuale Aussage über den tatsächlichen Verbund ist nicht möglich.

Mit der Dimensionierung nach Eisenmann/Leykauf können die beiden Extremfälle, kein und voller Verbund, berechnet werden.

Meier [50] hat die Wirkung eines gelösten Verbundes für eine durchgehend bewehrte Betonfahrbahn (Straßenbau) berechnet. Das Ergebnis war, dass bei einem vollständig gelösten Verbund sowohl die Einsenkungen am Plattenrand als auch die resultierende Plattenbewegung am Riss stark ansteigen (bis zu 1/3 höhere Werte im Vergleich zum identischen System mit Verbund). Der Rissabstand (entspricht der „Plattenlänge“) wurde hier bis 3,0 m angenommen, was auch bei der Bemessung der FF ein realistischer Wert ist. Nach [2] liegt der optimale Rissabstand zwischen 1,3 m und 2,6 m.

Bei einer Überfahrt der Betonplatten kann auftreten, dass im Rissbereich ein Plattenpumpen entsteht, welches eine Erosion unter den Plattenrändern begünstigt. Die Erosion gefährdet wiederum eine gleichmäßige Auflagerung der Platten.

Die Oberbaukonstruktion der durchgehend bewehrten FF aus Beton ist der einer Betonfahrbahn im Straßenbau, welche durchgehend bewehrt ist, sehr ähnlich. Insofern ist fraglich, ob ein Plattenpumpen auch bei einer FF zu erwarten ist.

Unterschiede sind hier in Folgendem zu finden:

- Die HGT einer FF wird standardmäßig mit einer Dicke von 300 mm hergestellt. Im Betonstraßenbau beträgt die HGT-Dicke standardmäßig 150 mm.
- Des Weiteren ist bei der Bemessung der Straße ein überrollendes Rad zu untersuchen. Dies bedeutet, dass alle drei Lastfälle (Plattenmitte, Plattenrand und Plattenecke) eintreten können. Bei der Bemessung der FF sind die Stützpunktkräfte anzusetzen, welche anhand der Radsatzlasten und der dynamischen Zuschläge berechnet werden und durch die lastverteilende Wirkung der Schiene und der Stützpunktsteifigkeiten abgeschwächt werden (vgl. Kapitel 4.1). Die Position der Stützpunkte ist durch die vorgegebene Konstruktion der FF eindeutig. Aus diesem Grund setzt Eisenmann/Leykauf in der Dimensionierung, mit Angabe von Bedingungen, den Lastfall Plattenmitte an. Untersuchungen bezüglich dieser Thematik sind in Kapitel 9.3 beschrieben.

Die Spannungsänderungen an den Unterseiten der Platten in Abhängigkeit der Verbund-situation soll zunächst in einem einfachen FE-Modell verifiziert werden.

9.2.2 FE-Modell für die Untersuchung der Verbund-situation

Es wurde in einer Sensitivitätsanalyse geprüft, wie der Verbund im FE-Modell simuliert werden kann, so dass auch die Situationen zwischen den beiden analytisch berechenbaren Situationen, voller bzw. kein Verbund, dargestellt werden können.

Das FE-Modell für die Verbundbetrachtungen bildet eine quadratische Platte mit mittig aufgebrachtener Flächenlast (Aufbau siehe Abbildung 31). Aufgrund der symmetrischen Eigenschaften einer quadratischen Platte, kann dieses Modell weiter reduziert werden: ein Viertel der quadratischen Platte sowie ein Viertel der aufgebrachtener Flächenlast in der Ecke.

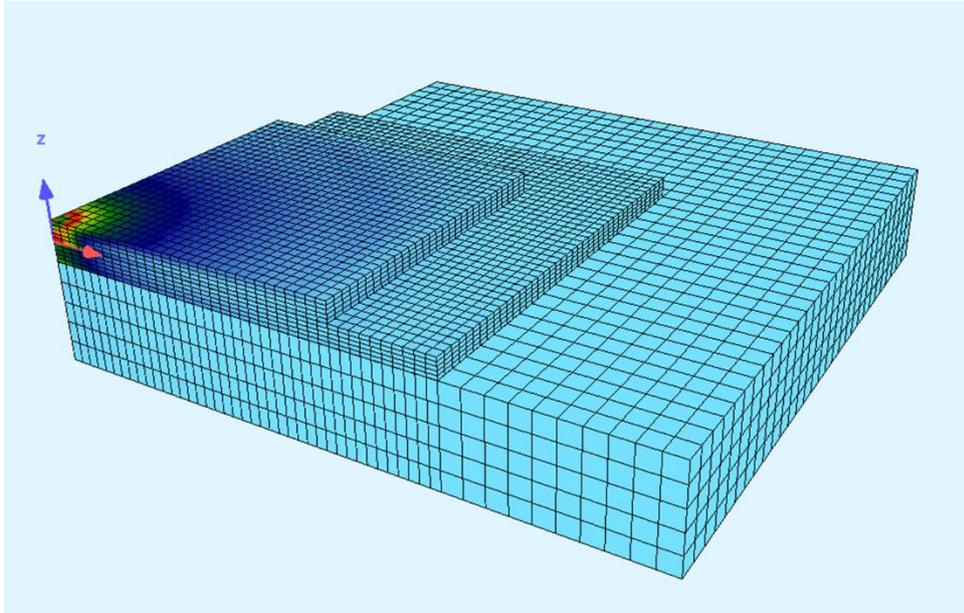


Abbildung 31: Modell für die Untersuchung der Verbundproblematik

Für einen Vergleich mit der analytischen Berechnung wurden die folgenden Modellparameter gewählt:

- Stützpunktkraft 50 kN;
- Lasteinleitungsfläche für eine „große“ quadratische Platte: 300 mm x 300 mm (modellierte Viertelplatte: 150 mm x 150 mm);
- GTP: $E_1 = 30.000 \text{ N/mm}^2$; $h_1 = 200 \text{ mm}$; $l_1 = b_1 = 3.000 \text{ mm}$; $\mu_1 = 0,2$ [51];
- Zwischenschicht 1 ⁽¹⁾;
- THB als HGT: $E_2 = 10.000 \text{ N/mm}^2$ (bzw. 5.000 N/mm^2); $h_2 = 200 \text{ mm}$; $l_2 = b_2 = 4.000 \text{ mm}$; $\mu_2 = 0,2$ [52];
- Zwischenschicht 2 ⁽²⁾;
- Ungebundene Tragschicht bzw. Untergrund: $E_{V2} = 100 \text{ N/mm}^2$; $h_3 = 2.000 \text{ mm}$; $l_3 = b_3 = 6.000 \text{ m}$; fest aufgelagert.

⁽¹⁾ Der Aufbau der Zwischenschicht 1 ist maßgebend für die Simulation des Verbundes zwischen der GTP und der HGT.

⁽²⁾ Zwischenschicht 2 soll die Verbundsituation zwischen HGT und ungebundener Tragschicht bzw. Untergrund simulieren (Kapitel 9.2.5).

Für die Beschreibung der Verbundwirkung zwischen den Schichten wurde die Verwendung von Federelementen gewählt.

Die Idee dieser Verbundsimulation ist durch eine sehr geringe Federsteifigkeit in x-y-Richtung ein System ohne Verbund und durch eine sehr hohe Federsteifigkeit in Querrichtung ein System mit Verbund zu simulieren.

In z-Richtung wird die Federsteifigkeit in Druckrichtung sehr steif gewählt, da hier keine Dämpfung der eingetragenen Lasten stattfinden soll.

Die Federsteifigkeit in Zugrichtung ist mit einer geringen Zugkraftgrenze versehen, so dass die Federelemente theoretisch keine Zugkräfte übertragen können, da diese zuvor versagen. Diese Grenzbedingung muss für eine erfolgreiche Modellrechnung angelegt werden und entspricht weitgehend der Realität.

Die Steifigkeit einer Feder wird in kN/mm angegeben und bezieht sich auf eine bestimmte Wirkungsfläche, so dass die gesamte Einheit eines Federelements $\text{kN}/(\text{mm} \cdot \text{mm}^2)$ beträgt. In dieser Einheit ist die Federsteifigkeit in SOFISTIK zu definieren.

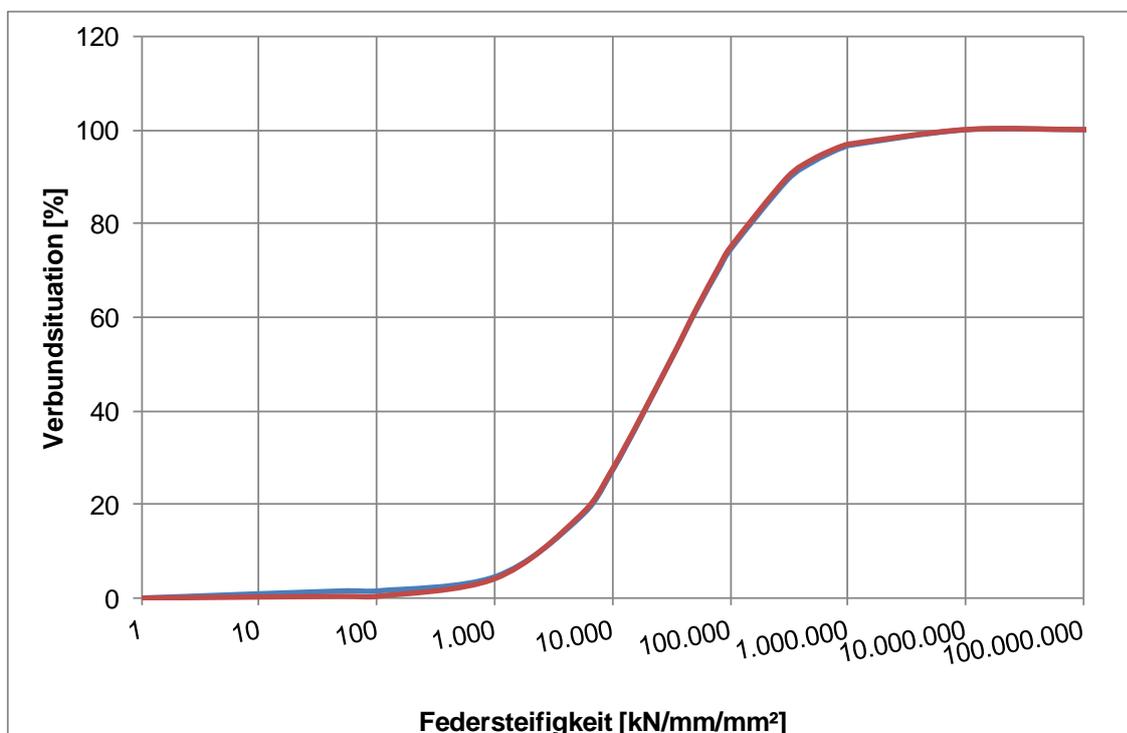


Abbildung 32: verschiedene Verbundsituationen [%] abhängig von der vordefinierten Federsteifigkeit $[\text{kN}/\text{mm}/\text{mm}^2]$ - logarithmische Darstellung] in Querrichtung

Abbildung 32 zeigt in logarithmischer Darstellung die Verbundsituation (100 % entspricht vollem Verbund; 0 % entspricht kein Verbund) in Abhängigkeit von der jeweiligen Federziffer in Querrichtung.

Es ist erkennbar, dass ab einer gewissen Federsteifigkeit der Verbund nicht mehr erhöht bzw. verringert werden kann. Dies entspricht den Federwerten mit vollem bzw. keinem Verbund. Anhand dieser Werte kann für jede gewünschte Verbundsituation die Federziffer ausgewählt werden, um die gewünschte Verbundwirkung zu beschreiben.

9.2.3 Verifizierung des FE-Modells

Für das Modell in Abbildung 31 ergeben sich, nach dem Verfahren Westergaard/Eisenmann analytisch berechnet, die in Abbildung 33 dargestellten Spannungsverläufe der Biegezugspannungen, welche für die Kalibrierung des FE-Modells herangezogen werden.

Es wurden FE-Berechnungen mit einem E-Modul der THB von $E_2 = 5.000 \text{ N/mm}^2$ durchgeführt und mit den analytisch berechneten Werten verglichen. In Abbildung 34 und Abbildung 35 sind die Ergebnisse vergleichend gegenübergestellt.

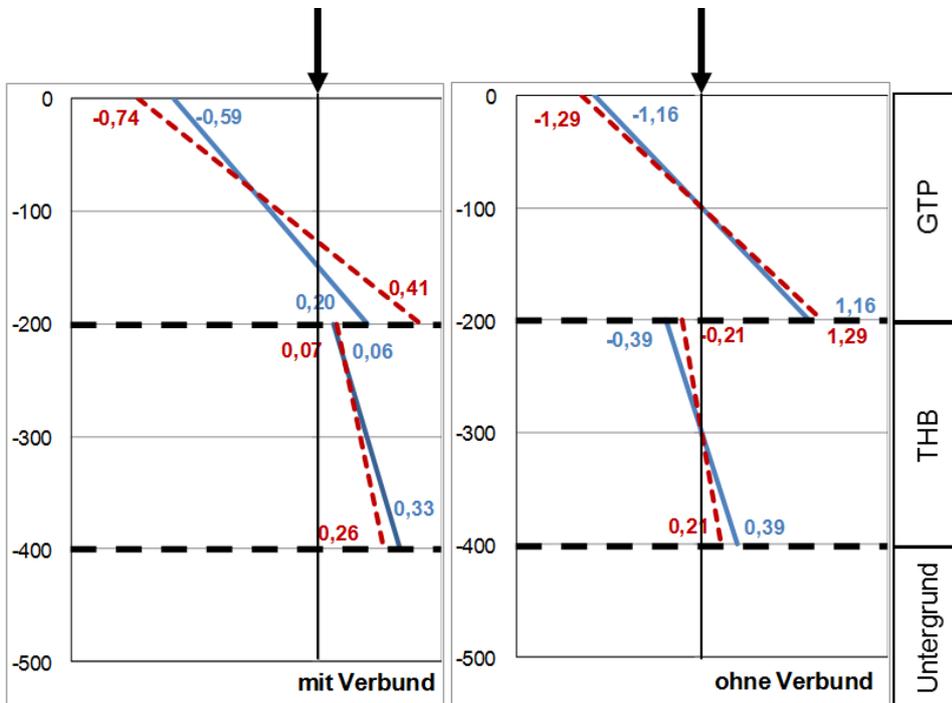


Abbildung 33: lineare Spannungsverläufe des Grundmodells, berechnet nach dem Verfahren Westergaard/Eisenmann (blau: $E_2 = 10.000 \text{ N/mm}^2$; rot gestrichelt: $E_2 = 5.000 \text{ N/mm}^2$).

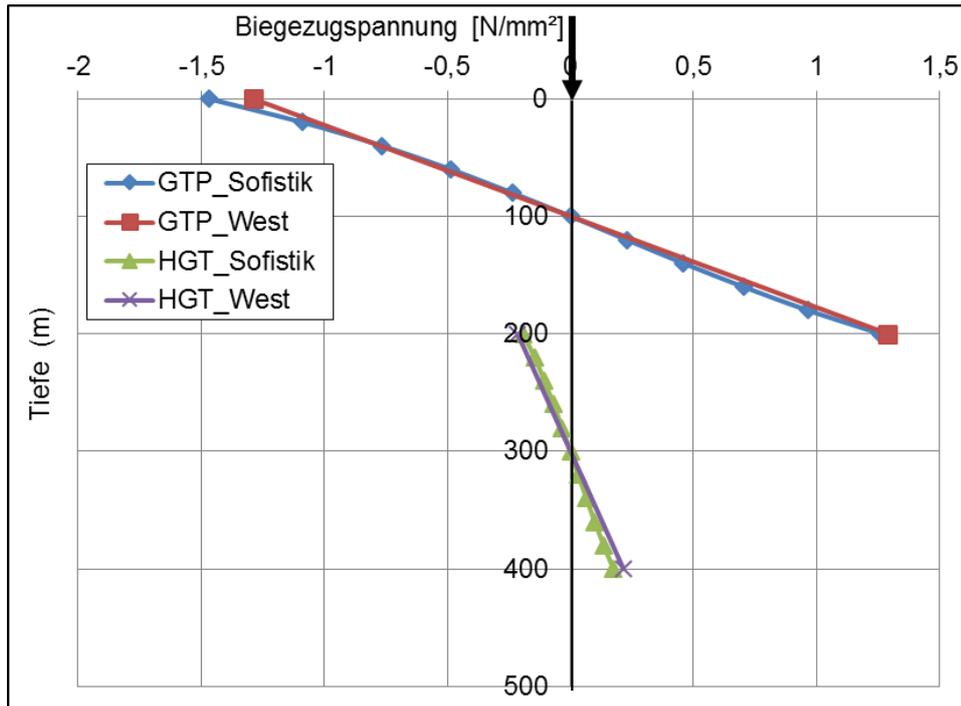


Abbildung 34: Vergleich der Ergebnisse der Simulation und der Berechnung nach Westergaard/Eisenmann ohne Verbund

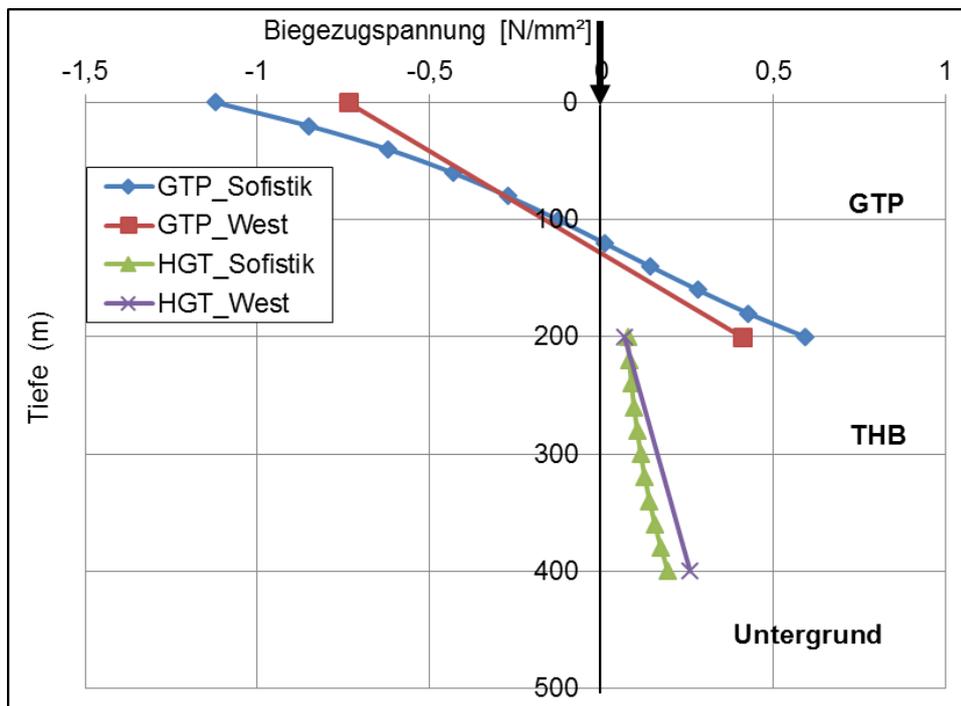


Abbildung 35: Vergleich der Ergebnisse der Simulation und der Berechnung nach Westergaard/Eisenmann mit Verbund

Die Ergebnisse bestätigen, dass das Modell grundlegend korrekt ist. Die Abweichungen, insbesondere an der GTP-Oberseite können mit der Art der Lasteinleitung in Kombination mit der gewählten Netzfeinheit an der Oberseite des Modells erklärt werden (konzentrierte Lasteinleitung). Bei einer genaueren Untersuchung der Auflagerbedingungen, besonders nahe des Lasteinleitungsbereichs, wurde festgestellt, dass diese keinen Einfluss auf den Spannungsverlauf haben.

Für das gewählte Modell wurden verschiedene Verbundsituationen durchgerechnet. In Abbildung 36 sind die Verläufe der maximalen Biegezugspannungen an den Schichtunterseiten (GTP und THB) dargestellt. Dabei ist für den Verlauf der Biegezugspannungen nach Westergaard/Eisenmann ein linearer Verlauf gewählt worden.

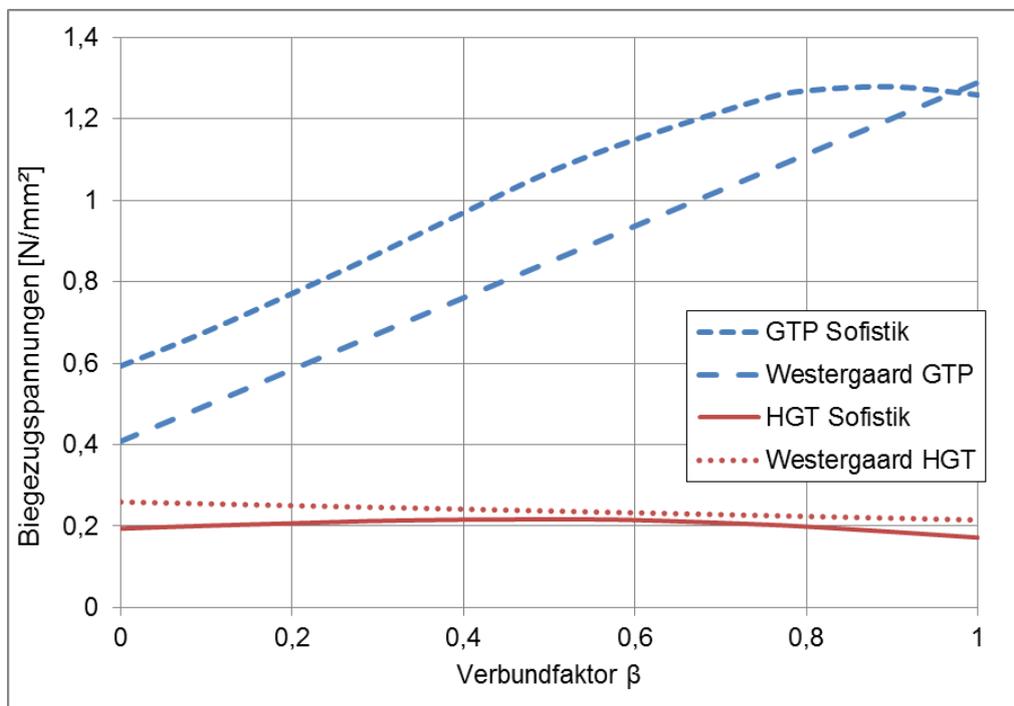


Abbildung 36: berechnete Spannungen an den Schichtunterseiten für verschiedene Verbundfaktoren β (1 = kein Verbund; 0 = voller Verbund)

Es ist deutlich zu erkennen, dass die Verbundsituation geringe Auswirkungen auf die Biegezugspannungen an der THB-Unterseite hat.

Die Biegezugspannungen an der Unterseite der GTP erhöhen sich mit abnehmendem Verbund deutlich. Im Falle eines vollen Verbunds ($\beta = 0$) sind die Ergebnisse, berechnet mit dem FE-Modell, im Vergleich zu den analytisch berechneten Werten etwas höher. Dies zeigt, dass die Numerik im Vergleich zur Analytik auf der sicheren Seite liegt.

9.2.4 Variation der Querdehnzahlen

Bei der klassischen Dimensionierung nach Eisenmann/Leykauf (siehe Anlage 1) fällt auf, dass die Querdehnzahl der GTP in der Berechnung der Spannungen (sowie auch der elastischen Länge der Tragplatte) beachtet wird. Allerdings findet die Querdehnzahl der THB in der Berechnung keine Beachtung. Daher wurden für eine Untersuchung die Querdehnzahlen der GTP (ursprünglich: $\mu_1 = 0,2$) und der THB (ursprünglich: $\mu_2 = 0,15$) wie folgt variiert:

- $\mu_1 = 0,15$; Berechnung mit und ohne Verbund
- $\mu_2 = 0,2$; Berechnung mit und ohne Verbund
- $\mu_1 = \mu_2 = 1/6 = 0,167$; Berechnung mit und ohne Verbund

Bei einem Vergleich der Ergebnisse wurde festgestellt, dass bei der Wahl der Querdehnzahlen geringe Unterschiede in den Berechnungen mit vollem Verbund auftreten. Die Variationen der Querdehnzahlen bewirken Schwankungen der Biegezugspannungen an den jeweiligen Schichtunterseiten von 3 - 4 %. Die beste Übereinstimmung mit den analytisch ermittelten Werten konnte durch $\mu_1 = \mu_2 = 0,2$ erzielt werden.

Allgemein wird in der Arbeit eine Querdehnzahl von 0,2 angesetzt, unabhängig davon, ob es sich um HGT-Material oder einen Normalbeton handelt.

9.2.5 Anpassung der Verbundsituation zwischen THB und ungebundener Schicht

Bei der Ermittlung der Ergebnisse der beiden Varianten „voller Verbund“ und „kein Verbund“ zwischen der GTP und THB konnten gute Übereinstimmungen mit den analytisch ermittelten Werten erzielt werden. Allein die Biegezugspannungen an der Unterseite der THB hatten etwas größere Differenzen.

Daraus entwickelte sich die Idee, den Verbund zwischen THB und ungebundener Tragschicht, identisch zum Verbund zwischen GTP und THB, zu simulieren. Der Einfluss der Verbundsimulation ist allerdings sehr gering. Dennoch zeigten die Ergebnisse nach dieser Modellvariation eine weiter optimierte Übereinstimmung mit den analytisch berechneten Werten, wenn zwischen THB und ungebundener Tragschicht voller Verbund herrscht. Somit wurde diese Modifikation bei den folgenden Modellen verwendet.

9.3 Ermittlung verschiedener Lastfälle

9.3.1 Allgemeines

Es werden in diesem Kapitel folgende Lastfallproblematiken untersucht (vgl. Abbildung 37):

- a) Kapitel 9.3.2: minimale GTP-Breite für die Betrachtung des Lastfalls Plattenmitte
- b) Kapitel 9.3.3: Bestimmung der minimalen THB-Breite im Bezug zur GTP-Breite

Lastfall c) „Untersuchung des Abstandes Stützpunkt – Querriss“ wird in Kapitel 10.5 bei der allgemeinen Rissbetrachtung in der Gleistragplatte beschrieben.

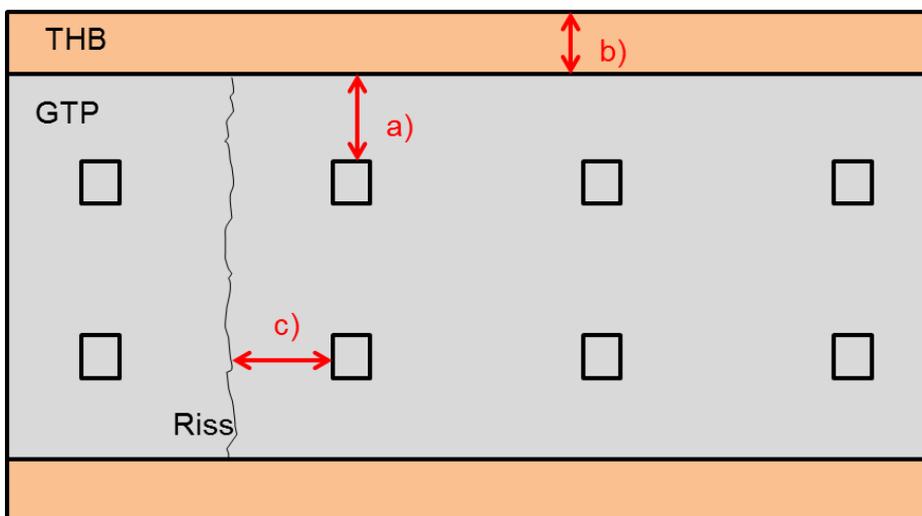


Abbildung 37: Systematische Darstellung der Lastfallproblematiken einer FF (Draufsicht)

9.3.2 Variation der Gleistragplattenbreite (Betrachtung a)

Hinsichtlich der Plattenbreite sind sich die Hersteller bzw. Betreiber uneins darüber, welcher Abstand vom Stützpunkt zum Plattenrand noch auf der sicheren Seite liegend ist. In diesem Kapitel wird dieses Problem mit einfachen geometrischen Überlegungen, der analytische Herangehensweise (Oberbauberechnung nach Eisenmann/Leykauf) und der numerischen Methodik (FEM) untersucht. Die Vorgehensweise in diesem Abschnitt ist in Abbildung 38 verdeutlicht.

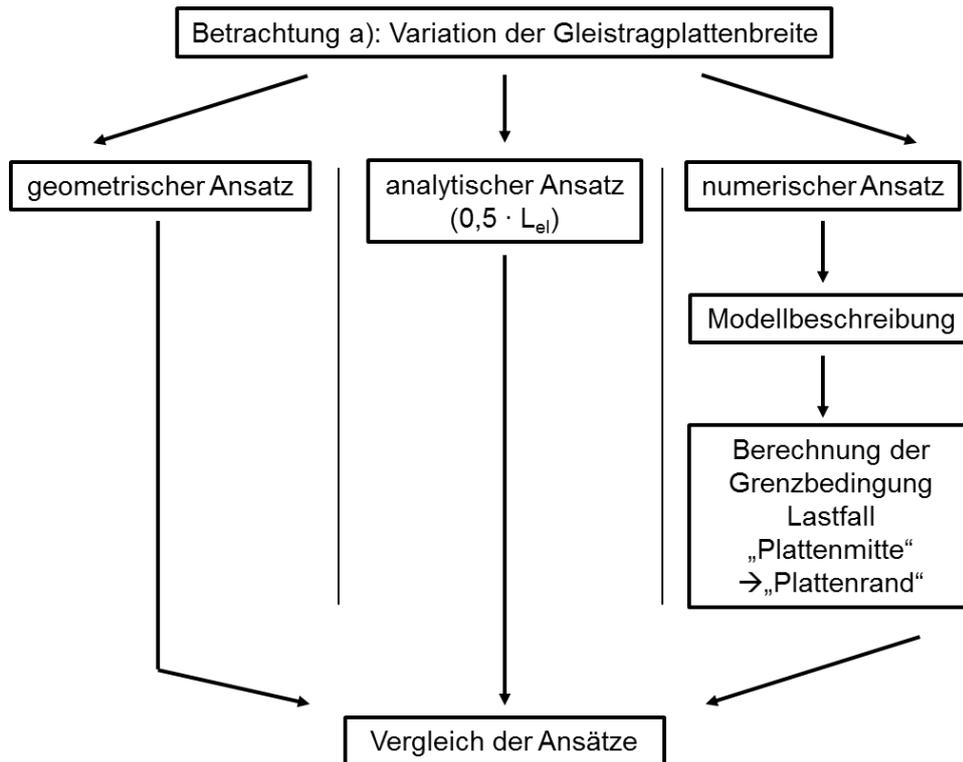


Abbildung 38: Vorgehensweise - Variation der Gleistragplattenbreite (Betrachtung a)

9.3.2.1 Geometrischer Ansatz – triviale Überlegung

Der Lastausbreitungswinkel von Stahl beträgt ca. 45° , der des „reinen“ Betons liegt bei ca. 35° . Für die bewehrte GTP wird nach [4] angenommen, dass der Lastausbreitungswinkel $\leq 45^\circ$ beträgt.

Der Vorteil eines großen Lastausbreitungswinkels ist die Last- bzw. Spannungsverteilung an der GTP-Unterseite. Betrachtet man jedoch die Plattenbreite, wäre ein geringerer Lastausbreitungswinkel vorteilhafter, da aus rein geometrischer Sicht die Last weniger in die Randbereiche der GTP-Unterseite gelangen würde. Diesbezüglich liegt die Annahme von 45° auf der sicheren Seite und wird weiter für die GTP verwendet.

