



Dr.-Ing. Nick Blau

**Untersuchungen zur
Ermüdungssicherheit von
Querrahmenanschlüssen
bei Verbundbrücken**

Heft 28

Untersuchungen zur Ermüdungssicherheit von Querrahmenanschlüssen bei Verbundbrücken

Dissertation

zur

Erlangung des Grades Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

Fakultät für Architektur und Bauingenieurwesen

Bergische Universität Wuppertal

Nick A. Blau

aus Haan

2024

Veröffentlicht als Heft 28 in der Schriftenreihe des
Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau
Fakultät 5, Abteilung Bauingenieurwesen
Bergische Universität Wuppertal

Herausgeber

Der Geschäftsführende Direktor
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Bergische Universität Wuppertal

Fachgebiet

Stahlbau und Verbundkonstruktionen
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Bernd Naujoks
Fakultät 5, Abteilung Bauingenieurwesen
Bergische Universität Wuppertal

Organisation und Verwaltung

Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Bergische Universität Wuppertal
Pauluskirchstraße 11
42285 Wuppertal
Telefon: (0202) 439-4039

© **Dr.-Ing. Nick Blau**

ISBN 978-3-940795-27-4

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Mit Genehmigung des Autors ist es gestattet, dieses Heft ganz oder teilweise auf fotomechanischem Wege (Fotokopie, Mikrokopie) zu vervielfältigen.

Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehr- und Forschungsgebiet für Stahlbau und Verbundkonstruktionen der Bergischen Universität Wuppertal. Meine Untersuchungen wurden im Rahmen des IGF-Forschungsvorhabens 21679N vom Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert.

An dieser Stelle möchte ich mich vor allem bei meinem Doktorvater Herrn Prof. Bernd Naujoks für seine Unterstützung bedanken. Seine kontinuierliche Hilfsbereitschaft, seine konstruktiven und kreativen Anregungen sowie sein Engagement haben mich stets motiviert und maßgeblich zum Erfolg meiner Promotion beigetragen.

Herrn Prof. Martin Mensinger möchte ich meinen herzlichen Dank für die Übernahme des Koreferats und die hilfreichen Anmerkungen aussprechen. Mein Dank gilt weiterhin den Herren Prof. Armin Seyfried und Prof. Steffen Anders für ihr Mitwirken bei meinem Promotionsverfahren.

Des Weiteren möchte ich meinen Kolleginnen und Kollegen vom Lehrstuhl und vom Institut für Konstruktiven Ingenieurbau danken, die mir stets mit gewinnbringenden Ratschlägen zur Seite standen und entscheidend zum Erfolg meiner experimentellen Untersuchungen beigetragen haben. Insbesondere gilt mein Dank Herrn Fabian Kischkewitz für sein aufgewecktes Interesse an meiner Forschung und die zahlreichen, produktiven Diskussionen.

Darüber hinaus möchte ich mich bei meiner Familie bedanken - insbesondere bei meinen Eltern Maren und Thomas für die stetige und bedingungslose Unterstützung.

Der größte Dank gilt meiner Frau Corinna. Mit ihrem geduldigen Verzicht und ihren motivierenden Worten stand sie mir jederzeit als fester Rückhalt zur Seite.

Haan, im Juni 2024

Nick Blau

Tag der Einreichung: 17. Januar 2024

Tag der mündlichen Prüfung: 06. Mai 2024

Prüfungskommission:
Prof. Dr.-Ing. Armin Seyfried (Vorsitz)
Prof. Dr.-Ing. Bernd Naujoks
Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger
Prof. Dr.-Ing. Steffen Anders

Kurzdarstellung

Brücken in Stahl-Verbundbauweise stellen einen in der Praxis etablierten Konstruktions-typen dar, mit dem sich leistungsfähige und wirtschaftliche Bauwerke realisieren lassen. Bei der Bemessung wird zwischen dem Längs- und dem Quersystem unterschieden. Der Schwerpunkt der Arbeit liegt auf dem Quersystem, welches die exzentrisch zum Schubmittelpunkt wirkenden Lasten aufnimmt und in einen Biege- bzw. Torsionszustand im Längssystem überführt. Bei Verbundbrücken mit Hohlkastenquerschnitt besteht das Quersystem neben der Betonfahrbahnplatte aus Querrahmen, welche je nach Querschnittsgestaltung zusätzlich durch Querverbände ergänzt werden können.

Die derzeit gültige Bemessungsnorm EN 1994-2 erlaubt bei der Berechnung des Quersystems die Annahme eines gelenkigen Übergangs zwischen Querrahmen und Fahrbahnplatte, sofern spezifische Konstruktionsbedingungen eingehalten werden. Ein potenzielles Einspannmoment, welches sich aus der Querbiegesteifigkeit der Verbundfuge bei einem einwirkenden Plattendrehwinkel ergibt, darf demnach vernachlässigt werden. Während diese Annahme im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine zutreffende Beschreibung der Steifigkeitsverhältnisse darstellt, zeigen aufgetretene Schadensfälle, dass dies nicht zwangsläufig auch bei ermüdungswirksamen Belastungen gilt. Vorrangiges Ziel der Arbeit ist es daher, die tatsächlich vorhandene Beanspruchungssituation am Querrahmenanschluss zu identifizieren, sodass eine abgesicherte Bemessung auch für den Grenzzustand der Ermüdung möglich ist.

Zunächst werden die am realen Bauwerk konkret vorliegenden Beanspruchungen des Querrahmenanschlusses durch zwei Monitoringmaßnahmen erfasst. Für die Nachrechnung von gezielt durchgeführten Probelastungen wird zudem ein numerisches Modell entwickelt, welches die Berücksichtigung der Querbiegesteifigkeit der Verbundfuge erlaubt und die numerische Basis für die weiteren Untersuchungen der Arbeit darstellt. Die Erkenntnisse aus den Probelastungen werden durch Bauteilversuche vertieft, welche sowohl statisch als auch dynamisch geprüft werden. Dadurch können einerseits Aussagen über Steifigkeitsverhältnisse und Spannungsverteilungen getroffen werden, andererseits kann das Ermüdungsverhalten des untersuchten Details näher analysiert werden. Darüber hinaus validieren die Bauteilversuche das erstellte numerische Modell, sodass im nächsten Schritt eine abgesicherte numerische Parameterstudie durchgeführt werden kann. Damit wird eine statistisch repräsentative Datenbasis geschaffen, welche die Ableitung von Konstruktionsempfehlungen und Bemessungskonzepten ermöglicht.

Abstract

Composite steel bridges are a well-established type of construction, enabling the realization of efficient and cost-effective structures. During the design process, a distinction is made between the longitudinal and transverse systems. This work primarily focuses on the transverse system, which absorbs the loads acting eccentrically to the shear centre and transfers them into a bending or torsional state in the longitudinal system. In composite bridges with a box girder cross-section, the transverse system consists of the concrete deck slab and cross-frames, which may also be supplemented by transverse bracing.

The currently valid design standard EN 1994-2 allows for the assumption of a hinged transition between the cross-frame and the concrete deck for the calculation of the transverse system, provided that specific construction conditions are met. Accordingly, potential restraining moments resulting from the transverse bending stiffness of the composite joint with an acting slab rotation angle can be disregarded. While this assumption represents an accurate description of the stiffness conditions in the ultimate limit state, instances of damage have shown that this does not necessarily also apply to fatigue loads. Therefore, the primary aim of this work is to identify the actual stress situation at the cross-frame connection so that a reliable design is also possible for the fatigue limit state.

Firstly, the actual stresses on the cross-frame connection in real structures are recorded through two monitoring measures. Additionally, a numerical model is developed for the recalculation of conducted test loads, which allows the consideration of the transverse bending stiffness of the composite joint and forms the numerical basis for further investigations in this study. The insights gained from the test loads are further expanded by component tests, which are tested both statically and dynamically. This allows statements to be made about stiffness ratios and stress distributions on the one hand, and the fatigue behaviour of the investigated detail to be analysed in more detail on the other. Moreover, the component tests validate the developed numerical model so that a verified numerical parameter study can be carried out in the subsequent step. This establishes a statistically representative database, which enables the derivation of construction recommendations and dimensioning concepts.

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
1.1	Problemstellung und Motivation.....	1
1.2	Zielsetzung.....	2
1.3	Gliederung.....	3
2	Stand der Technik & Forschung	5
2.1	Das Quersystem von Verbundbrücken mit Hohlkastenquerschnitt.....	5
2.1.1	Beanspruchung.....	6
2.1.2	Systeme und Berechnung.....	7
2.1.3	Einflusslinie in Längsrichtung.....	9
2.2	Modellannahmen zur Lagerung der Fahrbahnplatte.....	11
2.2.1	Wissenschaftlicher Kontext.....	11
2.2.2	Normative Regelungen in Deutschland.....	13
2.2.3	Schadensfall: Elbebrücke Hohenwarthe.....	14
2.2.4	Neuere Empfehlungen.....	15
2.3	Zugbeanspruchte Kopfbolzen.....	17
2.3.1	Versagenscharakteristiken im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	18
2.3.2	Steifigkeitseigenschaften.....	19
2.4	Grundlagen zur Ermüdungsbewertung.....	21
2.4.1	Nachweisprinzip.....	22
2.4.2	Spannungskonzepte.....	23
2.4.3	Einwirkungsseite.....	24
2.4.4	Widerstandsseite.....	27
2.5	Zwischenfazit: Stand der Technik & Forschung.....	30
3	Ingenieurmodell & Brückenmonitoring	31
3.1	Methodik.....	31

3.2	Numerisches Modell zur Nachrechnung	32
3.2.1	Modell für die Verbundfuge	33
3.2.2	Sensitivitätsanalyse zur Modelllänge	35
3.3	Monitoringmaßnahme an der Talbrücke Ganslandsiepen (BAB 44)	36
3.3.1	Bauwerksbeschreibung	36
3.3.2	Messtechnik	37
3.3.3	Probebelastung	38
3.3.4	Numerische Nachrechnung	39
3.3.5	Ergebnisse des Monitorings und der Nachrechnung	41
3.3.6	Ergänzende Untersuchungen	45
3.4	Monitoringmaßnahme an der Talbrücke Oehde (BAB 1)	47
3.4.1	Bauwerksbeschreibung	47
3.4.2	Messtechnik und Probebelastung	48
3.4.3	Ergebnisse des Monitorings	49
3.5	Zwischenfazit: Ingenieurmodell und Brückenmonitoring	51
4	Bauteilversuche	53
4.1	Bauteilversuche zum Trag- und Ermüdungsverhalten des Querrahmenanschlusses	53
4.1.1	Zielsetzung	53
4.1.2	Untersuchte Varianten	53
4.1.3	Versuchskörper	57
4.1.4	Versuchsaufbau	57
4.1.5	Versuchskörperherstellung	59
4.1.6	Materialkennwerte	61
4.1.7	Messkonzept	63
4.1.8	Versuchsdurchführung	66
4.2	Auswertung maßgeblicher Ergebnisse der Bauteilversuche	67
4.2.1	Auswertung von Phase 1 und Laststufen	67
4.2.2	Auswertung von Phase 2	74

4.3	Numerische Nachrechnung der Bauteilversuche	81
4.3.1	Modell und Kalibrierung	81
4.3.2	Ausgewählte Ergebnisse der Nachrechnung	82
4.3.3	Validierung des Modells.....	85
4.4	Zwischenfazit: Bauteilversuche	89
5	Numerische Parameterstudie.....	91
5.1	Aufbau der Parameterstudie.....	91
5.1.1	Modell und Parametrisierung	91
5.1.2	Methodiken zur Ergebnisermittlung.....	95
5.2	Parameterkorrelation	97
5.2.1	Ergebnisübersicht.....	97
5.2.2	Auswertung: Parameterkorrelation.....	101
5.2.3	Auswertung: Spannungen am Querrahmengurt.....	102
5.2.4	Konvergenzstudie zur Modelllänge	104
5.3	Normative Ermüdungsanalyse.....	105
5.3.1	Schadensäquivalenzfaktoren für Straßenbrücken.....	105
5.3.2	Kopfbolzenzugkräfte	106
5.3.3	Strukturspannungen am Querrahmengurt.....	108
5.4	Modellvariationen in Anlehnung an die Bauteilversuche	111
5.4.1	Stehblech (SB) mit liegenden Kopfbolzen	111
5.4.2	Übergangsradien (ÜR) am Querrahmengurtanschluss	113
5.4.3	Anschlusschwächungen (AS).....	116
5.5	Anmerkung zur Rissbildung im Beton.....	120
5.6	Zwischenfazit: Numerische Parameterstudie	120
6	Bemessungskonzepte	123
6.1	Konstruktionsempfehlungen	123
6.1.1	Empfehlungen für Neuplanungen	123
6.1.2	Empfehlungen für Sanierungsmaßnahmen.....	129

6.2	Semi-empirischer Ansatz für Standardquerschnitte	131
6.3	Modellierungsempfehlungen für eine FE-Berechnung	136
6.4	Anwendungsbeispiel: Feldquerrahmen Ganslandsiepen	139
6.5	Zwischenfazit: Bemessungskonzepte	145
7	Schlussfazit	147
7.1	Zusammenfassung	147
7.2	Diskussion der Ergebnisse	148
7.3	Ausblick	149
	Literaturverzeichnis	151
	Anhänge	161
Anhang A	Versuchsprotokolle der Bauteilversuche	162
Anhang B	Parametersatz und Ergebnisse der Parameterstudie	199
Anhang C	Detailuntersuchung zur Festlegung der Methode der Strukturspannungsermittlung	203
Anhang D	Lebenslauf	207

Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

Abkürzungen

ARS	Allgemeines Rundschreiben Straßenbau
AS	Anschlusschwächung (bezogen auf Querrahmenanschluss)
BAB	Bundesautobahn
Bl.	Blech
DIN	Nationale Norm (Deutsches Institut für Normung)
DMS	Dehnungsmessstreifen
EA	Dehnsteifigkeit bzw. Längssteifigkeit
EKB	Endkraterblech
ELM	Ermüdungslastmodell
EN	Europäische Norm
ETA	Europäische Technische Bewertung
FAT	Kerfallklasse nach EN 1993-1-9 [25] bzw. prEN 1993-1-9 [26]
FBP	Fahrbahnplatte
FEM	Finite-Elemente-Methode
HTG	Hauptträgergurt bzw. Hauptträgerobergurt
HTS	Hauptträgersteg
ISO	Internationale Norm (International Organization for Standardisation)
KB	Kopfbolzen
KHP	Kreisförmiges Hohlprofil
LS	Laststellung
MSG	Metall-Schutzgasschweißen
MC	Monte-Carlo-Simulation bzw. Modell der Monte-Carlo-Simulation
NA	Nationaler Anhang
QR	Querrahmen
QRG	Querrahmengurt
QRS	Querrahmensteg
SB	Stehblech (mit liegenden Kopfbolzen)

SMP	Schubmittelpunkt
SU	Schnittufer
UG	Untergurt
ÜR	Übergangsradius
VK	Versuchskörper
VTB	Verallgemeinerte Technische Biegetheorie
WEZ	Wärmeeinflusszone

Große lateinische Buchstaben

A	Bruchdehnung Stahl
A_h	Kopfaufstandsfläche
A_m	Fläche, die von den Profilmittellinien eingeschlossen wird
$A_{s,nom}$	Spannungsquerschnitt des Dübels
D	Schadenssumme nach der Miner-Regel
D_{max}	Maximale Schadenssumme, die im Versuch gemessen wurde
D_{rel}	Schadenssumme normiert auf maximale Schadenssumme
E_{cm}, E_c	Mittlerer Elastizitätsmodul des Betons
E_s, E	Elastizitätsmodul des Stahls
F_z	Zugkraft in der Verbundfuge (Dübel oder Stehblech)
$F_{z,max}$	Maximale Zugkraft in der Verbundfuge (Dübel oder Stehblech)
L_h	Länge des Dübelschafts
L_λ	Kritische Länge der Einflusslinie zur Ermittlung der λ -Faktoren
M_{QR}	Anschlussmoment am Querrahmen
M_t, M_x	Primäres Torsionsmoment
N_{cal}	Rechnerische Lebensdauer
$N_{b,Rd}$	Bemessungswert der Knicklast eines Druckstabs
N_E	Einwirkende Lastwechselzahl
N_f	Lastwechselzahl bei Erstversagen
N_R	Ertragbare Lastwechselzahl

P_o	Oberlast der aufgebrachten Prüfkraft
P_{Rk}	Charakteristischer Wert der Längsschubtragfähigkeit eines Dübels
P_{Rd}	Bemessungswert der Längsschubtragfähigkeit eines Dübels
$P_{t,Rd}$	Bemessungswert der Zugtragfähigkeit eines Dübels
P_u	Unterlast der aufgebrachten Prüfkraft
R	Radius
R_D	Resultierende Druckkraft in der Verbundfuge (Summe diskreter Stäbe)
R_Z	Resultierende Zugkraft in der Verbundfuge (Summe diskreter Stäbe)
T_{Mt}, T_{Mx}	Schubfluss aus primärer Torsion (St. Venant'sche Torsion)
T_{Vz}	Schubfluss aus Querkraft
V_z	Querkraft in Richtung der lokalen z-Achse

Kleine lateinische Buchstaben

a_{QR}	Querrahmenabstand in Brückenlängsrichtung
a_w	Kehlnahtdicke
b_{HTG}	Breite des Hauptträgerobergurts
b_{QRG}	Breite des Querrahmengurts
c_{nom}	Nennmaß der Betondeckung
d	Statische Nutzhöhe der Betonplatte
d_s	Durchmesser eines Dübels
e_x, e_{KBx}	Achsabstand von Kopfbolzen in Brückenlängsrichtung
e_y	Achsabstand von Kopfbolzen in Brückenquerrichtung
$e_{y,D}$	Exzentrizität der resultierenden Druckkraft in Brückenquerrichtung
$e_{y,Z}$	Exzentrizität der resultierenden Zugkraft in Brückenquerrichtung
f	Prüffrequenz
f_{ck}	Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen
f_{cm}, f_c	Mittelwert der Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen
f_u	Zugfestigkeit Stahl

f_y	Streckgrenze Stahl
h_{HK}	Höhe des Stahlhohlkastens
h_{QR}	Höhe des Querrahmens
h_{sc}	Nennwert der Höhe eines Dübels
$k_{f,HS}$	Kerbfaktor zur Ermittlung von Hot-Spot-Spannungen
k_s	Schubsteifigkeit
k_t	Zugsteifigkeit
$k_{t,c}, k_{t,p}, k_{t,s}$	Komponentensteifigkeiten eines einbetonierten Kopfbolzens
$k_{\sigma,HS}$	Semi-empirische Federsteifigkeit zur Strukturspannungsermittlung
k_{φ}	Drehfedersteifigkeit
l_{EKB}	Länge des Endkraterblechs
l_{HK}	Stützweite der Fahrbahnplatte zwischen den Hauptträgerstegen
l_{Zug}	Zugbeanspruchter Bereich des Hauptträgerstegs
n_{KBy}	Anzahl der Kopfbolzen in Brückenquerrichtung
n_{QR}	Anzahl der Querrahmen in Brückenlängsrichtung
r	Korrelationskoeffizient
s	Schlupf (auch: Standardabweichung)
s_1, s_2	Randabstand der Kopfbolzendübel zur Blechkante
t	Blechdicke
t_{FBP}	Fahrbahnplattendicke
t_{HTG}	Blechdicke des Hauptträgerobergurts
t_{QR}	Blechdicke des Querrahmens
t_{QRG}	Blechdicke des Querrahmengurts
t_{QRS}	Blechdicke des Querrahmenstegs
w_m	Mittleres Wegziel
w_o	Oberes Wegziel
w_u	Unteres Wegziel
\bar{x}	Mittelwert

Große griechische Buchstaben

ΔP	Schwingbreite der aufgebrachten Prüfkraft
Δw	Verformungsänderung
$\Delta \sigma$	Spannungsschwingbreite ($\Delta \sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$)
$\Delta \sigma_c$	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit bei $N = 2 \times 10^6$
$\Delta \sigma_D$	Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit bei $N = 5 \times 10^6$
$\Delta \sigma_{E,2}$	Schadensäquivalente Spannungsschwingbreite (2×10^6 Schwingspiele)
$\Delta \sigma_{HS}$	Spannungsschwingbreite der Hot-Spot-Spannungen
$\Delta \sigma_L$	Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit bei $N = 10^8$
$\Delta \varphi$	Drehwinkeldifferenz

Kleine griechische Buchstaben

α_i	Empirische Faktoren
γ_{Ff}	Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungsseite (Spannungsschwingbreite)
γ_{Mf}	Teilsicherheitsbeiwert der Widerstandsseite (Ermüdungsfestigkeit)
η	Ausnutzungsgrad
λ	Schadensäquivalenzfaktor (auch Anpassungsfaktor)
λ_{\max}	Oberer Grenzwert von λ
λ_{FBP}	Fahrbahnplattenschlankheit
$\lambda_{FBP,lim}$	Grenzwert der Fahrbahnplattenschlankheit
λ_{QR}	Schlankheit vom Querrahmenstiel (Querrahmenschlankheit)
λ_1	Spannweitenfaktor zur Ermittlung von λ
λ_2	Verkehrsstärkenfaktor zur Ermittlung von λ
λ_3	Lebensdauerfaktor zur Ermittlung von λ
λ_4	Spurfaktor zur Ermittlung von λ
σ_{nom}	Nennspannung
σ_{HS}	Hot-Spot-Spannung (Strukturspannung)

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannungen
υ	Variationskoeffizient
φ	Drehwinkel
φ_{QR}	Drehwinkel am Querrahmen
φ_{FBP}	Drehwinkel aus Fahrbahnplattenberechnung

1 Einführung

1.1 Problemstellung und Motivation

Querrahmen sind Konstruktionselemente von Verbundbrücken mit Hohlkastenquerschnitt, welche je nach Querschnittstyp etwa alle 3 – 5 m in Längsrichtung angeordnet werden. Deren Tragwerksaufgabe besteht darin, den Querschnitt auszusteiern und damit seine Formtreue bei exzentrischer Beanspruchung zu gewährleisten. Für die Bemessung von Querrahmen wird in der Regel ein statisch äquivalentes Stabwerk aus der Brücke herausgeschnitten und hieran die äußere exzentrische Beanspruchung mit den inneren Schubflüssen aus Querkraft und Torsion ins Gleichgewicht gesetzt. Die statische Modellbildung ist durch ingenieurmäßige Abstraktionen gekennzeichnet. Auch für den Anschluss der Querrahmen an die Betonfahrbahnplatte muss eine realitätsnahe Modellannahme getroffen werden. Die drei möglichen Alternativen sind eine gelenkige, eine biegesteife oder eine drehelastische Lagerung. Während die Annahme einer gelenkigen Lagerung einer freien Rotation zwischen Querrahmen und Fahrbahnplatte gleichkommt, bedeutet eine biegesteife Lagerung, dass sich ein vorhandener Fahrbahnplattenwinkel unmittelbar in den Querrahmen fortsetzt. Da weder eine ideal gelenkige noch eine ideal biegesteife Lagerung in der Praxis realisierbar ist, kommt die Annahme einer drehelastischen Lagerung dem tatsächlichen Tragverhalten potenziell am nächsten. Diese These wird weiterhin begründet, da aus dem Bereich der Befestigungstechnik bekannt ist, dass sich relevante Anschlussmomente über Ankerplatten mit aufgeschweißten Kopfbolzendübeln übertragen lassen. Die Forderung der EN 1994-2 [29], dass die Querbiegesteifigkeit der Verbundfuge zu berücksichtigen ist, erscheint daher durchaus nachvollziehbar.

Die Berechnung der Anschlusssteifigkeit wird jedoch durch zwei limitierende Faktoren eingeschränkt, welche in direkter Abhängigkeit zueinander stehen. Zum einen ist der planmäßige Abtrag einer relevanten Zugkraft über die Kopfbolzen der Verbundfuge nicht zulässig, da deren Einfluss auf die Längsschubtragfähigkeit der Kopfbolzen mit zunehmender Größe nicht mehr vernachlässigt werden kann (vgl. Hanswille et al. [60]). Andererseits stehen keine etablierten Ingenieurmodelle zur Bestimmung der Anschlusssteifigkeit der auf Querbiegung beanspruchten Verbundfuge zur Verfügung. Soll ein planmäßiges Anschlussmoment übertragen werden, sind daher je Querrahmen zusätzliche Stehbleche mit liegenden Kopfbolzen vorzusehen, welche auf Schub beansprucht werden (vgl. RE-ING [8]). Insbesondere vor dem Hintergrund der Bewehrungsführung sind die zusätzlichen Einbauteile in der Verbundfuge jedoch als störend zu bewerten.

Als pragmatische Lösung für die fehlende Kenntnis der Anschlusssteifigkeit sind in der EN 1994-2/NA [30] Konstruktionsempfehlungen definiert, welche bei Einhaltung eine gelenkige Berechnungsannahme zulassen. Diese wurden allerdings ursprünglich nur für den Grenzzustand der Tragfähigkeit offener Querschnitte aufgestellt und sind nicht für geschlossene Querschnitte abgesichert. Casper et al. [12] weisen jedoch darauf hin, dass der Anschluss durch lokale Betonschädigung unterhalb der Kopfaufstandsfläche im Grenzzustand der Tragfähigkeit auch hier eine ausreichende Verformungskapazität aufweist.

Infolge der wiederkehrenden Beanspruchung aus der Verkehrseinwirkung können allerdings signifikante Spannungsschwingbreiten aus dem unplanmäßigen Anschlussmoment resultieren. Im Grenzzustand der Ermüdung können daher Schäden am Querrahmenanschluss nicht mehr ausgeschlossen werden. Dies belegt der konkrete Schadensfall an der Elbebrücke Hohenwarthe (vgl. Heinz [62]), welcher unter anderem Anlass für die vorliegende Arbeit war.

1.2 Zielsetzung

Übergeordnetes Ziel ist es, gesicherte Erkenntnisse über die Beanspruchungssituation am Anschluss von Querrahmen geschlossener Hohlkastenquerschnitte von Straßenbrücken in Verbundbauweise zu gewinnen. Die Erkenntnisse sollen eine sichere und wirtschaftliche Bemessung des Anschlusses, insbesondere im Grenzzustand der Ermüdung, ermöglichen. Zur Erreichung des übergeordneten Forschungsziels werden die folgenden drei Teilziele definiert:

Teilziel 1 Ermittlung des Tragverhaltens

Die Steifigkeitsverhältnisse am Querrahmen sollen identifiziert werden, um das ungewollte Anschlussmoment quantifizieren zu können. Weiterhin sollen die wesentlichen Einflussfaktoren auf die Anschlusssteifigkeit ermittelt werden.

Teilziel 2 Entwicklung von Bemessungskonzepten

Es sollen Bemessungskonzepte erarbeitet werden, welche eine Bemessung des Querrahmens unter Berücksichtigung der identifizierten Steifigkeitsverhältnisse ermöglichen. Neben einem manuellen Bemessungskonzept sollen auch Empfehlungen für die numerische Berechnung ausgesprochen werden.

Teilziel 3 Ausarbeitung von Konstruktionsempfehlungen

Analog zur bisherigen Vorgehensweise sollen Konstruktionsregeln aufgestellt werden, welche die Annahme einfacher Übergangsbedingungen ermöglichen. Die bestehenden Regeln sollen auf ihre Wirksamkeit überprüft und ggf. optimiert werden.

1.3 Gliederung

Insgesamt gliedert sich die Arbeit in sieben Kapitel. Die Kapitel 2 bis 6 stellen die Hauptkapitel der Arbeit dar und geben die durchgeführten Untersuchungen sowie die erzielten Ergebnisse wieder. Jedes dieser Kapitel beginnt mit einem kurzen Ausblick über die jeweiligen Inhalte und endet mit einem Zwischenfazit, in welchem die wichtigsten Erkenntnisse des Kapitels zusammengefasst werden. Nachfolgend wird ein kurzer Gesamtüberblick über die Arbeit gegeben.

Der Stand der Technik und Forschung bildet die theoretische Grundlage der Arbeit und wird in Kapitel 2 erläutert. Zunächst wird auf das Quersystem von Verbundbrücken und dessen Berechnung eingegangen. Anschließend werden die in der Literatur vorhandenen Erkenntnisse zur konstruktiven Ausbildung und Modellannahme von Querrahmenanschlüssen dargestellt. Abschließend werden ausgewählte theoretische Grundlagen zum Ermüdungsnachweis von Stahlkonstruktionen erläutert, welche im Kontext der Arbeit von Bedeutung sind.

Das Kapitel 3 stellt den Einstieg in die eigenen Untersuchungen dar. Anhand von Monitoringmaßnahmen an zwei unterschiedlichen Verbundbrücken soll einleitend ein Überblick über die Beanspruchungssituation am Querrahmenanschluss aufgezeigt werden. Des Weiteren wird die numerische Modellierung erläutert, welche im Rahmen der begleitenden theoretischen Untersuchungen zum Querrahmenanschluss zum Einsatz kommt. Durch die Nachrechnung gezielt durchgeführter Probelastungen wird die entwickelte Modellierung verifiziert.

Kapitel 4 beschreibt experimentelle Bauteilversuche an insgesamt sechs Versuchskörpern mit unterschiedlichen Anschlussvarianten. Die Bauteilversuche vertiefen die ersten Erkenntnisse aus dem Monitoring und erlauben eine detailliertere Analyse der Spannungssituation am Querrahmenanschluss. Bevor die Versuchsdurchführung und die maßgeblichen Ergebnisse beschrieben werden, werden die Versuchskörper, deren Herstellung sowie der gewählte Versuchsaufbau näher erläutert. Das Kapitel schließt mit der numerischen Nachrechnung der Versuche. Nach einer Kalibrierung relevanter Modellgrößen wird die Modellierung durch den Abgleich der Ergebnisse validiert.

Im Kapitel 5 wird eine numerische Parameterstudie an repräsentativen Modellen des gesamten Quersystems durchgeführt. Das primäre Ziel besteht darin, die relevanten Einflussgrößen auf die Beanspruchungssituation am Querrahmen zu identifizieren. Hierbei werden insgesamt 50 Modelle eines parametrisierten Querschnitts nach dem Prinzip einer Monte-Carlo-Simulation untersucht. Durch die statistische Breite der Ergebnisse können abgesicherte Spannungsniveaus abgeleitet werden, welche anschließend für den Grenzzustand der Ermüdung bewertet werden. Zudem werden die bereits bei den

Bauteilversuchen untersuchten Anschlussvarianten hinsichtlich ihrer Auswirkung auf die Steifigkeit des gesamten Quersystems analysiert.

Die gewonnenen Erkenntnisse werden in Kapitel 6 gebündelt und konkrete Bemessungskonzepte abgeleitet. Insgesamt werden drei unterschiedliche Konzepte bzw. Strategien entwickelt, mit denen ein ermüdungssicherer Nachweis möglich ist. Die Anwendung der vorgeschlagenen Konzepte wird anhand eines konkreten Anwendungsbeispiels präsentiert.

Die Arbeit schließt mit Kapitel 7, in welchem die wichtigsten Forschungsergebnisse zusammengefasst und kritisch reflektiert werden. Außerdem werden hier offene Fragestellungen aufgezeigt, welche Potenzial für weitere Forschungsarbeiten bieten.

Eine grafische Zusammenfassung der Gesamtstruktur der vorliegenden Arbeit ist in Abbildung 1.1 dargestellt.

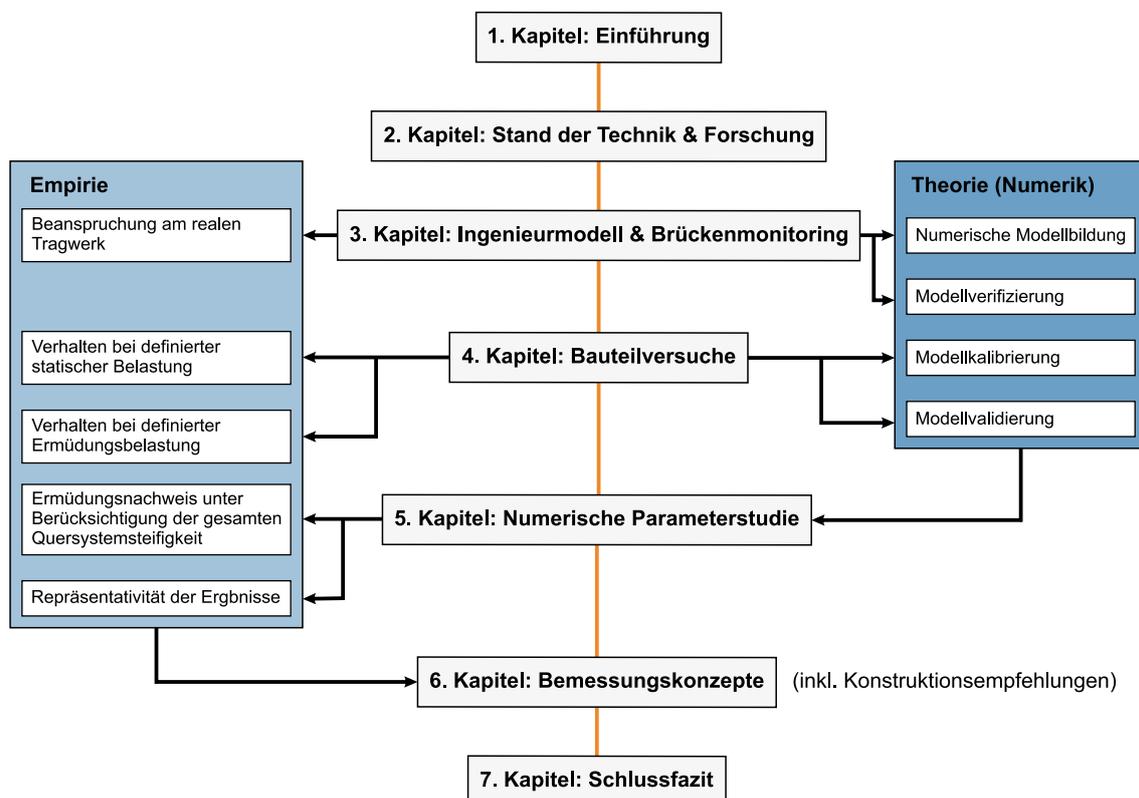


Abbildung 1.1 Zusammenfassung der Gesamtstruktur der Arbeit

2 Stand der Technik & Forschung

Das Kapitel zum Stand der Technik und Forschung bildet das theoretische Fundament für alle weiteren Untersuchungen in dieser Arbeit. Es werden zwei Themenschwerpunkte definiert. Der erste Schwerpunkt beinhaltet Ausführungen zum Quersystem von Verbundbrücken. Neben allgemeinen Erläuterungen zur Konstruktion und Berechnung des Quersystems wird detaillierter auf den Übergang zwischen Querrahmen und Fahrbahnplatte eingegangen. Es werden verschiedene mechanische Modellannahmen vorgestellt und deren Hintergründe erörtert. Der zweite Schwerpunkt liegt auf dem Thema Ermüdung. Da der Grenzzustand der Ermüdung im weiteren Verlauf der Arbeit von maßgeblicher Bedeutung ist, werden verschiedene Nachweiskonzepte diskutiert und relevante Arbeiten und Erkenntnisse aus der Literatur beschrieben.