Bezüglich der Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln, in Form einer HGT, wurden keine fundierten Angaben über den Lastausbreitungswinkel des Materials gefunden. In [4] wurde für die HGT ebenfalls ein Lastausbreitungswinkel von $\leq 45^\circ$ angenommen. Da diese jedoch unbewehrt ist (Ausnahme wäre hier zum Beispiel eine Lastverteilungsplatte aus Beton anstatt einer THB), könnte auch hier ein Lastverteilungswinkel des „reinen“ Betons von 35° angenommen werden.

Die Dicke der GTP beträgt in der Regel $h_{\text{GTP}} = 240 \text{ mm}$. Somit wäre rechnerisch (Lastausbreitungswinkel der GTP von 45° , rein vertikale Betrachtung) die untere Plattenkante

belastet, wenn sich der äußere Lasteinleitungspunkt $X = 240 \text{ mm}$ vom Plattenrand befindet (vgl. Abbildung 39). Der äußere Lasteinleitungspunkt X entspricht dem äußeren Rand der Schienenbefestigung. Beim vorwiegend verwendeten Schienenbefestigungssystem 300 (siehe Anlage 10) ist dies der Rand der elastischen Zwischenplatte (Zwp) als Projektion der Grundplatte (Grp), da durch diese die Last in die GTP weitergeleitet wird.

Gemäß dieser geometrischen Betrachtung wäre die Grenze der Bemessung mit folgendem Aufbau erreicht:



Abbildung 39: Geometrische Betrachtung der GTP-Breite (schematischer Querschnitt; Angaben in [mm])

Erklärung:

145 mm entsprechen der halben Zwischenplattenlänge (Abmessungen einer Zwp 104 NT: $L = 290 \text{ mm} \times B = 158 \text{ mm}$);

ca. 1.510 mm Abstand Schienenkopfmitten: ergibt sich aus der Regelspurweite von 1.435 mm addiert mit der Schienenkopfbreite einer Vignolschiene des Typs 60E2 von 72 mm.

Nach Abbildung 39 wäre mit einer Gleisragplattendicke von 240 mm, die minimale GTP-Breite bei 2.280 mm. Es würde sich demnach folgende Formel zur Berechnung der GTP-Breite ergeben:

$$l_1 = a + b_{SK} + b_{Zwp} + 2 \cdot h_1 \quad [\text{mm}] \quad (9.1)$$

mit:

$a =$ Spurweite [mm]

$b_{SK} =$ Schienenkopfbreite [mm]

b_{Zwp} Breite der Lasteintragung bzw. der elastischen Zwischenplatte [mm]

$h_1 =$ Dicke der GTP [mm]

Diese triviale Betrachtung ist auf die rein vertikale Lastaufbringung bezogen. Es gilt zu überlegen, inwiefern ein Sicherheitszuschlag auf die Gleistragplattenbreite angesetzt werden sollte, da in dieser Betrachtung beispielsweise die Spannungen an der GTP-Unterseite nicht beachtet werden.

Für eine Betrachtung mit Hilfe der maximalen Biegezugspannungen dient die numerische Berechnung, beschrieben in Kapitel 9.3.2.3.

9.3.2.2 Analytische Betrachtung

Nach [2] und [4] wird die minimale GTP-Breite auf die elastische Länge L_{el} bezogen. Nach [4] ist der Lastfall Plattenmitte gegeben, wenn gilt, dass der Abstand GTP-Rand zum Stützpunkt $\geq 0,5 \cdot L_{el}$. Dabei ist der Abstandsbeginn „Stützpunkt“ als Mittelpunkt des Stützpunktes definiert, nicht, wie im vorherigen Kapitel, als Stützpunktrand.

Formel zur Berechnung der elastischen Länge:

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k}} \quad [\text{mm}] \quad (9.2)$$

mit:

E = E-Modul des Betons [N/mm^2]

μ = Querdehnzahl für Beton

k = fiktiver Bettungsmodul [N/mm^3] (berechnet nach Westergaard, siehe Anlage 1)

h = $h_1 + 0,9 \cdot h_2 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_3}}$; Dicke des Ersatzsystems [mm]

Setzt man für die HGT einen E-Modul von $10.000 \text{ N}/\text{mm}^2$, so erhält man eine elastische Länge von 1.444 mm . Da der hier angesetzte E-Modul einer neu eingebauten HGT dazu führt, dass die HGT bereits während der Bauphase „versagt“, wie es in Kapitel 7.3 beschrieben ist, wird der E-Modul kurz nach dem Einbau aufgrund der Mikrorissbildung in der HGT abnehmen. Der Wert der elastischen Länge für einen E-Modul der HGT von $5.000 \text{ N}/\text{mm}^2$ beträgt bei sonst gleichbleibenden Randbedingungen 1.315 mm . Die minimale Plattenbreite läge bei 2.750 mm . [2] bestätigt diesen Wert mit der Angabe einer minimalen Plattenbreite von 2.800 mm . Der in [4] genannte Wert von $\text{min. } 3.000 \text{ mm}$ berücksichtigt einen E_2 von $10.000 \text{ N}/\text{mm}^2$.

Nach [12, p. 246] sollte im Bezug auf die Bodendruckspannungen die Breite der GTP von 3.200 mm bei einer durchgehend bewehrten GTP (Lastausbreitungswinkel $\leq 45^\circ$, siehe oben) und einer THB-Dicke von 300 mm nicht unterschritten werden. Den Ergebnissen in Anlage 11 zufolge ist eine Überschreitung der zulässigen Druckspannungen bei einem E_{V2} -Wert von 120 N/mm² und $E_U = 60$ N/mm² nicht zu erwarten.

9.3.2.3 Numerische Betrachtung

Der minimale Stützpunktastand zum GTP-Rand soll nun numerisch mit Hilfe des FE-Simulationsprogramms SOFISTIK wie folgt ermittelt werden.

Es soll überprüft werden, inwiefern die Randbedingung ($\geq 0,5 \cdot L_{el}$), welche vom Betondeckenbau des Straßenbaus her übernommen wurde, auf der sicheren Seite liegend ist. Die Formel für die Berechnung der L_{el} und die eingesetzten Parameter sind bereits im vorangegangenen Kapitel der analytischen Betrachtung aufgeführt.

a) Modellbeschreibung

Zunächst wird die Länge in x-Richtung des FE-Modells bestimmt, um Einflüsse durch die Modellrandbedingungen in Längsrichtung auszuschließen. Unabhängig von der Last kann für die oben genannte Stützpunktlastkombination bestimmt werden, dass nach ca. 5 m der Einfluss der Lasten auf das System gegen Null geht. Anschaulich ist dies in Abbildung 41 anhand der Biegelinie, hervorgerufen durch eine Stützpunktlast von 50 kN dargestellt. Die Modelllänge wird auf 12 m festgelegt.

Für diese Untersuchung wird vereinfacht eine Stützpunktlast von 50 kN in Form einer Flächenlast in das System eingeleitet (vgl. Abbildung 40). Bezugspunkt ist der Mittelpunkt der markierten Lasteinleitungsfläche.

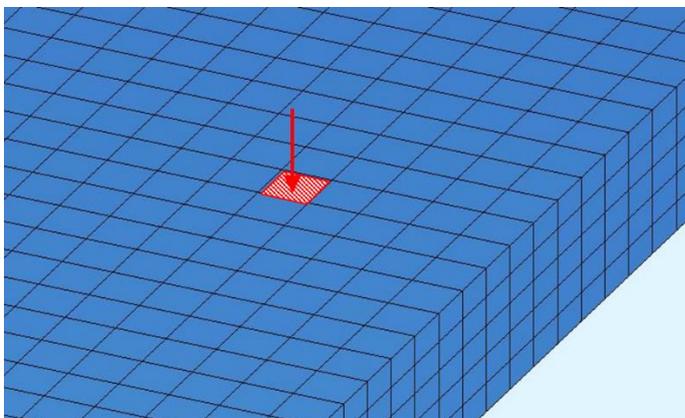


Abbildung 40: Lasteinleitungsbereich (hier: Entfernung vom Plattenrand von 0,45 m) für die Betrachtung des Lastfalls Plattenmitte bzw. Plattenrand (Netzfeinheit: 0,1 m)

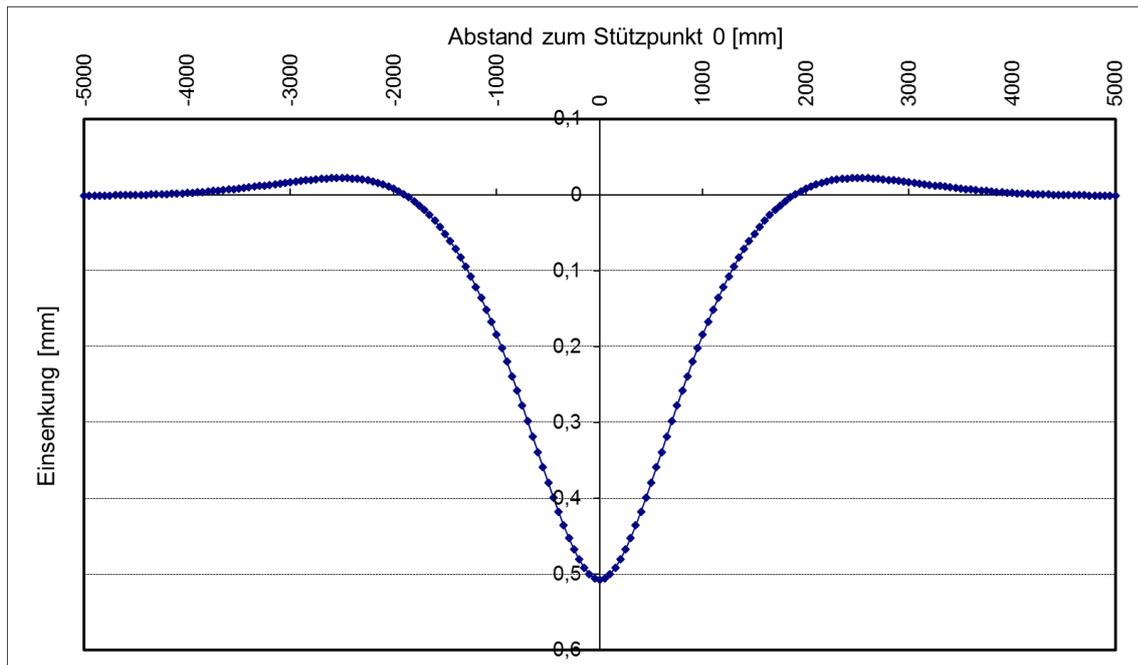


Abbildung 41: nach Zimmermann berechnete Biegelinie unter Stützpunktlast von 50 kN

Der Schichtenaufbau wird wie folgt gewählt: GTP-Dicke $h_1 = 240$ mm, THB-Dicke $h_2 = 300$ mm (als HGT mit $E_2 = 5.000$ N/mm² berechnet), Untergrunddicke $h_3 = 1.000$ mm.

Es besteht voller Verbund zwischen HGT und GTP sowie zwischen HGT und Untergrund.

Die GTP besitzt zunächst eine Breite b_1 von 3.000 mm. Die Breite b_2 der HGT ist mit einem Überstand von 300 mm auf 3.600 mm festgelegt. Die Breite des Untergrunds beträgt 12 m.

In Abbildung 42 ist ein Ausschnitt des verwendeten Modells dargestellt.

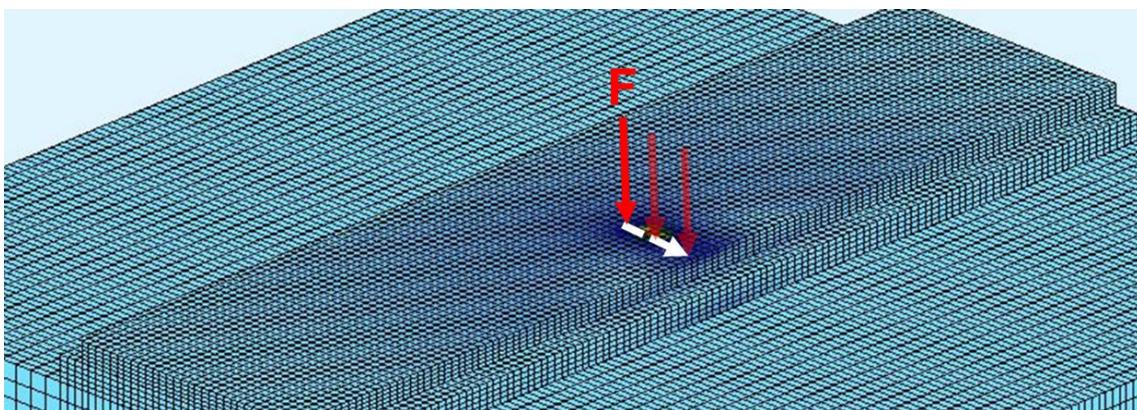


Abbildung 42: Modellausschnitt für die Betrachtung der Lastfälle Plattenmitte/Plattenrand mit Beschreibung des Lastpfads

b) Berechnungen für die Ermittlung der Grenzen des Lastfalls „Plattenmitte“

Für den Vergleich der Berechnungen werden die maximal auftretenden Biegezugspannungen an der Unterseite der GTP betrachtet.

In der numerischen Simulation wird zunächst nicht die Gleistragplattenbreite variiert, sondern vereinfachend die Position der Last von Plattenmitte in Richtung Plattenrand bewegt (vgl. Abbildung 42). Als Lastfall Plattenmitte wird die Lastsituation angenommen, in welcher die Lasteinleitung am Stützpunkt (Abstand Schienenkopfmitten 1.500 mm) erfolgt. Die Position entspricht im Modell einem Abstand vom Plattenrand von 750 mm. Der von Eisenmann/Leykauf empfohlene Abstand von $0,5 \cdot L_{el}$ beträgt im Fall des oben beschriebenen Ausgangsmodells ca. 650 mm.

In Abbildung 43 ist die Entwicklung der maximalen Biegezugspannungen der Berechnungen mit unterschiedlichen Lastpositionen dargestellt.

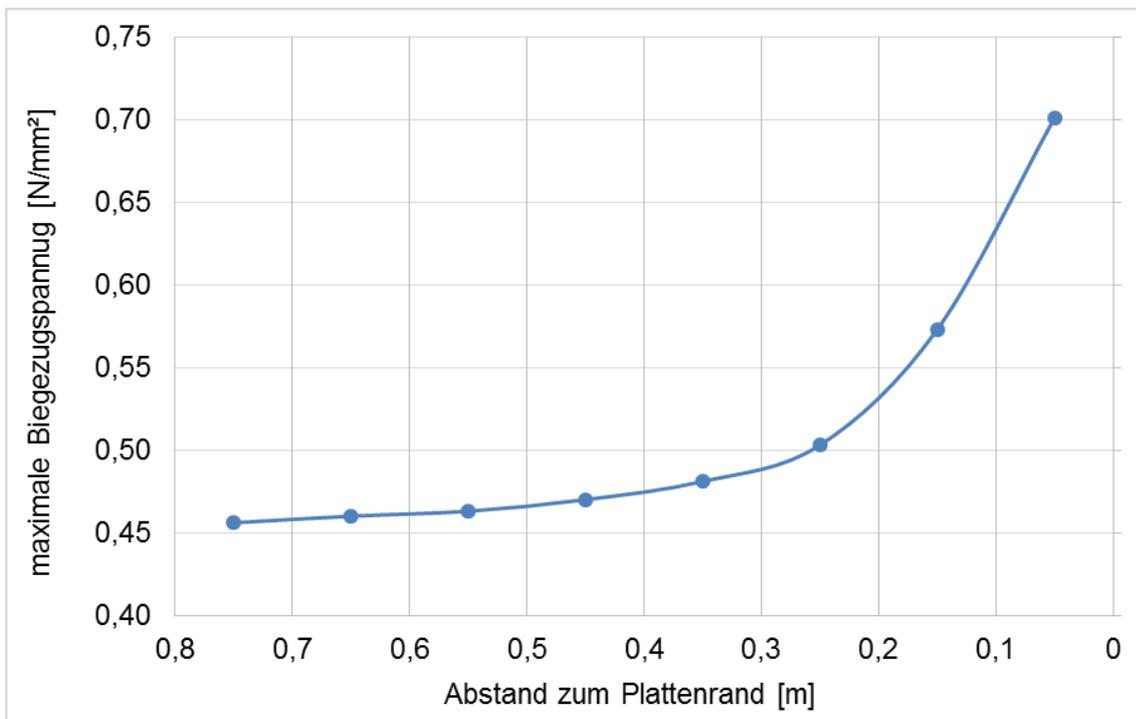


Abbildung 43: Entwicklung der maximalen Biegezugspannungen bei unterschiedlichen Lastpositionen

Betrachtet man den Spannungsverlauf in Abbildung 43, so ist zu erkennen, dass die maximale Biegezugspannung mit Reduzierung des Abstandes der Last zum Plattenrand zunächst leicht steigt. Ab einem Abstand vom Plattenrand von ca. 400 mm (resultierende GTP-Breite $b_1 = 2.100$ mm) steigt die Spannung stärker an.

Um den Einfluss weiterer Stützpunktlasten zu untersuchen wurden folgende, ergänzende Simulationen durchgeführt:

- Simulation von zwei Stützpunktlasten (vgl. Abbildung 44) mit jeweils 50 kN;
- Simulation von sechs Stützpunktlasten (vgl. Abbildung 45) mit der Lastaufteilung 25 kN – 50 kN – 25 kN (vgl. Abbildung 5).

Bei diesen Simulationen wurden die Lastpositionen beibehalten und die GTP-Breite, sowie die THB-Breite (Überstand immer 300 mm) variiert.

Dabei wurden die GTP-Breiten für beide Simulationsvarianten wie folgt gewählt:

3,0 m, 2,8 m, 2,6 m und 2,0 m.

Dadurch soll eine Tendenz der Biegezugspannung sowie der Einfluss der benachbarten Lasten auf die Biegezugspannungsentwicklung untersucht werden.

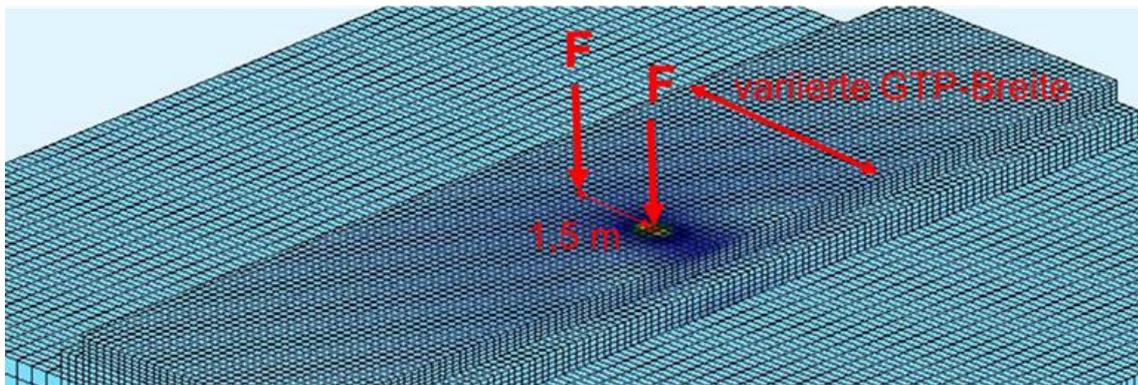


Abbildung 44: Modellausschnitt für die Bestimmung der minimalen GTP-Breite mit dem Ansatz von zwei Lasten

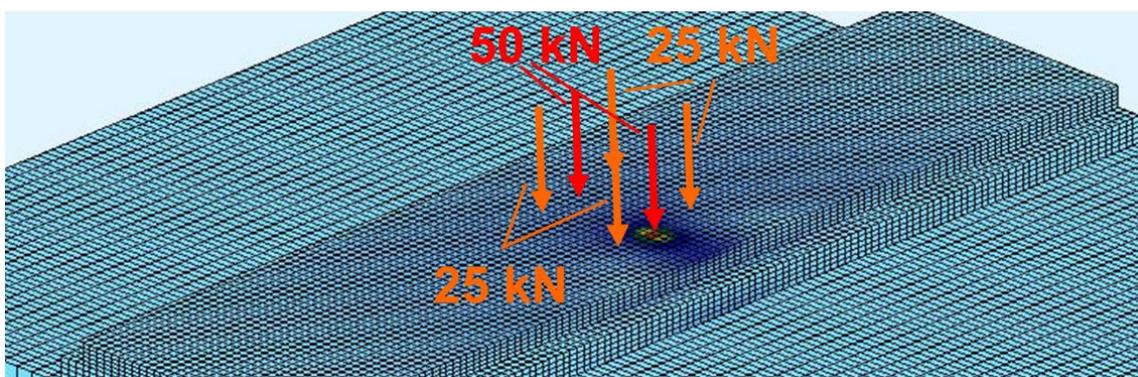


Abbildung 45: Modellausschnitt für die Bestimmung der minimalen GTP-Breite mit dem Ansatz von sechs Lasten

In Abbildung 46 sind die Ergebnisse der berechneten Biegezugspannungen σ_x an der Unterseite der GTP grafisch in Abhängigkeit der GTP-Breite dargestellt.

Zum einen ist zu erkennen, dass mit Zunahme der Lastanzahl die maximale Biegezugspannung steigt, was auf den Einfluss der Nachbarlasten zurückzuführen ist (vgl. Anlage 1).

Die Tendenz der einzelnen, wandernden Last bestätigt sich bei dem Ansatz von mehreren Lasten: Bis zu einer GTP-Breite von 2.800 mm ist die Biegezugspannung nahezu gleichbleibend (Lastfall Plattenmitte); die Biegezugspannung nimmt mit abnehmender GTP-Breite zunächst etwas, dann sehr deutlich zu.

Somit kann bis zu einer Gleistragplattenbreite ≥ 2.800 mm auf der sicheren Seite liegend der Lastfall Plattenmitte bestätigt werden.

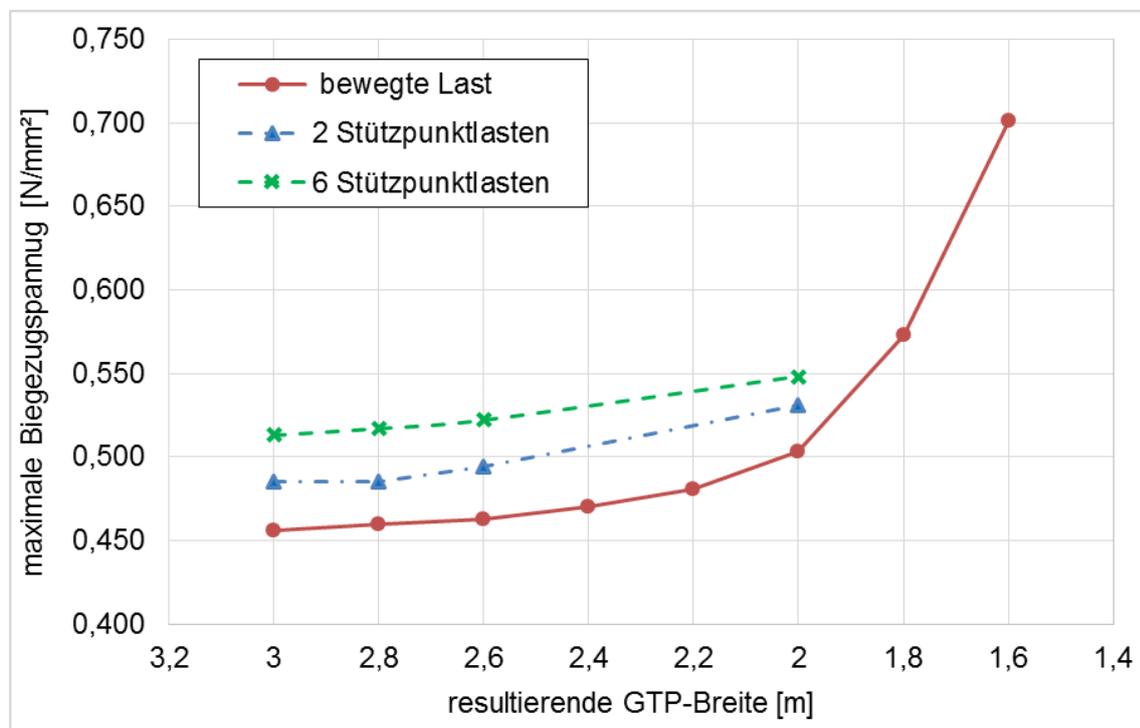


Abbildung 46: Entwicklung der maximalen Biegezugspannungen unterschiedlicher Lastansätze und variiertes Plattenbreiten

9.3.2.4 Ergebnisse der verschiedenen Theorien

Für die Mindestbreite b_1 der GTP wurde festgestellt, dass der rein geometrisch bestimmte Wert von 2.206 mm deutlich geringer ist, als die GTP-Breite, welche nach der Dimensionierung von Eisenmann/Leykauf mit 2.746 mm berechnet wurde.

Es kann festgestellt werden, dass die einfache geometrische Herangehensweise ohne einen gewissen Sicherheitszuschlag nicht geeignet ist. Inwiefern dieser Zuschlag von

Faktoren abhängig ist, wie beispielsweise dem verwendeten Material der GTP bzw. THB oder eines lateralen Lasteinflusses, wurde in dieser Arbeit nicht untersucht.

Die numerische Berechnung zeigt, dass ab einer GTP-Breite von kleiner 2.800 mm bei einem Ansatz von zwei bzw. sechs Stützpunktlasten die maximale Biegezugspannung an der Unterseite der GTP zu steigen beginnt und somit den Lastfall Plattenmitte verlässt.

Im Betonkalender 2000 [4] bzw. 2015 [2] wurden 3.200 mm bzw. 2.800 mm zwei Werte angegeben, welche sich nach diesen Untersuchungen auf der sicheren Seite im Bereich des Lastfalls Plattenmitte befinden.

9.3.3 Untersuchungen zum Überstand der THB (Betrachtung b)

Inwiefern die Breite der Gleistragplatte im Bezug auf die Breite der Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln ausschlaggebend für den Verlauf der Biegezugspannung an den jeweiligen Schichtunterseiten und auch der Druckspannungen an der Oberseite des Untergrunds ist, soll im folgenden Kapitel untersucht werden.

9.3.3.1 Allgemeines

Es wurde in situ beobachtet, dass eine HGT, welche einen Überstand größer 300 mm aufwies, Querrisse hatte, die wiederum auf den größeren Überstand zurückgeführt wurden. In [12, p. 245] wird gezeigt, dass die HGT-Breite (Lastmodell 71 sowie FSS mit $h_3 = 500$ mm) minimal 3.800 mm betragen sollte. Diese beiden Aussagen können demnach nur mit einer minimalen GTP-Breite von 3.200 mm zutreffen. Dieser Grenzwert konnte bereits in Kapitel 9.3.2 auf 2.800 mm reduziert werden.

In diesem Abschnitt wird der Einfluss der Breite der THB unter verschiedenen Randbedingungen näher untersucht.

Das Flussdiagramm in Abbildung 47 zeigt die Vorgehensweise in dieser Untersuchung.

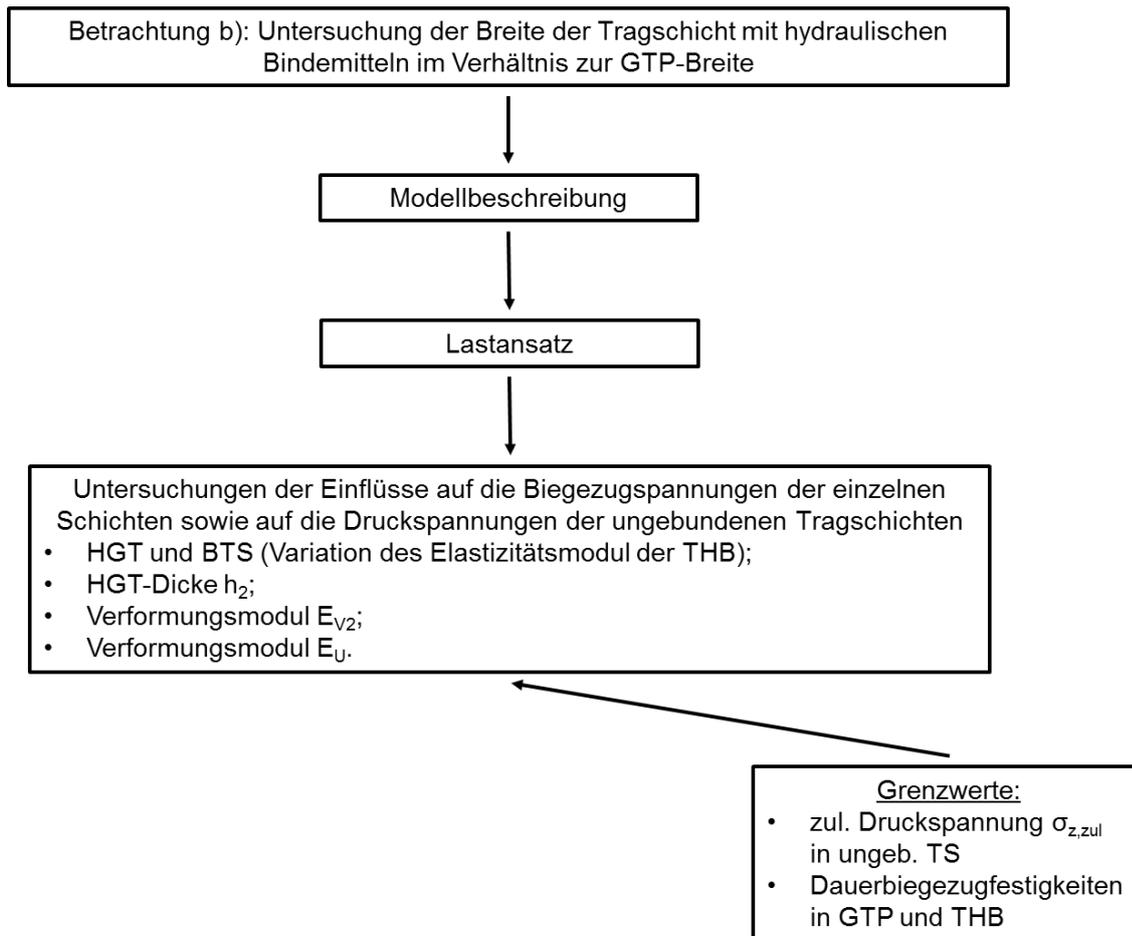


Abbildung 47: Vorgehensweise - Variation der THB-Breite (Betrachtung b)

9.3.3.2 Lastansatz

Für diese Untersuchungen wird eine Stützpunktlast von 77 kN angesetzt. Diese Stützpunktlast berechnet sich aus der maximalen statischen Stützpunktlast von 55 kN, welche sich aus dem LM 71 (siehe Anlage 2) ergibt, multipliziert mit einem Faktor von 1,4 für die Untergrundbeanspruchung (vgl. Kapitel 4.1.2.1).

Diese Stützpunktlast wird in fünf Stützpunkte eingeleitet. Ein dritter Nachbarstützpunkt bewirkt teilweise eine Verringerung der Spannungen und hat nur einen geringen Einfluss auf den betrachteten mittleren Bereich. Somit sind fünf Stützpunkte auf der sicheren Seite liegend.