2.1 Das Quersystem von Verbundbrücken mit Hohlkastenquerschnitt

Balkenbrücken sind ein integraler Bestandteil der Verkehrsinfrastruktur und werden bereits seit Jahrhunderten zur Überbrückung von Tälern, Flüssen oder kreuzenden Verkehrswegen gebaut. Ihre primäre Tragwerksaufgabe besteht darin, die einwirkenden Lasten über Biegung und Querkraft im Längssystem zu den Auflagerpunkten hin abzutragen. Da die Lasten in der Regel nicht im Schubmittelpunkt angreifen, sondern an einem beliebigen Punkt auf der Fahrbahnplatte, erfährt das statische System weiterhin planmäßig Torsionsmomente. Diese werden bei dem häufig eingesetzten Hohlkastenquerschnitt vornehmlich über St. Venant'sche Torsion bzw. primäre Torsionsmomente abgetragen. Bevor jedoch ein über Schnittgrößen beschreibbarer Kraftzustand angenommen werden kann, müssen die Lasten lokal in das Längssystem eingeleitet werden. Da der Stahlhohlkasten von Verbundbrücken lokal an der Lasteinleitungsstelle keine signifikante Querbiegesteifigkeit aufweist, würden exzentrische Lasten ohne zusätzliche Aussteifung erhebliche Verwölbungen im Querschnitt verursachen. Um die Profilverformungen auf ein tolerierbares Minimum zu reduzieren, werden daher in regelmäßigen Abständen Aussteifungselemente angeordnet. Üblicherweise werden hierfür alle 3 – 5 m Querrahmen vorgesehen, die je nach Breite der Fahrbahn durch innen bzw. außen liegende Querverbände ergänzt werden. Zusammen mit der Fahrbahnplatte, welche mit ihrer erheblichen Biegesteifigkeit ebenfalls den Querschnitt aussteift, wird die Gesamtheit der Aussteifungselemente als Quersystem der Brücke bezeichnet.

2.1.1 Beanspruchung

Die Beanspruchung des Quersystems lässt sich auf Basis der Ausführungen von Steinle [92] ableiten. Eine beliebige äußere Belastung im Brückenquerschnitt kann durch eine symmetrische und eine antimetrische Lastgruppe beschrieben werden. Während der symmetrische Kraftzustand einen reinen Biegezustand darstellt, bei dem die äußeren Lasten mit dem Querkraftschub in den Hauptträgerstegen im Gleichgewicht stehen, führt die antimetrische Lastgruppe zu einer Torsionsbeanspruchung des Längssystems. Um den, der Torsionseinwirkung entgegenstehenden St. Venant'schen Kreisschubfluss zu aktivieren, resultieren lokal an der Stelle der Lasteinleitung zusätzliche Kräfte, die zu einer Verformung des Profils führen. Im Bereich der Hauptträgerstege wirken sie korrespondierend zur antimetrischen Lastgruppe und sind somit gleich gerichtet zum Kreisschubfluss. Demgegenüber wirken die profilverformenden Kräfte in den Gurten dem Kreisschubfluss entgegengerichtet, wodurch der Querschnitt wie in Abbildung 2.1 dargestellt verformt wird.

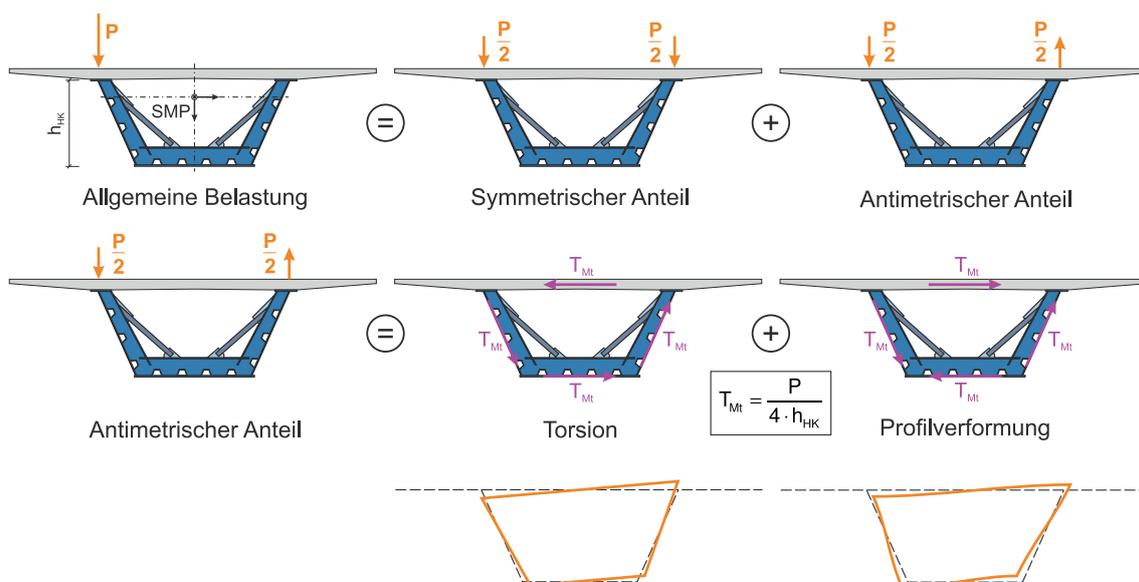


Abbildung 2.1 Aufteilung einer unsymmetrischen Belastung nach Steinle [92]

Einerseits entstehen aus den profilverformenden Kräften Querbiegemomente, welche vom Quersystem aufgenommen werden müssen. Andererseits führt die lokale Lasteinleitung zu einer Querschnittsverwölbung, welche zusätzliche Normalspannungen in Längsrichtung bewirkt. Aufgrund der großen St. Venant'schen Torsionssteifigkeit eines Hohlkastens klingen letztere jedoch schnell ab, weshalb Steinle [92] für die Praxis eine Vernachlässigung dieser Wölbnormalspannungen empfiehlt. Es ist jedoch zu beachten, dass sich die Ausführungen von Steinle [92] auf Hohlkästen in Massivbauweise beziehen. Hohlkästen in Stahl-Verbundbauweise müssen hingegen in regelmäßigen Abständen ausgesteift werden, um sicherzustellen, dass die Bernoulli-Hypothese erfüllt ist. Geißler et al. [53] geben hierzu an, dass die Normalspannungen aus der Profilver-

formung im Grenzzustand der Tragfähigkeit vernachlässigt werden kann, wenn deren Anteil an der gesamten Längsspannung kleiner als 10 % ist.

2.1.2 Systeme und Berechnung

Die Tragwerksaufgabe des Quersystems besteht darin, die Profilverformung auf ein verträgliches Maß zu begrenzen, sodass der Kreisschubfluss ohne nennenswerte Wölbnormalspannungen in das Längssystem eingeleitet werden kann. Zur Berechnung des Quersystems kann es gedanklich aus dem Brückentragwerk herausgeschnitten und als losgelöstes System betrachtet werden. Dieses wird üblicherweise als Stabwerk idealisiert, kann jedoch auch über eine Schalenmodellierung abgebildet werden. Die Querschnittswerte der einzelnen Stäbe werden unter Berücksichtigung der Schubweichheit der Gurte (Konzept der effektiven Breiten, siehe EN 1993-1-5 [23]) ermittelt.

Bereits 1982 schlugen Schlaich & Scheef [89] ein Berechnungsschema für das Quersystem von Betonhohlkästen vor. Nachfolgend werden dessen Grundzüge für die Anwendung bei Verbundbrücken zusammengefasst. Zunächst wird die Fahrbahnplatte ohne Berücksichtigung des Hohlkastens für eine beliebige äußere Belastung berechnet. Die Auflager der Fahrbahnplatte befinden sich jeweils auf den Hauptträgerstegen. Schlaich & Scheef [89] setzen für Betonhohlkästen eine unverschiebliche und nicht verdrehbare bzw. eingespannte Lagerung an. Bei Verbundbrücken wird aufgrund der vernachlässigbaren Querbiegesteifigkeit der Hauptträgerstege eine gelenkige Lagerung angenommen. Anschließend werden die Auflagerreaktionen aus der Plattenberechnung als Kantenlasten getrennt für den symmetrischen und den antimetrischen Anteil am Hohlkasten angetragen. Der symmetrischen Lastgruppe wird der Querkraftschub und der antimetrischen Lastgruppe der St. Venant'sche Kreisschubfluss entgegengesetzt, welche jeweils aus der Berechnung des Längssystems bekannt sind. Somit liegt für beide Lastanteile ein Gleichgewichtszustand vor, der sich am freien Tragwerk berechnen lässt. Durch die Überlagerung der Rahmenschnittgrößen beider Lastgruppen kann nun die Beanspruchung des Quersystems bestimmt werden. Das beschriebene Vorgehen wird ebenfalls in Abbildung 2.2 grafisch zusammengefasst.

Da Hohlkästen in Massivbauweise aufgrund ihrer Wandstärke üblicherweise ohne Queraussteifung im Feld ausgeführt werden, liefert eine alleinige Rahmenberechnung nach Schlaich & Scheef [89] zu konservative Ergebnisse. Eine genauere Beschreibung des Tragverhaltens erfolgt durch Berücksichtigung der Faltwerkwirkung. Durch die Aktivierung der Scheibensteifigkeit der Stege in Längsrichtung wird die Profilverformung maßgeblich reduziert (siehe Abbildung 2.2). Allerdings resultieren aus der Scheiben-tragwirkung Spannungen in Brückenlängsrichtung, welche nach Krebs & Lindlar [68] insbesondere im Bereich der Momentennullpunkte des Längssystems einen relevanten

Anteil der gesamten Längsspannungen ausmachen können. Bei Verbundbrücken kann hingegen nach Volke [97] auf einen Nachweis der Längsspannungen aus Profilverformung verzichtet werden. Voraussetzung dafür ist, dass der Querschnitt regelmäßig in Längsrichtung ausgesteift ist und eine gelenkige Lagerung am Übergang zur Fahrbahnplatte angenommen wird. In diesem Fall ist die Rahmenwirkung des Quersystems ausreichend, um die Profilverformung des Querschnitts zu beschreiben.

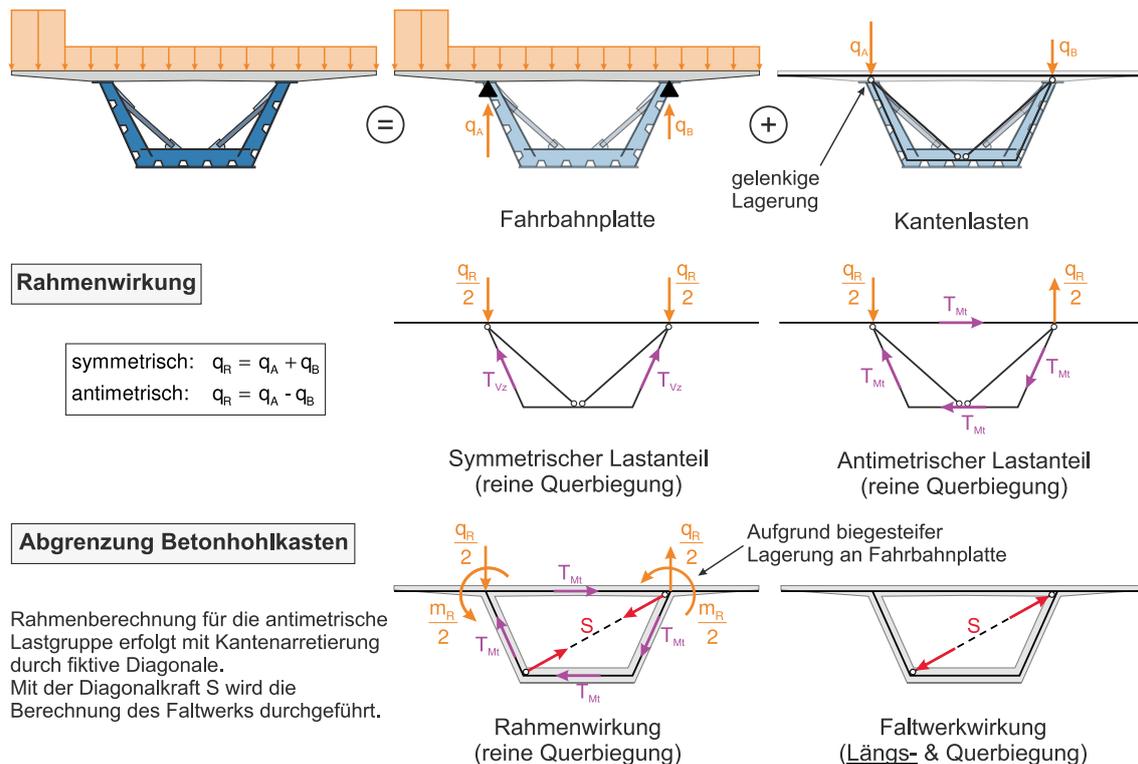


Abbildung 2.2 Schema zur Berechnung des Quersystems nach Schlaich & Scheef [89]

Obwohl das Berechnungskonzept von Schlaich & Scheef [89] mittlerweile über 40 Jahre alt ist, bildet es immer noch die Grundlage für praxisübliche Berechnungen. Allerdings werden mittlerweile standardmäßig leistungsfähige FE-Programme bei der Bemessung einbezogen, wodurch sich ein geringfügig angepasstes Vorgehen ergibt. So wird die vom Querrahmen unabhängige Berechnung der Fahrbahnplatte typischerweise an einem 2D-Platten- bzw. Schalenmodell durchgeführt. Anstatt jedoch die Einwirkung des Querrahmens anhand der resultierenden Auflagerkräfte zu bestimmen, werden die jeweiligen Lastmodelle und -stellungen erneut bei der Querrahmenberechnung unter Berücksichtigung der vorhandenen Lasteinzugsbreite am Stab der Fahrbahnplatte angetragen (vgl. hierzu auch Kapitel 2.1.3). Da durch die Annahme einer gelenkigen Lagerung keine zusätzliche Beanspruchung aus den profilverformenden Kräften in der Fahrbahnplatte entsteht (vgl. Volke [97]), kann diese mit einer beliebigen Querschnittsbreite (z. B. 1,0 m) im Stabwerk modelliert werden. Der Stab der Fahrbahnplatte dient allein zur Lastverteilung der äußeren Beanspruchung im Quersystem. Etwaige Zugkräfte, z. B. infolge

außen liegender Diagonalen, müssen durch zusätzlich anzuordnende Zugbänder aufgenommen werden. Werden im Stabwerk weiterhin die aus der globalen Längssystemberechnung bekannten Schubflüsse infolge Querkraft und Torsion angetragen, verbleiben allein die profilverformenden Kräfte als Beanspruchung. Der symmetrische Lastanteil und der Anteil der St. Venant'schen Torsion werden quasi durch die jeweiligen Schubflüsse herausgefiltert. Da somit ein geschlossenes Kräftegleichgewicht vorliegt, resultieren keine Auflagerkräfte an dem untersuchten System.

2.1.3 Einflusslinie in Längsrichtung

Die Größe der Beanspruchung des Quersystems hängt maßgeblich von den profilverformenden Kräften ab, welche einem einzelnen Querrahmen zugewiesen werden. In der allgemeinen Bemessungspraxis hat sich die Annahme etabliert, dass jede Queraussteifung die profilverformenden Kräfte innerhalb eines Abstands von a_{QR} aufnimmt, wobei a_{QR} dem Querrahmenabstand entspricht. Alternativ kann die Einflusslinie über folgendes Ingenieurmodell definiert werden. Demnach ist der Einfluss einer Wanderlast in der Achse der betrachteten Queraussteifung maximal und fällt bis zu der links bzw. rechts benachbarten Queraussteifung linear auf null ab. Die Berechnungen sowohl von Volke [97] bzw. Volke [98] als auch von Unterweger [94] zeigen jedoch, dass diese vereinfachende Annahme eine sehr konservative Näherung darstellen kann, welche die tatsächlich vorhandenen profilverformenden Kräfte potenziell deutlich überschätzt. Die Differenz zur korrekten Quersystembeanspruchung fällt umso geringer aus, je steifer das Quersystem ausgebildet wird. In der Bemessungspraxis wird diese Systemreserve üblicherweise akzeptiert, da der Ansatz einerseits einfach ist und andererseits häufig sehr steife Ausführungen mit Querverbänden in jeder Querrahmenachse realisiert werden. Je nach Anwendungsfall können allerdings auch genauere Untersuchungen erforderlich sein (vgl. Schrade [91]), wie nachfolgend auszugsweise beschrieben wird.