9.3.3.3 Modellbeschreibung

Die Schichtdicken der GTP und HGT wurden entsprechend dem derzeitigen Stand der Technik in Deutschland gewählt. Die Länge des Modells wurden durch mehrere Berechnungen verifiziert, so dass kein Einfluss der Modellränder auf die Ergebnisse in Plattenmitte entsteht (vgl. Tabelle 8).

Tabelle 8: Abmessungen des Modells für die Bestimmung des HGT-Überstands

Schicht	Dicke [mm]	Länge [mm]	Breite [mm]
GTP	240	6.000	variabel
THB	300	6.000	variabel
FSS/Untergrund	500/1.000	6.000	3.000

Ebenso wurde in Vorberechnungen die Untergrunddicke mit 1.000 mm so festgelegt, dass deren Einfluss sehr gering ist. Die Frostschuttschicht wird mit einer Dicke von 500 mm angenommen.

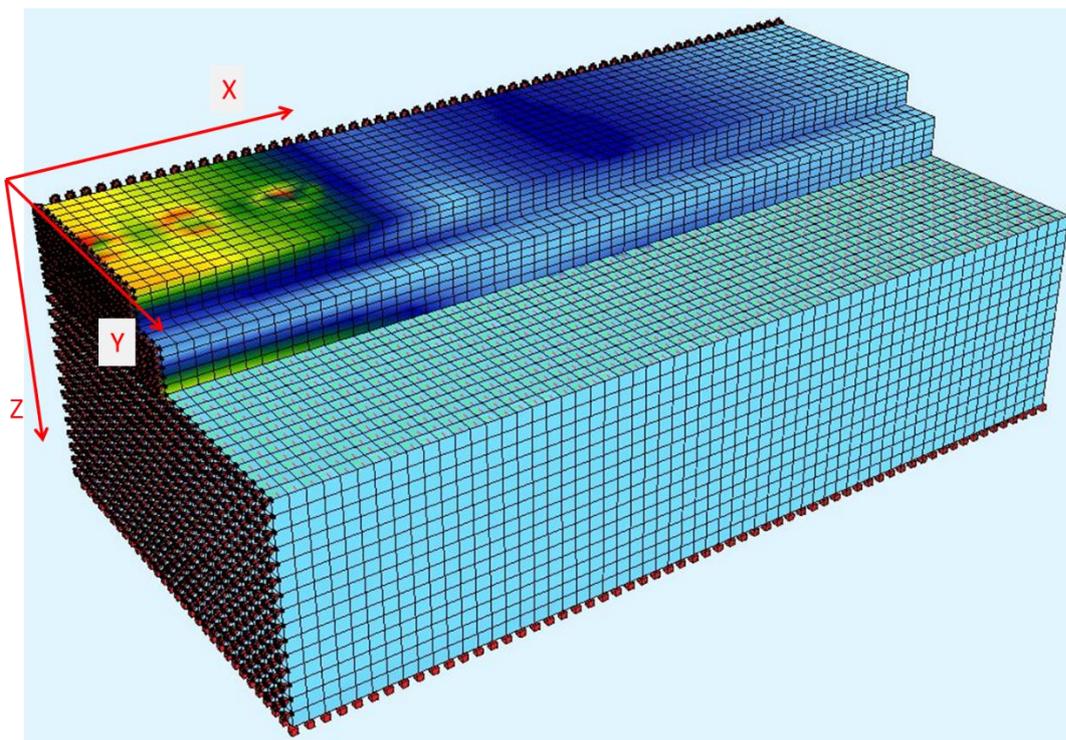


Abbildung 48: Grundmodell für die Untersuchung der THB-Breite (3D-Ansicht)

Zwischen Gleistragplatte und THB sowie zwischen THB und ungebundener Tragschicht ist voller Verbund simuliert.

Der modellierte Untergrund wird durch feste Auflager in Position gehalten. Die seitlichen Begrenzungen in die Richtungen, in welchen das reale Modell „abgeschnitten“ wurde, werden durch in x-y-Richtung verschiebliche Auflager gehalten. Diese verschieblichen Auflager simulieren eine Spiegelung des Modells in diese Richtungen.

Modellbedingt sind Schichtbreitenänderungen der HGT in 100 mm - Schritten möglich.

9.3.3.4 Vorgehensweise

Grundlegend wurde die Breite der GTP b_1 auf 2.800 mm festgelegt. Der E-Modul E_1 der GTP beträgt 34.000 N/mm².

Neben der Breite b_2 der THB wurden folgende Parametervariationen betrachtet:

- Dicke h_2 der THB;
- Material der THB (Variation E_2);
- Verformungsmodul der ungebundenen Tragschicht (FSS);
- Verformungsmodul des Untergrunds E_u (wenn nicht anders beschrieben: 60 N/mm²).

Die zulässigen Druckspannungen in der ungebundenen Tragschicht bzw. im Untergrund lassen sich nach Formel (5.1) berechnen und sind ein Bewertungskriterium dieser Fragestellung.

$$\text{zul } \sigma_z = 0,006 \cdot \frac{E_u}{(1 + 0,7 \cdot \log n)} \quad \text{N/mm}^2 \quad (5.1)$$

Des Weiteren sind die zulässigen Biegezugspannungen der gebundenen Tragschichten zu beachten:

- GTP: Längsrichtung: 2,1 N/mm²; Querrichtung: 0,85 N/mm² (vgl. Kapitel 8.4);
- THB: abhängig von E_2 (vgl. Kapitel 7.2)

Anmerkung:

Die wirkenden Bodendruckspannungen lassen sich vereinfacht wie folgt bestimmen [4]:

$$\sigma_z = \frac{F}{A} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (9.3)$$

mit:

umgewandelter Linienlast

$$F = \frac{1,4 \cdot Q}{l_Q} \quad [N/mm] \quad (9.4)$$

mit: l_Q = Achsabstand in [mm]

und

$$A = b_2 + 2 \cdot \tan(\alpha) \cdot h_{FSS} \quad [mm] \quad (9.5)$$

mit: α = Lastausbreitungswinkel (Annahme: 45°)

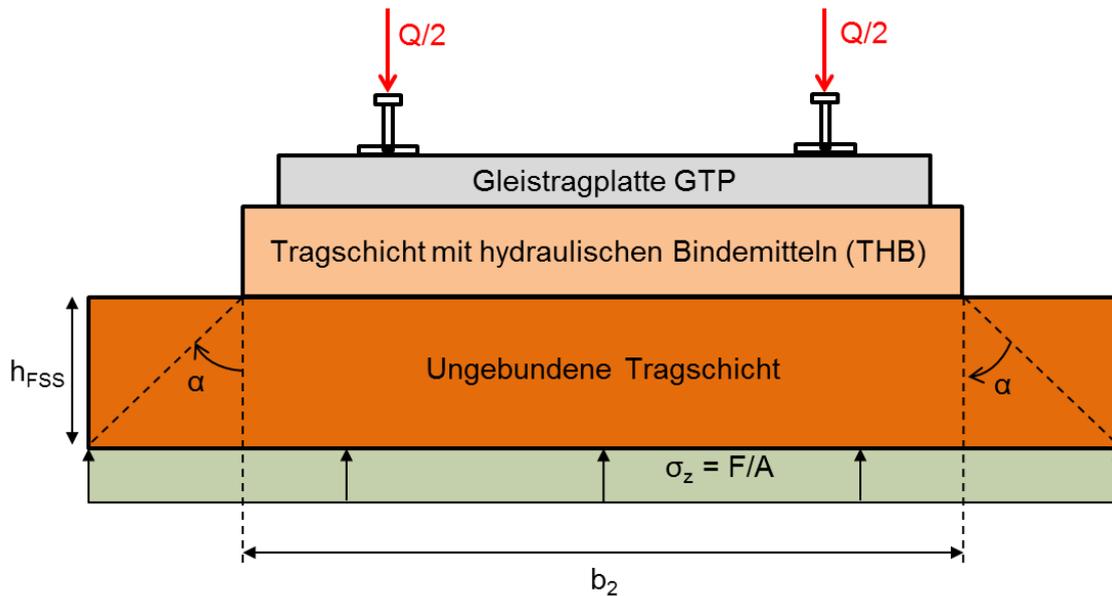


Abbildung 49: Skizze für vereinfachte Berechnung der Untergrundspannung

Demnach ergibt sich für das LM 71 (Achslast 250 kN, Achsabstand 1.600 mm), $b_2 = 3.400$ mm und $h_{FSS} = 500$ mm eine Bodendruckspannung auf dem Untergrund von $\sigma_z = 0,050$ N/mm².

In der vereinfachten, analytischen Berechnung der wirkenden Bodendruckspannung ist erkennbar, dass neben der Last die Breite der THB sowie die Dicke der FSS beachtet werden. Keine Beachtung finden die weiteren Abmessungen oder Materialparameter der einzelnen Schichten.

9.3.3.5 Ergebnisse der Untersuchungen zum Überstand der THB

Im Folgenden werden die Ergebnisse für die numerische Untersuchung der THB dargestellt. Die einzelnen Ergebnisse sind in Anlage 11 dargestellt.

Für die durchgeführten Berechnungen gelten folgende Randbedingungen, wenn nicht anders erwähnt:

Tabelle 9: Randbedingungen für die Berechnungen mit einem kombinierten E_{V2} -Modul

Parameter	Wert
E_1	34.000 N/mm ²
h_1	240 mm
b_1	2.800 mm
E_2 (als HGT)	10.000 N/mm ²
h_2	300 mm
h_{FSS}	500 mm

Zunächst wurden folgende Verformungsmoduln angesetzt: $E_{V2} = 150 \text{ N/mm}^2$ und $E_U = 60 \text{ N/mm}^2$:

Rein theoretisch ist das numerische Ergebnis, dass bei einem $E_2 = 10.000 \text{ N/mm}^2$ die THB, ausgeführt als HGT, die Breite der GTP annehmen kann. Durch die bereits beschriebene Theorie der E-Modulverringerng auf $E_2 = 5.000 \text{ N/mm}^2$, anstelle einer Querrissbildung, wird die Dauerbiegezugfestigkeit der GTP in Längsrichtung bei Überständen der HGT $\leq 300 \text{ mm}$ überschritten. Somit ist festzustellen, dass bei der Wahl der oben genannten Parameter ein THB-Überstand von 300 mm notwendig ist.

Eine weitere Reduzierung des E-Moduls der HGT (hier: 3.000 N/mm^2) zieht aufgrund der Überschreitung der Dauerbiegezugfestigkeit der GTP in Längsrichtung auch bei einem Überstand der THB von 300 mm eine Querrissbildung in der GTP nach sich.

Variation: $E_{V2} = 120 \text{ N/mm}^2$ bzw. 180 N/mm^2 :

Bei einer Reduzierung des Verformungsmoduls E_{V2} auf 120 N/mm^2 (Regelanforderung für den Neubau einer FF in [22]) und einem $E_2 = 5.000 \text{ N/mm}^2$ ist die Dauerbiegezugfestigkeit (Überstand 300 mm) in Längsrichtung der GTP leicht überschritten, was Querrisse in der GTP nach sich ziehen kann. Eine Erhöhung des Verformungsmoduls $E_{V2} = 180 \text{ N/mm}^2$ verringert die Biegezugspannung in der GTP in Längsrichtung hingegen etwas.

$E_{V2} = 120 \text{ N/mm}^2$; $E_U = 45 \text{ N/mm}^2$:

Ein Ansatz der in [22] angegebenen Regelanforderungen von $E_{V2} = 120 \text{ N/mm}^2$ und $E_U = 45 \text{ N/mm}^2$ für eine „Ertüchtigung bestehender Eisenbahnstrecken“ einer Festen Fahrbahn (für Personen- und Mischverkehr bis 230 km/h) bringt folgendes Ergebnis:

Bei einem Ansatz von $E_2 = 10.000 \text{ N/mm}^2$ sind alle Grenzwerte eingehalten; mit $E_2 = 5.000 \text{ N/mm}^2$ sind die Längsspannungen in der GTP über deren Dauerbiegezugfestigkeit.

Die Ergebnisse verdeutlichen, dass die ungebundene Tragschicht gut verdichtet sein sollte und dass auch bei variierten Verformungsmoduln E_{V2} der HGT-Überstand die 300 mm nicht unterschreiten sollte.

Variation der HGT-Dicke h_2 :

Eine Verringerung der HGT-Dicke h_2 bewirkt, dass die Längsspannungen in der GTP steigen und die Dauerbiegezugfestigkeit überschreiten. Eine Reduzierung der Dicke einer HGT ist somit nicht möglich.

Wird die HGT dicker ausgeführt, so reduzieren sich zwar die Spannungen in den gebundenen Tragschichten (GTP und THB); die vertikalen Druckspannungen auf die ungebundene Tragschicht erhöhen sich jedoch und sind bei der Dimensionierung bzgl. der zulässigen Bodenpressung zu beachten.

Bei der Verwendung einer Betontragschicht anstelle einer HGT werden die Spannungen über die beiden Betonschichten (GTP und BTS) bis an die Unterseite der BTS weitergeleitet. An der Unterseite der GTP werden geringe Biegezugspannungen berechnet, welche nicht maßgebend sind und außer Acht gelassen werden können.

Bezüglich des Überstandes einer BTS C12/15 (als rissfrei angenommen) kann die Aussage getroffen werden, dass auch hier die Verformungsmoduln der ungebundenen Schichten, insbesondere der FSS, zu beachten sind.

Für die Kombination $E_{V2} = 120 \text{ N/mm}^2 / E_U = 45 \text{ N/mm}^2$ bewirkt der THB-Überstand von 300 mm eine Überschreitung der Dauerbiegezugfestigkeit der THB an deren Unterseite (Längsrichtung).

Bei $E_{V2} = 120 \text{ N/mm}^2 / E_U = 60 \text{ N/mm}^2$ (Regelanforderung für Ertüchtigung FF [22]) ist bei einem THB-Überstand von 300 mm kein Grenzwert überschritten.

Bei einem steiferen Unterbau, bspw. $E_{V2} = 150 \text{ N/mm}^2 / E_U = 60 \text{ N/mm}^2$ kann der Überstand der THB verringert werden.

Zusammenfassend kann die Ausführung der THB mit einem Überstand von 300 mm als sicher angenommen werden. Voraussetzung sind dabei eine THB-Dicke von 300 mm, ein angenommener E-Modul der THB von $\geq 5.000 \text{ N/mm}^2$ sowie ein gut verdichteter Unterbau. Bei Abweichungen müssen die Biegezugspannungen an den einzelnen Schichtunterseiten und die zulässigen Druckspannungen auf den Unterbau berücksichtigt werden.

10 Rissbetrachtungen

10.1 Allgemeines

Aus der Fragestellung der Definition der Lastfälle Plattenmitte bzw. Plattenrand entsteht die Frage, inwiefern der Abstand des Stützpunkts zum Querriss in der Gleistragplatte Einfluss auf die Systemspannungen nimmt.

Verläuft der Querriss exakt zwischen zwei Stützpunkten, so ist der zu beachtende Abstand bei $650/2 = 325$ mm. Gemäß Kapitel 9.3.2 wäre somit der Lastfall Plattenmitte grenzwertig, wenn der Riss als „Plattenrand“ wirkt. Allerdings ist in diesem Fall die Wirkungsweise der durchgehenden Bewehrung nicht zu vernachlässigen.

Ein Riss bildet sich in erster Linie dort, wo eine Querschnittsschwächung vorhanden ist, welche wiederum Spannungsspitzen verursacht, die eine Rissbildung begünstigen. Auf diese Weise kann konstruktiv die Rissbildung beeinflusst werden.

Da sich in einer FF primär Querrisse bilden, welche durch das Überschreiten der Biegezugfestigkeiten in Längsrichtung entstehen, werden in diesem Kapitel vorrangig die Biegespannungen in Längsrichtung (im Modell: x-Richtung) betrachtet, wenn nicht anders beschrieben.

Vor der numerischen Untersuchung wird der Riss im Beton von der theoretischen Seite betrachtet.

10.2 Theoretische Betrachtung von Rissen im Beton

In diesem Abschnitt wird zunächst die Rissbildung in Betonplatten im Allgemeinen beschrieben. Daran anschließend werden die gesteuerte und die freie Rissbildung näher erläutert. Bevor ein normiertes Rissmodell erklärt wird, werden der Rissabstand sowie der Einfluss der Bewehrung betrachtet.

10.2.1 Allgemeines

Bei durchgehend bewehrten Betonfahrbahnen besteht das Problem, dass die Spannungen, welche im Beton z.B. durch Schwinden entstehen, nicht durch konstruktive Maßnahmen, bspw. Raumfugen, abgebaut werden können. Die durchgehend bewehrte Betontragschicht (bei der FF: die Gleistragplatte) entspannt sich durch Rissbildung.

Diese für den Spannungsabbau notwendigen Risse bringen Nachteile mit sich:

Durch klaffende Risse (Rissbreite $> 0,5$ mm) wird das Betongefüge unterbrochen. Neben einer beeinträchtigten Ästhetik und Optik entsteht die Möglichkeit, dass Wasser in die GTP eindringen kann. Eingedrungenes Wasser kann zum einen dazu führen, dass unter kalten Umgebungsbedingungen durch Frosteinwirkung und Eisbildung eine starke Schädigung des Betongefüges herbeigeführt wird, zum anderen kann durch das Wasser der Bewehrungsstahl korrodieren. Entstandene Risse könnten sich mit Schmutz o.Ä. füllen, im Sommer die Ausdehnung der GTP behindern und somit zu Schädigungen führen.

Risse, welche bei der Verarbeitung (Herstellung der FF) und durch Betoneigenschaften (bspw. durch ungünstig gewählte Zuschläge) entstehen können [15] sind:

- NetZRisse: an der Betonoberfläche; entstehen durch eine schlechte Verarbeitung bzw. Nachbehandlung oder durch die Alkali-Kieselsäure-Reaktion;
- Schwindrisse: meist durch die gesamte Platte; Ursachen sind z.B. die Betontemperaturen während der Herstellung, siehe Kapitel 4.2.2;
- Risse längs der Bewehrung: treten bei der FF vereinzelt auf; Längsrisse entstehen z.B. bei massiveren Bauteilen nahe der Bewehrung durch das Setzen des Frischbetons.

Risse, welche infolge äußerer Einwirkungen (Kräfte, Zwänge) in einer FF entstehen können, sind Biegerisse an der Unterseite der GTP durch eine zu große Biegebeanspruchung.

Wie in [4] und [2] erwähnt, sollte bezüglich der Verkehrslastspannungen ein sehr guter Verbund zwischen der GTP und der THB angestrebt werden, da im System ohne Verbund die auftretenden Biegezugspannungen an der Unterseite der GTP in Querrichtung, bedingt durch die Verkehrslast, sehr hoch werden. Die Folge wären Risse in der GTP in Längsrichtung.

10.2.2 Gesteuerte oder freie Rissbildung

Im Straßenbau bedeutet eine *freie Rissbildung*, dass Risse zufällig auftreten können. Hier ist es von Bedeutung, dass die Rissbreiten durch die eingebrachte Längsbewehrung begrenzt werden. Der Aufbau ist homogen, ohne Störstellen in Form von Querschnittsänderung, an denen Spannungen konzentriert auftreten oder Zwängungen entstehen. Es sind auch keine Bereiche vorhanden, an welchen Risse nicht auftreten sollen

bzw. dürfen. Die freie Rissbildung ist mit der durchgehend bewehrten Straßenbauweise direkt verknüpft.

Die *gesteuerte Rissbildung* hingegen ist im Straßenbau dadurch gekennzeichnet, dass, mit Hilfe von eingebrachter Kerbung über $1/3$ der Betontragplattendicke, welche kurz nach dem Betonvorgang eingebracht wird, dem Material vorgegeben wird, wo der Riss entstehen soll. Dies geschieht dadurch, dass sich infolge des Abfließens der Hydratationswärme an den Stellen der Kerbungen planmäßig Risse durch die gesamte Plattendicke bilden. Dies ist bei der klassischen Betonfahrbahn im Straßenbau zu finden. Der gesteuerte Riss entspricht der verdübelten Querscheinfuge. Diese Fuge ist durch den Vorgang des Ankerbens deutlich breiter ausgeführt als ein Riss und wird durch geeignetes Abdichtungsmaterial (z.B. Fugenband) vor Eindringen von Fremdmaterial oder Feuchte geschützt. Die Kraftübertragung findet hierbei durch die in den Frischbeton eingerüttelten Dübel statt. Der gesteuerte Riss, bzw. die ausgeführte Querscheinfuge, unterstützt die Betontragschicht, Zwängungsspannungen, welche durch Temperaturbeanspruchung und Verkehrslasten hervorgerufen werden, durch die Möglichkeit der Materialbewegung (Verkürzen oder Ausdehnen) zu mindern.

Die Bezeichnungen „gesteuerte“ bzw. „freie“ Rissbildung sind bei einer durchgehend bewehrten FF etwas differenzierter zu betrachten. Zwar sind die in dieser Arbeit betrachteten Systeme durchgehend bewehrt, was auf eine freie Rissbildung schließen lässt, allerdings gibt es bei der Herstellung bzw. Nutzung einer FF, im Gegensatz zum Straßenbau, Bereiche, welche zwingend rissfrei bleiben müssen: die Stützpunkte, inklusive ihrer eingegossenen Elemente (Dübel, Ankerschrauben, o.Ä.), durch welche die Verkehrslasten in den Oberbau eingeleitet werden. Die Rissbildung bei einer durchgehend bewehrten FF ist zwar nicht durch verdübelte Fugen direkt vorgegeben, trotzdem kann die Rissbildung durch geeignete Maßnahmen gesteuert werden. Dafür werden beispielsweise am System mit Fertigteilplatten an ungefährdeten Stellen (zwischen den Stützpunkten) konstruktive Querschnittsverjüngungen angebracht, welche eine Rissentstehung an diesen Stellen begünstigen sollen.

Eine weitere, etwas schwieriger umzusetzende Möglichkeit, die Risse zu kontrollieren, ist eine Ankerbung der THB. Das Ziel ist es hierbei, dass sich die in der THB entstandenen Risse durch Reflexionsrisse in der GTP fortsetzen. Für diese Variante ist ein möglichst guter Verbund zwischen GTP und THB notwendig.

Nach [4] sollte die THB mindestens alle 5 m angekerbt werden. Dieser Kerbenabstand wurde aus den Erfahrungen im Betonstraßenbau übernommen. Auf diese Weise soll eine wilde Rissbildung vermieden werden. In Kapitel 7.3.6 wurde bereits gezeigt, dass ein Kerbenabstand zwischen 1,3 m und 2,6 m eine bessere Reflexionsrisskontrolle im Bereich der FF bietet.

10.2.3 Betrachtung des Rissabstandes in der Gleistragplatte

Der Betonkalender 2015 [2, p. 16] beschreibt für durchgehend bewehrte FF-Systeme einen optimalen Rissabstand in der Gleistragplatte von 1,0 – 3,0 m. Der mittlere Rissabstand beträgt 2,0 – 2,5 m. Der maximale Rissabstand befindet sich zwischen 3,0 – 4,0 m. Bei Rissabständen, welche größer als 4,0 m sind, werden die temperaturbedingten Wölbspannungen in der Platte so groß, dass weitere Risse entstehen, was wiederum zu geringeren Rissabständen führt.

Bei Rissabständen kleiner 0,5 m besteht die Gefahr eines „Punch-Outs“, was insbesondere im Fahrbahnbereich des Straßenbaus ein sehr großes Sicherheitsrisiko bedeutet. Bei der FF kann dies ebenfalls zu Problemen führen: Neben dem negativen optischen Eindruck können Punch-Outs dazu führen, dass die notwendige Betonüberdeckung der Bewehrung nicht garantiert wird bzw. sogar dadurch Bewehrungsstäbe freigelegt werden und korrodieren können.

Gemäß [4] ist für eine unbewehrte Bauweise der maximale „Rissabstand“ bei $25 \cdot d$ (d ist die Schichtdicke) anzusetzen. Diese Angabe findet ihren Ursprung in den Fugenabständen bei der unbewehrten Betondeckenbauweise mit Dübeln. Demnach würde mit $25 \cdot 240$ mm (entspricht dem typischen Ansatz einer GTP-Dicke) der maximale Rissabstand 6 m betragen. Gemäß der Annahme in [2, p. 16] müssten sich in diesem Fall weitere Risse in der GTP bilden.

10.2.4 Einfluss der Bewehrungsparameter

Einen großen Einfluss auf die Rissentwicklung und das Rissbild hat die Längsbewehrung, welche in die GTP eingebracht wird. Die Bewehrungslage (Abstand der Bewehrungsstäbe zur GTP-Oberfläche) und der Bewehrungsgrad bestimmen die Anzahl sowie die Breite der Risse.

Neben der Rissbreitenbegrenzung (Ankerfunktion) hat die Bewehrung im entstandenen Riss eine „Dübfunktion“ [50]. Diese Funktion verstärkt die Querkraftübertragung. Dies wird in Kapitel 10.5.2.5 numerisch untersucht.

Stand der Technik (z.B. [2, 3]) ist es, dass die Bewehrung in mittiger Lage, bezogen auf den Querschnitt, in Längsrichtung eingebracht und meist durch eine zusätzliche Bewehrungskonstruktion (beispielsweise durch die Gitterträger der Bi-Blockschwelle – System Rheda 2000) in Querrichtung in dieser Lage gehalten wird.

Wird die Lage der Bewehrungsstäbe weiter unten im Querschnitt gewählt, so könnten theoretisch etwas höhere Biegezugspannungen an der Unterseite der GTP aufgenommen werden. Allerdings führt diese Variation dazu, dass die Rissbreiten an der Oberseite größer als die geforderten 0,5 mm werden könnten. Hierzu wurden Berechnungen in Kapitel 10.5.2.5 durchgeführt. Eine Lage der Bewehrung nahe der GTP-Oberseite wirkt sich auf die Rissbreitenbegrenzung positiv aus, hat aber den Nachteil, dass eventuell in den Riss eindringendes Wasser die Bewehrung leichter korrodieren lassen kann. Einen Korrosionsschutz an die Bewehrung anzubringen, macht im Fall einer durchgehend bewehrten Bauweise wenig Sinn, da die Rissbilder in den meisten Fällen nicht exakt vorhergesagt werden können und somit die gesamte Bewehrung behandelt werden müsste, was zum einen die Verbundwirkung Betonstahl/Beton beeinträchtigen würde und zum anderen hohe Kosten verursachen würde.

Nach [53] muss aufgrund der langjährigen Nutzungsdauer bei der Streckgrenze der Bewehrung 400 N/mm² statt 500 N/mm² angesetzt werden, da somit einer unzulässigen Rissbildung Rechnung getragen wird. In [14, pp. 106-111] wurde nachgewiesen, dass die reduzierte Streckgrenze des Bewehrungsstahls von 400 N/mm² bei einer maximalen Rissöffnungsweite von 0,5 mm nicht überschritten wird. Dabei wurde angesetzt, dass der gestörte Verbundbereich (Beton/Betonstahl) 100 mm beträgt. Des Weiteren konnten bei diesen Untersuchungen folgende Erkenntnisse erzielt werden:

- Nimmt der Bewehrungsgrad zu, so nimmt bis zur Rissbildung die Stahlzugspannung ab und die Betonzugspannungen zu;
- Nimmt der Bewehrungsdurchmesser bei gleichem Bewehrungsgehalt zu, so nimmt die Stahlzugspannung ab und die Betonzugspannung in der Regel ab;
- Bei größerer Rissbreite steigen in beiden Werkstoffen die Zugspannungen.

10.2.5 Normorientiertes Rissmodell

Schießl beschreibt in [54] ein normorientiertes Rissmodell. Danach sind folgende Parameter für die Rissbildung und die Rissbreite von besonderer Bedeutung: die Betonzugfestigkeit, die Stahlspannung im Rissquerschnitt und der Bewehrungsgrad. Ferner sind die Bewehrungsanordnung, die Betonüberdeckung, die Plattendicke und die Zugspannungsverteilung von Bedeutung.

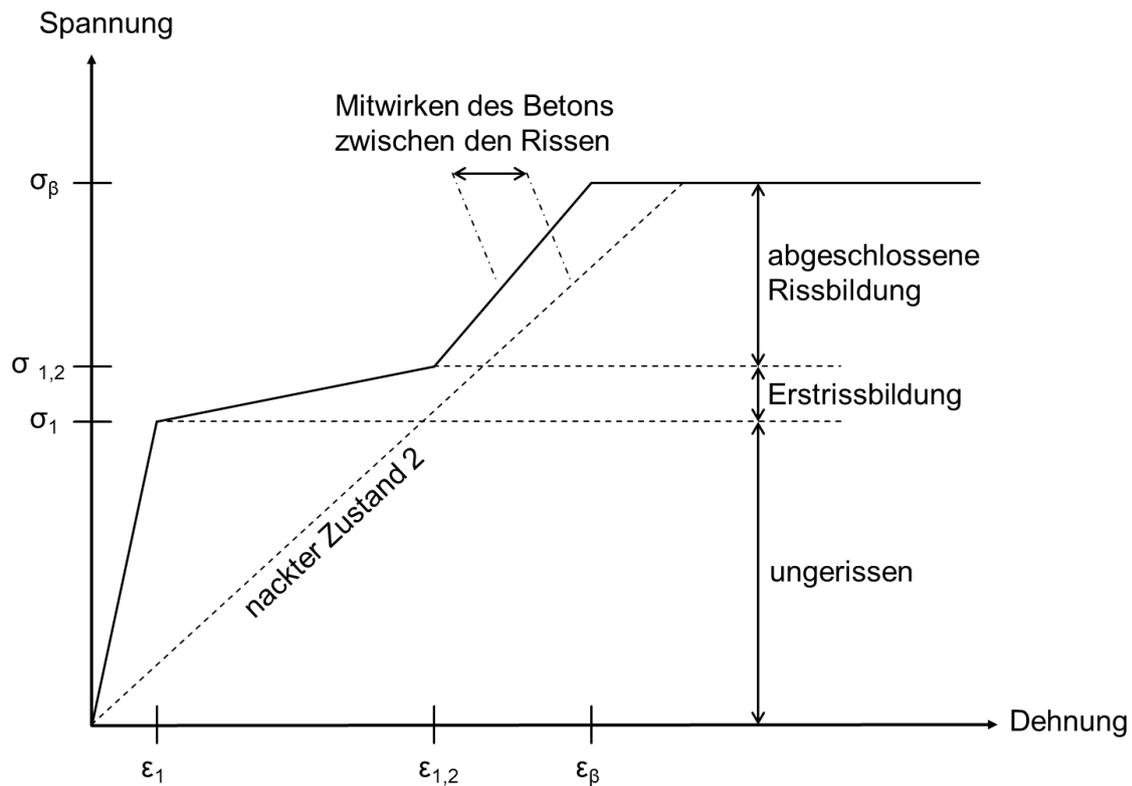


Abbildung 50: Vereinfachtes Spannungs-Dehnungsverhältnis während der Rissbildung (Quelle [54])

mit:

$\sigma =$ Spannung

$\epsilon =$ Dehnung

1 = Zustand 1 (Erstrissbildung)

2 = Zustand 2 (abgeschlossene Rissbildung)

$\epsilon_\beta, \sigma_\beta =$ Streckgrenze und zugehörige Spannung des Bewehrungsstahls

Es wird darauf hingewiesen, dass eine exakte Berechnung der Rissbreiten nicht möglich ist. Dies beruht auf der relativ großen Streuung der Zug- und Verbundfestigkeiten. Das

Ziel sollte sein, durch geeignete Bewehrungsführung und Bewehrungsgrad klaffende Risse mit Breiten $> 0,5$ mm zu vermeiden.

In Abbildung 50 ist der Zusammenhang zwischen der Dehnung und der Spannung während der Rissbildung grafisch dargestellt.

Befindet sich kein Riss im betrachteten Bereich der GTP, so befindet sich diese in Zustand 1. Es besteht voller Verbund zwischen Beton und Bewehrungsstahl.

Sobald die Zugfestigkeit des Betons überschritten ist, beginnt die Erstrissbildung. Der Verbund zwischen Bewehrung und Beton löst sich im Rissbereich. Der Rissabstand ist noch relativ groß, und es gilt bereichsweise $\epsilon_{\text{Stahl}} = \epsilon_{\text{Beton}}$.

Die Dehnung im Verbund Bewehrung-Beton nimmt weiter zu, die Anzahl der Risse steigt, und der Rissabstand wird kleiner bei fast gleichbleibender Spannung, bis schließlich $\epsilon_{\text{Stahl}} > \epsilon_{\text{Beton}}$ eintritt. Nun ist die Rissbildung abgeschlossen (Zustand 2). Zwischen den Rissen wirkt der Verbund Beton-Bewehrung.

Steigt die Dehnung im Bewehrungsstahl weiter bzw. nimmt die Rissbreite weiter zu, so kann die Streckgrenze des Bewehrungsstahls (ϵ_{β}) erreicht werden, die Bewehrung versagt und dadurch entsteht ein unerwünscht großer Riss (Rissbreite $> 0,5$ mm).

Der „nackte“ Zustand 2 beschreibt den theoretischen Spannungs-Dehnungs-Verlauf des Bewehrungsstahls ohne Mitwirkung des Betons.

$$w_m = a_m \cdot \epsilon_{sm} \quad [\text{mm}] \quad (10.1)$$

mit:

$$\begin{aligned} w_m &= \text{mittlere Rissbreite [mm]} \\ a_m &= \text{mittlerer Rissabstand [mm]} \\ \epsilon_{sm} &= \text{mittlere Stahldehnung [\%]} \end{aligned}$$

An diesem allgemein anerkannten Zusammenhang wird deutlich, dass die Rissbreite neben der Dehnung des Bewehrungsstahls auch abhängig vom Rissabstand ist: Je größer der Rissabstand, desto breiter der Riss.

Bei der abgeschlossenen Rissbildung beträgt nach [54, p. 160] der mittlere Rissabstand a_m gleich die doppelte mittlere Eintragslänge $l_{E,m}$, was gleichbedeutend damit ist, dass der Bereich des gestörten Verbundes im Mittel der Eintragslänge entspricht.

Die Eintragslänge $l_{E,m}$ beschreibt den Bereich, in welchem die Zugkraft der Bewehrung auf den Beton übertragen werden kann, und ist abhängig von der Verbundspannung

Beton/Betonstahl, dem Stabumfang (bzw. -durchmesser) und der Betonstahlzugspannung.

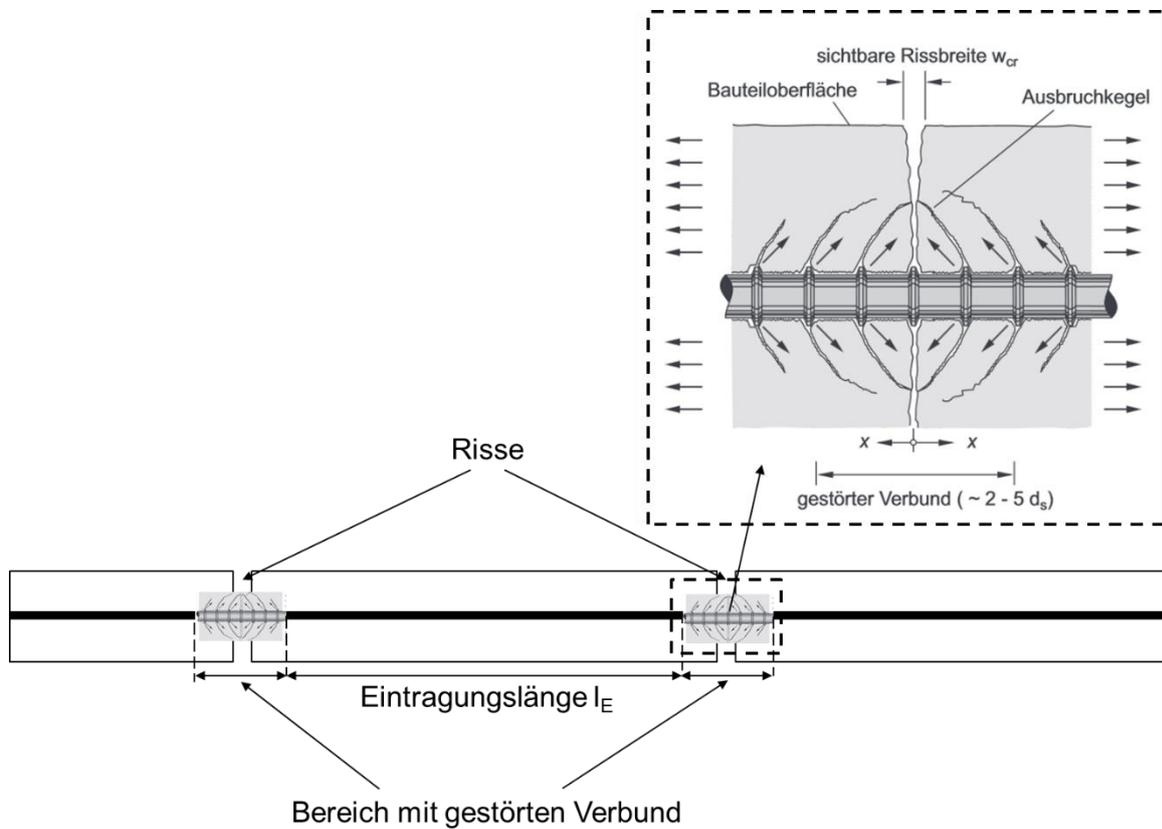


Abbildung 51: Schematische Darstellung der Eintragungslänge l_E und eine Detaildarstellung des Bereichs des gestörten Verbunds [55, p. 101]

Anmerkung:

Für die Ermittlung der Rissbreite gibt es weitere Berechnungsansätze. Beispielsweise wird hier die Formel von Rehm und Martin [56] genannt.

$$a_m = k_1 \cdot c_B + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{d_s}{\mu_z} \quad [\text{mm}] \quad (10.2)$$

mit:

$k_1 =$ 1,5; Faktor zur Berücksichtigung der Wirkung der Betondeckung auf den kleinstmöglichen Rissabstand

$k_2 =$ Faktor für die Berücksichtigung der Oberflächenstruktur der Bewehrung (aus Versuchsergebnissen)

$k_3 =$ Faktor zur Berücksichtigung der Zugspannungsverteilung über den Querschnitt

$c_B =$	<i>Betondeckung [mm]</i>
$d_s =$	<i>Stabdurchmesser [mm]</i>
$\mu_Z =$	<i>Auf die Zugzone bezogener Bewehrungsgehalt [%]</i>

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Rissbildung in der GTP zum einen durch die Biegezug- bzw. die Zugfestigkeit des Betons und zum anderen durch die Stoffkennwerte des Bewehrungsstahls (wie Duktilität, Zugfestigkeit, Streckgrenze) sowie durch die Verbundsituation zwischen Bewehrungsstahl und Beton maßgeblich beeinflusst wird.

10.3 Grundmodell für die Rissbetrachtung

Grundlegend ist dieses Modell auf dem in Kapitel 9.3.3.3 beschriebenen Modell aufgebaut.

Der feiner vernetzte Bereich in Modellmitte (vgl. Abbildung 52) ist für die Rissimulation vorgesehen und kann bei den jeweiligen Problemstellungen so angepasst werden, dass einerseits möglichst viel Rechenzeit eingespart werden kann und andererseits eine hinreichend genaue Abbildung besteht. Die Bewehrung der GTP besteht im Modell aus 10 Betonstahlstäben und beschreibt einen Bewehrungsgrad von 1 %, was in etwa den im AKFF [3] geforderten 0,8 – 0,9 % entspricht. Auf eine detailgetreue Modellierung der Bewehrungsstäbe, beispielsweise der Oberflächenrippen, wurde verzichtet. Zwischen der Bewehrung und dem anstehenden Beton wurden Federelemente als Verbund modelliert.

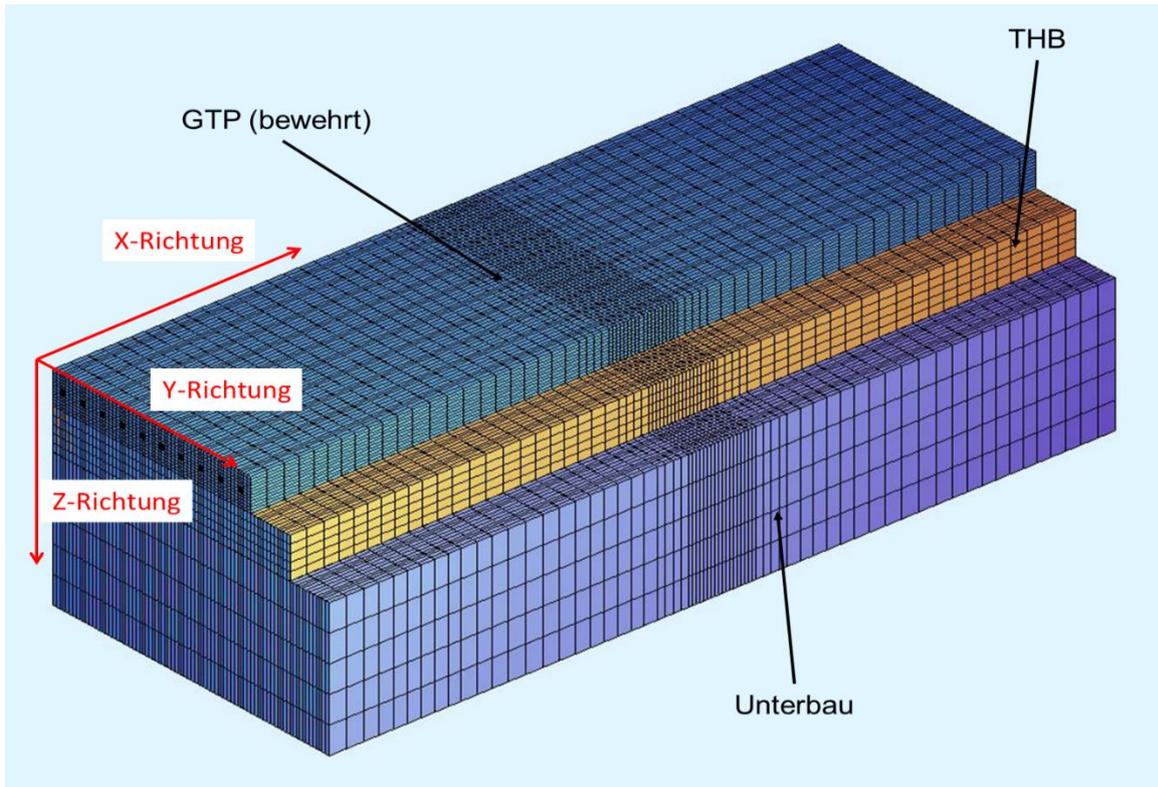


Abbildung 52: Modell für die Rissbetrachtung (3D-Ansicht)

In Tabelle 10 sind die Modellabmessungen zusammenfassend dargestellt, wie sie in den folgenden Abschnitten verwendet werden, wenn nicht anders erwähnt.

Tabelle 10: Abmessungen des Modells (wenn nicht anders beschrieben)

Schicht	Dicke h [mm]	Länge l [mm]	Breite b [mm]
GTP (durchgehend bewehrt)	240	5.200	1.500
THB	300	5.200	1.800
ungebundene TS	1.000	5.200	2.100

Zwischen GTP und THB wird voller Verbund (entspricht hohe Federsteifigkeiten in x-y-Richtung) simuliert. Zwischen THB und Unterbau wird ebenfalls voller Verbund simuliert. Der Unterbau (ungebundene Tragschicht und Untergrund) wird zusammengefasst und durch einen Verformungsmodul $E_{V2} = 120 \text{ N/mm}^2$ beschrieben.

Der Riss wird mit einer vorgegebenen Breite simuliert (wenn nicht anders erwähnt: 0,5 mm) und mit Hilfe von Federelementen definiert, die, wie in Kapitel 9.2 beschrieben, Federsteifigkeiten in alle drei Raumrichtungen besitzen. Die ausschlaggebende Wirkungsrichtung für die Querkraftübertragung ist die z-Richtung. Die Federsteifigkeit, bezogen auf die Wirkungsfläche, besitzt die Einheit kN/mm^3 .

Bei einer Verifizierung mit den analytisch ermittelten Werten trat das in Kapitel 9.2.3 (Abbildung 36) beschriebene Ergebnis auf: Bei Annahme eines vollen Verbunds waren die mit der FEM ermittelten Biegezugspannungen in der GTP um bis zu 50 % höher als die analytisch ermittelten Werte; die Biegezugspannungen in der THB waren geringfügig niedriger. Das Modell kann auf der sicheren Seite liegend angenommen werden und wird im weiteren Verlauf der Untersuchungen verwendet.

Da für eine Querrissbildung die Biegezugspannungen in x-Richtung ausschlaggebend sind, werden für die Betrachtung der Rissproblematik allein diese untersucht.

10.4 Untersuchung des Einflusses der Schiene

Im Zuge der Betrachtungen bezüglich der Rissproblematik im durchgehend bewehrten FF-System mit Einzelstützpunkten soll zunächst untersucht werden, inwiefern die Schiene im FE-Modell einen Einfluss in vertikaler Richtung auf das Gesamtsystem hat. Dies soll zeigen, ob mit dem vereinfachten Ansatz der analytisch berechneten Stützpunktkräfte eventuell eine weitere Sicherheit in die Systembetrachtung eingebracht wird, falls die simulierte Schiene die Last besser verteilt als die angesetzten Einzelstützpunktkräfte.

10.4.1 Vorgehen und Modellbeschreibung

Zunächst wird das Grundmodell mit einer Schiene versehen, welche mit den realen Einzellasten des LM 71 (ohne Linienlasten) beaufschlagt wird. Auf dynamische Zuschläge wird verzichtet. Aufgrund von Stabilitätsproblemen im Bereich der Kontaktfläche Schiene/Stützpunktfläche kann eine Temperaturbeanspruchung nicht betrachtet werden. Da diese Untersuchung nicht ausschlaggebend für die eigentliche Problematik (Riss-Verbund-Wirkung) ist, wurde das Modell dahingehend nicht optimiert und auf den Ansatz der Temperaturbeanspruchung verzichtet.

Anmerkung: Neben einer reduzierten Rechenzeit zeigt die Stabilitätsproblematik einen weiteren Vorteil des vereinfachten Ansatzes ohne Schiene.

Der Untergrund wurde für diese Betrachtung durch eine elastische Bettung ersetzt, welche durch Federn realisiert wird (vgl. Abbildung 53). Durch die Ersatzfedern kann die Rechenzeit etwas reduziert werden. Der Ansatz der Ersatzfedern hat den Nachteil, dass

für jeden Aufbau die Federsteifigkeiten neu berechnet werden müssen, um die korrekte Lagerung zu garantieren. Daher werden die Ersatzfedern nur bei dieser Problematik eingesetzt.

Anhand der Ergebnisse des Modells mit Schiene werden die resultierenden Stützpunktkräfte ermittelt und anstelle der realen Belastung mit Schiene in einem weiteren Modell ohne Schiene angesetzt.

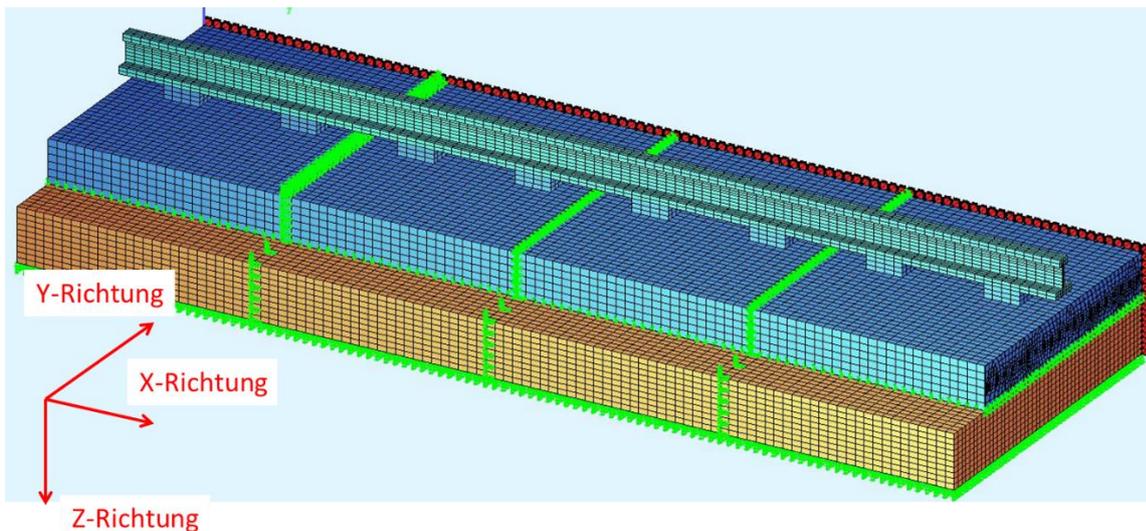


Abbildung 53: modifiziertes Grundmodell für die Berechnung des Schieneneinflusses

Daran anschließend können die Biegezugspannungen der verschiedenen Modelle verglichen werden. Zusätzlich wurden zwei verschiedene Rissbreiten (0,2 mm und 0,5 mm) sowie zwei unterschiedliche Rissabstände 1,3 m und 2,6 m angesetzt. Der Riss wurde sowohl in der GTP als auch in der THB simuliert.

10.4.2 Ergebnisse

Die Berechnung der statischen Stützpunktkräfte, ermittelt mit der FEM, decken sich gut mit den nach Zimmermann (Verfahrensbeschreibung siehe Anlage 1, Abschnitt 1.1) berechneten Werten, was die Korrektheit des Modells unterstreicht.

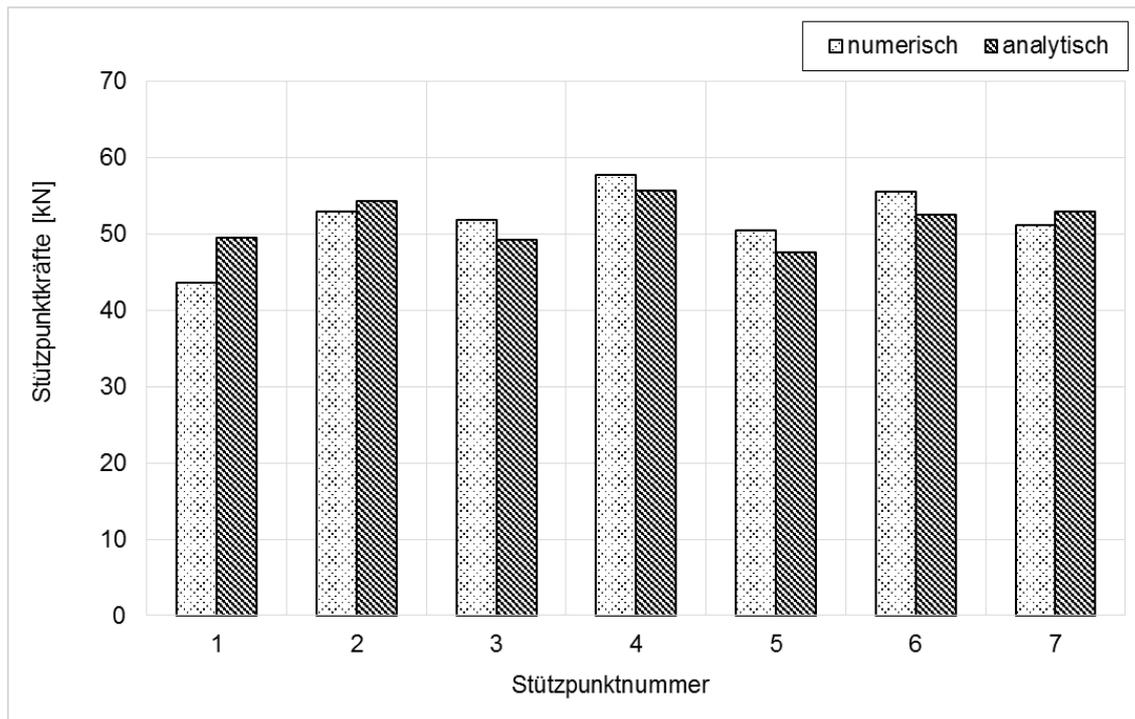


Abbildung 54: statische Stützpunktkräfte: analytisch und numerisch berechnet; Modell im rissfreien Zustand

In Tabelle 11 sind die Ergebnisse der einzelnen Berechnungsergebnisse der Biegezugspannungen zusammengefasst.

Es lässt sich erkennen, dass die Rissbreite (0,2 oder 0,5 mm) keinen signifikanten Einfluss auf die Ergebnisse hat. Lediglich an der Unterseite der THB (hier: $E_2 = 5.000 \text{ N/mm}^2$) sind geringe Unterschiede festzustellen.

Es ist insbesondere an der Unterseite der THB ersichtlich, dass die Schiene die Biegezugspannungen reduziert: die Biegezugspannungen unterscheiden sich im Vergleich zu dem Ansatz der einzelnen Stützpunktkräfte um bis zu 18 % in Querrichtung und bis zu 50 % in Längsrichtung. Die doch recht deutlichen Spannungsunterschiede, insbesondere in Längsrichtung, heben hervor, dass die lastverteilende Wirkung der Schiene mit dem Ansatz der Stützpunktkräfte im FE-Modell nicht vollständig beachtet wird. Selbst im rissfreien Modell ist die zusätzliche, lastverteilende Wirkung der Schiene zu erkennen.

Die Biegezugspannungen (x-Richtung) an der Unterseite der GTP sind, modelliert ohne Schiene, um bis zu 9 % kleiner als mit einer modellierten Schiene. Da die Biegezugspannungen in der GTP bei einer Betrachtung mit Verbund zwischen GTP und THB nicht das ausschlaggebende Versagenskriterium der FF sind, kann davon ausgegangen werden, dass eine Simulation allein mit dem Ansatz der Stützpunktkräfte auf der sicheren Seite liegend ist.

Tabelle 11: Biegezugspannungen (GTP und THB) bei Modellen mit und ohne modellierter Schiene

	Modellbeschreibung		Biegezugspannungen σ [N/mm ²]			
	Rissabstand [m]	Rissbreite [mm]	$\sigma_{y,1}$	$\sigma_{x,1}$	$\sigma_{y,2}$	$\sigma_{x,2}$
mit Schiene	kein Riss	kein Riss	1,38	0,74	0,74	0,31
ohne Schiene			1,42	0,81	0,76	0,40
Abweichung			3%	9%	3%	29%
mit Schiene	2,6	0,5	1,49	0,68	0,63	0,28
ohne Schiene			1,56	0,65	0,73	0,42
Abweichung			5%	-4%	16%	50%
mit Schiene	1,3	0,5	1,28	0,58	0,48	0,16
ohne Schiene			1,33	0,54	0,57	0,22
Abweichung			4%	-7%	18%	40%
mit Schiene	2,6	0,2	1,49	0,67	0,63	0,29
ohne Schiene			1,56	0,64	0,73	0,43
Abweichung			5%	-4%	16%	48%
mit Schiene	1,3	0,2	1,28	0,58	0,48	0,16
ohne Schiene			1,33	0,54	0,55	0,22
Abweichung			4%	-7%	15%	40%

mit: $\sigma_{a,b}$ [N/mm²]; a = Spannungsrichtung, b = Schichtnummer

Fazit:

Aufgrund der Rechenzeitminimierung und der erwähnten Stabilitätsprobleme während einer Temperaturbeanspruchung wird auf die Modellierung der Schiene verzichtet.

Bei Grenzwertbetrachtungen könnten die mit dem Modell der Einzelstützpunktkräfte berechneten Biegezugspannungen in der HGT reduziert werden.

10.5 Betrachtung verschiedener Risszenarien

10.5.1 Vorgehen

Die THB wird als BTS mit einer Betonfestigkeitsklasse von C12/15 modelliert. Ausgehend von den Ergebnissen des Modells mit einer durchgehenden, rissfreien FF, werden unterschiedliche Risszenarien betrachtet:

Zu Beginn wird zwischen der FF-Variante Rheda 2000 und dem System mit gekoppelten Fertigteilplatten unterschieden.

Primäres Ziel beider Systeme ist es, wie bereits erklärt, dass insbesondere der Bereich der Schienenaufleger bzw. Stützpunkte rissfrei bleibt.

Rheda 2000 (vgl. Kapitel 10.5.2.1):

Ein typischer Riss, welcher bei dem FF-System Rheda 2000 zu beobachten ist, ist ein Riss direkt am Stützpunktrand.



Abbildung 55: typisches Rissbild Rheda 2000 [2]

Begründet ist dies dadurch, dass durch das Untergießen der Biblockschwellen, welches bei Rheda 2000 standardmäßig durchgeführt wird, in diesem Bereich der Schwachstelle des Verbundes Biblockschwelle/Vergussbeton entsteht und somit dem Riss einen Nährboden für die Entwicklung gibt. Dieser als Schwachstelle definierte Verbundbereich wird im FE-Modell als Riss mit einer Anfangstiefe der eingegossenen Schwellenhöhe von ca. 100 mm angenommen und somit als eine Art Querschnittsschwächung simuliert (vgl. Abbildung 56).

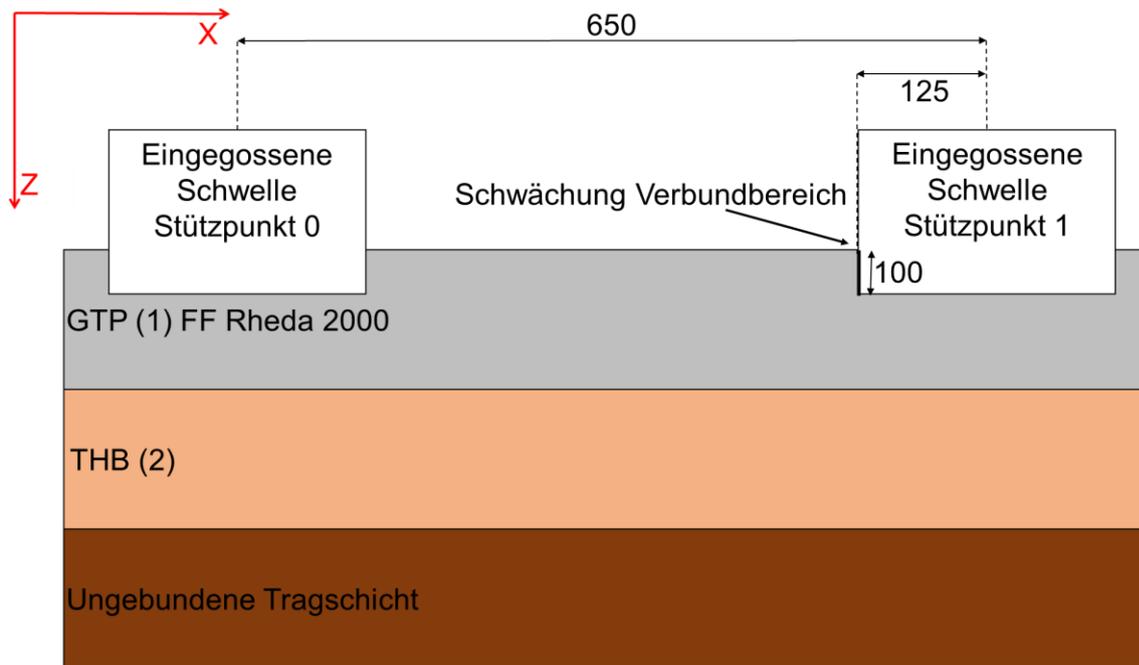


Abbildung 56: Schematische Darstellung - Rissbild Rheda 2000 (Längsschnitt, Angaben in mm)

Gekoppelte Fertigteilplatte (vgl. Kapitel 10.5.2.2):

Die gekoppelte Fertigteilplatte (kurz: FTP) besitzt zwischen den Stützpunkten eine gewollte Querschnittsschwächung, welche mittels Kerbung in der FTP realisiert wird. In Abbildung 57 sind die Kerben zwischen den Stützpunkten deutlich zu erkennen.

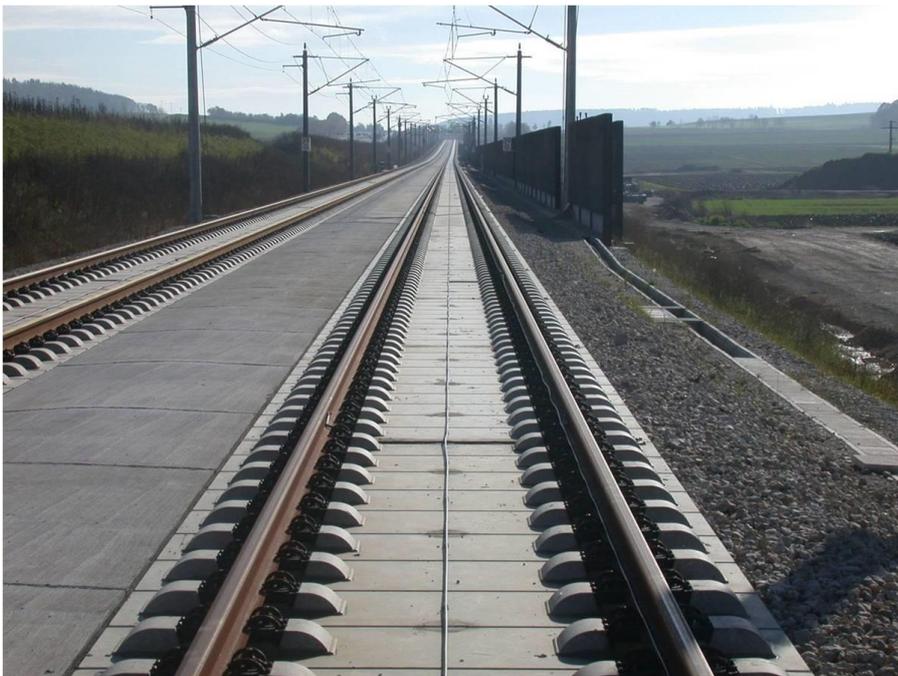


Abbildung 57: gekoppelte Fertigteilplatten mit Kerben zwischen den Stützpunkten [2]

Im Modell wird die Kerbe, an der die Rissbildung erfolgen soll, mit einem 40 mm tiefen Riss simuliert.

Beide FF-Systeme werden zunächst mit der eben beschriebenen bauartspezifischen Querschnittsschwächung nur in der GTP untersucht. Auf eine detailgetreue Modellierung der beiden FF-Systeme, bspw. der Bewehrung in Querrichtung, wird verzichtet, da dies für die Rissbetrachtung (Querrisse) nicht ausschlaggebend ist.

Darauf aufbauend werden verschiedene Risszenarien in der GTP und THB simuliert und verglichen (vgl. Kapitel 10.5.2.3). Abbildung 58 zeigt die Bezeichnungen der einzelnen Risspositionen.