Die Berechnungen von Volke [97] bzw. Volke [98] basieren auf der „Verallgemeinerten Technischen Biegetheorie“ (VTB) nach Schardt [87]. Diese stellt eine Erweiterung der technischen Biegelehre dar, welche die Berechnung von prismatischen Querschnitten unter Berücksichtigung der Querschnittsverformung erlaubt. Auch Schrade [91] beschreibt die Ermittlung der Quersystembeanspruchung auf Grundlage der VTB anhand verschiedener, tatsächlich ausgeführter Brückenbeispiele. Da die Anwendung der VTB jedoch Fachkenntnisse erfordert, welche allgemein nicht vorausgesetzt werden können, wird sie üblicherweise nur bei Sonderfällen und nicht zur standardmäßigen Bemessung eingesetzt.

Die Untersuchungen von Unterweger [94] wurden hingegen auf Grundlage einer für den Stahl-Verbundbau praxisrelevanten Modellierung mittels Drei-Stab-Trägerrostmodellen

durchgeführt. Bei der gewählten Modellierung wird die Steifigkeit des Hohlkastens für das Längssystem über drei Stäbe idealisiert. Die Hauptträgerstege werden jeweils durch einen Stab idealisiert, welcher deren Biegesteifigkeit und Schubfläche für vertikale Lasten berücksichtigt. Horizontale Lasten, einwirkende Torsionsmomente und Normalkräfte in Längsrichtung werden durch einen mittig angeordneten Zentralstab aufgenommen. Die Kopplung der drei Stäbe erfolgt durch Querträger, welche im Raster der vorhandenen Queraussteifung modelliert werden. Die Querträger werden in einer Auflagerachse starr angenommen, wohingegen im Feldbereich die Schubsteifigkeit des Quersystems über eine ideelle Blechdicke berücksichtigt wird. Eine ausführliche Erklärung zur Modellierung inklusive verschiedener Anwendungsbeispiele findet sich in Unterweger [95]. Die Beanspruchung des Quersystems kann direkt über die maßgebende Querkraft des Querträgers ermittelt werden. Dabei ist ein Lastfaktor zu berücksichtigen, welcher den St. Venant'schen Torsionsanteil herausfiltert. Durch die schubweiche Kopplung der Stäbe kann die Verteilung der profilverformenden Kräfte sehr genau berücksichtigt werden. Insgesamt wird eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Volke [98] erzielt.

Abschließend sei auch die Möglichkeit erwähnt, die Verteilung der profilverformenden Kräfte in Längsrichtung über eine Analogiebetrachtung zum elastisch gebetteten Balken zu beschreiben. Hierzu gibt es verschiedene Ansätze in der Literatur, welche sich allerdings primär auf Betonhohlkästen beziehen. Beispiele sind die Arbeiten von Steinle [92], Glahn [55], Schlaich & Scheef [89] sowie Krebs & Lindlar [68] bzw. Lindlar [72]. Obwohl sich die aufgeführten Arbeiten in gewissen Aspekten unterscheiden, basieren alle Ansätze auf einem nahezu identischen Berechnungsprinzip. Für den betrachteten Hohlkasten wird als Ersatzsystem ein elastisch gebetteter Balken definiert. Die Steifigkeit der Bettung entspricht der Schubsteifigkeit des Quersystems. Es ist allerdings zu berücksichtigen, dass die genannten Arbeiten vorwiegend im Bereich des Massivbrückenbaus einzuordnen sind. Durch die vorhandenen Wanddicken kann eine kontinuierliche Querbiegesteifigkeit in Längsrichtung angesetzt werden. Bei Stahl-Verbundbrücken ist dies jedoch nicht der Fall. Streng genommen kann hier nur an diskreten Queraussteifungen eine Feder für die Ersatzsystembettung angenommen werden. Durch das typischerweise enge Raster der Queraussteifungen kann jedoch annähernd von einer kontinuierlichen Bettung ausgegangen werden. Als Belastung werden die profilverformenden Kräfte entsprechend der Zerlegung nach Abbildung 2.1 am Ersatzsystem angetragen. Als relevantes Berechnungsergebnis werden die Verläufe des Biegemoments und der Durchbiegung des gebetteten Balkens ermittelt. Durch Proportionalitätsbeziehungen können die Querbiegemomente über die Durchbiegung und die Normalspannungen in Längsrichtung über das Biegemoment des Ersatzsystems bestimmt werden.

2.2 Modellannahmen zur Lagerung der Fahrbahnplatte

Bei der Berechnung der Fahrbahnplatte von Verbundbrücken wird in den meisten Fällen eine gelenkige Lagerung auf den Hauptträgerstegen angenommen. Diese Systemannahme bildet im ungestörten Regelbereich zwischen den Querrahmen zweifelsohne die tatsächlichen Steifigkeitsverhältnisse korrekt ab. Hier besteht die Steifigkeit in Querrichtung allein in der Blechbiegung des Hauptträgerstegs, wodurch die deutlich steifere Fahrbahnplatte ungestört über den Hauptträgersteg abrollen kann. Die Anschlüsse der Querrahmen stellen für die Lagerung einen Diskontinuitätsbereich dar. Zusammen mit der effektiven Breite des Hauptträgerstegs bilden Querrahmengurt und -steg ein Profil mit einer relevanten Biegesteifigkeit. Trotz der nennenswerten Anschlusssteifigkeit des Querrahmens ist nach EN 1994-2/NA [30] die Annahme einer gelenkigen Lagerung zulässig, sofern spezifische Konstruktionsregeln eingehalten werden (siehe Abbildung 2.3 links). Ebenso ist in der Norm eine Mindestausführung zum Anschluss von Quersteifen aufgeführt (siehe Abbildung 2.3 rechts).

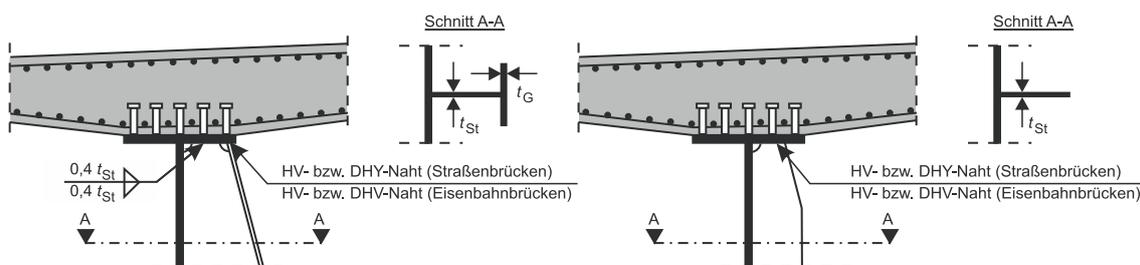


Abbildung 2.3 Konstruktive Mindestausführung von Querrahmen- (links) und Quersteifenanschlüssen (rechts) nach EN 1994-2/NA [30]

Im Folgenden werden die Hintergründe erläutert, auf denen diese Regelungen basieren, sowie auf ihre zeitliche Entwicklung und aktuelle Diskussionen eingegangen, welche in Zusammenhang mit einem konkreten Schadensfall aufgetreten sind.

2.2.1 Wissenschaftlicher Kontext

Die Konstruktionsregeln der EN 1994-2/NA [30] basieren auf wissenschaftlichen Untersuchungen zur Aussteifung biegedrillknickgefährdeter Träger, welche unter der Leitung von Prof. Johnson an der Universität Warwick durchgeführt wurden. Besonders erwähnenswert sind die Arbeiten von Johnson & Molenstra [67] und Johnson & Chen [66]. Für vertiefte Ausführungen zu den Versuchen sei zusätzlich auf die Arbeiten von Molenstra [80] und Chen [13] hingewiesen.

Zunächst führten Johnson & Molenstra [67] Detailversuche an diskreten Quersteifenanschlüssen durch, um die Tragfähigkeit des Anschlusses hinsichtlich eines einwirkenden Querbiegemoments zu untersuchen und entsprechende Momenten-Rotations-Charakteristiken abzuleiten. In Abbildung 2.4 links ist eine Prinzipskizze des geprüften Probekörpers und der Versuchsdurchführung dargestellt. Bei den Versuchen konnte ein

Anschlussmoment über eine Betondruckkraft und Zugkräfte in den Kopfbolzen nachgewiesen werden. Das Versagen der Versuchskörper äußerte sich über einen diagonalen Riss in der Betonplatte, gefolgt von einem Steifigkeitsabfall des Anschlusses. Da der Anschluss noch eine Resttragfähigkeit aufwies, konnte nach weiterer Laststeigerung ein Herausziehen einzelner Kopfbolzendübel aus der Betonplatte festgestellt werden. Die Autoren geben an, dass bei der üblichen Verdübelung von Verbundbrücken kein Kopfbolzenversagen auftritt. Die Versuche wurden ohne zusätzliche Bügelbewehrung im Anschlussbereich durchgeführt. Es zeigte sich weiterhin, dass die Anschlusssteifigkeit vor allem durch Verformungen der Betonplatte und durch die Torsionssteifigkeit des Stahlgurts bestimmt wurde. Der letztgenannte Einfluss konnte aufgrund der begrenzten Probestkörperanzahl nur bedingt untersucht werden. Die ermittelten Steifigkeitswerte waren im Vergleich zu typischen Anschlusssteifigkeiten von Stahlkonstruktionen gering. Eine Überprüfung hinsichtlich der Steifigkeitsentwicklung bei einer zyklischen Belastung wurde nicht durchgeführt.

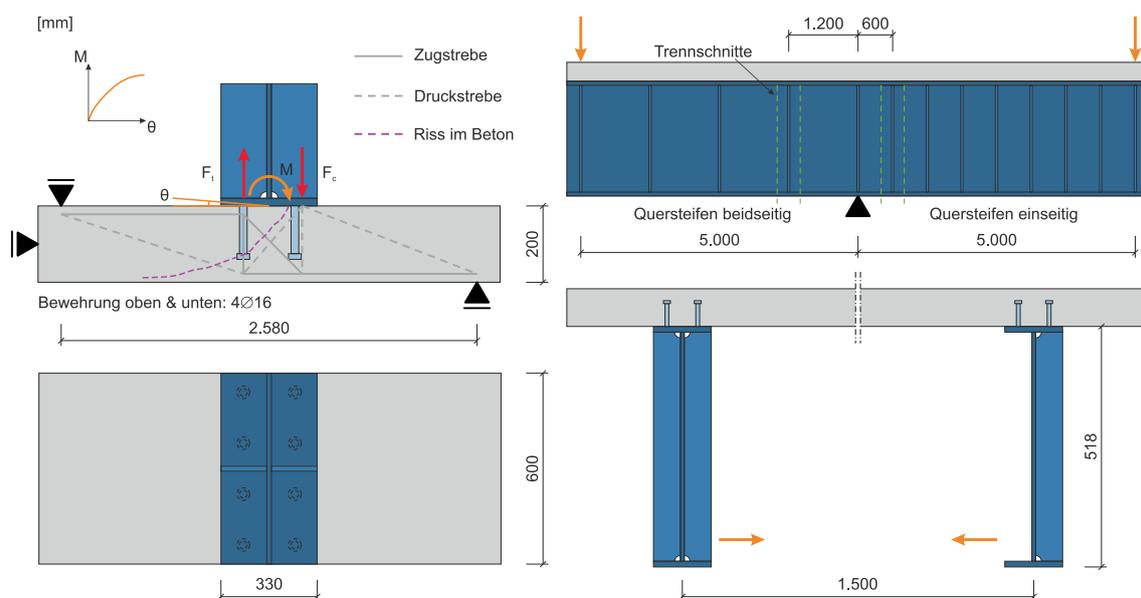


Abbildung 2.4 Untersuchungen zur Steifigkeit von Quersteifenanschlüssen nach Johnson & Molenstra [67] (links) und Johnson & Chen [66] (rechts)

Von Johnson & Chen [66] wurde die Übertragbarkeit der am diskreten Anschluss gewonnenen Erkenntnisse auf die Queraussteifung von Verbundträger untersucht. Dazu wurden Versuche an U-Rahmen eines zweistegigen Verbundträgers durchgeführt (vgl. Abbildung 2.4 rechts). Zunächst wurden die Versuche als Dreipunkt-Biegeversuche des gesamten Trägers durchgeführt. Die Querbiegebeanspruchung des U-Rahmens resultierte aus den Aussteifungskräften infolge des Biegedrillknickens des Längsträgers. Anschließend wurden durch Trennschnitte im Untergurt und Steg zwei U-Rahmen isoliert und durch eine Spannvorrichtung im Bereich der Untergurte ein Biegemoment auf den Quersteifenanschluss aufgebracht. Bei den Versuchen zeigte sich, dass ein Versagen

des Anschlusses auf Querbiegung ebenfalls durch einen diagonalen Riss im Beton gekennzeichnet war. Anders als bei den Detailuntersuchungen von Johnson & Molenstra [67] zeigte sich dieser jedoch nicht auf der Oberfläche des Betons, sondern nur in einem Abfall der Kopfbolzenkräfte, welche mittels Dehnungsmessstreifen (DMS) gemessen wurden. Die Autoren beschreiben die Versagenscharakteristik als progressiv und duktil. Durch eine Variantenbetrachtung zwischen einseitig und beidseitig angeschlossenen Steifen konnte weiterhin gezeigt werden, dass die Anschlusssteifigkeit maßgeblich von der Steifigkeit des angeschlossenen Querschnitts abhängt. Allerdings wurde nur eine geringe Anschlusssteifigkeit ermittelt, welche der geringsten Steifigkeitskategorie entspricht, die für Anschlüsse von der damals gültigen Brückenbaunorm definiert wurde. Der Einfluss einer dynamischen Beanspruchung wurde ebenfalls nicht betrachtet.

2.2.2 Normative Regelungen in Deutschland

Im Jahr 1999 wurden erstmals Regelungen zur Ausbildung von Querrahmen- bzw. Quersteifenanschlüssen bei Straßenbrücken durch ein „Allgemeines Rundschreiben Straßenbau“ (ARS) des damaligen Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (heute BMDV) eingeführt (vgl. ARS15/1999 [11]). Im Normalbereich, wo die Fahrbahnplatte auf dem Hauptträgersteg liegt, durfte eine ideal gelenkige Annahme getroffen werden. Für den Bereich der Queraussteifung bzw. des Querrahmens war ein Nachweis der lokalen Einspannung gefordert. Dieser konnte jedoch entfallen, wenn die angegebenen konstruktiven Mindestausführungen erfüllt wurden. Diese entsprachen bereits damals dem Prinzip der heute gültigen Ausführungsvariante (vgl. Abbildung 2.3). Der einzige nennenswerte Unterschied bestand in zusätzlichen Vorgaben zur Verbundfugenausbildung. Jeweils in den äußeren Reihen der Verdübelung waren mindestens vier Dübel mit einer Mindesthöhe von 200 mm und zusätzliche Bügelbewehrung zur Abtragung der Kopfbolzenzugkräfte vorzusehen.

Mit der Einführung des DIN-Fachberichts 104 [15] entfielen die genannten Vorgaben zur Verdübelung und die heute geltenden Regelungen nach Abbildung 2.3 wurden etabliert. Im Leitfaden zum Fachbericht von Hanswille & Stranghöner [61] wird erläutert, dass eine planmäßige Übertragung von Zugkräften nicht zulässig ist. Bei größeren Zugkräften, wie sie z. B. aus einer biegesteifen Modellannahme resultieren würden, sind zusätzliche Stehbleche mit liegenden Kopfbolzen und Schlaufenbewehrung vorzusehen. Wenn jedoch die Vorgaben zur Querrahmenausbildung eingehalten werden und bei deren Berechnung eine gelenkige Lagerung an der Fahrbahnplatte angenommen wird, können die ungewollten Zugkräfte vernachlässigt werden. Die im Fachbericht aufgeführten Regelungen wurden anschließend im nationalen Anwendungsdokument des Eurocodes übernommen und stellen derzeit den normativen Stand der Technik dar.

2.2.3 Schadensfall: Elbebrücke Hohenwarthe

Obwohl bei der Bemessung eine gelenkige Annahme für den Querrahmenanschluss getroffen wird, zeigen die Untersuchungen von Johnson & Molenstra [67], dass bei einem einwirkenden Drehwinkel der Fahrbahnplatte ein Anschlussmoment auftritt. Unter ungünstigen Verhältnissen hinsichtlich der Anschlusssteifigkeit und des Plattendrehwinkels können bei der dynamischen Einwirkung aus Verkehr Ermüdungsschäden folgen, wie der Schadensfall an der Elbebrücke Hohenwarthe zeigt (vgl. Abbildung 2.5).