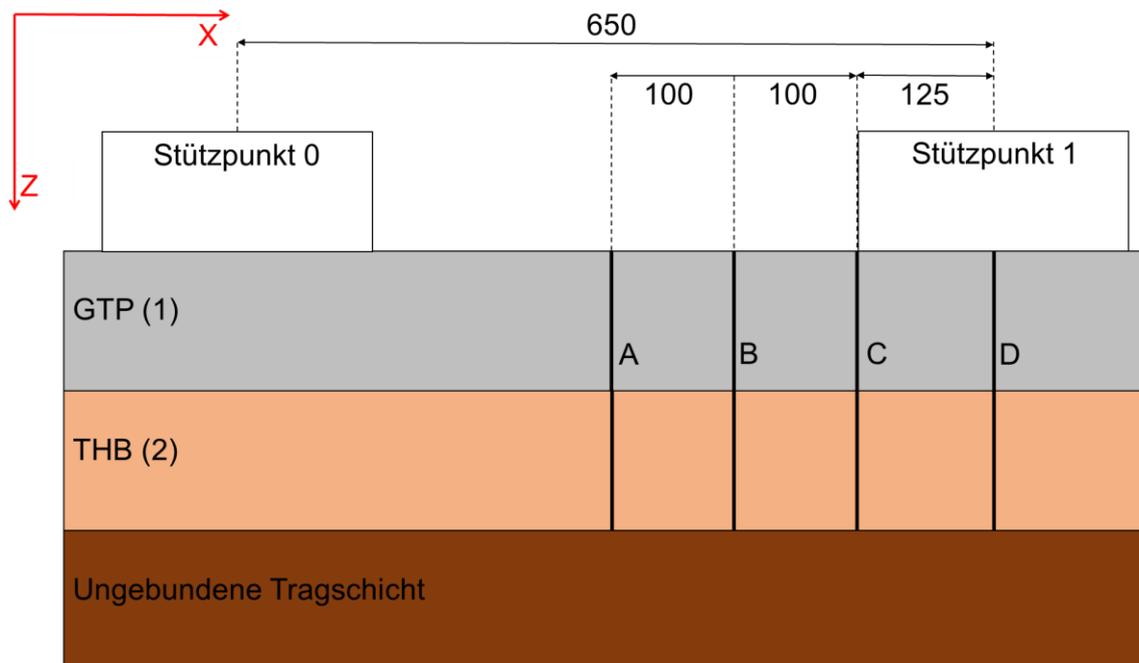


Abbildung 58: Bezeichnung der Risspositionen im Längsschnitt eines FF-Systems (Angaben in mm)

Position A beschreibt die optimale Rissposition genau zwischen den Stützpunkten. Position B wurde gewählt, um den Riss etwas in Richtung Stützpunkt zu verschieben, um einen eventuellen Einfluss auf die Biegezugspannungen festzustellen.

Position C ist mit der Position der Querschnittsschwächung für Rheda 2000 identisch und befindet sich direkt am Stützpunktrand. Position D ist die kritischste Rissposition und befindet sich mittig in der Stützpunktebene.

Beispiele Modellbezeichnung:

Eine Berechnung mit einem Riss in der GTP bei Position D (genau durch den Stützpunkt) und einem Riss in der THB in Position A (genau zwischen den Stützpunkten) wird beschrieben mit „1D-2A“.

Ist kein Riss in der GTP simuliert und der Riss in der THB bleibt in A, so wäre die Bezeichnung dieser Berechnung „1X-2A“.

Neben verschiedenen Rissvariationen wurde zudem der Einfluss verschiedener Verbundvarianten betrachtet (vgl. Kapitel 10.5.2.4), sowie Modelle mit verschiedenen Bewehrungsgraden bzw. –lagen berechnet (vgl. Kapitel 10.5.2.5).

10.5.2 Ergebnisse

Anmerkung: Generell gilt bei der farblichen Darstellung der Ergebnisse in den Höhenflächenabbildungen des FE-Programms SOFISTIK: blau = Biegezugspannung; rot = Biegedruckspannung. Das Farbspektrum wird vom Programm, passend zu den errechneten und betrachteten Spannungen, selbst gewählt. Dies bedeutet, dass bläuliche Färbung in den abgebildeten Diagrammen neben Zugspannung auch geringe Druckspannungen bedeuten kann.

Es ist allgemein zu beobachten, dass sich auf der Oberfläche der THB im Bereich des Plattenrandes der GTP deutliche Druckspannungen aufbauen. Bei der Verkehrsbelastung ist diese Druckspannung am Plattenrand der GTP geringer als bei Temperaturbeanspruchung. Dies ist insofern nachvollziehbar, da sich die GTP bei Temperaturbeanspruchung aufwölbt und in den Randbereichen „stärker“ aufliegt und somit größeren Druck in diesem Bereich auf die darunter befindlichen THB ausübt. In Abbildung 59 ist der beschriebene Zusammenhang grafisch dargestellt. Es ist das System Rheda 2000 abgebildet, welches in dieser beispielhaften Betrachtung einen Riss in der GTP von 100 mm in Position C besitzt.

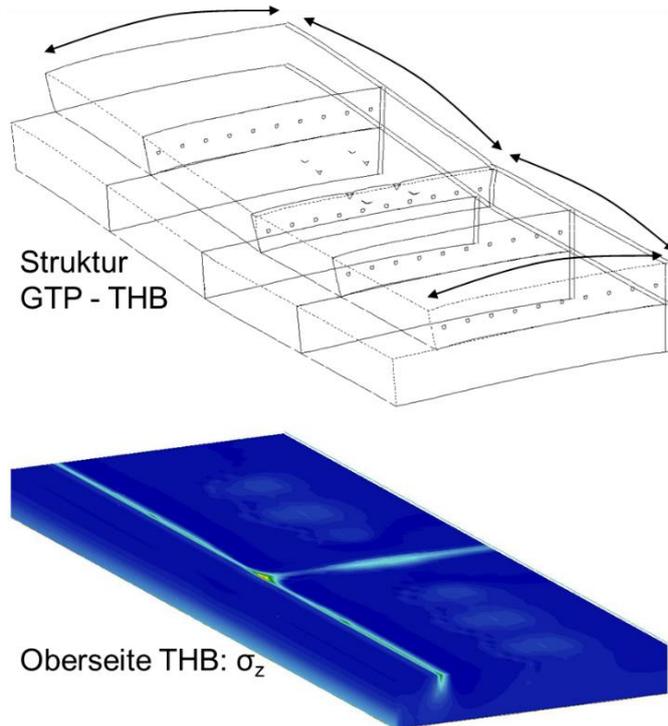


Abbildung 59: Vergleich der verformten Struktur der kombinierten Belastung (oben) und der daraus resultierenden Druckspannung σ_z auf der Oberseite der THB (unten)

10.5.2.1 System Rheda 2000 – 100 mm Querschnittsschwächung in C

Befindet sich eine Querschnittsschwächung von 100 mm in der GTP, so ist in der σ_x -Verteilung sowohl an der Oberfläche als auch an der Unterseite der GTP ein deutlicher Einfluss, bedingt durch den positiven Temperaturgradienten, erkennbar. Dies würde eine weitere Rissentwicklung an dieser Stelle nach sich ziehen. Selbst auf der Oberseite der THB ist die Risswirkung erkennbar (vgl. Abbildung 60).

Die temperaturbedingten Biegezugspannungen in der THB sind in der Größenordnung ($\max. \sigma_{x,2,\Delta t} = 2,9 \text{ N/mm}^2$), so dass ein Riss in der THB entstehen könnte, was einem Reflexionsriss in umgekehrter Richtung entsprechen würde.

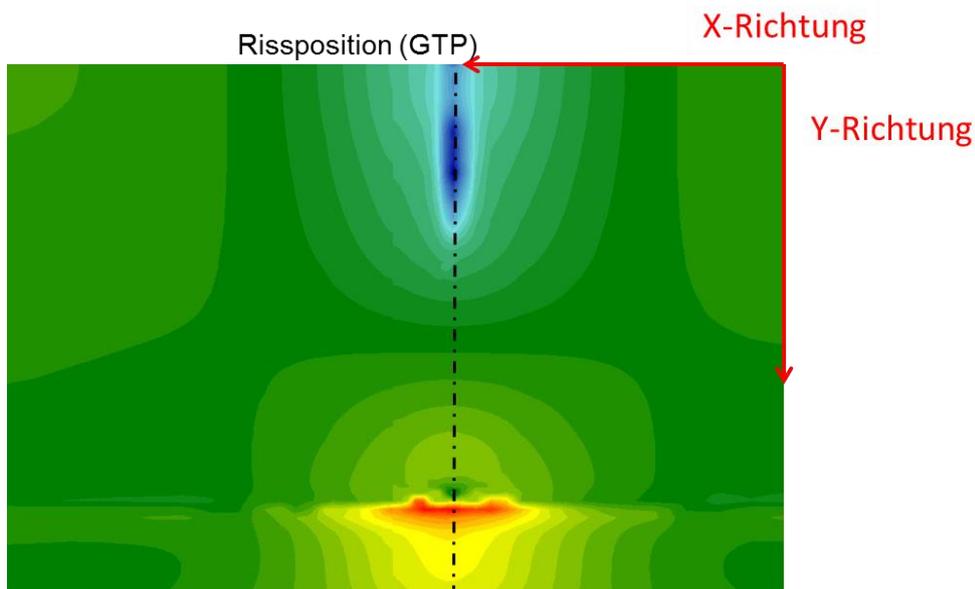


Abbildung 60: $\sigma_{x,2}$ an der Oberseite THB (R2000) mit 100 mm Riss in GTP an Position C und ohne Riss in THB (Position A) – Temperaturbeanspruchung

Es interessiert allerdings die Fragestellung eines Reflexionsrisses von der THB in die GTP. Eine THB mit einem Riss in Position A zeigt an der Unterseite der GTP einen erkennbaren Einfluss.

In Abbildung 61 ist deutlich zu sehen, dass im Bereich des THB-Risses durch eine kombinierte Einwirkung erhöhte Biegedruckspannungen ($\max. \sigma_{x,2,komb} = 4,7 \text{ N/mm}^2$) in Längsrichtungen auftreten. Zwischen dem Riss in der THB und dem 100 mm tiefen Riss in der GTP entstehen an der Unterseite der GTP Biegezugspannungen, welche die Grenze der Dauerbiegezugfestigkeit (C30/37) überschreiten ($\max. \text{zul } \sigma_{2,2,komb} = 5,9 \text{ N/mm}^2$). Somit ist davon auszugehen, dass sich in dem Bereich zwischen dem Riss in der THB und dem Oberflächenriss in der GTP ein Riss bilden wird, welcher als Reflexionsriss beschrieben werden kann.

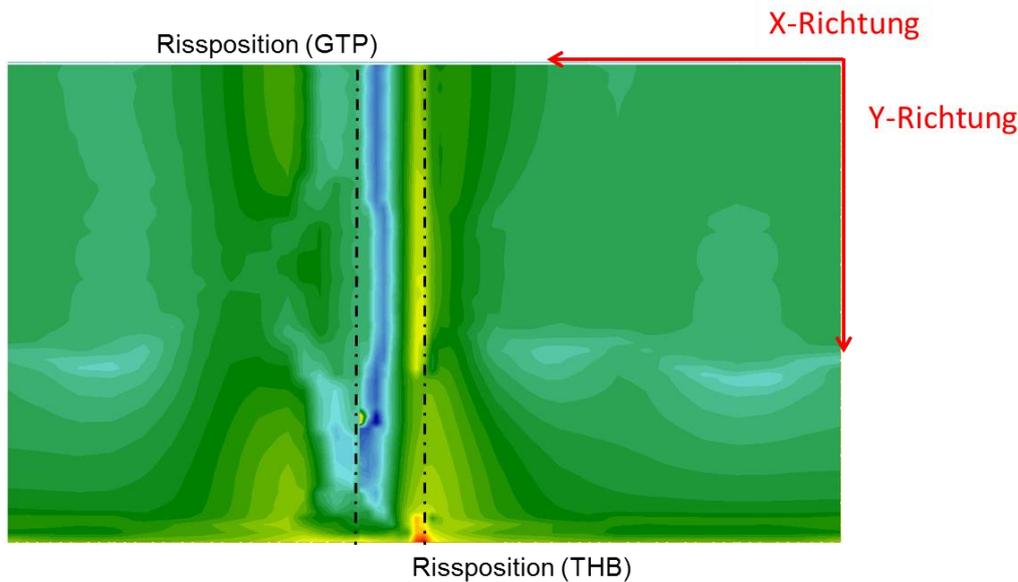


Abbildung 61: $\sigma_{x,1}$ an der Unterseite GTP (R2000) mit 100 mm Riss in GTP an Position C und durchgehendem Riss in THB (Position A) – kombinierte Belastung

Schlägt der Riss durch die GTP in Position C durch, so würde das Risszenario 1C-2A entstehen. Inwiefern eine versetzte Rissbildung in situ eintreten wird, kann hier nicht abschließend geklärt werden. In den meisten Fällen bilden sich bei Systemen mit Verbund Risse an der GTP-Unterseite direkt an Rissen der THB-Oberseite als Reflexionsrisse. Sollte sich ein Riss in der THB (Position A) befinden und der Querschnitt bzw. das Material der GTP, wie oben beschrieben, an der Vergussfuge etwas geschwächt sein, so könnte sich in situ ein Riss von Position A (GTP-Unterseite) schräg durch die GTP zu Position C (GTP-Oberseite) entwickeln.

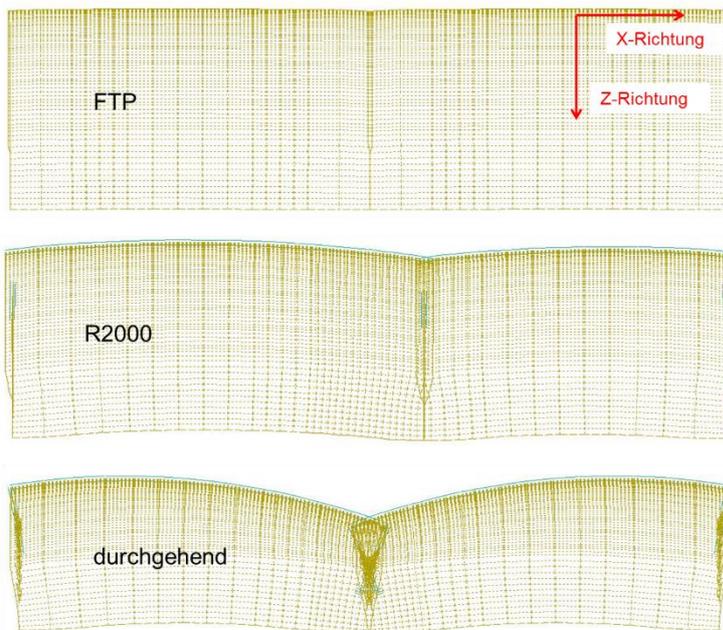
10.5.2.2 System FTP – 40 mm Kerbe in A

Die Querschnittsschwächung von 40 mm zwischen den Stützpunkten hat keinen Einfluss auf die Spannungsverteilung im System, welche durch die Verkehrslast verursacht wird. Eine Temperaturbeanspruchung zeigt, bedingt durch das Aufwölben der Platte, einen minimalen an der Oberseite und einen etwas größeren Einfluss (max. $\sigma_{x,1} = 0,8 \text{ N/mm}^2$) an der Unterseite der GTP im Rissbereich. Dies zeigt, dass auch eine Einkerbung von 40 mm bereits als Querschnittsschwächung genügt, um eine Rissbildung in diesem Bereich der GTP durch einen positiven Temperaturgradienten zu provozieren.

Ein Vergleich der Verformungen der verschiedenen FF-Systeme unter Temperatureinwirkung verdeutlicht: Eine Kerbe von 40 mm (FTP) hat deutlich geringeren Einfluss als eine Querschnittsschwächung von 100 mm (Rheda 2000). Diese beiden Situationen sind

anhand von Verformungsbildern (500-fach überhöhte Darstellung) in Abbildung 62 gegenübergestellt. Zusätzlich ist das Verformungsbild unter Temperaturbeanspruchung dargestellt, wenn der Riss der GTP durchgehend ist. Dies zeigt, dass mit zunehmender Risstiefe die Aufwölbung der GTP zunimmt.

Plattenverformungen:



Skizzen:

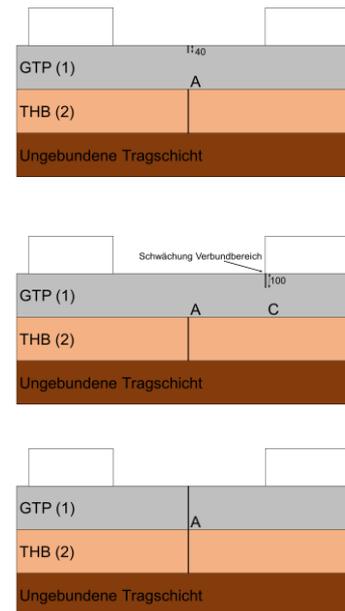


Abbildung 62: Plattenverformung unter Temperaturbeanspruchung ($\Delta t = 0,08 \text{ K/mm}$) mit Risstiefe 40 mm (FTP – Kerbung), 100 mm (R2000 – Schwachstelle Verbund) und mit durchgehendem Riss (Position A) in der GTP; Rissposition THB: A; 500-fache Überhöhung (Längsschnitt)

Wird nun angenommen, dass die THB alle 2,6 m idealerweise zwischen den Stützpunkten angekerbt wurde, so dass sich in der THB ein durchgehender Riss entwickeln kann, so entsteht das Szenario 1X-2A, wobei das „X“ bei der FTP einen 40 mm tiefen Riss beschreibt. Ein größerer Einfluss der Temperaturbeanspruchung tritt, wie zu erwarten ist, nicht ein. Der Riss in der THB hat aber dennoch Auswirkungen auf das System, verursacht durch die Verkehrslast. In Abbildung 63 sind die Biegezugspannungen an der GTP-Unterseite, erzeugt durch die Verkehrsbelastung, zum einen ohne Riss in der THB, zum anderen mit Riss in der THB (Position A) dargestellt. Dabei ist erkennbar, dass der 40 mm - Riss in der GTP keinerlei Auswirkung auf die Spannungsverteilung an der Unterseite der GTP zeigt. Deutliche Auswirkung hat, wie bereits bei der vorherigen Betrachtung, ein Riss in der THB: die Biegezugspannungen konzentrieren sich auf den Rissbereich. Die Spannungen erreichen den Grenzwert der Dauerbiegezugfestigkeit in dem Modell zwar für keinen Lastfall (Verkehr, Temperatur oder kombiniert), dennoch kann

davon ausgegangen werden, dass sich ein Riss, ausgehend von diesem Bereich des THB-Risses, in der GTP durchschlagen wird.

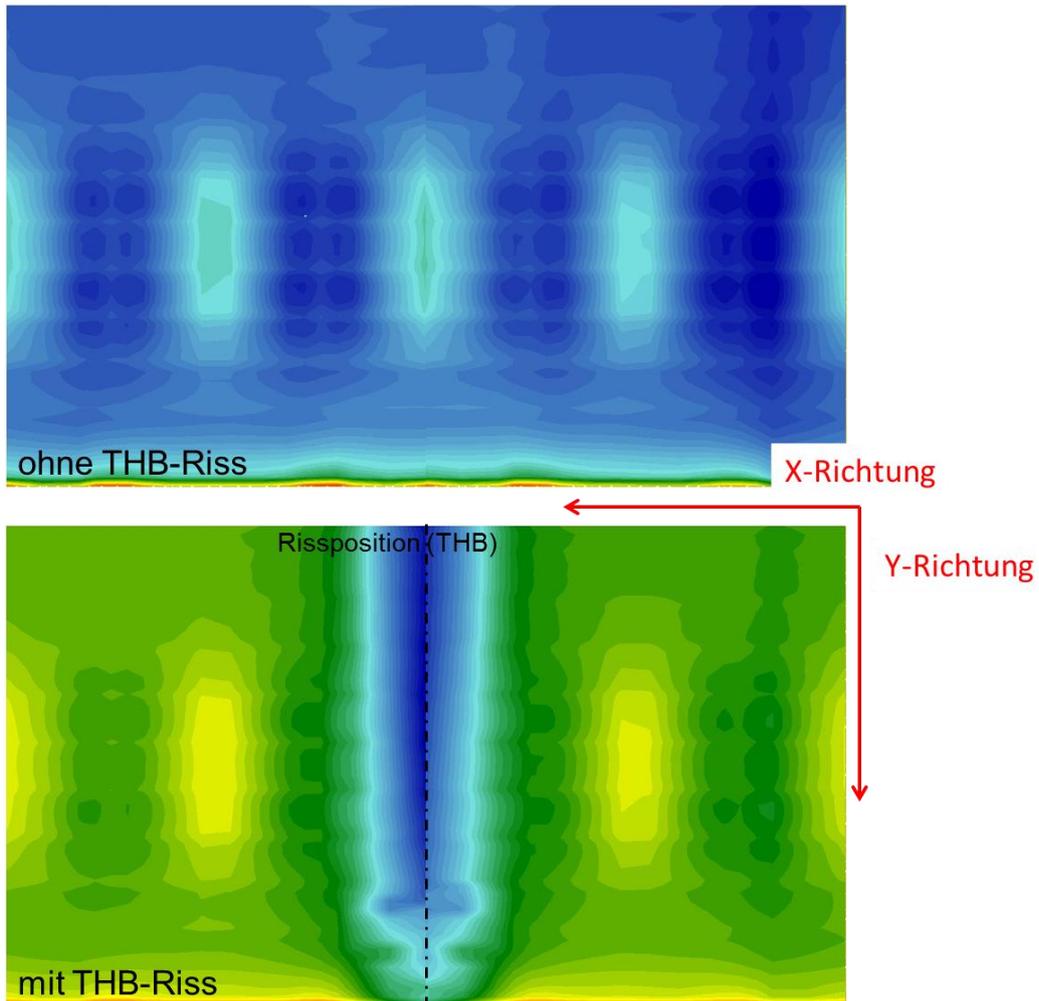


Abbildung 63: $\sigma_{x,1}$ an der Unterseite der GTP einer FTP (Kerbe von 40 mm) mit/ohne Riss in THB (Verkehrslast)

Basierend auf diesen Ergebnissen, kann bestätigt werden, dass ein Riss in der THB deutliche Einwirkungen auf die GTP-Unterseite hat, so dass an der Stelle des THB-Risses ein Reflexionsriss in der GTP zu erwarten ist. Dass dieser Riss, entgegen der Vermutung, nicht zwingend in der Querschnittsschwächung an der GTP-Oberfläche endet, wurde, wie zu Beginn der Arbeit beschrieben, in situ vermehrt festgestellt.

10.5.2.3 Betrachtung der Biegezugspannungsentwicklung von den Rissvarianten 1A-2A bis 1D-2D

Die Problematik des Ansatzes des Lastfalls Plattenmitte (vgl. Kapitel 9.3.2.3) soll in diesem Abschnitt, bezogen auf die Rissposition zum Stützpunkt, betrachtet werden.

Ausgehend von den Untersuchungen in Querrichtung müsste ein Riss zumindest 450 mm vom Stützpunkt entfernt sein, um den Lastfall Plattenmitte für diesen zu gewährleisten. Allein durch den standardmäßigen Stützpunktabstand von 650 mm ist dies nicht möglich. Der konstruktive Unterschied zum Lastfall „freier“ Plattenrand in Querrichtung ist die Längsbewehrung im Riss.

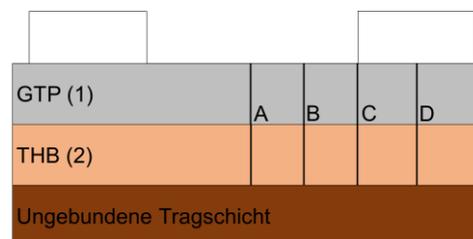
Die Betrachtung in Längsrichtung wird analog zur Untersuchung in Querrichtung mit Hilfe der FEM durchgeführt. Ausschlaggebend sind die Biegezugspannungen $\sigma_{x,1}$ in der Lastachse.

Der Lastfall Plattenmitte wird definiert, indem in der GTP kein Riss modelliert wird. In der THB ist ein Riss in Position A vorhanden (Variante: 1X-2A). In Tabelle 12 sind die maximalen Biegezugspannungen $\sigma_{x,1}$ dargestellt, welche bei den verschiedenen Rissvarianten durch eine Verkehrsbelastung hervorgerufen werden.

Tabelle 12: Maximale Biegezugspannungen $\sigma_{x,1}$ der verschiedenen Risszenarien

Risszenario	Max. Biegezugspannung $\sigma_{x,1}$ in der Lastachse [N/mm ²]
1X-2A	0,10
1A-2A	0,12
1B-2B	0,10
1C-2C	0,12
1D-2D	0,10

Skizze Rissposition (informativ):



Die Ergebnisse der durchgeführten FEM-Berechnungen zeigen deutlich, dass hier die maximale Biegezugspannung $\sigma_{x,1}$ unabhängig von der Rissposition ist und in der Lastachse immer ca. 0,10 N/mm² beträgt. Eine grundlegende Annahme des Lastfalls Plattenmitte für eine durchgehende, unendlich lange FF-GTP hinsichtlich der Rissproblematik ist hiermit als korrekt bestätigt. Auf die durchgehend bewehrte Fahrbahn im Straßenbau sollte diese Aussage nicht übertragen werden, da hier eine direkte Überrollung des Risses zu beachten ist und keine lastverteilende Wirkung der Schiene beachtet werden kann.

10.5.2.4 Betrachtung der Verbundsituationen in Kombination mit einem Riss am Gesamtsystem

Um den Einfluss des Verbunds zwischen der Gleistragplatte und der Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln auf die Biegezugspannungen $\sigma_{x,1}$ an der Unterseite der GTP zu betrachten, wurde die GTP als durchgehend angenommen. In der THB wurde ein Riss zwischen den Stützpunkten (Rissvariation 1X-2A) modelliert.

Da keine realen Verbundwerte vorliegen, wurden die Federn, welche den Verbund beschreiben (vgl. Kapitel 9.2), so definiert, dass, neben vollem (100 %) und keinem (0 %) Verbund, auch 50 % Verbund zwischen den Schichten simuliert wurde. Zusätzlich wurde eine Berechnung durchgeführt, welche vollen Verbund zwischen den Schichten simuliert, aber im Rissbereich einen gelösten Verbund besitzt. Dies ist eine übliche Maßnahme zur Vermeidung von Reflexionsrissen.

Tabelle 13: Berechnete, maximale Biegezugspannungen $\sigma_{x,1}$ der verschiedenen Verbundmodelle

Verbundmodell	Max. Biegezugspannung $\sigma_{x,1}$ [N/mm ²]	
	außerhalb des Rissbereichs	im Rissbereich
100 %	0,10	0,27
50 %	0,76	0,40
0 %	0,90	0,66
Rissbereich 10 cm = 0 %	0,10	0,15
Rissbereich 20 cm = 0 %	0,10	0,10

Anhand der in Tabelle 13 dargestellten Ergebnisse ist festzustellen, dass die maximalen Biegezugspannungen mit abnehmenden Verbund steigen. Nach der klassischen Dimensionierung nehmen die Biegezugspannungen an der Unterseite der GTP mit abnehmenden Verbund zu, was die Ergebnisse bestätigen.

Ein Anstieg der Biegezugspannungen ist auch im relevanten Rissbereich erkennbar. Zunächst verwundert dies etwas, da anzunehmen ist, dass mit abnehmenden Verbund der Einfluss des Risses bezüglich der Biegezugspannungen geringer werden sollte. Dabei ist zu beobachten, dass die maximalen Biegezugspannungen mit abnehmenden Verbund nicht mehr im Rissbereich liegen, sondern außerhalb des Risses. Dies hat zur Folge, dass das Reflexionsrisiko in der GTP mit abnehmenden Verbund direkt oberhalb des Risses sinkt, da die ausschlaggebenden maximalen Biegezugspannungen nicht dort lokalisiert sind. Beispielhaft ist die Spannungsverteilung $\sigma_{x,1}$ für 0 % Verbund in Abbildung 64 dargestellt.

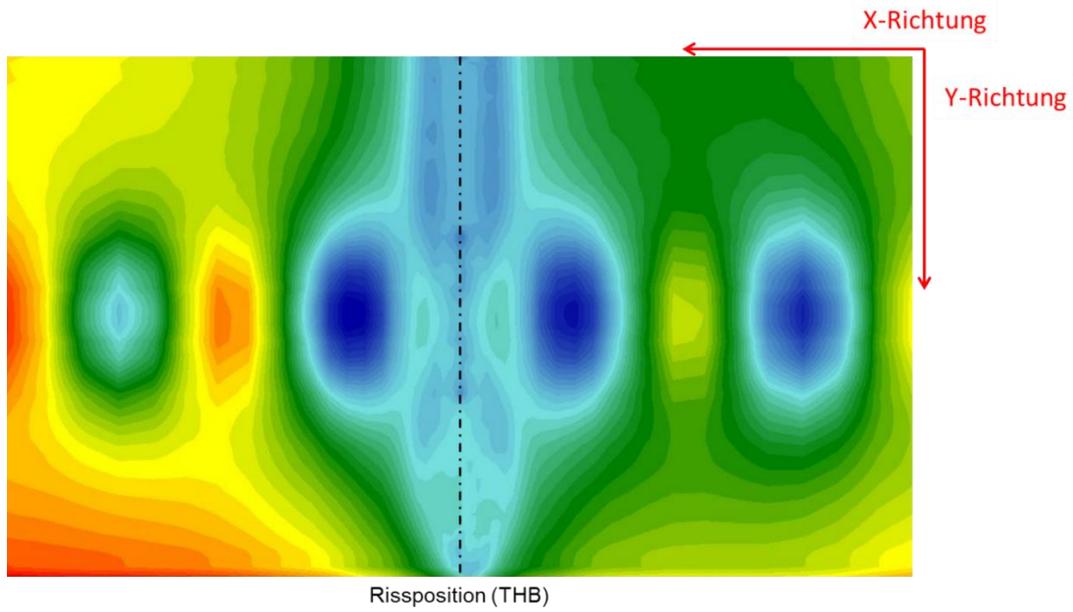


Abbildung 64: $\sigma_{x,1}$ an der Unterseite der GTP bei keinem Verbund (Verkehrslast)

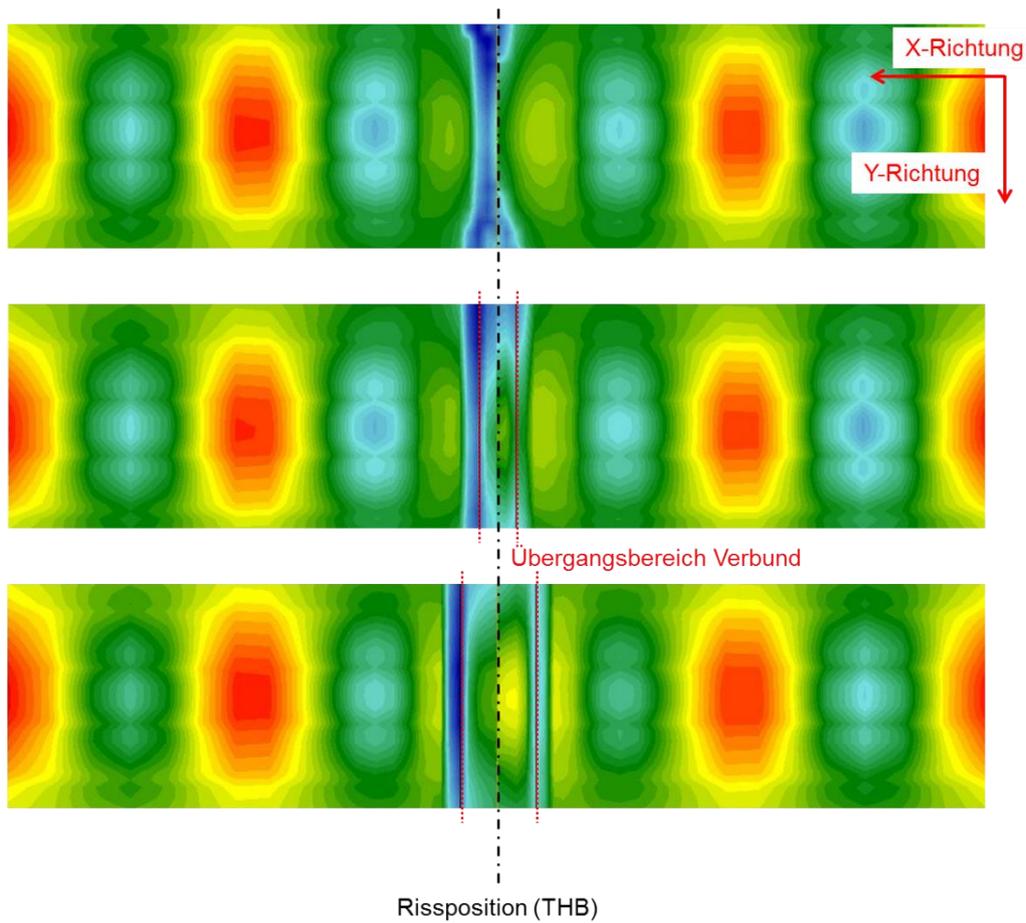


Abbildung 65: $\sigma_{x,1}$ an der Unterseite der GTP in Abhängigkeit von der Verbundlösung im Rissbereich (Verkehrslast)

Bei einer Verbundlösung im Rissbereich (angenommene Breite der Verbundlösung im Modell: 100 mm) ist Folgendes zu beobachten: Die maximale Biegezugspannung $\sigma_{x,1}$ an der Unterseite der GTP verlagert sich in den Bereich, in welchem die Verbundbedingungen (Grenze: 0 % - 100 %) wechseln. Das bedeutet, dass die maximale Biegezugspannung mit breiter werdender Verbundlösung weiter von der Rissposition in der THB entfernt ist. Bestätigt wird dies durch Berechnungen mit einem breiteren Verbundbereich (200 mm). In Abbildung 65 ist dieser Sachverhalt grafisch dargestellt.

10.5.2.5 Einfluss der Bewehrung

Im Zuge der Rissbetrachtung wird abschließend der Einfluss der Bewehrung näher betrachtet. Hierfür wird das Modell der Rissvariation 1A-2A (voller Verbund) gewählt. Es werden die in Abbildung 66 aufgeführten Bewehrungsvarianten unter Verkehrsbelastung (LM 71 – Ansatz der Stützpunktlasten) und unter Temperaturbeanspruchung ($\Delta t = 0,08$ K/mm) untersucht.

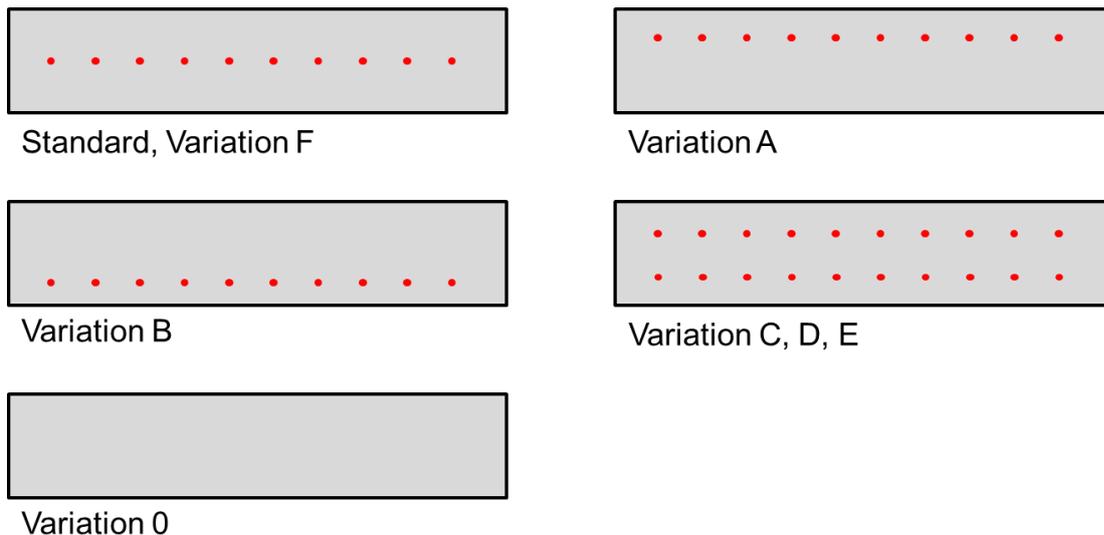


Abbildung 66: Skizzen der verschiedenen Bewehrungsvarianten (Querschnitt)

Für die Verkehrsbelastung werden die Biegezugspannungen an der Unterseite unter der mittleren Stützpunktlast sowie auch die Verformungsunterschiede der Platten (Knotenpunktverschiebungen) direkt am Riss untersucht.

Für die Temperaturbelastung werden die Biegezugspannungen in Plattenmitte an der Unterseite der GTP verglichen.

Beschreibung der Modelle:

- Standard: Bewehrung liegt mittig im Querschnitt (Bewehrungsstabmittelpunkt bei 120 mm unter der GTP-Oberfläche), Bewehrungsgrad: 1 %
- Variation 0: Keine Bewehrung vorhanden
- Variation A: Bewehrung liegt oben im Querschnitt (Bewehrungsstabmittelpunkt bei 60 mm unter der GTP-Oberfläche), Bewehrungsgrad: 1 %
- Variation B: Bewehrung liegt unten im Querschnitt (Bewehrungsstabmittelpunkt bei 180 mm unter der GTP-Oberfläche), Bewehrungsgrad: 1 %
- Variation C: Bewehrung liegt oben und unten im Querschnitt (Bewehrungsstabmittelpunkte bei 60 mm /180 mm unter der GTP-Oberfläche), Bewehrungsgrad: 1 %
- Variation D: Bewehrung liegt oben und unten im Querschnitt (Bewehrungsstabmittelpunkte bei 60 mm /180 mm unter der GTP-Oberfläche), Bewehrungsgrad: 2 %
- Variation E: Bewehrung liegt oben und unten im Querschnitt (Bewehrungsstabmittelpunkte bei 60 mm /180 mm unter der GTP-Oberfläche), Bewehrungsgrad: 0,5 %
- Variation F: Bewehrung liegt mittig im Querschnitt (Bewehrungsstabmittelpunkt bei 120 mm unter der GTP-Oberfläche), Bewehrungsgrad: 0,5 %

Die Ergebnisse der FEM-Analyse für den Ansatz einer Verkehrsbelastung sind in Tabelle 14 zusammengefasst.

Neben der maximalen Biegezugspannung in x-Richtung $\sigma_{x,1}$ werden die Knotenverschiebungsdifferenzen am Riss Δs aufgelistet. Diese Differenzen werden anhand der Knotenverschiebungen links und rechts des Risses berechnet. Die Knotenverschiebungsdifferenz in x-Richtung beschreibt mit abnehmendem Wert einen zunehmenden Widerstand gegen die Rissöffnung. Die Knotenverschiebungsdifferenz in z-Richtung (Einsenkungsunterschiede) ist ein Maß der Querkraftübertragung und somit der Wirkung der Bewehrung unter Verkehrslast.

Ein Vergleich der maximalen Biegezugspannungen $\sigma_{x,1}$ unter den Stützpunkten (vgl. Tabelle 14) zeigt, dass die Bewehrung einen gewissen konstruktiven Part in der GTP übernimmt: Mit Bewehrung (Standard) kann die Biegezugspannung, im Vergleich mit dem Modell ohne Bewehrung (Variation 0), um ca. 35 % gesenkt werden. Δs zeigt, dass die Bewehrung die Rissöffnung behindert (x-Richtung) und die Querkraftübertragung (z-Richtung) erhöht.

Tabelle 14: Ergebnisse der Bewehrungsvariationen (Verkehrsbelastung)

Variationen		max. $\sigma_{x,1}$ unter der Stützpunktlast [N/mm ²]	max. Unterschied Δs der Knotenverschiebung am Riss [mm] in Richtung	
			z	x
Standard		0,123	0,005	0,008
0		0,193	0,009	0,029
A		0,123	0,007	0,005
B		0,056	0,007	0,012
C		0,120	0,005	0,006
D (2 %)		0,113	0,005	0,005
E (0,5 %)		0,128	0,010	0,007
F (0,5 %)		0,156	0,012	0,016

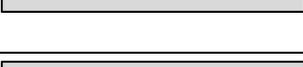
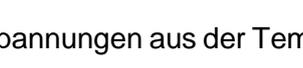
Mit einer Änderung der Bewehrungslage in Richtung GTP-Oberfläche (Variationen A, C, D) ist eine weitere Behinderung der Rissöffnung erkennbar, die Querkraftübertragung ist nahezu gleichbleibend.

Eine Verschiebung der Bewehrungslage in den unteren Bereich der GTP (Variationen B, C, D) zeigt, dass die Biegezugspannungen an der Unterseite der GTP reduziert werden können.

Eine Verdoppelung des Bewehrungsgrades auf 2 % zeigt, dass die Biegezugspannung etwas reduziert werden kann, die Auswirkungen auf den Rissbereich jedoch minimal sind. Eine Halbierung des Bewehrungsgrades auf 0,5 % zeigt einen Anstieg der Biegezugspannungen sowie eine größere Knotenpunktverschiebung in x-Richtung am Riss (geringere Rissöffnungsbehinderung). Die macht deutlich, dass die in Kapitel 10.3 genannten 0,8 % nicht unterschritten werden sollten.

Die Biegezugspannungen σ_x in Plattenmitte bedingt durch die Temperaturbelastung sind für die verschiedenen Bewehrungsvarianten in Tabelle 15 dargestellt.

Tabelle 15: Ergebnisse der Bewehrungsvariationen (Temperaturbelastung)

Variationen		$\sigma_{x,1}$ in Plattenmitte [N/mm ²]
Standard		0,536
0		0,389
A		0,484
B		0,332
C		1,460
D (2 %)		1,551
E (0,5 %)		1,321
F (0,5 %)		0,365

Bezogen auf die Biegezugspannungen aus der Temperaturbelastung hat die Bewehrung einen negativen Einfluss.

Je größer der Bewehrungsgrad, desto höher werden die temperaturbedingten Biegezugspannungen an der Plattenunterseite.

Auch die Lage der Bewehrung beeinflusst die Biegezugspannungsentwicklung: Bei einer höheren Lage werden, wie bei der Verkehrsbelastung, größere Spannungen an der Unterseite der GTP aufgebaut, als bei einer tieferen Lage.

Deutlich zu sehen ist das Wachstum der Biegezugspannung bei der Anordnung von zwei Bewehrungslagen (Varianten C, D, E). Allein auf die Temperaturbelastung bezogen, wäre eine zweilagige Bewehrung nicht die optimale Lösung, da die Biegezugspannung durch eine Bewehrungsgradänderung nicht auf den Wert reduziert werden kann, welcher mit einer einzelnen, mittigen Bewehrungslage erzielt wird.

Bei der Betrachtung des kombinierten Lastfalls zeigt sich, dass sich eine Erhöhung des Bewehrungsgrades einer zweilagigen Bewehrung positiv auf die Biegezugspannungen an der Unterseite der GTP auswirkt. Allerdings ist selbst bei einem Ansatz von 2 % Bewehrungsgehalt der Wert der einlagigen, mittigen Bewehrung nicht zu erreichen.

Fazit der Bewehrungsbetrachtung:

Der Ansatz der gängigen, mittigen Bewehrungslage mit einem Bewehrungsgrad von mind. 0,8 % kann sowohl hinsichtlich der Verkehrsbelastung als auch der Temperaturbelastung bestätigt werden.

Eine Erhöhung des Bewehrungsgrades kann bei erwarteten grenzwertigen Biegezugbeanspruchungen durch Verkehrsbelastung in Betracht gezogen werden. Allerdings muss eine Zunahme der Biegezugspannung durch eine Temperaturbelastung beachtet werden.

Je nach FF-Systemanforderung kann mit Hilfe der Bewehrungslage die Biegezugspannung weiter reduziert oder die Rissöffnung etwas mehr behindert werden. Bei einer oberen Bewehrungslage sollte auf eine ausreichende Betonüberdeckung geachtet werden. Bei der Anordnung einer weiter unten liegenden Bewehrungslage sollte eine ausreichende Rissöffnungsbehinderung gewährleistet werden.

Die Anordnung einer zweiten Bewehrungslage wirkt sich auf die Rissöffnungsbehinderung und die Biegezugspannungen, verursacht durch die Verkehrsbelastung positiv aus. Allerdings können die temperaturbedingten Biegezugspannungen in Plattenmitte bei einer zweilagigen Bewehrung ungefähr um das Dreifache ansteigen. Bei Betrachtung des kombinierten Lastfalls kann mit einem Bewehrungsgehalt von 2 % der Wert der einlagigen, mittigen Bewehrung nicht erreicht werden.

10.6 Resümee der Rissberechnungen

Zusammenfassend kann bezüglich der Rissbetrachtungen in diesem Kapitel Folgendes festgestellt werden:

- Der gewählte Ansatz der berechneten Stützpunktkräfte ist auf der sicheren Seite liegend, da die Biegezugspannungen in x-Richtung, insbesondere an der Unterseite der THB, mit einer zusätzlich modellierten Schiene geringer sind;
- Eine Variation der x-Position des durch beide Schichten (GTP und THB) durchgehenden Risses beeinflusst die maximal auftretende Biegezugspannung geringfügig. Der Ansatz des Lastfalls Plattenmitte bei einer durchgehend bewehrten festen Fahrbahn kann somit auch in Gleislängsrichtung als korrekt angenommen werden;
- Eine Temperaturbelastung zeigt einen risstiefenabhängigen Einfluss auf die Gleistragplatte;

- Der Einfluss eines Risses in der THB auf die Gleistragplatte (mit oder ohne Ankerbung) ist deutlich erkennbar. Die maximalen Biegezugspannungen an der Unterseite der GTP sind immer im Rissbereich der THB zu finden;
- Mit abnehmenden Verbund verschiebt sich das Biegezugspannungsmaximum an der Unterseite der GTP aus dem Rissbereich der THB;
- Bei teilweiser Verbundlösung im Rissbereich sind die Biegezugspannungsmaxima an der Unterseite der GTP in Übergangsbereich der Verbundsituation zu finden, unabhängig von der Breite der gewählten Verbundlösung;
- Der Bewehrungsgrad von ca. 0,8 % kann bei mittiger Bewehrungslage als ausreichend betrachtet werden;
- Die Bewehrungslage bewirkt eine Rissbreitenbehinderung (Bewehrung im oberen Bereich) bzw. die Biegezugspannungsreduzierung (Bewehrung im unteren Bereich);
- Werden zwei Bewehrungslagen angeordnet, so bringt das gegenüber der mittigen Bewehrungslage bei gleichbleibendem Bewehrungsgrad keinen großen Vorteil. Allerdings wird die temperaturbedingte Biegezugspannung deutlich erhöht. Auch bei einer kombinierten Belastung kann die Biegezugspannung nicht auf das Niveau der mittigen, einlagigen Bewehrung gesenkt werden;
- Eine Erhöhung des Bewehrungsgrades reduziert die Biegezugspannung an der Unterseite der GTP, der Einfluss auf die Querkraftübertragung und die Rissöffnungsbehinderung ist sehr gering.

11 Zusammenfassung

Im Laufe der letzten hundert Jahre stiegen die Fahrgeschwindigkeiten und Achslasten im Eisenbahnverkehr enorm an, sodass eine Alternative zum konventionellen Schotteroberbau gesucht und um das Jahr 1972 in Deutschland (Rheda) gefunden wurde: Die Feste Fahrbahn (FF). Mittlerweile hat sich diese Oberbauart weltweit für den Hochgeschwindigkeitsverkehr und hochbelastete Strecken etabliert. Der aktuelle Stand der Bemessung einer FF aus Beton ist die klassische Dimensionierung von Eisenmann/Leykauf.

Mit dem Bau neuer oder modifizierter FF-Systeme entstehen neue Fragestellungen. Es wurde beispielsweise an einem FF-System mit Fertigteilplatten festgestellt, dass Risse in der Gleistragplatte (GTP) durch Stützpunkte verliefen, was aus sicherheitstechnischen Gründen zwingend zu vermeiden ist. Diese Risse wurden als Reflexionsrisse, ausgehend von der unter der GTP befindlichen Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln (THB), detektiert. Motiviert durch diese Rissproblematik und aufbauend auf der klassischen Dimensionierung nach Eisenmann/Leykauf (Betonkalender 2000) wurde in dieser Arbeit das Gesamtsystem der Festen Fahrbahn näher untersucht.

Neben der Zusammenfassung verschiedener Theorien, bspw. über die Rissentwicklung, die Dauerbiegezugfestigkeiten von Beton oder verschiedener Lastansätze, wurde das Hauptaugenmerk auf die Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln (kurz: THB) und die Verbundwirkung zwischen den Schichten in Kombination mit der Rissbildung gelegt.

Die THB selbst unterscheidet sich in Verfestigungen (welche beim Bau einer FF momentan nicht zur Anwendung kommen), Hydraulisch gebundene Tragschichten (HGT) und Betontragschichten (BTS).

Bei Betontragschichten sind die Parameterannahmen anhand der Betonkennwerte nachvollziehbar. Das HGT-Material wurde im Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München hinsichtlich der Biegezugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls untersucht. Dabei wurde Folgendes festgestellt:

Die gewählten Methoden der E-Modulermittlung (mittels DMS bzw. mittels Eigenfrequenzanalyse) brachten geringfügig unterschiedliche Ergebnisse, welche jedoch im erwarteten Bereich liegen.

Für eine erste Dimensionierung ist der klassische Ansatz des E-Moduls einer HGT von 10.000 N/mm² und einer Biegezugfestigkeit von 0,80 N/mm² akzeptabel. Aufgrund der großen Streuungen der Materialeigenschaften, sollte der zu betrachtende Bereich jedoch erweitert werden: z.B. 3.000 N/mm² bis 18.000 N/mm².

Zudem wurde eine direkte Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit zum E-Modul festgestellt. Sie lässt sich mit folgender Formel berechnen:

$$f_{2,ct,fl} = \frac{E_2 + 989}{6892} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (11.1)$$

Aufgrund der Tatsache, dass trotz der umfangreichen Prüfungen erhebliche Schwankungen der Ergebnisse vorhanden waren, wird empfohlen, diese Annahme durch weitere Versuchsreihen zu bestätigen.

Vor der Betrachtung des Gesamtsystems einer durchgehend bewehrten FF wurde die THB (HGT und BTS) unter Zuhilfenahme der Finite-Element-Methode (FEM) im Bauzustand untersucht.

Dabei ergab sich, dass allein die modellierte Temperaturbeanspruchung dazu führt, dass die THB Risse bekommen wird. Der Baustellenverkehr selbst ist nicht ausschlaggebend. Einen Einfluss auf die temperaturbedingten Wölbspannungen haben dabei der Verformungsmodul der darunter befindlichen ungebundenen Tragschicht, welcher bei der klassischen Dimensionierung außer Acht gelassen wird, und die angenommene Wärme-dehnzahl des THB-Materials.

In der FE-Modellierung konnte für eine BTS (C12/15) ab einer Rissbreite von $\geq 0,2$ mm keine Beeinflussung der benachbarten Platte festgestellt werden. Des Weiteren kann bestätigt werden, dass ein optimaler Rissabstand in der BTS (C12/15), unabhängig von der Schichtbreite, zwischen 1,3 m und 2,6 m liegt. Bei der Verwendung von Betonen höherer Druckfestigkeiten kann der Rissabstand aufgrund der ebenfalls steigenden Dauerbiegezugfestigkeit des Materials etwas größer gewählt werden (z.B. C16/20: maximaler Rissabstand bei 3,5 m). Der klassische, aus dem Betonstraßenbau stammende Ansatz eines Rissabstands in der THB von 5 m lässt der Rissentwicklung Spielraum, so dass sich unerwünschte Risse in der BTS unter den Stützpunkten bilden können. Diese bieten wiederum die Basis der unerwünschten Reflexionsrisse durch die Stützpunkte der GTP.

Bei den Untersuchungen am Gesamtsystem wurde eine minimale GTP-Breite von 2,8 m als ausreichend für den Ansatz des Lastfalls Plattenmitte festgestellt.

Die Ausführung der THB mit einem Überstand von 300 mm kann bestätigt werden. Voraussetzung sind dabei eine THB-Dicke von 300 mm, ein E-Modul der THB von $\geq 5.000 \text{ N/mm}^2$ sowie ein gut verdichteter Unterbau. Bei Abweichungen müssen die Biegezugspannungen an den einzelnen Schichtunterseiten und die zulässigen Druckspannungen auf den Unterbau berücksichtigt werden.

Bei den Rissbetrachtungen am Gesamtsystem einer durchgehend bewehrten FF mit Einzelstützpunkten mittels FEM wurde zunächst festgestellt, dass eine modellierte Schiene geringere Biegezugspannungen auf das System bewirkt als ein Ansatz der einzelnen Stützpunktlasten. Auf der sicheren Seite liegend kann der Ansatz mit einzelnen Stützpunktlasten verwendet werden.

Bezüglich der Rissposition kann, basierend auf den Ergebnissen der Biegezugspannungen in Längsrichtung, der Lastfall Plattenmitte in jedem Fall als korrekt angenommen werden.

Eine Ankerbung $\geq 40 \text{ mm}$ an der Oberseite der Gleistragplatte bewirkt unter einer Temperaturbeanspruchung von $\Delta t = 0,08 \text{ K/mm}$ eine geteilte Aufwölbung der Platte, welche einen Riss in der GTP, ausgehend von der Oberseite, verursacht.

Eine Querschnittsschwächung von 100 mm, wie er beispielsweise im System Rheda 2000 im Verbundbereich Vergussbeton/Zweiblockschwelle auftreten kann, zeigt einen deutlichen Einfluss auf die Biegezugspannungen an der Unterseite der GTP (Verkehr- und Temperaturbeanspruchung), so dass in diesem Bereich eine Rissentwicklung zu erwarten ist.

Bei einer durchgehenden GTP, mit vollem Verbund zur THB, ist der Einfluss eines Risses in der THB auf die Biegezugspannungen in Längsrichtung, verursacht durch Verkehrslasten, an der Unterseite der GTP deutlich zu erkennen, so dass ein Reflexionsriss in diesem Bereich zu erwarten ist.

Wird der Verbund reduziert, so ist zwar im Rissbereich noch immer eine erhöhte Biegezugspannung zu erkennen, aber die maximalen Werte liegen außerhalb des Rissbereichs unter den belasteten Stützpunkten, so dass das Risiko eines Reflexionsrisses direkt oberhalb des THB-Risses gering ist.

Bei lokaler Verbundlösung im Rissbereich der THB ist festgestellt worden, dass sich die maximale Biegezugspannung im Bereich des Verbundwechsels ergibt. Das bedeutet, je breiter der Bereich des gelösten Verbunds desto weiter sind die maximalen Biegezugspannungen an der Unterseite der GTP vom THB-Riss entfernt.

Eine Untersuchung, bezogen auf die Längsbewehrung, ergibt, dass die Bewehrung, neben ihrer eigentlichen Bestimmung der Rissöffnungsweitenbegrenzung, auch einen Einfluss auf die Reduzierung der Biegezugspannungen an der Unterseite der GTP hat.

Generell kann angenommen werden, dass mit einer Änderung der Bewehrungslage, deren Wirkung verändert wird: Bei oben liegender Bewehrung wird die Rissöffnungswiderstand erhöht, bei unten liegender Bewehrung wird die Biegezugspannung an der GTP-Unterseite weiter gesenkt.

Der Ansatz der gängigen, mittigen Bewehrungslage mit einem Bewehrungsgrad von mind. 0,8 % kann sowohl hinsichtlich der Verkehrsbelastung als auch der Temperaturbelastung bestätigt werden.

Eine Erhöhung des Bewehrungsgrades kann bei erwarteten grenzwertigen Biegezugbeanspruchungen durch Verkehrsbelastung in Betracht gezogen werden. Allerdings muss dabei eine Zunahme der Biegezugspannung durch Temperaturbelastung beachtet werden.

Die Anordnung einer zweiten Bewehrungslage wirkt sich auf die Rissöffnungsbehinderung und die Biegezugspannungen, verursacht durch die Verkehrsbelastung positiv aus. Allerdings können die temperaturbedingten Biegezugspannungen in Plattenmitte bei einer zweilagigen Bewehrung deutlich ansteigen. Bei einer kombinierten Belastung kann die Biegezugspannung nicht auf das Niveau der mittigen, einlagigen Bewehrung gesenkt werden.

Als Fazit dieser Arbeit kann bestätigt werden, dass die ursprünglichen Annahmen der klassischen Dimensionierung als guter Ansatz für eine erste Bemessung verwendet werden können.

Bei der Verwendung einer BTS anstelle einer HGT, sollte ein besonderes Augenmerk auf die Reflexionsrissbildung gelegt werden.

Sollen Reflexionsrisse vermieden werden, so bietet sich, neben der Verbundvariation, die Verwendung einer klassischen HGT an. Die Reflexionsrissbildungsmöglichkeiten sollten nicht vernachlässigt und systemabhängig untersucht werden. Da systemspezifische Kennwerte, wie beispielsweise vorgesehene Ankerbungen o.Ä., in der analytischen

Berechnung nicht beachtet werden können, ist eine Bewertung der vorgesehenen Maßnahmen und deren Einfluss auf das System (z.B. Biegezugspannungen) mittels FEM geeignet.

12 Literaturverzeichnis

- [1] E. Darr und F. W., Feste Fahrbahn - Konstruktion und Bauarten für Eisenbahn und Straßenbahn, Eurailpress, 2006, pp. 15-16.
- [2] S. Freudenstein, K. Geisler, T. Mölter, M. Mißler und C. Stolz, „Feste Fahrbahn in Betonbauweise,“ in *Betonkalender 2015*, Berlin, Ernst & Sohn, 2015, pp. 530 - 584.
- [3] „Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn, 4. überarbeitete Auflage,“ *DB Netz AG*, 2002.
- [4] J. Eisenmann und G. Leykauf, „Feste Fahrbahnen für Schienenbahnen,“ *Betonkalender*, pp. 291-326, 2000.
- [5] „DIN EN 13481-5:2012-08: Bahnanwendungen - Oberbau - Leistungsanforderungen für Schienenbefestigungssysteme für feste Fahrbahn mit aufgesetzten oder in Kanälen eingebetteten Schienen“.
- [6] H. Müller, W. Hörenbaum und R. Maliha, „Numerische Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton,“ Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe, Karlsruhe, 2005.
- [7] J. Liu, Einfluss der Schienenbefestigungskomponenten auf das laterale Verformungs- und Lastverteilungsverhalten der Schiene - Heft 87, München: Prüfamf für Verkehrswegebau der TUM, 2013.
- [8] D. Liu, The influence of track quality to the performance of vehicle-track interaction - Heft 89, München: Lehrstuhl und Prüfamf für Verkehrswegebau der TU München, 2016.
- [9] „DIN EN 1991-2:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken“.
- [10] „DIN Fachbericht 101 - Einwirkungen auf Brücken,“ Beuth, Berlin, 2009.
- [11] B. Novák und P. Lippert, „Einwirkungen auf Brücken nach Eurocodes,“ in *Betonkalender 2015*, Berlin, Ernst & Sohn, 2015, pp. 585-679.
- [12] J. Eisenmann und G. Leykauf, *Betonfahrbahnen*, Berlin: Ernst&Sohn, 2003.

- [13] Forschungsbericht 3175, „The influence of track stiffness to the performance of vehicle-track interaction and track settlements (track quality),“ Lehrstuhl und Prüfamf für Verkehrswegebau der TU München, München, 2015.
- [14] H. C. Dirnhofer, Theoretische und experimentelle Untersuchungen dünner Asphaltdeckschichten auf durchgehend bewehrten Betondecken - Heft 88, München: Lehrstuhl und Prüfamf für Verkehrswegebau der TU München, 2015.
- [15] D. Bosold und G. Alexander, „Zement-Merkblatt Betontechnik B 18: "Risse im Beton",“ Verein Deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf, 2014.
- [16] FGSV, ZTV Beton-StB 07, Köln: FGSV, 2007.
- [17] B. Lechner, „Der Temperaturgradient als Bemessungsgröße bei der Dimensionierung von dicken Betondecken,“ *Straße und Autobahn 48*, Nr. Heft 6, pp. S.311-316, 1997.
- [18] R. Maliha, Untersuchung zu wirklichkeitsnahen Beanspruchung in Fahrbahndecken aus Beton, Karlsruhe: Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 2006.
- [19] H. Weigler und S. Karl, „Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau,“ in *Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften*, Berlin, Ernst&Sohn, 1989, p. 306.
- [20] „www.wetterdienst.de,“ [Online]. Available: <http://www.wetterdienst.de/Klima/Wetterrekorde/Deutschland/Temperatur/>. [Zugriff am 03 02 2016].
- [21] J. Eisenmann, „Die Schiene als Träger und Fahrbahn - theoretische Grundlagen und Beispiele,“ *Die Eisenbahnschiene; Ernst & Sohn*, 1977.
- [22] DB Netz AG; Richtlinie 836 . Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke planen, bauen und Instand halten, Frankfurt am Main, 2008.
- [23] DIN 18134:2012 "Baugrund - Versuche und Versuchsgeräte - Plattendruckversuch".
- [24] FGSV, TL Beton-StB, Forschungsgruppe für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2007.
- [25] FGSV, ZTVT-StB 95, Köln: Bundesministerium für Verkehr, 1995.
- [26] H. Eifert, „Der Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln,“ *Zement-Merkblatt Straßenbau*, p. 4, Juni 2007.
- [27] J. Eisenmann und G. Leykauf, „HGT-Tragschichten im Straßen- und Flugplatzbau,“ *Beton*, Bd. 28, Nr. 11, pp. 407 - 411, 1978.