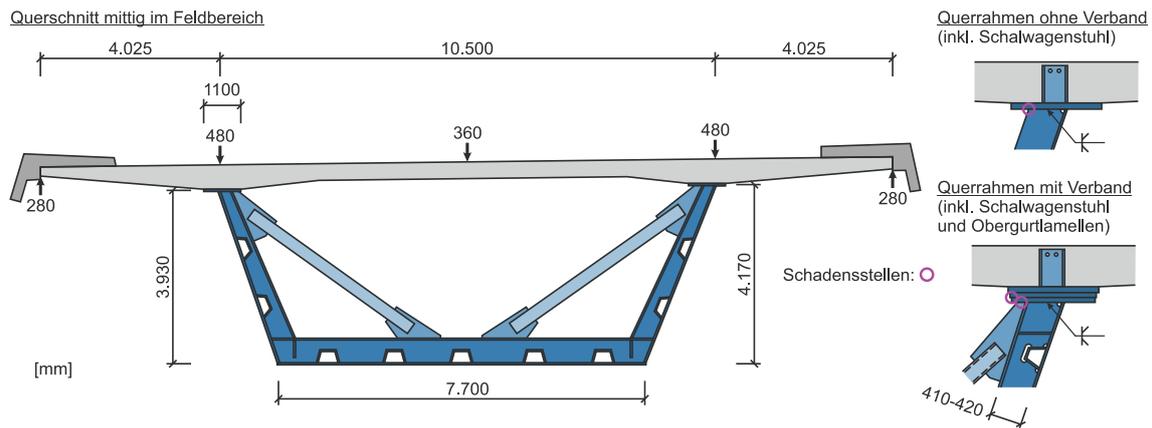


Abbildung 2.5 Übersicht zum Schadensfall Elbebrücke Hohenwarthe
(Bildnachweise: Heinz [62] (links & mittig), Autobahn GmbH [1] (rechts))

Die drei-feldrige Verbundbrücke aus dem Jahr 1997 überführt die BAB A2 nördlich von Magdeburg über die Elbe und weist insgesamt eine Länge von ca. 330 m auf, während die maximale Stützweite im Mittelfeld 140 m beträgt. Jede Richtungsfahrbahn wird dreispurig mit zusätzlichem Standstreifen auf einem separaten Teilbauwerk überführt. Der Überbau wurde als einzelliger Hohlkasten in Verbundbauweise mit quer vorgespannter Fahrbahnplatte ausgeführt. Der Querschnitt wird durch Querrahmen im Abstand von ca. 4 m ausgesteift. Jeder dritte Querrahmen wird durch einen zusätzlichen K-Verband verstärkt (vgl. Heinz [62] und Hanswille & Porsch [58]).

Bei der Brückenhauptprüfung im Jahr 2014 wurden in beiden Teilbauwerken zahlreiche Ermüdungsschäden im Bereich der Querrahmenanschlüsse festgestellt. Insbesondere befanden sich diese mittig im Mittelfeld und äußerten sich durch Risse in der Schweißnaht zwischen Hauptträgerobergurt und Querrahmen bzw. Knotenblech. In den Teilbereichen, wo eine lamellenartige Ausführung des Obergurts vorlag, ließen sich die Risse im Bereich der Längsnähte zwischen den Lamellen feststellen (vgl. Heinz [62]).

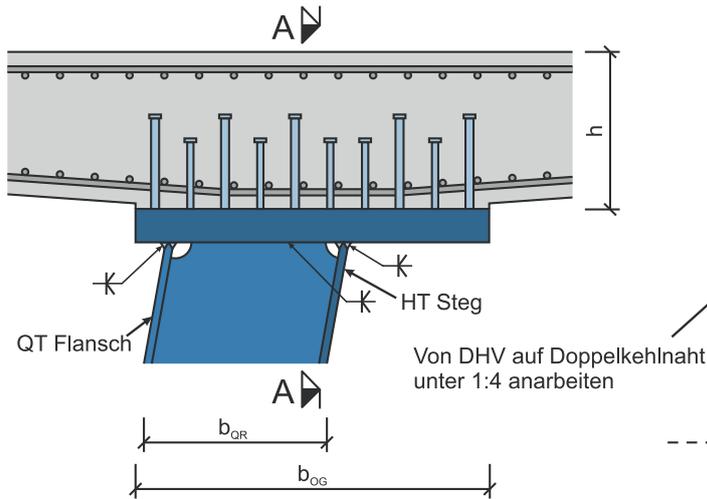
In einem angefertigten Gutachten (Hanswille & Porsch [58]) werden unberücksichtigte Biegemomente, die sich aus der Fahrbahnplatte in den Querrahmen fortsetzen als schadensursächlich identifiziert. Verstärkt wird die ungewollte Einspannung durch in die Fahrbahnplatte einbetonierte Schalwagenstühle. Diese wirken nach Casper et al. [12] wie ein Köcherfundament, wenn keine Abpolsterung vorgenommen wird. Die im Zuge des Gutachtens durchgeführten numerischen Berechnungen an einem dreidimensionalen Volumenmodell der Brücke zeigen, dass durch die vorhandenen Steifigkeitsverhältnisse signifikante Spannungsspitzen am Querrahmenschluss auftreten. Diese können bei einer ermüdungswirksamen Belastung zu Schäden führen. Weiterhin wird die thermische Beanspruchung aus einer Belagserneuerung ebenfalls als schadensursächlich identifiziert. Durch den Heißeinbau des Asphalts lag eine Temperaturdifferenz zwischen der Unter- und Oberseite der Fahrbahnplatte vor, wodurch Zwangsverformungen aufgetreten sind. Die numerische Nachrechnung zeigt, dass die elastische Tragfähigkeit an den zuvor identifizierten Spannungsspitzen infolge der Belagserneuerung überschritten wurde. Das Risswachstum wurde durch die somit nicht mehr auszuschließenden plastischen Bereiche maßgeblich beschleunigt. Das Gutachten schließt mit dem Fazit, dass die Regelungen zu Querrahmenanschlüssen deutlich konservativer formuliert werden sollten, um zukünftige Schadensfälle zu vermeiden.

2.2.4 Neuere Empfehlungen

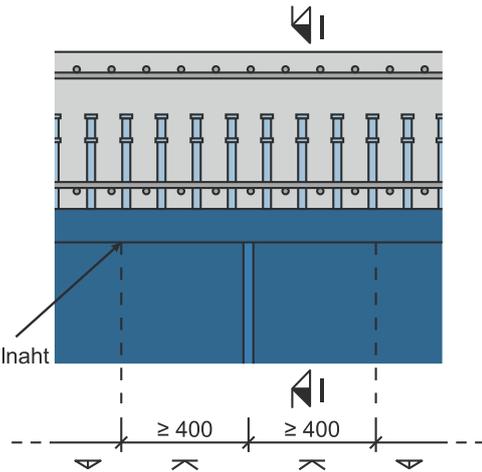
Aufgetretene Schadensfälle zum Anlass nehmend, wobei hier insbesondere der geschilderte Schadensfall an der Elbebrücke Hohenwarthe zu nennen ist, wurden in der Fortschreibung der „Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauwerken“ (RE-ING [8]) in der Ausgabe 12/2019 überarbeitete Konstruktionsempfehlungen für den Anschluss von Querrahmen eingeführt. Deren Verfasser erläutern die Hintergründe zur Entwicklung der auch als Planungshilfen bezeichneten Ausführungen in Casper et al. [12]. Die wichtigsten Inhalte werden nachfolgend sinngemäß wiedergegeben.

Es wird angeführt, dass die Regelungen der EN 1994-2/NA [30] für offene Querschnitte eingeführt wurden und auch nur für diese durch die Untersuchungen von Johnson & Molenstra [67] wissenschaftlich abgesichert sind. Die Anwendbarkeit für geschlossene Hohlkästen ist nicht belegt, kann jedoch im Grenzzustand der Tragfähigkeit akzeptiert werden, da durch lokale Betonschädigung unter der Kopfaufstandsfläche eine gewisse Rotationskapazität vorhanden ist. Demgegenüber wird angeführt, dass die ungewollten und bei der Bemessung nicht berücksichtigten Einspannmomente im Grenzzustand der Ermüdung zu Schäden führen können. Um dieses Moment ermüdungssicher vom Querrahmenanschluss aufnehmen zu können, wurden umfangreiche Planungshilfen entwickelt, welche auszugsweise in Abbildung 2.6 dargestellt sind.

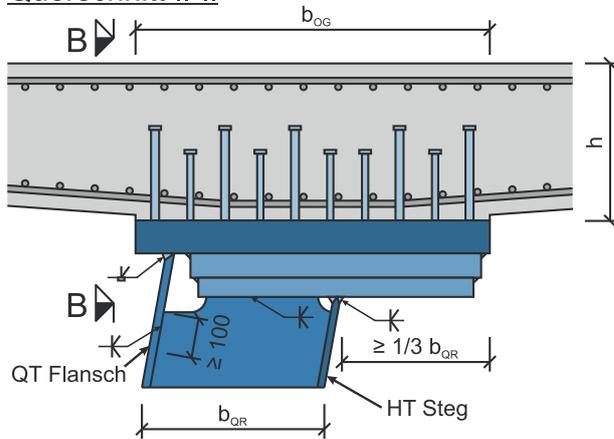
Querschnitt I-I



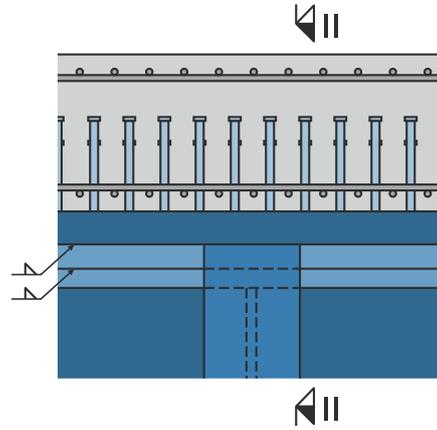
Längsschnitt A-A



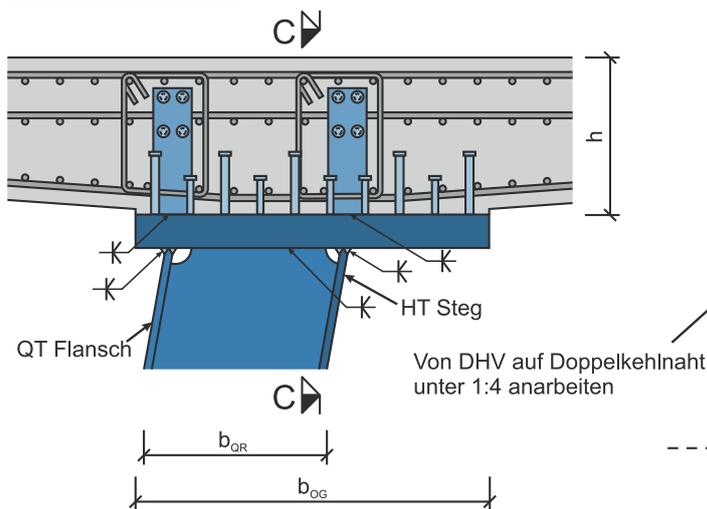
Querschnitt II-II



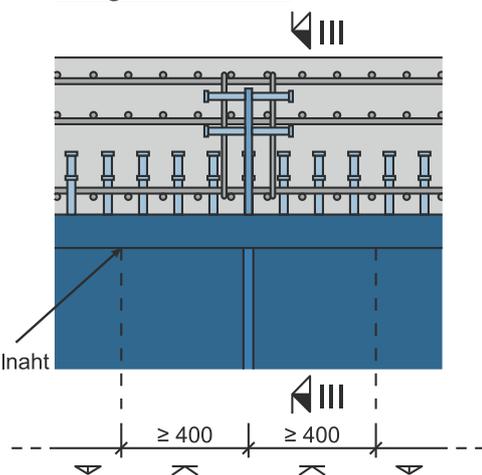
Längsschnitt B-B



Querschnitt III-III



Längsschnitt C-C



Die Breite „ b_{or} “ sollte unter Beachtung der Nachweise für Schub und Biegung minimiert werden.

[mm]

Der Querträgerflansch ist an die obere Lamelle anzuschließen.

Die Anzahl der Lamellen sollte unter Ausnutzung der zulässigen Blechdicken nach DIN EN 1993-2 minimiert werden.

Abbildung 2.6 Auszug der Planungshilfen zur konstruktiven Ausführung von Querrahmenanschlüssen nach RE-ING [8]

Die Planungshilfen sehen vor, dass sämtliche Bleche im Anschlussbereich von Feldquerrahmen standardmäßig mit einer K- bzw. DHV-Naht an den Hauptträgerobergurt angeschlossen werden. Kehlnähte oder andere Stumpfnahmformen sind nicht mehr vorgesehen. Selbst das Stegblech des Hauptträgers ist mittels K-Naht an den Obergurt anzuschließen und mit einem entsprechenden Nahtübergang in den Normalbereich zu überführen, wo der Anschluss üblicherweise mittels Halskehlnähten stattfindet.

Weiterhin werden spezifische Angaben gemacht, wie der Querrahmenanschluss auszuführen ist, wenn der Obergurt als Blechpaket über einzelne Lamellen vorliegt. Wird der Querrahmengurt an dem untersten Blech angeschlossen, folgt aus einem einwirkenden Querbiegemoment ein Auseinanderziehen der Einzelbleche. Dadurch werden die Längsnähte auf Biegung mit wurzelseitigem Zug beansprucht. Um diese ungünstige Beanspruchung zu vermeiden, sollte der Querrahmengurt stets an der obersten Lamelle des Blechpakets angeschlossen werden.

Sofern bei der Berechnung des Querrahmens eine biegesteife Lagerung angenommen wird, wie es z. B. nach Casper et al. [12] für steife Auflagerquerrahmen der Fall sein kann, sind zusätzliche konstruktive Maßnahmen zu ergreifen, um die auftretenden Zugkräfte aufzunehmen. Wie bereits von Hanswille & Stranghöner [61] vorgeschlagen, sind dazu stehende Bleche mit liegenden Kopfbolzendübeln und zusätzlicher Rückhängebewehrung vorzusehen. Da Kopfbolzen im Verbundbau standardmäßig für Schub aus dem Längssystem bemessen werden, existieren etablierte und abgesicherte Bemessungsregeln für diese Lösung. Im Gegensatz dazu ist eine Zugbeanspruchung gemäß EN 1994 nur im geringen Maße zulässig ($0,1P_{Rd}$) und sollte daher planmäßig vermieden werden (siehe hierzu auch Hanswille et al. [60]).

Abschließend weisen Casper et al. [12] darauf hin, dass für einen abgesicherten Nachweis der Ermüdung noch weitere wissenschaftliche Untersuchungen erforderlich sind. Sie empfehlen daher, diesbezüglich weitere Forschungsarbeiten zu initiieren.

2.3 Zugbeanspruchte Kopfbolzen

Bei Konstruktionen des Verbundbaus ist die wesentliche Tragwerksaufgabe von Kopfbolzen Längsschubkräfte zwischen Stahl- und Betongurt zu übertragen, sodass deren Verbundtragwirkung realisiert werden kann. Wie zuvor erläutert, ist eine planmäßige Zugkraftbeanspruchung nicht vorzusehen. Im Rahmen der EN 1994 sind lediglich Zugkräfte bis 10 % des Bemessungswerts der Schubtragfähigkeit zulässig, was bei üblichen Dübeldurchmessern und Betonfestigkeiten etwa 5 – 10 kN entspricht. Zugkräfte in dieser Größenordnung und ihr Einfluss auf die Längsschubtragfähigkeit der Dübel dürfen vernachlässigt werden (vgl. EN 1994-1-1 [28] bzw. EN 1994-2 [29]).

Dass auch größere Zugkräfte über Kopfbolzen übertragen werden können, zeigt die Bemessungsnorm für Befestigungsmittel EN 1992-4 [21]. Kopfbolzen, welche auf Ankerplatten aufgeschweißt sind, werden hier insbesondere dazu verwendet, biegesteife Anschlüsse zwischen Stahl- und Betonbauteilen zu realisieren. Im Bereich der Befestigungstechnik gibt es daher umfangreiche Erkenntnisse zur Zugbeanspruchung von Kopfbolzen, welche potenziell auf die Situation am Querrahmenanschluss übertragbar sind. Da zum jetzigen Zeitpunkt noch unklar ist, wie groß und verteilt die Zugkräfte in der Verbundfuge durch das ungewollte Anschlussmoment sind, werden nachfolgend relevante Erkenntnisse für zugbeanspruchte Kopfbolzen aus dem Bereich der Befestigungstechnik erläutert.

2.3.1 Versagenscharakteristiken im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Um die Erkenntnisse aus dem Bereich der Befestigungstechnik auf den Verbundbau zu übertragen, sind zunächst Bedingungen zu nennen, welche die beiden Anwendungsfälle voneinander abgrenzen. Wird ein Einzelkopfbolzen betrachtet, können nach EN 1992-4 [21] verschiedene Versagensmodi maßgebend sein. Da typischerweise keine planmäßige Bewehrung zur Aufnahme der Kopfbolzenzugkräfte in der Verbundfuge vorgesehen wird, werden die Versagensmodi für Kopfbolzen mit Rückhängebewehrung bei den nachfolgenden Betrachtungen vernachlässigt. Außerdem ist davon auszugehen, dass ein ausreichender Randabstand zur nächsten freien Betonkante vorhanden ist und kein seitlicher Betonausbruch stattfinden kann. Somit bleiben noch die Versagensmodi Stahlbruch, kegelförmiger Betonausbruch und Herausziehen übrig, welche im Grenzzustand der Tragfähigkeit maßgebend sein können (vgl. Abbildung 2.7).