- [28] M. Schmidt, „Stoffliche und konstruktive Eigenschaften hydraulisch gebundener Tragschichten,“ Universität Dortmund, Düsseldorf, 1989.
- [29] J. Eisenmann, „Maßnahmen zur Risssteuerung bei Verwendung von hydraulisch gebundenen Tragschichten,“ *Straße + Autobahn 45*, Nr. 4, pp. 210-214, 1994.
- [30] „DIN EN 12390-1:2000: Prüfung von Festbeton - Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen“.
- [31] „DIN EN 12390-3:2001: Prüfung von Festbeton -Druckfestigkeit von Probekörpern“.
- [32] „DIN EN 12390-5:2000: Prüfung von Festbeton - Biegezugfestigkeit von Probekörpern“.
- [33] „DIN EN 12390-2:2000: Prüfung von Festbeton - Herstellung und Lagerung von Probekörpern“.
- [34] H. Cement, *Betontechnische Daten*, Heidelberg: Heidelberg Cement, 2014.
- [35] „EN 310:1993 "Holzwerkstoffe - Bestimmung des Biege-Elastizitätsmoduls und der Biegezugfestigkeit““.
- [36] W. Weingart, J. Freund, R. Nickol und F. Weinert, „Heft 789 - Vergleichende Untersuchungen zur Überprüfung der Wirksamkeit bautechnischer Maßnahmen hinsichtlich der Verhinderung von Reflexionsrißbildung bei hydraulisch gebundenen Targschichten,“ Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen; Abteilung Straßenbau, -verkehr, Bonn, 2000.
- [37] G. Leykauf, *Beanspruchung und Bemessung von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln im Fahrwegebau - Heft 37*, München: Prüfamf für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, 1982.
- [38] A. DaimlerAG, „Technische Datenblätter Arocs,“ Stuttgart, 2012.
- [39] *Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung (StVZO)*, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 2012.
- [40] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion*, Berlin: Beuth, 2001.
- [41] „DIN EN 1991-1-1:2004 + AC:2010 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau,“ Januar 2011.
- [42] *DIN EN 12390-5:2000: Prüfung von Festbeton - Biegezugfestigkeit von Probekörpern.*

- [43] R. Springenschmid, „Betontechnologie für die Praxis,“ Beuth, 2007, p. 187.
- [44] W. Koennecke, Beanspruchung der Straßen durch Kraftfahrzeuge, Köln, Opladen: Westdeutscher Verlag, 1959.
- [45] S. Freudenstein, Vorlesungsskript " Betondeckensysteme" - Kapitel II "Bemessungsverfahren", München: Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der TU München, 2016.
- [46] J. Boussinesq, Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Paris: Gauthiers-Villars, 1885.
- [47] N. Odemark, Investigations as to the Elastic Properties of Soils and Design of Pavements according to the Theory of Elasticity, Stockholm: Ivar Haeggstöms Bktryckeri A.B., 1949.
- [48] H. Westergaard, „Analytical Tools for Judgung Results of Structural Tests of Concrete Pavements,“ in *Public Roads* 14, 1933 Nr. 10, pp. 185-188.
- [49] H. Westergaard, „Stresses in Concrete Runways of Airports,“ in *Proceedings 19th Annual Meeting of the Highway Research Board*, 1940.
- [50] S. Meier, „Durchgehend bewehrte Betondecke - Heft 80,“ Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der TU München, München, 2004.
- [51] L. Pfeifer, A. Kiehne und S. Villaret, „Bemessungsverfahren für Betonoberbau,“ Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnugswesen, Bonn, 2002.
- [52] U. Willberg, Asphaltsschichten auf hydraulisch gebundenen Tragschichten - Untersuchungen zum Tragverhalten - Heft 76, München: Lehrstuhl und Prüfamnt für Bau von Landverkehrswegen der TU München, 2001.
- [53] „DIN EN 1992-1-1:2004 + AC:2010: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“.
- [54] P. Schießl, „Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite,“ Beuth Verlag, Berlin; Köln, 1989.
- [55] K. Zilch und G. Zehetmaier, Bemessung im konstruktiven Betonbau, München: Springer Verlag, 2009.
- [56] G. Rehm und H. Martin, „Zur Frage der Rissbreitenbegrenzung im Stahlbetonbau,“ in *Beton- und Stahlbetonbau* 63, Nr. 8, Berlin, Ernst & Sohn Wiley, 1968, pp. 175-182.

13 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Übersicht der FF-Systeme (Quelle: Deutsche Bahn AG; Stand Juli 2014)	1
Abbildung 2: Reflexionsriss durch Stützpunkt (Quelle des Bildausschnitts: Prüfamts für Verkehrswegebau der TU München)	4
Abbildung 3: schematischer Aufbau der Arbeit	5
Abbildung 4: Grundlegender Aufbau einer Festen Fahrbahn	7
Abbildung 5: Annahme Lastverteilung vertikal nach DIN EN 1991-2:2010 [9].....	9
Abbildung 6: Verlauf der Lastverteilung bei variierter Stützpunktsteifigkeit (Stützpunkt 1 = erster Nachbarstützpunkt; Stützpunkt 2 = zweiter Nachbarstützpunkt)	10
Abbildung 7: Spannungsverläufe des Bewehrungsstahls und des Betons während der Erhärtung einer Betondecke nach (Bosold und Grünwald 2014 [15]) und (Breitenbücher 1988)	14
Abbildung 8: Beispiel eines geradlinigen Verlaufs des Temperaturgradienten in einer Betonplatte bei Erwärmung von oben mit ① gleichmäßiger Erwärmung und ② ungleichmäßiger Temperaturänderung mit geradlinigen Verlauf [12].....	17
Abbildung 9: Spannungs- und Verformungsverlauf Erwärmung von oben [12]	18
Abbildung 10: Entwicklung der zulässigen Druckspannung σ_z von der Anzahl der Lastwechsel auf Basis der Formel (5.1).....	21
Abbildung 11: Zusammenhang der zulässigen Bodendruckspannung und des Verformungsmoduls des ungebundenen Bodens (für Lastwechselzahl $n = 2$ Mio.)	22
Abbildung 12: schematische Zeichnung eines Biegezugversuches mit Zweipunkt-Lasteinleitung [32]: ① = Belastungsrollen, ② und ③ = Auflagerrollen	28
Abbildung 13: Beispiel einer Spannungs-/Dehnungskurve während der Belastungsphase des Biegezugversuchs sowie der Auswertebereich für die Berechnung des E-Moduls	31
Abbildung 14: Zusammenhang Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ /Elastizitätsmodul	32
Abbildung 15: Modell eines HGT-Balkens für die Ermittlung des E-Moduls mittels Schwingungsanalyse.....	34
Abbildung 16: Versuchsaufbau der Schwingungsmessung	35
Abbildung 17: Rohdaten – vertikaler Schwingungsaufnehmer (beispielhaft).....	35
Abbildung 18: Umgewandelte Daten (mittels FFT) – vertikaler Schwingungsaufnehmer (beispielhaft).....	36

Abbildung 19: Schwingbilder der 1. und 2. Eigenfrequenz (Biegung) des modellierten 3D-Balkenmodells (überhöhte Darstellung)	38
Abbildung 20: Einfluss der Balkenhöhe (150 mm und 163 mm) auf den Verlauf der Eigenfrequenzen	39
Abbildung 21: Zusammenhang Elastizitätsmodul/Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$, ermittelt aus der Schwingungsmessung.....	40
Abbildung 22: Vorgehensweise der numerischen Untersuchung „THB im Bauzustand“	43
Abbildung 23: grundlegendes Modell - THB auf Untergrund.....	44
Abbildung 24: AROCS Allrad Kipper; zulässige Achslast bei voller zulässiger Beladung der hinteren Zwillingsachsen: je 10,0 t [38].....	46
Abbildung 25: Verformungsbild der HGT aufgrund der Belastung durch das Baustellenfahrzeug.....	47
Abbildung 26: Anteil der Temperatur auf die Biegezugspannung in Abhängigkeit vom E-Modul des HGT-Materials	49
Abbildung 27: Überhöhte Darstellung der Verformung der THB und der ungebundenen Schicht unter Lasteinwirkung im Rissbereich.....	51
Abbildung 28: Simulierte Rissabstände $a_{x,y}$ (x = Schichtnr. = 2 für THB; y = Berechnungsnummerierung; Draufsicht).....	53
Abbildung 29: Ergebnis der Berechnungen mit variiertem Rissabstand, veränderter BTS-Breite und verschiedenen Materialien (kombinierte Belastung)	55
Abbildung 30: Grafische Darstellung der verschiedenen Ansätze des Verhältnisses Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ /Druckfestigkeit f_c eines Normalbetons.....	59
Abbildung 31: Modell für die Untersuchung der Verbundproblematik.....	65
Abbildung 32: verschiedene Verbundsituationen [%] abhängig von der vordefinierten Federsteifigkeit [kN/mm/mm ² - logarithmische Darstellung] in Querrichtung	66
Abbildung 33: lineare Spannungsverläufe des Grundmodells, berechnet nach dem Verfahren Westergaard/Eisenmann (blau: $E_2 = 10.000$ N/mm ² ; rot gestrichelt: $E_2 = 5.000$ N/mm ²).	67
Abbildung 34: Vergleich der Ergebnisse der Simulation und der Berechnung nach Westergaard/Eisenmann ohne Verbund.....	68
Abbildung 35: Vergleich der Ergebnisse der Simulation und der Berechnung nach Westergaard/Eisenmann mit Verbund.....	68
Abbildung 36: berechnete Spannungen an den Schichtunterseiten für verschiedene Verbundfaktoren β (1 = kein Verbund; 0 = voller Verbund).....	69

Abbildung 37: Systematische Darstellung der Lastfallproblematiken einer FF (Draufsicht)	71
Abbildung 38: Vorgehensweise - Variation der Gleistragplattenbreite (Betrachtung a)	72
Abbildung 39: Geometrische Betrachtung der GTP-Breite (schematischer Querschnitt; Angaben in [mm])	73
Abbildung 40: Lasteinleitungsbereich (hier: Entfernung vom Plattenrand von 0,45 m) für die Betrachtung des Lastfalls Plattenmitte bzw. Plattenrand (Netzfeinheit: 0,1 m)	75
Abbildung 41: nach Zimmermann berechnete Biegelinie unter Stützpunktlast von 50 kN	76
Abbildung 42: Modellausschnitt für die Betrachtung der Lastfälle Plattenmitte/Plattenrand mit Beschreibung des Lastpfads	76
Abbildung 43: Entwicklung der maximalen Biegezugspannungen bei unterschiedlichen Lastpositionen	77
Abbildung 44: Modellausschnitt für die Bestimmung der minimalen GTP-Breite mit dem Ansatz von zwei Lasten	78
Abbildung 45: Modellausschnitt für die Bestimmung der minimalen GTP-Breite mit dem Ansatz von sechs Lasten	78
Abbildung 46: Entwicklung der maximalen Biegezugspannungen unterschiedlicher Lastansätze und variiertes Plattenbreiten	79
Abbildung 47: Vorgehensweise - Variation der THB-Breite (Betrachtung b)	81
Abbildung 48: Grundmodell für die Untersuchung der THB-Breite (3D-Ansicht)	82
Abbildung 49: Skizze für vereinfachte Berechnung der Untergrundspannung	84
Abbildung 50: Vereinfachtes Spannungs-Dehnungsverhältnis während der Rissbildung (Quelle [54])	93
Abbildung 51: Schematische Darstellung der Eintragungslänge l_E und eine Detaildarstellung des Bereichs des gestörten Verbunds [55, p. 101]	95
Abbildung 52: Modell für die Rissbetrachtung (3D-Ansicht)	97
Abbildung 53: modifiziertes Grundmodell für die Berechnung des Schieneneinflusses	99
Abbildung 54: statische Stützpunktkräfte: analytisch und numerisch berechnet; Modell im rissfreien Zustand	100
Abbildung 55: typisches Rissbild Rheda 2000 [2]	102
Abbildung 56: Schematische Darstellung - Rissbild Rheda 2000 (Längsschnitt, Angaben in mm)	103
Abbildung 57: gekoppelte Fertigteilplatten mit Kerben zwischen den Stützpunkten [2]	103

Abbildung 58: Bezeichnung der Risspositionen im Längsschnitt eines FF-Systems (Angaben in mm).....	104
Abbildung 59: Vergleich der verformten Struktur der kombinierten Belastung (oben) und der daraus resultierenden Druckspannung σ_z auf der Oberseite der THB (unten)	106
Abbildung 60: $\sigma_{x,2}$ an der Oberseite THB (R2000) mit 100 mm Riss in GTP an Position C und ohne Riss in THB (Position A) – Temperaturbeanspruchung.....	107
Abbildung 61: $\sigma_{x,1}$ an der Unterseite GTP (R2000) mit 100 mm Riss in GTP an Position C und durchgehendem Riss in THB (Position A) – kombinierte Belastung	108
Abbildung 62: Plattenverformung unter Temperaturbeanspruchung ($\Delta t = 0,08$ K/mm) mit Risstiefe 40 mm (FTP – Kerbung), 100 mm (R2000 – Schwachstelle Verbund) und mit durchgehendem Riss (Position A) in der GTP; Rissposition THB: A; 500-fache Überhöhung (Längsschnitt)	109
Abbildung 63: $\sigma_{x,1}$ an der Unterseite der GTP einer FTP (Kerbe von 40 mm) mit/ohne Riss in THB (Verkehrslast)	110
Abbildung 64: $\sigma_{x,1}$ an der Unterseite der GTP bei keinem Verbund (Verkehrslast) ...	113
Abbildung 65: $\sigma_{x,1}$ an der Unterseite der GTP in Abhängigkeit von der Verbundlösung im Rissbereich (Verkehrslast)	113
Abbildung 66: Skizzen der verschiedenen Bewehrungsvarianten (Querschnitt)	114

14 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Temperaturgradienten Δt in Abhängigkeit der Plattendicke [17]	17
Tabelle 2: Informationen über die untersuchten Prüfkörper	27
Tabelle 3: Zusammenfassung der Prüfergebnisse des THB-Materials	40
Tabelle 4: Zusammenfassung: E-Modul, Biegezugfestigkeit und erwartete Dauerbiegezugfestigkeit	42
Tabelle 5: Ergebnisse der Belastung durch Zwillingsachse des Baustellenfz.	47
Tabelle 6: berechnete, mittlere Festigkeitswerte verschiedener Betondruckfestigkeitsklassen	59
Tabelle 7: Dauerbiegezugfestigkeitswerte der verschiedenen Druckfestigkeitsklassen	61
Tabelle 8: Abmessungen des Modells für die Bestimmung des HGT-Überstands	82
Tabelle 9: Randbedingungen für die Berechnungen mit einem kombinierten E_{V2} -Modul	85
Tabelle 10: Abmessungen des Modells (wenn nicht anders beschrieben)	97
Tabelle 11: Biegezugspannungen (GTP und THB) bei Modellen mit und ohne modellierter Schiene	101
Tabelle 12: Maximale Biegezugspannungen $\sigma_{x,1}$ der verschiedenen Rissszenarien.	111
Tabelle 13: Berechnete, maximale Biegezugspannungen $\sigma_{x,1}$ der verschiedenen Verbundmodelle	112
Tabelle 14: Ergebnisse der Bewehrungsvariationen (Verkehrsbelastung)	116
Tabelle 15: Ergebnisse der Bewehrungsvariationen (Temperaturbelastung)	117

15 Anlagenverzeichnis

- 1: Die klassische Dimensionierung nach Eisenmann/Leykauf (nach Betonkalender 2000 [4])
- 2: Lastmodell 71 [10]
- 3: Anlage zu Kapitel 4.1.1: Aufteilung der vertikalen Last in Abhängigkeit des Stützpunktabstands
- 4: Anlage zu Kapitel 7.2.1: Angaben des Lieferanten zum untersuchten HGT-Gemisch
- 5: Anlage zu Kapitel 7.2.4: Schwingungsmessung
- 6: Anlage zu Kapitel 7.2: ermittelte Biegezugfestigkeiten und E-Moduln
- 7: Anlage zu Kapitel 7.3: Übersicht Berechnungsergebnisse
- 8: Anlage zu Kapitel 8.2.1: Schaubild nach Smith [12]
- 9: Anlage zu Kapitel 9.3.2: Entwicklung der maximalen Biegezugspannungen bei unterschiedlichen Lastannahmen und GTP-Breiten
- 10: Systemzeichnung des Schienenbefestigungssystems 300-1 [Quelle: Vossloh Fastening Systems]
- 11: Anlage zu Kapitel 9.3.3: Übersicht der Berechnungsergebnisse (THB-Überstand)

1 Die klassische Dimensionierung nach Eisenmann/Leykauf (nach Betonkalender 2000 [4])

Die grundlegende Dimensionierung einer Fahrbahn in Betonbauweise, welche bis heute als Stand der Technik gilt, wurde von Prof. Josef Eisenmann (Prüfamt für den Bau von Landverkehrswegen der TU München) im Jahre 1979 entwickelt. Als Basis dient die Dimensionierung einer Betondecke im Straßenbau, welche teilweise durch diverse Richtlinien und Normen begründet ist. Darauf aufbauend wurde ebenfalls von Prof. Eisenmann in Zusammenarbeit mit Prof. Leykauf im Jahre 2000 die Bemessung einer Festen Fahrbahn im Betonkalender [4] veröffentlicht. Im Jahr 2015 wurde eine aktualisierte Version dieser Bemessung im Betonkalender veröffentlicht [2].

In dieser Anlage wird die klassische Dimensionierung zusammenfassend erläutert. Es ist anzumerken, dass diese Bemessung hinreichend genaue Ergebnisse bringt, was durch zahlreiche Messungen und Forschungsarbeiten des Prüfamts für den Bau von Landverkehrswegen (heute: Prüfamt für Verkehrswegebau) der TU München bestätigt werden kann.

Bei einfachen, grundlegenden Fragestellungen bezüglich der Dimensionierung kann dieses klassische Dimensionierungsverfahren problemlos verwendet werden. Für komplexere Fragestellungen eignen sich Berechnungen mittels der Finite-Elemente-Methode (FEM) oder, falls Fahrzeuge und deren Einfluss mit beachtet werden sollen, die Mehrkörper-Simulation (MKS).

1.1 Berechnung der statischen, vertikalen Stützpunktkräfte nach dem Verfahren Zimmermann

Vor der eigentlichen Bemessung werden zunächst die Stützpunktkräfte ermittelt, welche auf das System wirken. Es werden ausschließlich die vertikalen Lastkomponenten, welche auf den Gleiskörper wirken, beachtet. Die laterale Belastung wird hier nicht berücksichtigt. Für die Bestimmung der vertikalen Stützpunktkräfte bietet sich das Verfahren nach Zimmermann an.

Der Gleiskörper wird als elastisch gelagerter Balken (Theorie nach Winkler) angesetzt. Für diesen Balken wird eine elastische Länge berechnet, welche sich wie folgt definiert:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{b \cdot C}} \quad [\text{mm}] \quad (\text{A1.1})$$

mit:

$$E_{\text{Schienenstahl}} = 2,1 \cdot 10^5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$I = \text{Trägheitsmoment der Schiene [mm}^4\text{]}$$

$$C = \text{Bettungsmodul [N/mm}^3\text{]}$$

$$b = \text{Breite des gedachten Balkens [mm]}$$

Da der Stützpunktabstand a und die dynamische Stützpunktsteifigkeit c_{dyn} bei der Dimensionierung meist bekannt sind, ist die elastische Länge L meist besser zu bestimmen, wenn der Term $b \cdot C$ durch c_{dyn}/a ersetzt wird.

In der klassischen Dimensionierung wird eine Stützpunktsteifigkeit von 40 kN/mm angenommen. Damit sollen tiefe Temperaturen (Winter) berücksichtigt werden.

Nimmt man an, dass die dynamische Stützpunktsteifigkeit c für durchschnittliche Temperaturen ca. 30 kN/mm beträgt, ergibt sich für die elastische Länge ein Wert von 861 mm. Dabei wird der Stützpunktabstand a von 650 mm und das Trägheitsmoment der Schiene 60 E2 angenommen.

Die statischen Stützpunktkräfte werden berechnet mit:

$$S_{\text{stat}} = b \cdot a \cdot C \cdot y \quad [\text{N}] \quad (\text{A1.2})$$

mit

$y =$ Einfederung

$$y = \frac{Q}{2 \cdot b \cdot C \cdot L} \cdot \eta \quad [\text{mm}] \quad (\text{A1.3})$$

mit:

$\eta =$ Einflusszahl [] (vgl. **Abbildung A1**)

$$\eta = \frac{(\sin \xi + \cos \xi)}{e^\xi} \quad [] \quad (\text{A1.4})$$

und

$$\xi = \frac{X_i}{L} \quad [] \quad (\text{A1.5})$$

mit:

$x_i =$ Abstand der Nachbarachsen

Als eingehende Größe für die klassische Dimensionierung sind die maximalen Stützpunktkräfte, welche auf das System wirken, zu bestimmen.

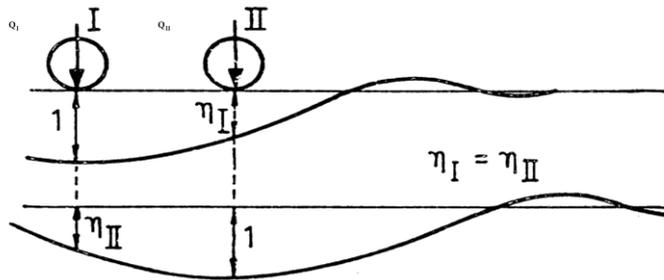


Abbildung A1: Einflusszahl η [2]

Ob bei dem Ansatz der Stützpunktkräfte bereits die dynamischen Zuschläge beachtet werden oder ob die Dynamikfaktoren erst nach der Berechnung der Biegemomente und –spannungen angesetzt werden, hat keinen Einfluss auf das Endergebnis.

Als weitere Einflussgröße muss der Temperaturgradient, welcher auf den Oberbau wirkt, in Betracht gezogen werden (vgl. Kapitel 4.2).

1.2 Bestimmung der Biegemomente und der Biegespannungen nach Eisenmann/Leykauf und Westergaard

Abhängig von der Bauart, kann die Konstruktion als elastisch gelagerter Balken nach der Theorie von Winkler oder als elastisch gelagerte Platte betrachtet werden. Bei der Dimensionierung mit Einzelstützpunkten wird die elastisch gelagerte Platte angewandt. Dass bei einer Bemessung eines Systems mit einem aufgelagerten Gleisrost der elastisch gelagerte Balken (zweidimensionale Betrachtung) angenommen werden darf, hängt damit zusammen, dass die Querbeanspruchung des Oberbaus bereits durch die Schwellen selbst aufgenommen wird und somit allein die Biegezugspannungen in Längsrichtung zu berechnen sind.

Zunächst werden mehrschichtige Systeme in ein fiktives Zweischichtenmodell umgewandelt. Für das Zweischichtenmodell können darauf aufbauend die Biegemomente bzw. Biegespannungen an den Schichtunterseiten (GTP und THB) bestimmt werden.

Für die Betrachtung einer elastisch gelagerten Platte werden neben den Einflüssen der benachbarten Stützpunkte (Quer- und Längsspannungen) auch die Einflüsse der gegenüberliegenden Stützpunkte (Radial- und Tangentialspannungen) beachtet.

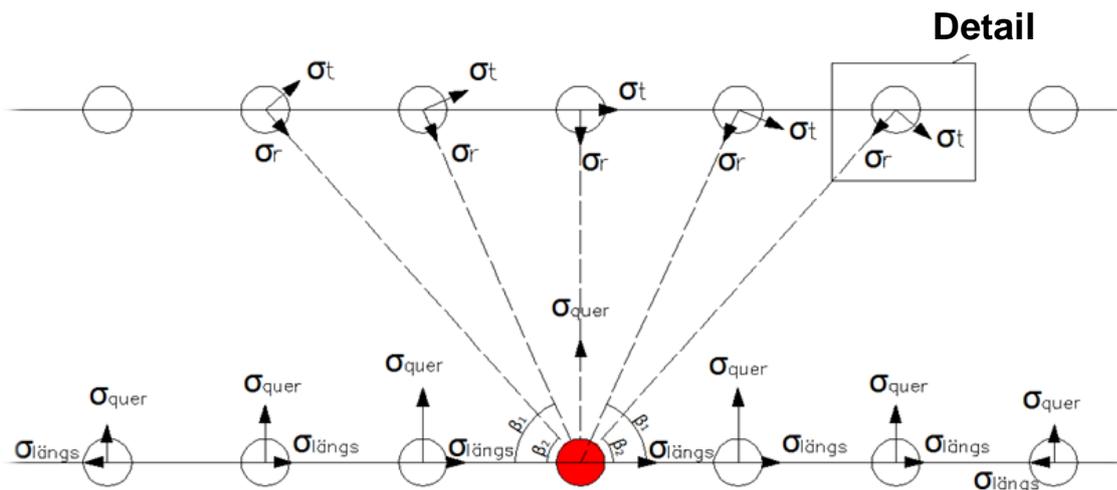
Bezogen auf die Stützpunkte der gegenüberliegenden Seite, können die durch das Verfahren nach Westergaard ermittelten Radial- und Tangentialspannungen mit Hilfe folgender Formeln umgerechnet werden:

$$\sigma_{\text{längs}} = \sigma_r + 0,5 \cdot (\sigma_r - \sigma_t) \cdot [1 - \cos(2 \cdot \beta_i)] \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{A1.6})$$

$$\sigma_{\text{quer}} = \sigma_r + 0,5 \cdot (\sigma_r - \sigma_t) \cdot [1 + \cos(2 \cdot \beta_i)] \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{A1.7})$$

mit:

$$\begin{aligned} \tan(\beta_i) = & \quad s / a \text{ (gegenüberliegender Stützpunkt),} \\ & \quad s / (2 \cdot a) \text{ (für die benachbarten, gegenüberliegenden Stützpunkte),} \\ & \quad \text{usw. (vgl. Abbildung A2).} \end{aligned}$$



Detail:

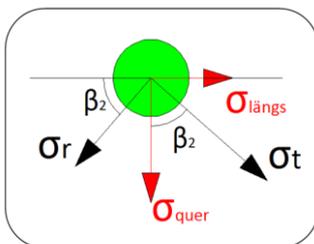


Abbildung A2: Längs- und Querspannungen, sowie radiale und tangentiale Spannungen [2]

Mit den nachfolgenden Regressionsgleichungen, welche auf den Einflusslinien nach Westergaard (**Abbildung A3**) beruhen, können die tangentialen und radialen Biegemomente berechnet werden:

Radialmoment:

$$\lambda_r = 0,160 - 0,284 \cdot (x/L) - 0,157 \cdot (x/L)^2 - 0,036 \cdot (x/L)^3 + 0,003 \cdot (x/L)^4$$

Tangentialmoment:

$$\lambda_t = 0,244 - 0,335 \cdot (x/L) - 0,189 \cdot (x/L)^2 - 0,048 \cdot (x/L)^3 + 0,005 \cdot (x/L)^4$$

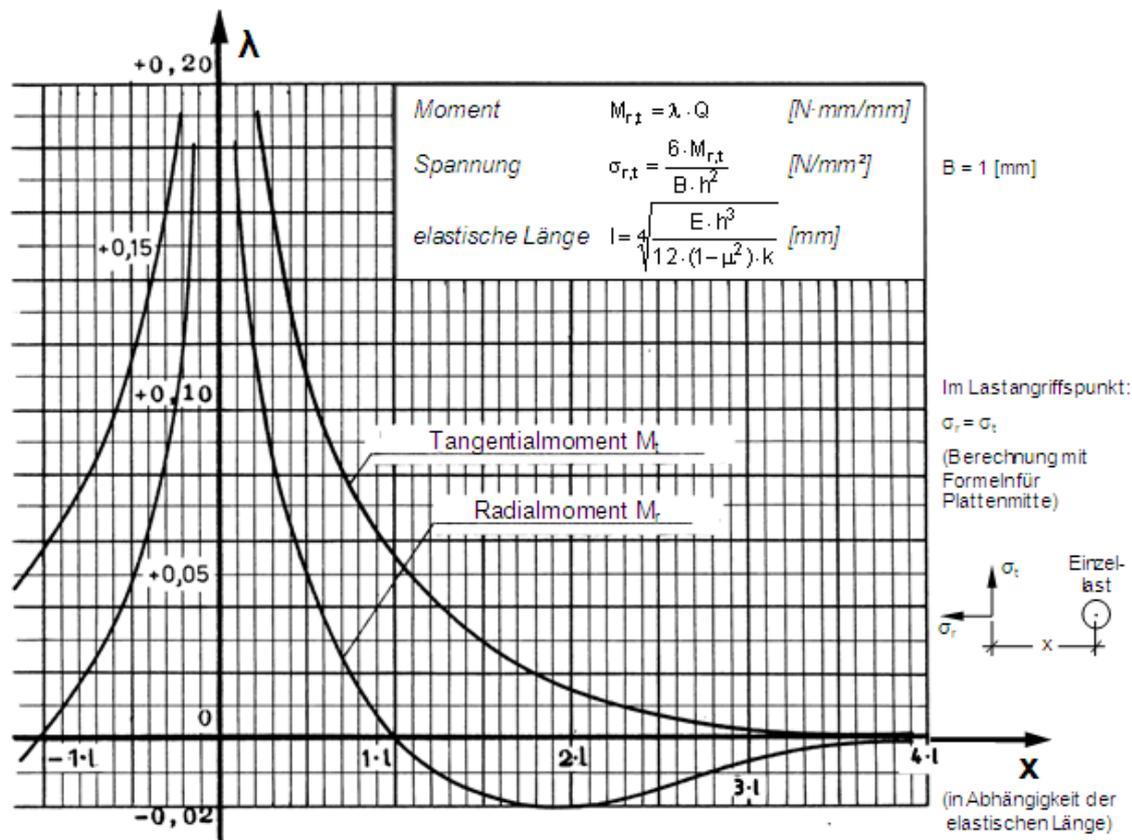


Abbildung A3: Einflusslinien nach Westergaard [2]

Im Betonkalender 2000 wurde folgender Bereich für die Benutzung der Regressionsgleichungen festgelegt: $0,2 \leq x/L \leq 2,5$.

Im Zuge des Betonkalenders 2015 [2] wurde die Regressionsgleichung für das Tangentialmoment verbessert bzw. angepasst.

In **Abbildung A4** sind die Graphen, welche aus den genannten Regressionsgleichungen gebildet wurden, den Graphen der obigen Grafik gegenübergestellt.

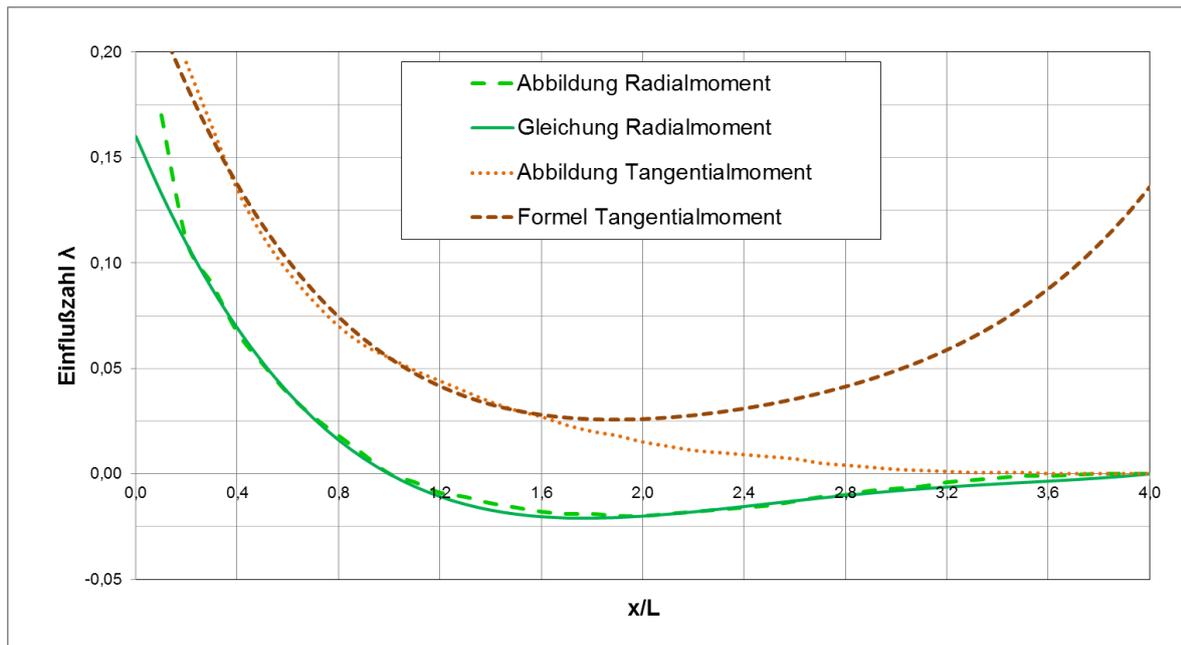


Abbildung A4: Vergleich der Kurvenverläufe und der Berechnung nach den angegebenen Formeln der Einflusszahlen

Die Formel der Einflusszahl für die Bestimmung des radialen Momentes spiegelt den Graphen nach Westergaard (**Abbildung A4**) relativ exakt wider. Dagegen beschreibt die Formel des Tangentialmoments den Graphen nur bis zu einem Wert von ca. $1,6 \cdot x/L$ hinreichend genau.

Bei einem Stützpunktabstand von 650 mm und einer Spurweite von 1.436 mm befindet sich der 3. Nachbarstützpunkt auf der gegenüberliegenden Seite 2.460 mm vom Bemessungsstützpunkt entfernt. Mit einer berechneten elastischen Länge von 1.310 mm ergibt sich ein x/L von 1,88. Der somit bestimmte Abminderungsbeiwert von 0,018 zeigt, dass der Einfluss hier bereits sehr gering ist. Allgemein kann aber hervorgehoben werden, dass mit der modifizierten Formel der Tatsache, dass der Einfluss der benachbarten Stützpunkte mit zunehmender Entfernung abnimmt, besser Rechnung getragen wird, als mit der bisher verwendeten Formel.

Eine Anpassung der Formel, ebenfalls ein Polynom 4. Grades, beschreibt den Verlauf des Graphen hinreichend genau (siehe **Abbildung A5**) bis zur Annäherung an $\lambda_r = 0$ bei $x/L = 4,0$. Eine Beschränkung des Verwendungsbereichs der Formel ist nicht mehr notwendig.

$$\lambda_r = 0,2499 - 0,3511 \cdot (x/L) + 0,2034 \cdot (x/L)^2 - 0,0536 \cdot (x/L)^3 + 0,0052 \cdot (x/L)^4 \quad (\mathbf{A1.8})$$

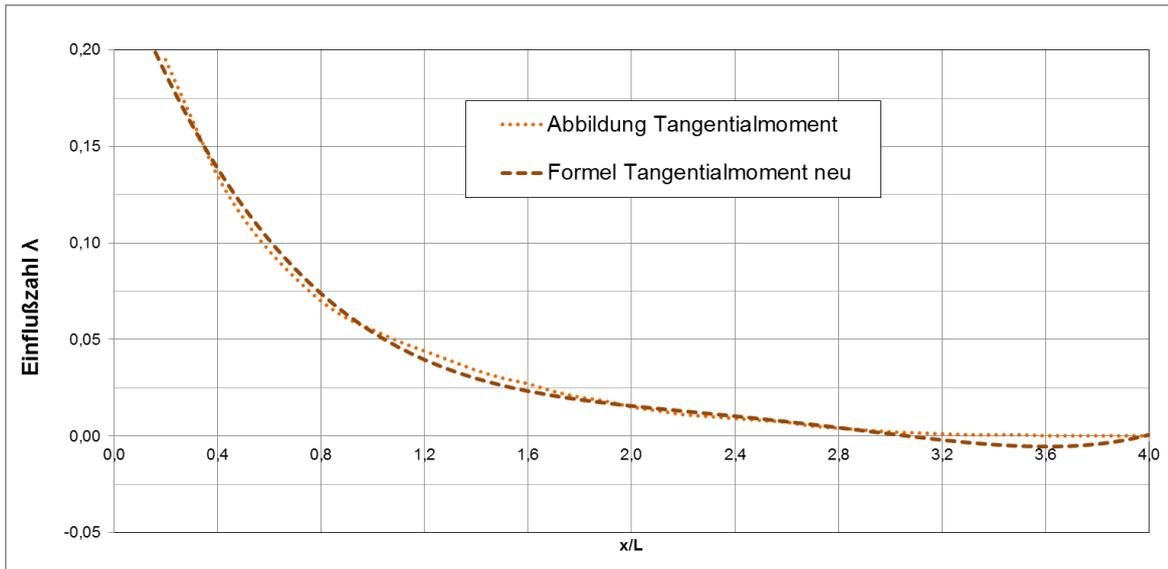


Abbildung A5: Kurvenverlauf und neu berechnete Werte der Einflusszahl für das Tangentialmoment

1.3 Maßgebende Biegezugspannungen (Berechnungsbeispiel)

Beispielhaft wurde ein System durchgerechnet mit folgenden Eingabeparametern:

- Belastung nach Lastmodell 71 mit pauschalem dynamischen Zuschlag von 1,8 (Dynamikfaktor 1,5 · Radkraftverlagerung 1,2)
- Schiene 60 E2
- Stützpunktstandort $a = 650 \text{ mm}$
- Stützpunktfläche $A = 46.400 \text{ mm}^2$
- Stützpunktsteifigkeit: $c_{\text{dyn}} = 40 \text{ kN/mm}$
- GTP mit Einzelstützpunkten: C30/37
 - $E_1 = 34.000 \text{ N/mm}^2$
 - $h_1 = 250 \text{ mm}$
 - $b_1 = 2.800 \text{ mm}$
 - $\mu_1 = 0,2$
- THB (als HGT):
 - $E_2 = 10.000 \text{ N/mm}^2$ bzw. 5.000 N/mm^2
 - $h_2 = 300 \text{ mm}$
 - $b_2 = 3.400 \text{ mm}$
- Unterbau (Frostschuttschicht/ Untergrund):
 - $E_{v2} = 120 \text{ N/mm}^2$

Das Ergebnis der Biegezugspannungen ist in **Tabelle A1** dargestellt.

Tabelle A1: Ergebnisse der Beispielrechnung - Biegezugspannungen

		ohne Verbund		mit Verbund	
		5.000	10.000	5.000	10.000
maximale Biegezugspannungen im Bogen [N/mm ²]	E_2 (THB) [N/mm ²] →				
	σ_1 quer	3,54	3,14	1,13	0,51
	σ_2 quer	0,62	1,10	0,76	1,00
	σ_1 längs	1,96	1,71	0,70	0,33
	σ_2 längs	0,35	0,55	0,39	0,51

Dabei bedeutet:

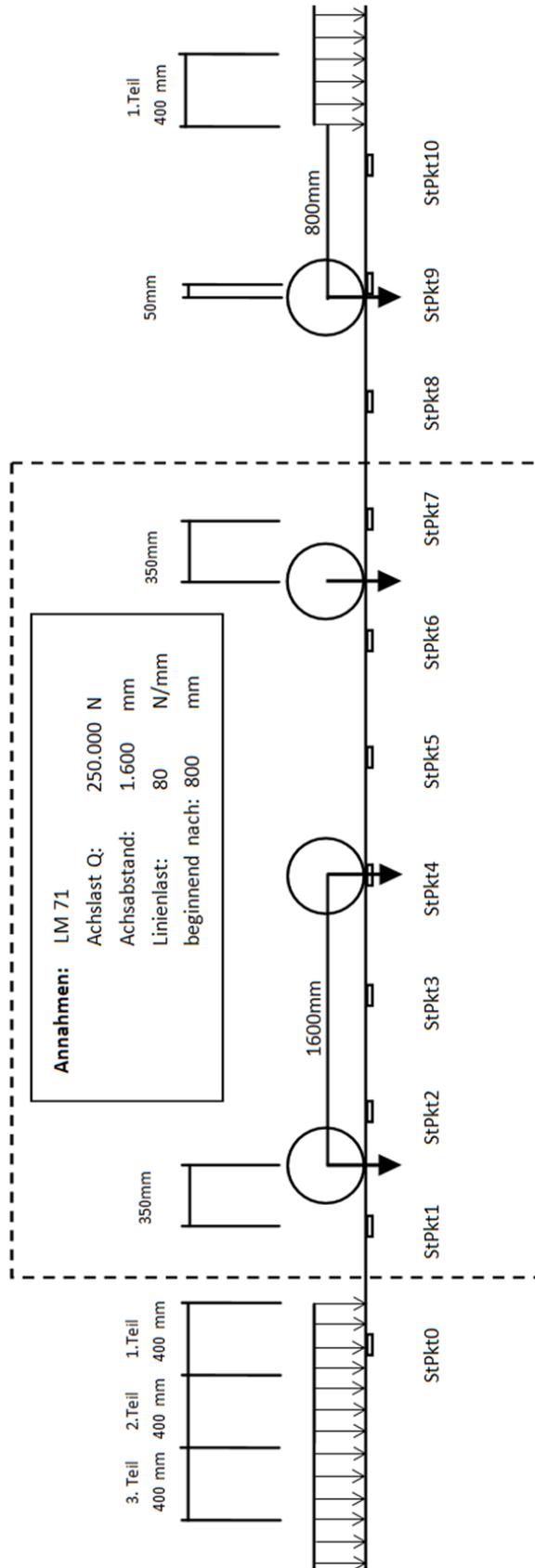
σ_1 = Biegezugspannung an der Unterseite der GTP

σ_2 = Biegezugspannung an der Unterseite der THB

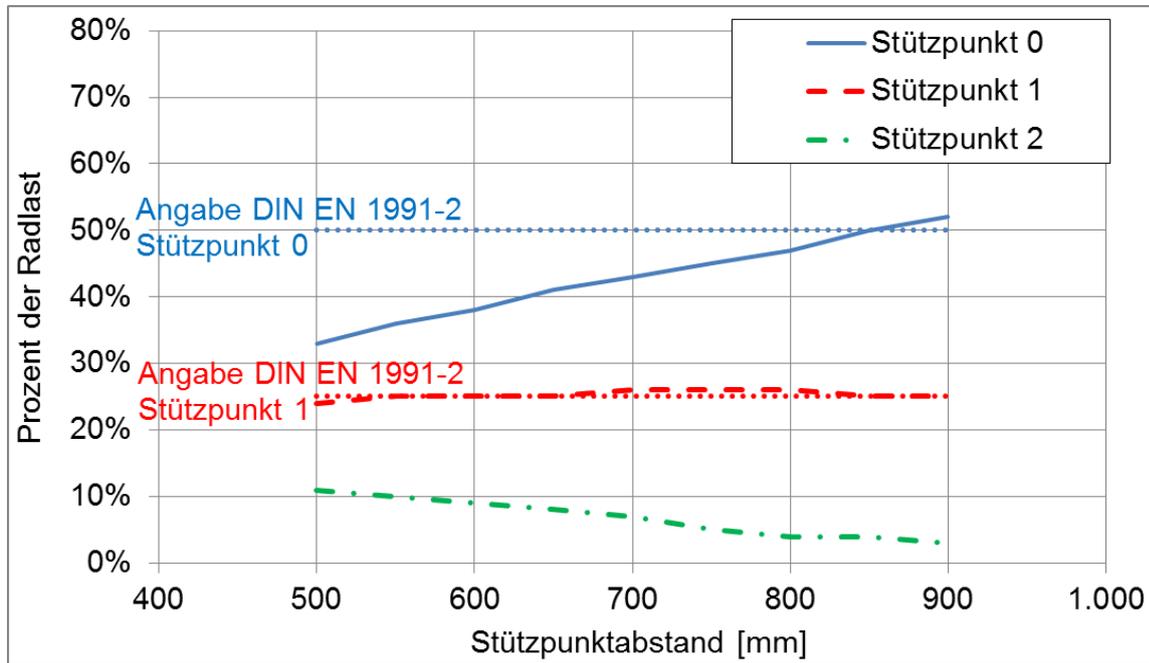
Vergleicht man nun die ermittelten Spannungen mit den Dauerbiegezugfestigkeiten der Schichten, so ist insbesondere anhand der Biegezugspannungen an der Unterseite der GTP deutlich zu erkennen, dass ein möglichst guter Verbund zwischen der GTP und der THB erzielt werden sollte.

Des Weiteren ist zu erkennen, dass die Biegezugspannungen in Querrichtung größer sind als in Längsrichtung.

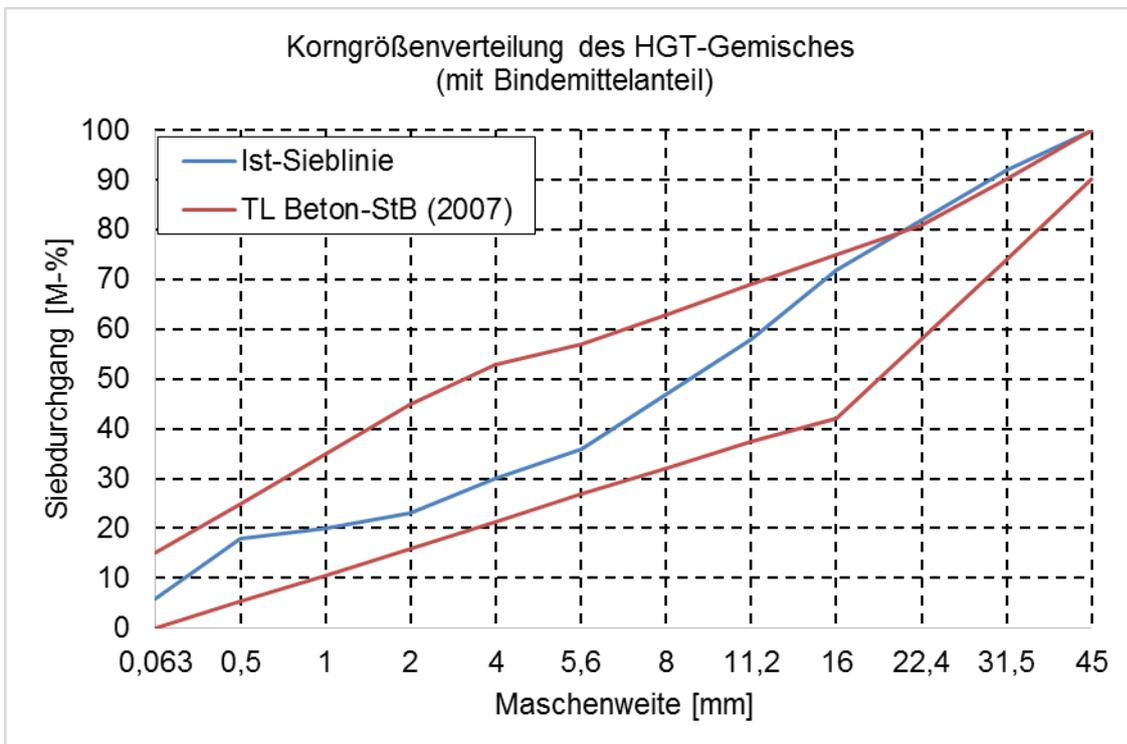
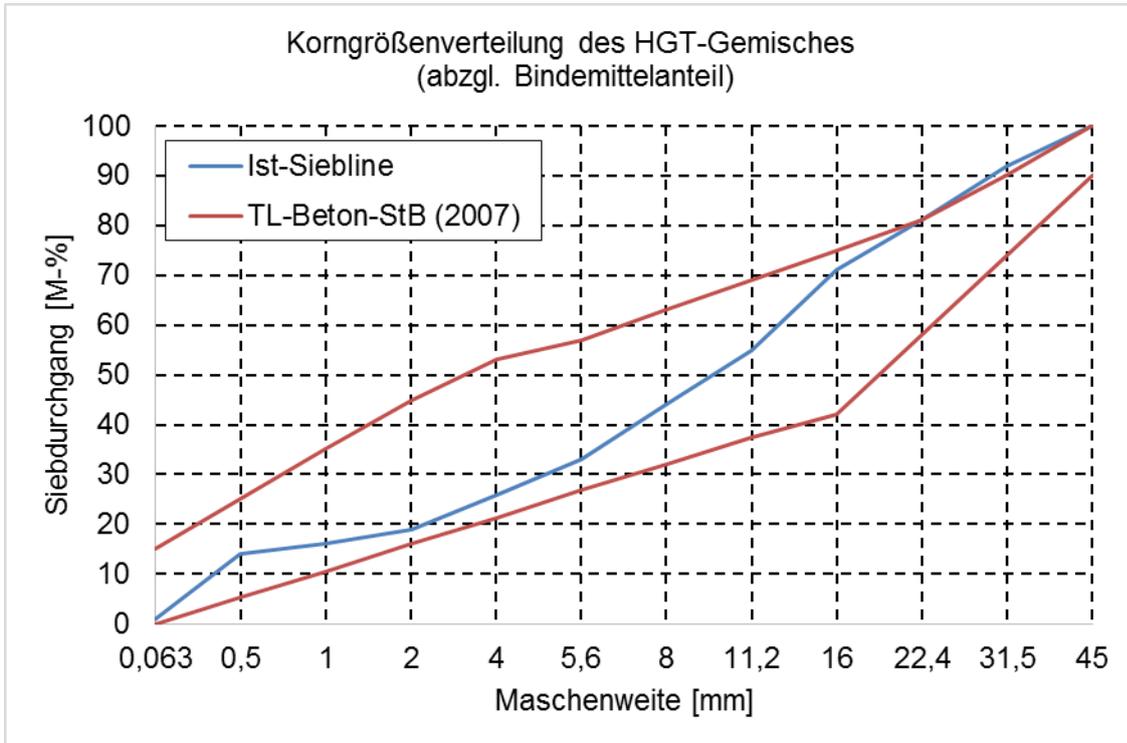
2 Lastmodell 71 [10]



3 Anlage zu Kapitel 4.1.1: Aufteilung der vertikalen Last in Abhängigkeit des Stützpunktabstands



4 Anlage zu Kapitel 7.2.1: Angaben des Lieferanten zum untersuchten HGT-Gemisch



	Proctordichte [g/m ³]	optimaler Wassergehalt [M-%]
bis 31,5 mm Größtkorn	2,321	6,0
korrigiert (Überkornkorrektur)	2,338	5,5

Feuchtraumgewicht: 2,413 g/m³; Trockenraumgewicht: 2,289 g/m³

5 Anlage zu Kapitel 7.2.4: Schwingungsmessung

Kalibrierung mit Betonbalken der Druckfestigkeitsklasse C30/37:

Annahmen für den Versuch:

- elastische Lagerung: $241,5 \pm 19,5 \text{ N/mm}^3$
- Querdehnzahl: 0,2

Simulationsergebnis für verschiedene E-Moduln (erwarteter E-Modul zwischen 30.000 N/mm^2 und 36.000 N/mm^2):

Biegeschwingung [Hz]	1	2	3
Messung	994	2.338	3.948
FEM: E = 30.000 N/mm ²	976	2.114	3.539
FEM: E = 34.000 N/mm ²	1.011	2.268	3.851
FEM: E = 36.000 N/mm ²	1.028	2.327	3.851

Ergebnisse der Schwingungsmessung:

Probekörper Nr.	2. Biegeschwingung [Hz]		Ermittelter E-Modul [N/mm ²]
	Messung	Simulation	
1	1.808	1.807	17.800
5	811	811	2.215
8	1.801	1.802	17.750
9	1.779	1.780	17.100
13	1.559	1.559	12.300
15	1.753	1.755	16.900
16	921	920	2.990
22	840	840	2.445
23	876	878	2.650
24	1.324	1.327	8.700
27	1.680	1.682	15.000
28	910	910	2.950
29	1.791	1.789	17.150

6 Anlage zu Kapitel 7.2: ermittelte Biegezugfestigkeiten und E-Moduln

Probekörper Nr.	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	
		DMS	Schwingung
Kleine Probekörper (ø = 150 x 150 mm)			
1	2,87	17.054	17.800
2	2,21	18.230	
3	0,76	3.387	
4	0,57	3.708	
5	0,37	1.576	2.215
6	2,71	21.309	
7	2,28	6.917	
8	2,98	17.206	17.750
9	2,51	18.062	17.100
10	2,16	14.639	
11	0,62	3.484	
12	2,21		
13	2,00	15.418	12.300
14	2,99	18.615	
15	2,25	14.479	16.900
16	0,80	4.497	2.990
17	1,85		
18	0,61	3.296	
19	0,44	2.746	
20	1,35	8.236	
21	2,28	15.522	
22	0,67	2.350	2.445
23	0,56	3.511	2.650
24	1,19	8.523	8.700
25	2,21	20.085	
26	1,57	12.556	
27	2,21	12.983	15.000
28	0,65	3.075	2.950
29	2,78	17.402	17.150
30	0,55	2.180	
Große Probekörper (ø = 300 x 300 mm)			
1	0,46		
2	0,69		
3	0,63		

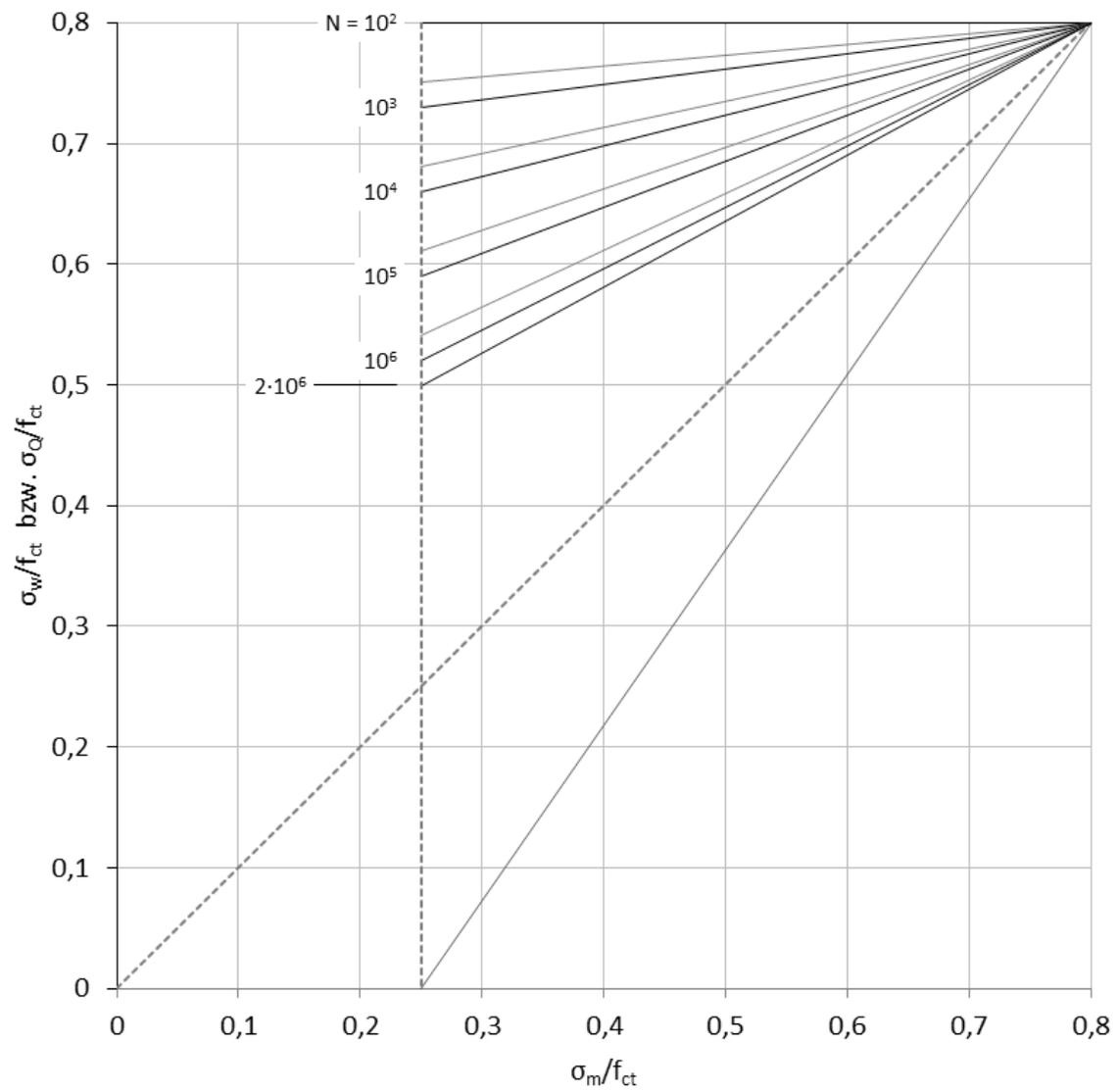
7 Anlage zu Kapitel 7.3: Übersicht Berechnungsergebnisse

Material	LF	b ₂ [mm]	w [mm]	a [m]	σ _x [N/mm ²]	Sonstiges
HGT	T	4.000			1,13	
HGT	T	4.000			1,09	E _u = 45 N/mm ²
HGT	Einzel	4.000			0,63	
HGT	Einzel	4.000			0,71	E _u = 45 N/mm ²
HGT	T	4.000			0,60	α _t = 0,53 · 10 ⁻⁵ 1/K
HGT	V	4.000			0,71	
HGT	V	4.000			0,89	E _u = 45 N/mm ²
HGT	T+V	4.000			1,78	
HGT	T	4.000			0,56	"Mikrorisse"
HGT	T+V	4.000			1,14	"Mikrorisse"
HGT	T+V	4.000			0,81	"Mikrorisse"
HGT	T+V	4.000			0,74	"Mikrorisse"
C12/15	T	4.000		8,0	2,89	
C12/15	V	4.000		8,0	0,95	
C16/20	T+V	4.000		8,0	3,83	
C12/15	T+V	3.400	0,05	1,3	1,81	mod. Modell
C12/15	T+V	3.400	0,1	1,3	1,85	mod. Modell
C12/15	T+V	3.400	0,15	1,3	1,50	mod. Modell
C12/15	T+V	3.400	0,2	1,3	1,10	mod. Modell
C12/15	T+V	3.400	0,25	1,3	0,74	mod. Modell
C12/15	T+V	3.400	0,3	1,3	0,72	mod. Modell
C12/15	T+V	3.400	0,35	1,3	0,72	mod. Modell
C12/15	T+V	4.000	0,3	4,0	2,22	mod. Modell
C12/15	T+V	4.000	0,3	2,0	0,95	mod. Modell
C12/15	T+V	4.000	0,3	1,0	0,51	mod. Modell
C12/15	T+V	4.000	0,3	2,6	1,35	mod. Modell
C12/15	T+V	3.400		8,0	3,59	mod. Modell
C12/15	T+V	3.400	0,3	4,0	2,26	mod. Modell
C12/15	T+V	3.400	0,3	2,6	1,37	mod. Modell
C12/15	T+V	3.400	0,3	2,0	0,94	mod. Modell
C12/15	T+V	3.400	0,3	1,3	0,76	mod. Modell
C12/15	T+V	3.400	0,3	1,0	0,55	mod. Modell
C16/20	T+V	3.400		8,0	3,70	mod. Modell
C16/20	T+V	3.400	0,3	4,0	2,29	mod. Modell
C16/20	T+V	3.400	0,3	2,6	1,34	mod. Modell
C16/20	T+V	3.400	0,3	2,0	1,05	mod. Modell
C16/20	T+V	3.400	0,3	1,3	0,76	mod. Modell

Erklärung:

LF: Lastfall; b₂ = Breite THB; w = Rissbreite; a = Rissabstand; σ_x = Biegezugspannung an Unterseite der THB in Längsrichtung

8 Anlage zu Kapitel 8.3.1: Schaubild nach Smith [4]



9 Anlage zu Kapitel 9.3.2: Entwicklung der maximalen Biegezugspannungen bei unterschiedlichen Lastannahmen und GTP-Breiten

GTP-Breite [m]	max. Biegezugspannungen [N/mm ²]		
	1 Last	2 Lasten	6 Lasten
3,0	0,456	0,485	0,513
2,8	0,458	0,485	0,513
2,6	0,463	0,494	0,522
2,4	0,470		
2,2	0,481		
2,0	0,503	0,531	0,548
1,8	0,573		
1,6	0,701		

11 Anlage zu Kapitel 9.3.3: Übersicht der Berechnungsergebnisse (THB-Überstand)

E _{v2} [N/mm ²]	E _u [N/mm ²]	b ₁ GTP [mm]	b ₂ THB [mm]	E ₂ [N/mm ²]	σ _z [N/mm ²]		σ _x [N/mm ²]		σ _y [N/mm ²]	
					ungeb TS	Unter- grund	THB	GTP	THB	GTP
150	60	2.800	3.400	10.000	0,119	0,047	0,63	0,63	0,46	0,46
150	60	2.800	3.200	10.000	0,134	0,048	0,64	0,46	0,42	0,49
150	60	2.800	3.000	10.000	0,148	0,049	0,66	0,48	0,38	0,47
150	60	2.800	2.800	10.000	0,162	0,052	0,68	0,50	0,34	0,46
150	60	2.800	3.400	5.000	0,110	0,051	0,41	0,85	0,33	0,96
150	60	2.800	3.200	5.000	0,129	0,052	0,41	0,88	0,31	0,93
150	60	2.800	3.000	5.000	0,147	0,053	0,42	0,90	0,28	0,89
150	60	2.800	2.800	5.000	0,163	0,055	0,43	0,93	0,25	0,84
150	60	2.800	3.400	3.000	0,101	0,053	0,28	1,20	0,25	1,30
150	60	2.800	3.600	3.000	0,080	0,053	0,28	1,14	0,26	1,32
150	60	2.800	3.600	5.000	0,091	0,050	0,40	0,85	0,35	0,97
150	60	2.800	3.600	10.000	0,103	0,046	0,62	0,43	0,48	0,50
150	60	2.800	3.400	27.000	0,123	0,043	1,06	0,03	0,64	0,03
150	60	2.800	3.200	27.000	0,134	0,044	1,09	0,03	0,59	0,03
150	60	2.800	3.000	27.000	0,145	0,046	1,12	0,03	0,54	0,04
150	60	3.000	3.400	10.000	0,121	0,046	0,62	0,46	0,47	0,51
150	60	3.200	3.400	10.000	0,121	0,047	0,62	0,47	0,47	0,52
150	60	2.800	3.600	5.000	0,091	0,050	0,40	0,85	0,35	0,97
180	60	2.800	3.400	10.000	0,123	0,047	0,61	0,43	0,45	0,49
180	60	2.800	3.400	5.000	0,113	0,050	0,40	0,84	0,33	0,95
180	60	2.800	3.200	5.000	0,133	0,051	0,40	0,86	0,31	0,92
120	60	2.800	3.400	27.000	0,116	0,043	1,09	0,04	0,63	0,03
120	60	2.800	3.400	10.000	0,114	0,047	0,65	0,45	0,46	0,50
120	60	2.800	3.200	10.000	0,127	0,048	0,66	0,47	0,42	0,49
120	60	2.800	3.000	10.000	0,140	0,050	0,68	0,49	0,38	0,47
120	60	2.800	3.400	5.000	0,107	0,051	0,43	0,89	0,34	0,97
120	60	2.800	3.200	5.000	0,089	0,050	0,42	0,88	0,36	0,98
120	60	3.000	3.600	5.000	0,094	0,050	0,42	0,89	0,37	1,00
120	45	2.800	3.400	10.000	0,122	0,045	0,72	0,48	0,47	0,50
120	45	2.800	3.400	5.000	0,116	0,048	0,47	0,95	0,35	0,98
120	45	2.800	3.400	27.000	0,123	0,041	1,20	0,04	0,65	0,03
Dicke HGT: 200 mm										
150	60	2.800	3.400	5.000	0,091	0,056	0,42	1,20	0,41	1,31
Dicke HGT: 400 mm										
150	60	2.800	3.400	5.000	0,116	0,046	0,38	0,62	0,26	0,75
150	60	2.800	3.200	5.000	0,130	0,047	0,39	0,64	0,24	0,74
150	60	2.800	3.000	5.000	0,143	0,051	0,40	0,66	0,22	0,72
150	60	2.800	3.000	5.000	0,157	0,051	0,41	0,68	0,19	0,69