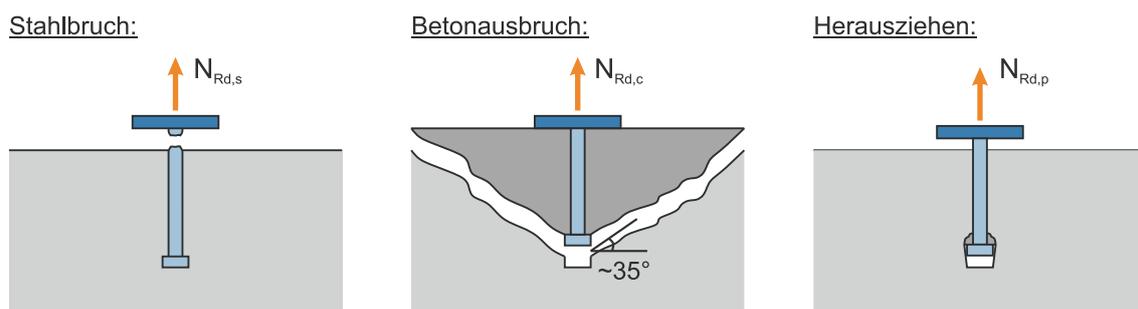


Abbildung 2.7 Versagensmodi zugbeanspruchter Kopfbolzen (nach Kuhlmann et al. [69])

Der Versagensmodus Betonausbruch ist gekennzeichnet durch einen kegelförmigen Ausbruchkörper, welcher den Beton beginnend von der Kopfaufstandsfläche unter einem Winkel von ca. 35° durchtrennt (vgl. Eligehausen et al. [44]). Dieser Modus ist insbesondere bei kürzeren Kopfbolzen maßgebend, da die Mantelfläche, welche letztlich den Widerstand gegen das Ausbrechen darstellt, bei einem konstanten Ausbruchswinkel allein von der Kopfbolzenlänge abhängig ist. Wenn der Kopfbolzen ausreichend tief verankert ist, kann ein Betonausbruch ausgeschlossen werden und der Versagens-

modus Stahlbruch wird maßgebend. Dieser stellt den größtmöglichen Zugwiderstand des Kopfbolzen dar und ist gekennzeichnet durch das Zugversagen des Bolzenquerschnitts (vgl. Mallée et al. [75]). Der Versagensmodus des Herausziehens aus dem Beton ist bei Kopfbolzen eher theoretischer Natur. Durch die vorhandene Kopfaufstandsfläche handelsüblicher Kopfbolzen und einer zulässigen Unterkopfpresung, die etwa um das 10- bis 12-fache größer ist als die Betondruckfestigkeit, liegt stets ein hoher Herausziehewiderstand vor. Dennoch treten bis zum Erreichen der maßgebenden Versagenslast lokale Betonschädigungen im Bereich der Aufstandsfläche des Kopfbolzens auf, weshalb das Herausziehen zu dessen Steifigkeit beiträgt (vgl. Kuhlmann et al. [69]).

Kopfbolzen im Verbundbau kommen typischerweise nicht einzeln, sondern stets im engen Raster in Längs- und Querrichtung der Verbundfuge vor. Die Versagenscharakteristik eines einzelnen Kopfbolzens ist daher sicherlich nicht repräsentativ. So ist es unwahrscheinlich, dass der Betonausbruch von lediglich einem Einzelbolzen auftritt. Vielmehr überschneiden sich die Ausbruchskegel der zugbeanspruchten Kopfbolzen, wodurch ein gemeinsamer Ausbruchskörper entsteht (vgl. Eligehausen et al. [44]). Auch bei den Untersuchungen von Johnson & Molenstra [67] wurde diese Versagenseigenschaft festgestellt. Allerdings ist unklar, wie sich der Ausbruchskörper lokal am Querrahmen gestalten könnte, da hier die Größe und Verteilung der Zugkräfte unbekannt ist.

2.3.2 Steifigkeitseigenschaften

Die Erkenntnisse der Befestigungstechnik zur Steifigkeit von Kopfbolzenverankerungen basieren größtenteils auf den Forschungsarbeiten von Hofmann et al. [65] und werden beispielsweise in Kuhlmann et al. [69] zur Anwendung in der Praxis aufbereitet. Das zugrunde gelegte Bemessungskonzept basiert auf der Komponentenmethode nach EN 1993-1-8 [24] bzw. EN 1994-1-1 [28]. Diese Methode beschreibt die Verformungseigenschaften eines Anschlusses über ein mechanisches Modell der Steifigkeiten aller vorhandenen Einzelkomponenten. Die Steifigkeit eines zugbeanspruchten Kopfbolzens ohne Rückhängebewehrung kann nach den Angaben von Hofmann et al. [65] in drei Komponenten unterteilt werden, welche den drei zuvor erläuterten Versagensmodi zuzuschreiben sind. Gemäß Kuhlmann et al. [69] ist die Steifigkeit der Komponente für den Betonausbruch jedoch als starr anzusehen, da bis zum Erreichen des Bemessungswiderstands keine Verschiebung aus dieser Komponente auftritt. Demnach verbleiben noch die Komponenten für ein Stahlversagen ($k_{t,s}$) und das Herausziehen des Kopfbolzens aus dem Beton ($k_{t,p}$), welche sich wie in Reihe geschaltete Federn verhalten (vgl. Abbildung 2.8).

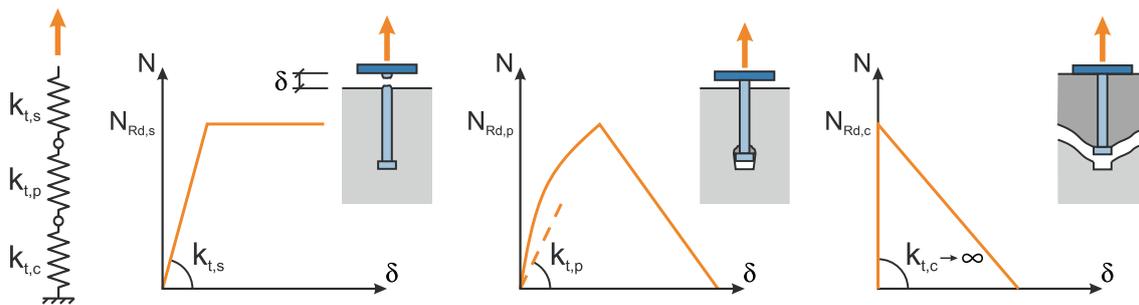


Abbildung 2.8 Qualitative Komponentensteifigkeit zugbeanspruchter Einzelkopfbolzen ohne Rückhängebewehrung (nach Kuhlmann et al. [69])

Die lineare Steifigkeit $k_{t,s}$ ergibt sich aus der Dehnsteifigkeit des Bolzens bezogen auf dessen Schaftlänge zu Gleichung (2.1). Für den Versagensmodus Herausziehen weist das Last-Verformungsverhalten einen nicht linearen Verlauf bis zum Bemessungswiderstand auf. Vereinfachend kann nach Kuhlmann et al. [69] die in Gleichung (2.2) angegebene Linearisierung angesetzt werden, wobei der Faktor 0,08 empirisch auf Grundlage von Versuchen festgelegt wurde. Zwar existieren auch genauere Beschreibungen für den Herausziehewiderstand von Kopfbolzen (vgl. Furche [51] oder Berger [2]), allerdings stellt die Linearisierung für die Belange dieser Arbeit eine hinreichend genaue Näherung dar.

$$k_{t,s} = \frac{E_s \cdot A_{s,nom}}{L_h} \quad [\text{N/mm}] \quad (2.1)$$

mit: E_s E-Modul des Schaftmaterials (210.000 MPa) [MPa]

$A_{s,nom}$ Spannungsquerschnitt des Bolzens [mm²]

L_h Länge des Schafts [mm]

$$k_{t,p} = \frac{A_h \cdot f_{ck}}{0,08} \quad [\text{N/mm}] \quad (2.2)$$

mit: A_h Kopfaufstandsfläche [mm²]

f_{ck} Betondruckfestigkeit [MPa]

$$k_{ges} = \left(\frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_p} \right)^{-1} \quad [\text{N/mm}] \quad (2.3)$$

Weiterhin können Steifigkeitsangaben auch in den Europäischen Technischen Bewertungen (ETA, engl. European Technical Assessment) von Ankerplatten mit Kopfbolzen gefunden werden. Kopfbolzen für die Anwendung in Verbundkonstruktionen werden durch die harmonisierte Norm ISO 13918 [39] geregelt. Demgegenüber handelt es sich bei Ankerplatten mit aufgeschweißten Kopfbolzen ebenfalls um Bauprodukte, für welche jedoch keine normative Harmonisierung vorliegt. Daher muss jeder Kopfbolzenhersteller eine ETA erwirken, um die eigenen Produkte für die Anwendung bei Ankerplatten im

europäischen Wirtschaftsraum vertreiben zu können. Die Grundlage der ETAs von Ankerplatten mit Kopfbolzen bildet das Europäische Bewertungsdokument EAD 330084-00-0601 (EOTA [46]). In den ETAs (z. B. DIBt [14]) wird für die abgedeckten Bolzendurchmesser eine spezifische Kraft angegeben, welche erforderlich ist, um einbetonierte Kopfbolzen 0,7 mm aus dem Beton zu ziehen. Wird die angegebene Kraft durch den Bezugswert der Verschiebung geteilt, ergeben sich Steifigkeitswerte, die innerhalb des Anwendungsbereichs der ETA allein vom Bolzendurchmesser abhängen. Die so ermittelten Steifigkeitswerte für einen Einzelkopfbolzen liegen allerdings je nach Kopfbolzenlänge und Betonfestigkeit unter den Werten, welche nach der Komponentenmethode berechnet werden. In Abbildung 2.9 ist ein exemplarischer Vergleich der Steifigkeitswerte in Abhängigkeit der Kopfbolzenlänge für die verbundbrückentypische Betonfestigkeitsklasse C35/45 dargestellt.

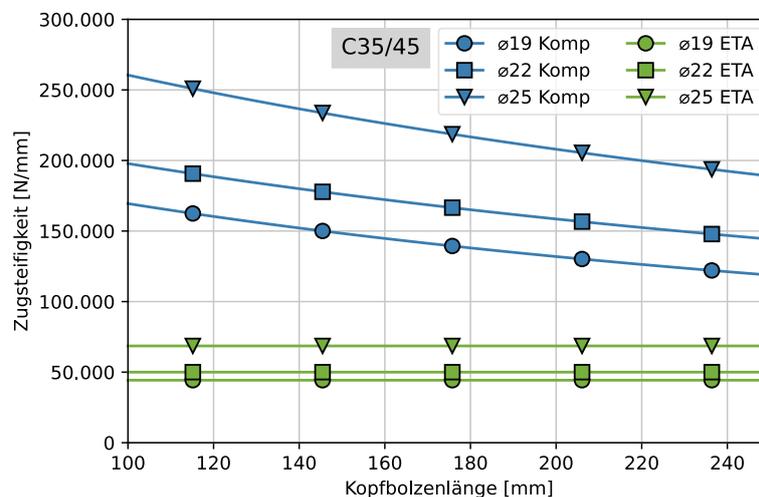


Abbildung 2.9 Vergleich der Zugsteifigkeiten nach der Komponentenmethode (Komp) und nach ETA für einen Einzelkopfbolzen (Kopfbolzen nach DIBt [14])

Eine Begründung für die teilweise deutlich abweichenden Werte konnte nicht gefunden werden. Da jedoch nach Kuhlmann et al. [69] beide Methoden eingesetzt werden können, wird im Rahmen der eigenen Versuche die tatsächlich vorhandene Kopfbolzensteifigkeit gemessen.

2.4 Grundlagen zur Ermüdungsbewertung

Im Folgenden werden technische Grundlagen erläutert, welche zur Ermüdungsbewertung im Kontext der vorliegenden Arbeit von Bedeutung sind. Da der Ermüdung von Stahlbauten mittlerweile eine hohe Relevanz beigemessen wird, gibt es umfangreiche Erkenntnisse zu diesem Thema. Die folgenden Ausführungen sollen lediglich einen groben Überblick über vereinzelte Aspekte bieten. Für weiterführende Informationen sei auf die jeweils angegebenen Quellen verwiesen.

2.4.1 Nachweisprinzip

Der Nachweis der Ermüdung ist bei den dünnwandigen Konstruktionen des Stahlbaus von großer Bedeutung. Eine häufig wiederkehrende Beanspruchung (z. B. aus Verkehr) kann bereits im elastischen Bereich der Nennspannungen zu einem vorzeitigen Versagen in Form eines fortschreitenden Ermüdungsrissses führen. Hiervon betroffen sind insbesondere Tragwerksstellen mit großen lokalen Spannungsspitzen. Da die Schweißnähte von Stahlkonstruktionen einerseits eine geometrische Kerbe darstellen und andererseits einen relevanten Eigenspannungszustand aufweisen, sind geschweißte Verbindungen besonders ermüdungskritisch. Dies trifft auch für die wiederholt auftretenden, ungewollten Einspannmomente beim gelenkig berechneten Querrahmenanschluss zu und kann zu Schadensfällen führen (vgl. Casper et al. [12] und Schmitt [90]). Um einen sicheren Nachweis führen zu können, müssen daher sämtliche Spannungsanteile bekannt sein.

Der Ermüdungsnachweis ist für jedes relevante Kerbdetail zu führen und kann in eine Einwirkungs- und eine Widerstandsseite eingeteilt werden. Die Einwirkungsseite besteht aus der Spannungsschwingbreite am Kerbdetail, welche bei Straßenbrücken infolge der einwirkenden Verkehrsbelastung auftritt. Demgegenüber kann die Widerstandsseite mit Wöhlerlinien dargestellt werden, welche einen kerbdetailspezifischen Zusammenhang zwischen vorhandener Spannungsschwingbreite und ertragbarer Lastwechselzahl herstellen. Die Wöhlerlinien selbst werden anhand einer Vielzahl von Ermüdungsversuchen an äquivalenten Proben des Kerbdetails ermittelt (vgl. z. B. Feldmann et al. [49]) und im doppellogarithmischen Maßstab angegeben. Zur Anwendung in der Praxis werden standardmäßig vorkommende Kerbdetails in sogenannte Kerbfälle klassifiziert, welche einen fest definierten Wöhlerlinienverlauf aufweisen. Diese Klassifizierung wird durch die einschlägigen Regelwerke wie z. B. EN 1993-1-9 [25] oder Hobbacher [64] angegeben.

Der Begriff der Schädigung versteht sich nun bei konstanter Spannungsschwingbreite am Kerbdetail als Quotient aus der über die Lebensdauer des Tragwerks einwirkenden Lastwechselzahl N_E bezogen auf die theoretisch ertragbare Lastwechselzahl aus der zugehörigen Wöhlerlinie N_R . Bei einer mehrstufigen Belastung mit unterschiedlich großen Spannungsschwingbreiten greift die lineare Schadensakkumulationstheorie nach Miner [78] (Miner-Regel). Diese besagt, dass die Gesamtschädigung über die Summe der Teilschädigungen berechnet werden kann (vgl. Gleichung (2.4)). Die Lebensdauer ist erreicht, wenn die Schadenssumme D den Wert 1,0 annimmt.

$$D = \sum \frac{N_{i,E}}{N_{i,R}} \leq 1,0 \quad (2.4)$$

2.4.2 Spannungskonzepte

Für die Nachweisführung ist die Art der Spannungsermittlung von entscheidender Bedeutung. Aufgrund der Spannungskonzentration am Kerbdetail kann der Spannungszustand nicht mehr über Nennspannungen beschrieben werden. Daher existieren mit dem Strukturspannungskonzept und dem Kerbspannungskonzept zwei Alternativen, bei denen die Spannungsermittlung unmittelbar an der Schweißnaht durchgeführt wird. Zwar kann mit den lokalen Konzepten die Schädigung sehr genau bestimmt werden, jedoch erfordert deren Anwendung einen deutlichen Mehraufwand hinsichtlich der Modellbildung. In der Bemessungspraxis wird daher üblicherweise ein Nachweis auf Basis von Nennspannungen durchgeführt, bei dem die spannungserhöhenden Effekte auf der Widerstandsseite bzw. bei der Kerbfallklassifizierung berücksichtigt werden. Da jedoch das Strukturspannungskonzept im Kontext dieser Arbeit relevant ist, werden im Folgenden dessen Grundzüge erläutert. Eine grafische Gegenüberstellung von Nenn- und Strukturspannungen ist in Abbildung 2.10 links dargestellt. Für nähere Ausführungen zum Kerbspannungskonzept sei beispielsweise auf Hobbacher [64] oder DVS [43] verwiesen.

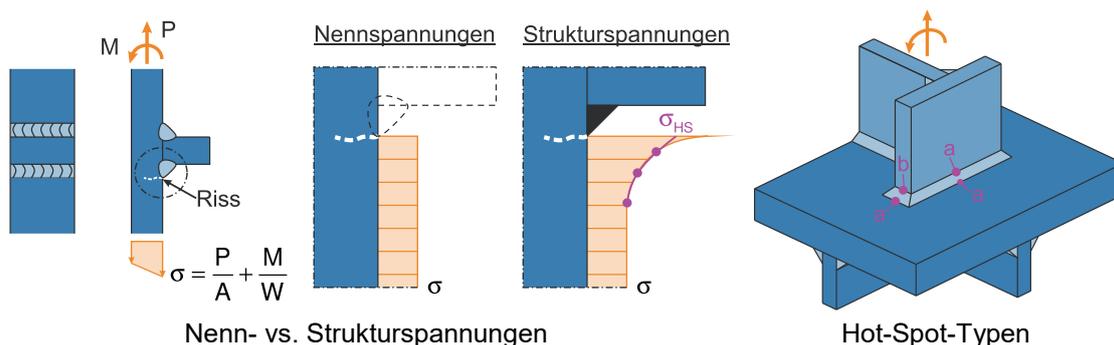


Abbildung 2.10 Abgrenzung der Spannungskonzepte und Hot-Spot-Typen
(links: nach Euler et al. [47]; rechts: nach Niemi et al. [82])

Strukturspannungen werden an FEM-Modellen mit Schalen- oder Volumenelementen an sogenannten Hot-Spots ermittelt. Der Begriff Hot-Spot-Spannung hat sich daher als alternative Bezeichnung etabliert. Sie beinhalten neben den Nennspannungen auch die spannungserhöhenden Effekte aus der makro-geometrischen Struktur sowie der Geometrie des Anschlusses (vgl. Euler et al. [47]). Der Einfluss der Schweißnahtgeometrie wird hingegen nicht berücksichtigt. Um diesen Anteil aus den Spannungen heraus zu filtern, gibt es verschiedene Extrapolationsvorschriften. Diese erlauben eine Hot-Spot-Spannungsermittlung durch quadratische oder lineare Überlagerung von Spannungen an fest definierten Stützstellen vor der Schweißnaht. So wird beispielsweise von Niemi et al. [82] für eine Stelle mit steilem Spannungsanstieg zur Naht folgende quadratische Extrapolationsvorschriften empfohlen:

$$\text{Hot-Spot-Typ „a“:} \quad \sigma_{HS} = 2,52 \cdot \sigma_{0,4t} - 2,24 \cdot \sigma_{0,9t} + 0,72 \cdot \sigma_{1,4t} \quad (2.5)$$

$$\text{Hot-Spot-Typ „b“:} \quad \sigma_{\text{HS}} = 3 \cdot \sigma_{4 \text{ mm}} - 3 \cdot \sigma_{8 \text{ mm}} + \sigma_{12 \text{ mm}} \quad (2.6)$$

mit: „a“/„b“ nach Abbildung 2.10 rechts

σ_j Spannung im Abstand von j zum Fuß der Schweißnaht

t Blechdicke am Ort der Spannungsermittlung [mm]

Alternativ existieren auch Ansätze, bei denen die Strukturspannung unmittelbar an einem Punkt vor der Schweißnaht abgelesen werden. So wird beispielsweise von Haibach [56] vorgeschlagen, die Strukturspannungen direkt im Abstand von $0,5t$ vor der Schweißnaht zu bestimmen (siehe auch Osawa et al. [84]).

Ein weiterer Vorteil besteht darin, dass Hot-Spot-Spannungen auch experimentell durch Versuche bestimmt werden können. Hierfür müssen lediglich an den entsprechenden Stützstellen Dehnungsmessstreifen appliziert und die Messdaten gemäß der zutreffenden Extrapolationsvorschrift ausgewertet werden (vgl. Niemi et al. [82], Lee et al. [71]).

Abschließend ist zu erwähnen, dass bei der numerischen Modellbildung einige Randbedingungen zu berücksichtigen sind, die eine vertiefte Kenntnis in der Anwendung des Strukturspannungskonzepts erfordern. Hierzu zählen etwa die Netzfeinheit, die Modellierung der Schweißnahtsteifigkeit bei Schalenelementen oder der Einfluss von Imperfektionen. Weiterführende Informationen können unter anderem Feldmann et al. [48], Hobbacher [64], Niemi et al. [82] oder Rodenburg et al. [86] entnommen werden.

2.4.3 Einwirkungsseite

Die einwirkenden Spannungsschwingspiele, welche für den Ermüdungsnachweis maßgebend sind, resultieren bei Straßenbrücken aus dem einwirkenden Schwerverkehr. Zum Zeitpunkt der Brückenbemessung kann die Verkehrsentwicklung hinsichtlich Achslasten und Verkehrsstärke naturgemäß nur prognostiziert werden (vgl. Mensinger [76]). Für eine ausreichende Sicherheit im Grenzzustand der Ermüdung ist daher ein geeignetes Lastmodell zu wählen, welches repräsentativ für den erwartbaren zukünftigen Verkehr ist. Für den Ermüdungsnachweis zulässig sind gemäß EN 1991-2 [17] bzw. EN 1991-2/NA [18] die Ermüdungslastmodelle (ELM) 3 und 4. Die nachfolgenden Ausführungen beschränken sich auf das ELM3, da es das standardmäßig eingesetzte Lastmodell zur Ermüdungsbewertung von Straßenbrücken ist und auch im Zuge dieser Arbeit verwendet wird. Das ELM4 ist nur in Ausnahmefällen vorgesehen, wie z. B. bei einem genaueren Ermüdungsnachweis bei einer Brückennachrechnung (vgl. Nachrechnungsrichtlinie [9]).

Das Konzept von ELM3 sieht vor, dass die maßgebende Spannungsschwingbreite aus der Belastung mit einem Einzelfahrzeug durch einen Anpassungsfaktor auf ein zu einem Basisverkehr schadensäquivalentes Maß angehoben wird. Anders formuliert ergibt sich

ein Einstufenkollektiv, welches die gleiche Schädigung verursacht wie das Spannungskollektiv des angesetzten Basisverkehrs. Nach Merzenich & Sedlacek [77] gilt somit folgende Gleichung:

$$\gamma_{Ff} \cdot \lambda \cdot \Delta\sigma_{LM} = \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_f \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} \quad (2.7)$$

mit:	γ_{Ff}	Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite
	γ_{Mf}	Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite
	λ	Anpassungsfaktor
	$\Delta\sigma_{LM}$	Beanspruchungsamplitude des Lastmodells
	$\Delta\sigma_f$	Äquivalentwert auf der Einwirkungsseite
	$\Delta\sigma_c$	Nennwert auf der Widerstandsseite

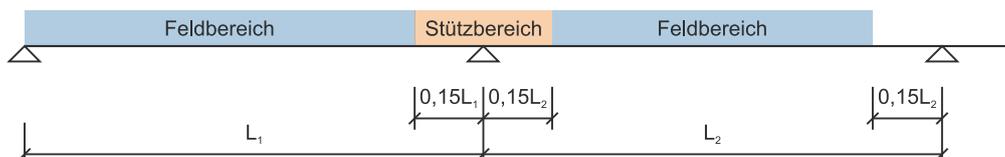
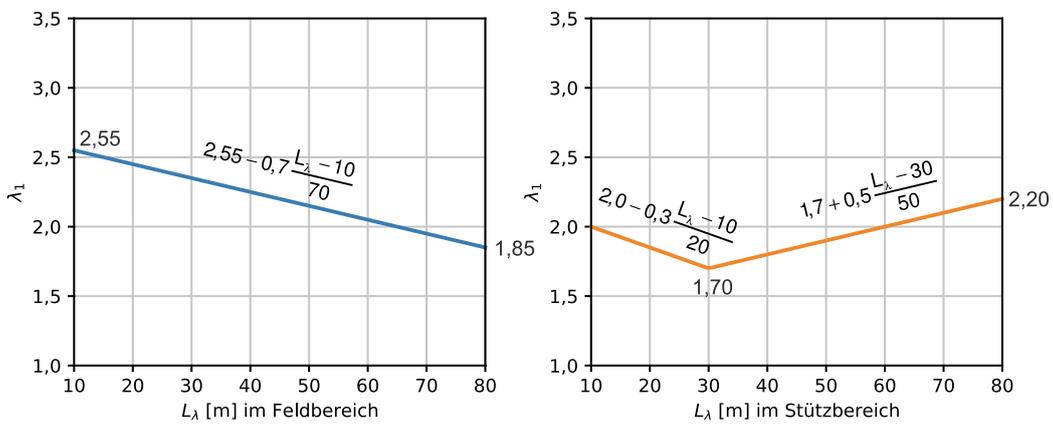
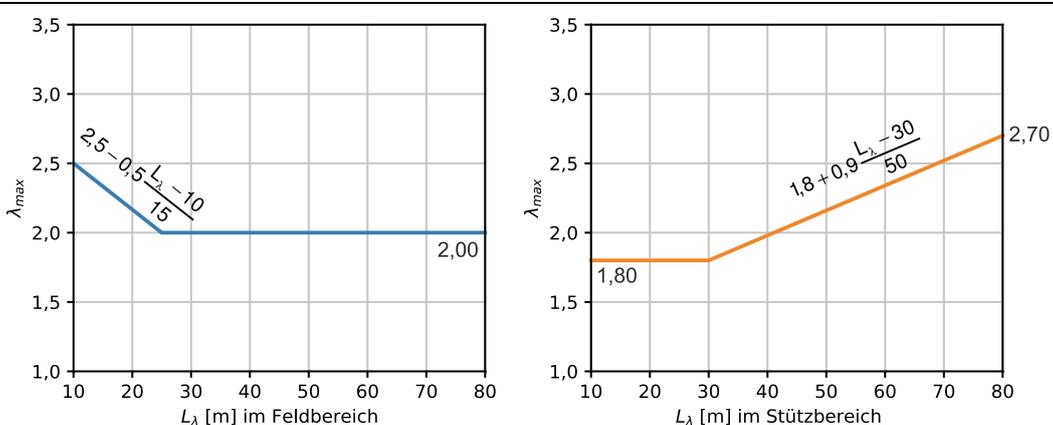
Das von Bruls [6] entwickelte Einzelfahrzeug des ELM3 besteht aus vier Achsen zu je 120 kN und weist damit ein Gesamtgewicht von 48 t auf. Die Achsen sind als Doppelachsen mit einem Achsabstand von 7,2 m angeordnet, wobei innerhalb der Doppelachse ein Abstand von 1,2 m vorliegt. Um die Einwirkungen infolge dieses Fahrzeugs auf ein schadensäquivalentes Niveau zu heben, wurden von Merzenich & Sedlacek [77] bei der Entwicklung der Eurocodes Anpassungsfaktoren (λ -Faktoren) definiert:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \leq \lambda_{\max} \quad (2.8)$$

Die einzelnen Faktoren werden in Tabelle 2.1 näher erläutert. Die Kalibrierung der λ -Faktoren basiert auf dem Verkehr, welcher 1986 auf der Autoroute A6 bei der französischen Gemeinde Auxerre aufgezeichnet wurde. Für diesen Basisverkehr wurden verschiedene Längssysteme und Einflusslinien ausgewertet und die λ -Faktoren unter der Bedingung der Schadensgleichheit zum ELM3 abgeleitet. Somit sind sämtliche Ermüdungsnachweise nach dem Konzept der Schadensäquivalenz als Nachweis des Auxerre-Verkehrs zu verstehen. Abweichungen hinsichtlich Verkehrsaufkommen, Achslasten oder Nutzungsdauer werden durch die Skalierung mit den entsprechenden Faktoren λ_i berücksichtigt.

Da bei der Ermittlung der λ -Faktoren die Neigung der Wöhlerlinie eingeht, sind die Faktoren baustoffspezifisch. Für Ermüdungsnachweise des Baustahls von Verbundbrücken verweist die EN 1994-2 [29] auf den entsprechenden Teil der EN 1993-2 [27]. Die dort angegebenen Faktoren wurden vornehmlich für die Anwendung bei orthotropen Platten abgeleitet. Da die Trägerrostwirkung von Längs- und Querträgern nicht direkt mit dem kontinuierlichen Lastabtrag der Fahrbahnplatte von Verbundbrücken vergleichbar ist, besteht in der Anwendung der EN 1993-2 [27] auf das Quersystem eine gewisse Unschärfe bezüglich der kritischen Länge der Einflusslinie.

Tabelle 2.1 Ermittlung der Faktoren λ_i nach EN 1993-2 [27]

<p>λ_1 Spannweitenfaktor</p> 	
	
<p>Abbildung 2.11 Ermittlung von λ_1 mit $L_\lambda =$ kritische Länge der Einflusslinie [m]</p>	
<p>λ_2 Verkehrsstärkenfaktor</p>	
$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{480} \cdot \left(\frac{N_{obs}}{0,5 \cdot 10^6} \right)^{1/5} \geq 1,1^a$	<p>mit: Q_{m1} mittleres Gesamtgewicht der Schwerlastfahrzeuge in [kN] N_{obs} zu erwartende Anzahl von Fahrzeugen je Jahr auf dem Schwerverkehrsstreifen</p>
<p>^a Mindestwert für λ_2 gemäß ARS22/2012 [10]</p>	
<p>λ_3 Lebensdauerfaktor</p>	
$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5}$	<p>mit: t_{Ld} Nutzungsdauer der Brücke in Jahren</p>
<p>λ_4 Spurfaktor</p>	
$\lambda_4 = (1 + (k - 1) \cdot 0,1)^{1/5}$	<p>mit: k Anzahl der Schwerverkehrsstreifen</p>
<p>λ_{max} Obere Begrenzung infolge der Dauerfestigkeit</p>	
	
<p>Abbildung 2.12 Ermittlung von λ_{max} mit $L_\lambda =$ kritische Länge der Einflusslinie [m]</p>	

Neuere Studien mit aktuellen Verkehrsdaten (vgl. Bianchi et al. [3]) zeigen weiterhin, dass insbesondere im Bereich kurzer Längen der Einflusslinie L_λ die Faktoren λ_1 und λ_{\max} tendenziell zu konservativ sind. Aus diesem Grund wird aktuell eine Überarbeitung des Konzepts zur Ermittlung der Schadensäquivalenzfaktoren vorgenommen, welches jedoch noch Gegenstand kontroverser Diskussionen ist (vgl. Oberhaidinger et al. [83]).

2.4.4 Widerstandsseite

Die Widerstandsseite des Ermüdungsnachweises nach EN 1993-1-9 [25] wird durch Wöhlerlinien definiert, welche auf der Arbeit von Wöhler [99] basieren. Wie bereits erwähnt, stellen diese einen Zusammenhang zwischen der einwirkenden Spannungsschwingbreite und der ertragbaren Schwingspielzahl her. Die Wöhlerlinien werden auf Grundlage von Wöhler- bzw. Schwingfestigkeitsversuchen ermittelt (vgl. DIN 50100 [41]), bei der verschiedene gleichartige Probekörper eines Kerbdetails mit variierender Spannungsschwingbreite bis zu einem definierten Abbruchkriterium (i. d. R. Probenversagen oder spezifische Risslänge) geprüft werden. Die Schwingspielzahl, bei der das Abbruchkriterium eintritt, wird anschließend gegenüber der aufgebrachten Spannungsschwingbreite in einem Diagramm mit doppelt-logarithmischem Maßstab eingetragen. Werden die Ergebnisse aller Versuche mit unterschiedlicher Spannungsschwingbreite in das gleiche Diagramm eingetragen, kann die Wöhlerlinie als Regressionsgerade zwischen den einzelnen Punkten ermittelt werden. Da die Lebensdauer der untersuchten Proben von verschiedenen Faktoren abhängt (z. B. Schweißnahtgeometrie, Eigenspannungszustand oder materielle Unregelmäßigkeiten), sind die Ergebnisse mit einer gewissen Streuung behaftet und es ist eine gewisse Mindestprobenanzahl vorzusehen, um statistisch repräsentative Ergebnisse zu erhalten. Für eine ausreichende Sicherheit beim Ermüdungsnachweis erfolgt die Kerbfallklassifizierung nach EN 1993-1-9 [25] mit einer Überlebenswahrscheinlichkeit von 95 % (vgl. Feldmann et al. [49]).

Um die einwirkende Ermüdungsbeanspruchung am Querrahmenanschluss bewerten zu können, ist für die relevanten Anschlusskomponenten eine Kerbfallzuordnung vorzunehmen. Im Zuge dieser Arbeit sind insbesondere der Querrahmengurtanschluss und die zugbeanspruchten Kopfbolzen von Interesse. Die getroffene Zuordnung ist in Abbildung 2.13 angegeben. Nachfolgend werden vertiefende Informationen getrennt für die beiden Kerbdetails wiedergeben.

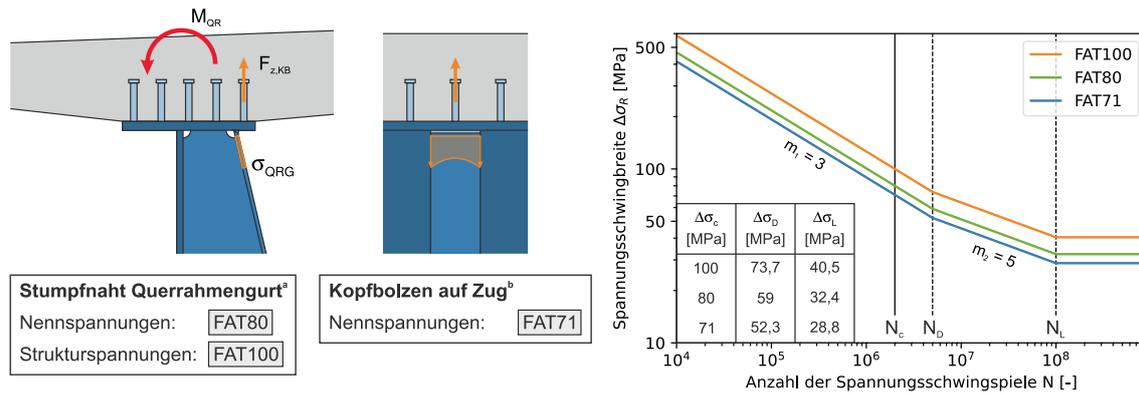


Abbildung 2.13 Kerbfallzuordnung nach EN 1993-1-9 [25]^a und Fröhlich et al. [50]^b

Kopfbolzen

Das Kerbdetail eines zugbeanspruchten Kopfbolzens befindet sich nicht im Kerbfallkatalog der EN 1993-1-9 [25]. Dies ist einerseits damit zu begründen, dass dieser Anwendungsfall im Verbundbau nicht vorgesehen ist und hierzu dementsprechend auch keine Regelungen vorhanden sind. Andererseits wird der Ermüdungsnachweis im Bereich der Befestigungstechnik kräftebasiert geführt, wobei zwischen den relevanten Versagensmodi zu differenzieren ist. Das Versagen für Einzelkopfbolzendübel ohne Rückhängebewehrung ist entweder durch Betonausbruch oder durch Stahlversagen charakterisiert. Nach Block & Dreier [5] schneiden sich die Wöhlerlinien der beiden Versagensmodi, sodass bei großen Schwingbreiten mit geringen Schwingspielzahlen primär Betonversagen und bei kleinen Schwingbreiten mit großen Schwingspielzahlen primär Stahlversagen maßgebend ist. Mit zunehmender Verankerungstiefe verschiebt sich jedoch die Wöhlerlinie für den Betonausbruch nach oben. Ab einer gewissen Kopfbolzenlänge ist daher stets Stahlversagen maßgebend (vgl. Eligehausen & Mallée [45]).

Für den Versagensmodus Betonausbruch ist weiterhin zu erwähnen, dass dieser durch ein stabiles Risswachstum geprägt ist. Durch den kegelförmigen Ausbruchkörper wird mit zunehmender Risslänge eine größere Fläche durchtrennt, was das Spannungsniveau an der Risspitze reduziert und die Lebensdauer begünstigt (vgl. Lotze [74]). Eine konkrete Wöhlerlinie für den Betonausbruch kann der Arbeit von Tóth [93] entnommen werden. Nach EN 1992-4 [21] ist der Ermüdungseinwirkung jedoch keine Wöhlerlinie entgegenzusetzen, sondern lediglich nachzuweisen, dass die einwirkende Schwingbreite der Zugkraft kleiner als 50 % der statischen Tragfähigkeit des Betonausbruchs ist. Die Untersuchungen von Block & Dreier [5] zeigen, dass sofern dieses Kriterium eingehalten wird, kein Betonversagen und auch keine Reduktion der Traglast durch die Vorbelastung vorliegt (siehe auch Eligehausen & Mallée [45]).

Demgegenüber verweist die EN 1992-4 [21] für das Stahlversagen eines Befestigungsmittels auf die zugehörige Europäische Technische Produktspezifikation. Allerdings finden sich in den aktuell gültigen ETAs von auf Ankerplatten aufgeschweißten und ein-

betonierten Kopfbolzendübeln keine direkten Angaben für den Einsatz bei einer ermüdungsrelevanten Belastung. Demgegenüber zeigen die Arbeiten von Usami et al. [96], dass für 2×10^6 Schwingspiele eine mittlere ertragbare Spannungsschwingbreite von 100 MPa vorliegt (vgl. Eligehausen & Mallée [45]). Neuere Untersuchungen von Fröhlich et al. [50] weisen eine ähnliche mittlere Ermüdungsfestigkeit von 96 MPa bei 2×10^6 Schwingspielen aus. Unter Berücksichtigung des Sicherheitskonzepts der EN 1993-1-9 [25] ist nach Angabe der Autoren eine Einstufung in die Kerbfallklasse FAT71 möglich.

Bei Kopfbolzen von Verbundkonstruktionen ist durch das enge Kopfbolzenraster in der Verbundfuge, die typischerweise vorhandenen Kopfbolzenlängen und die mehrlagig ausgeführte kreuzende Bewehrung im Grenzzustand der Ermüdung nicht von einem Betonausbruch auszugehen. Daher wird für die Betrachtungen im Zuge dieser Arbeit vom Kerbfall FAT71 ausgegangen. Ergänzend sei an dieser Stelle erwähnt, dass bei Kopfbolzen von Verbundbrücken stets auch eine ermüdungsrelevante Schubbeanspruchung infolge der Verbundwirkung nachzuweisen ist. Versuche die an Push-Out-Versuchskörpern nach EN 1994-1-1 [28] durchgeführt wurden zeigen, dass Kopfbolzen infolge Längsschub ebenfalls durch einen Riss im Bereich der Schweißnaht versagen (z. B. Mensinger [76]). Sofern sich somit relevante Zugkräfte infolge des ungewollten Anschlussmoments ergeben ist der Interaktion zwischen ermüdungsrelevanten Schub- und Zugkräften besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Vertiefende Informationen zum Thema der Kopfbolzenermüdung infolge Längsschub können z. B. den Arbeiten von Mensinger [76], Gesella [54] oder Porsch [85] entnommen werden.

Stumpfnah Querrahmengurt an Hauptträgergurt

Die Stumpfnah Querrahmengurt an Hauptträgergurt stellt eine Standardverbindung im Brückenbau dar und ist als Kerbdetail im Kerbfallkatalog der EN 1993-1-9 [25] geregelt (Tab. 8.5, Kerbfall 1). In Abhängigkeit der angeschlossenen Blechdicken ist die Stumpfnah im besten Fall der Kerbfallklasse FAT80 zuzuordnen. Neuere Untersuchungen von Feldmann et al. [49] weisen basierend auf einer systematischen Neuauswertung von bestehenden Ermüdungsversuchen eine konservativere Kerbfalleinstufung von FAT71 aus.

Zusätzlich ist durch die konkrete Anschlussgeometrie davon auszugehen, dass der Spannungsverlauf durch die Verformung des Hauptträgergurts beeinflusst wird. Die einwirkenden Spannungen sind daher als modifizierte bzw. korrigierte Nennspannungen zu ermitteln (vgl. EN 1993-1-9 [25], Tab. 8.5, Kerbfall 2). Nach Euler et al. [47] beinhalten korrigierte Nennspannungen makro-geometrische Effekte, welche die einwirkende Spannung erhöhen und nicht durch die Kerbfalldefinition abgedeckt sind. Die Spannungsermittlung erfolgt mit geometrieabhängigen Spannungskonzentrationsfaktoren.

Da für den Querrahmenanschluss keine derartigen Faktoren vorliegen, ist deren Ermittlung die Voraussetzung für ein Bemessungskonzept auf Grundlage von Nennspannungen.

Bei einer Analyse auf Basis des Strukturspannungskonzepts sind die spannungserhöhenden Effekte aus der Anschlussgeometrie bereits in den ermittelten Spannungen enthalten. Einzig der Einfluss der konkreten Schweißnahtgeometrie ist nicht auf der Einwirkungsseite abgedeckt und muss somit auf der Widerstandsseite berücksichtigt werden. Der maßgebende Kerbfall für die am Querrahmenanschluss üblicherweise vorhandene Stumpfnahht wird von der EN 1993-1-9 [25] mit FAT100 angegeben.

Im Hauptträgergurt wirkt neben der Beanspruchung aus dem Quersystem eine Beanspruchung in Brückenlängsrichtung aus dem globalen Längssystem. Somit ist eine Interaktion der beiden Spannungsanteile potenziell möglich. Da infolge der sich zum Hauptträgergurt hin aufweitenden Schweißnahtgeometrie stets im Querrahmengurtblech der kleinere Spannungsquerschnitt vorliegt, wird die Interaktion an dieser Stelle jedoch nicht weiter betrachtet.

2.5 Zwischenfazit: Stand der Technik & Forschung

Die Erläuterungen zum Stand der Technik zeigen, dass die aktuellen Bemessungsansätze für den Querrahmenanschluss einer konkreten wissenschaftlichen Absicherung entbehren. Vielmehr handelt es sich um in der Praxis gewachsene Konstruktionsweisen, welche durch ihre zunehmende Anwendung in den Regelwerken etabliert wurden. Die angesetzte Berechnungsannahme einer gelenkigen Lagerung kann jedoch im Grenz- zustand der Ermüdung auf der unsicheren Seite liegen.

Zur Berücksichtigung der vorhandenen Querbiegesteifigkeit der Verbundfuge, welche theoretisch durch die angeordnete Verdübelung vorhanden ist, existieren im Verbundbau keine konkreten Regelungen. Im Bereich der Befestigungstechnik liegen jedoch umfassende Kenntnisse für das Tragverhalten von zugbeanspruchten Kopfbolzen vor. Demnach kann theoretisch ein Anschlussmodell basierend auf diskreten Federsteifigkeiten für die Kopfbolzen abgeleitet werden und in einem FE-Modell implementiert werden. Da weiterhin Bemessungsansätze bzw. Kerbfalldefinitionen für die relevanten Komponenten (Kopfbolzen und Querrahmengurt) in der Literatur vorliegen, kann ebenso eine Ermüdungsbewertung des Details vorgenommen werden.

3 Ingenieurmodell & Brückenmonitoring

Der erste Schritt im Zuge der Untersuchungen besteht aus zwei durchgeführten Monitoringmaßnahmen, um den tatsächlichen Spannungszustand am realen Tragwerk losgelöst von theoretischen Bemessungsannahmen beurteilen zu können. Dazu wird zunächst die allgemeine Methodik der Monitoringmaßnahmen beschrieben sowie eine numerische Modellierung zur Nachrechnung der Messung präsentiert. Anschließend werden getrennt für beide Brücken das Tragwerk, der Messaufbau und die ermittelten Ergebnisse erläutert.

3.1 Methodik

Monitoringmaßnahmen an ausgeführten Brücken stellen eine bewährte Methode dar, um für eine äußere Belastung diskrete Spannungszustände im Tragwerk zu ermitteln (vgl. Mischo et al. [79]). Mit deren Kenntnis können Rückschlüsse auf Schnittgrößenverläufe gezogen und statische Systeme identifiziert werden. Insbesondere für Details wie den Anschluss von Querrahmen an die Fahrbahnplatte ist eine neutrale, von Bemessungsmodellen unabhängige Analyse möglich. Im ersten Schritt der durchgeführten Untersuchungen werden daher Monitoringmaßnahmen an zwei unterschiedlichen Bestandsbrücken mit Hohlkastenquerschnitt durchgeführt. Bei den untersuchten Bauwerken handelt es sich zum einen um die Talbrücke Ganslandsiepen im Zuge der BAB 44 und zum anderen um die Wuppertalbrücke bzw. Talbrücke Oehde im Zuge der BAB 1. Eine Bauwerksbeschreibung, der gewählte Messaufbau und die ermittelten Ergebnisse werden getrennt für die beiden Bauwerke in den Kapiteln 3.3 und 3.4 erläutert. Zunächst wird jedoch nachfolgend die Methodik beschrieben, welche beiden Maßnahmen zugrunde liegt.

Das generelle Vorgehen bei den Monitoringmaßnahmen ist so konzipiert, dass zunächst an einem Feldquerrahmen DMS appliziert werden und ein entsprechender Messaufbau mit Messverstärker, Datenlogger und Stromversorgung installiert wird. Um den Einfluss sehr steifer Auflagerquerrahmen im Stützbereich auszuschließen, erfolgt die Messung in der Mitte des Brückenfeldes mit der größten Stützweite. Als Messereignisse werden sowohl eine Probelastung mit einem vermessenen und gewogenen Fahrzeug als auch der einwirkende Regelverkehr über einen Zeitraum von 2 bis 4 Wochen aufgezeichnet. So können zum einen Aussagen über die Größe und Verteilung der Beanspruchungen am Querrahmenanschluss getroffen werden. Zum anderen kann die Größe der einwirkenden Spannungsschwingbreiten infolge der Verkehrsbelastung abgeschätzt

werden, welche eine wichtige Erkenntnis zur Bewertung der Ermüdungsfestigkeit des Details darstellt. Ergänzend wird ein numerisches Modell des Quersystems entwickelt, wobei die Querbiegetragfähigkeit der Verbundfuge über ein Ingenieurmodell abgebildet wird. Durch die Nachrechnung der Probelastung und dem anschließenden Vergleich der Ergebnisse, wird die Fähigkeit des aufgestellten Modells überprüft, den untersuchten Mechanismus zu beschreiben.

3.2 Numerisches Modell zur Nachrechnung

Das numerische Modell zur Nachrechnung der Probelastung wird unter Berücksichtigung der beiden folgenden Leitgedanken entwickelt. Zum einen soll die Modellierung in einer ingenieurpraktischen Software umgesetzt werden, um die Anwendbarkeit im Rahmen zukünftiger Tragwerksberechnungen zu gewährleisten. Zum anderen soll das Modell eine möglichst detaillierte Analyse des Querrahmenanschlusses ermöglichen, welche Erkenntnisse für die relevanten Komponenten (z. B. Kopfbolzen, Querrahmengurt oder Hauptträgersteg) liefert.

Vor dem Hintergrund dieser Leitgedanken wird für jede Brücke ein Modell auf Grundlage der linear-elastischen Schalentheorie in der stahlbautypischen Software Dlubal RFEM 5 (Version 5.29) [42] entwickelt. Dabei werden zunächst der Stahlhohlkasten und die Fahrbahnplatte über die Länge des vorhandenen Querrahmenabstands modelliert. Die durch die Reduktion auf das Mittelflächenmodell entstehenden Lücken zwischen den einzelnen Schalen werden durch Verlängerung der Elemente bis zur Schnittgeraden der Mittelflächen gefüllt. Der Abstand zwischen dem Hauptträgerobergurt (HTG) und der Fahrbahnplatte (FBP) wird durch das in Kapitel 3.2.1 näher erläuterte Ingenieurmodell für die Verbundfuge geschlossen. In der Mitte des erzeugten Brückenausschnitts werden der Querrahmen und die weiteren Elemente des Quersystems (z. B. Verbände) ebenfalls als Schalenmodell generiert. Die so erzeugte Geometrie wird im Kontext der durchgeführten Untersuchungen auch als Quersegment bezeichnet.

Als äußere Belastung wird jede Radlast des Probelastfahrzeugs über Flächenlasten auf der Fahrbahnplatte aufgebracht. Zusätzlich werden die zugehörigen Schubflüsse aus Querkraft und primärem Torsionsmoment an den äußeren Kanten des Modells entsprechend den Ausführungen von Steinle [92], angetragen. Da die äußere Belastung mit den inneren Schubflüssen eine Gleichgewichtsgruppe bildet, ist die Definition von Auflagern allein aus numerischen Gründen erforderlich. Die gewählte Auflageranordnung in der Querrahmenachse sowie die definierten Schubflüsse sind in Abbildung 3.1 dargestellt. Da jedoch theoretisch keine Auflagerkräfte zu erwarten sind, stellt deren Überprüfung eine erste, einfach durchzuführende Plausibilitätskontrolle dar.

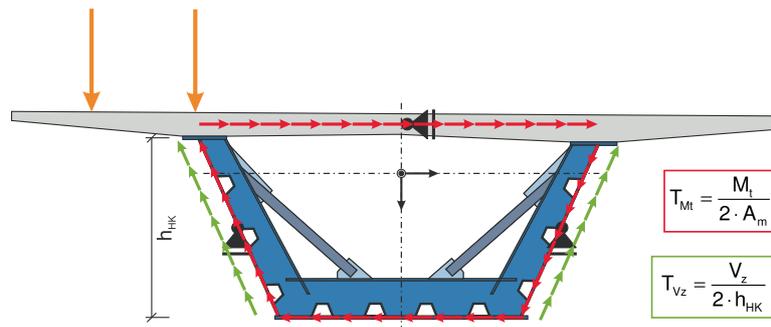


Abbildung 3.1 Definition der Schubflüsse aus Querkraft und Torsion sowie die Anordnung der Auflager (Schub aus Querkraft in den Gurten vernachlässigt)

Das FE-Netz der Schalenelemente wird in RFEM standardmäßig über Viereckelemente ohne Zwischenknoten und mit quadratischer Ansatzfunktion gebildet. Je nach vorhandener Geometrie werden zusätzlich Dreieckelemente vom Netzalgorithmus erzeugt. Die Eckknoten weisen drei Verschiebungs- und drei Verdrehungsfreiheitsgrade auf. Da Stabelemente an den Eckknoten die gleichen sechs Freiheitsgrade aufweisen, ist eine Verbindung zwischen Stab- und Schalenelement problemlos möglich.

3.2.1 Modell für die Verbundfuge

Um die Aufnahme von Querbiegemomenten zu gewährleisten, muss das numerische Modell der Verbundfuge in der Lage sein, neben Längsschubkräften auch Zug- und Druckkräfte übertragen zu können. Numerische Modelle zur realitätsnahen Abbildung der Schubsteifigkeit der Verbundfuge lassen sich in einer Vielzahl von Veröffentlichungen finden und haben sich in der Bemessungspraxis etabliert. Häufig bestehen diese im Rahmen einer Schalenmodellierung aus einer Kombination von diskreten Starrstäben und Federen, welche Beton- und Stahlgurt miteinander koppeln (siehe z. B. Nellinger [81]). Die Übertragung von weiteren, axialen Kräften wird bei den bestehenden Modellen in der Regel nicht berücksichtigt. Daher wird der Leitgedanke, die Verbundfuge über Starrstäbe und Federsteifigkeiten abzubilden, adaptiert und um die Möglichkeit, Zug- und Druckkräfte zu übertragen, ergänzt.

Das Programm RFEM 5 [42] bietet die Möglichkeit, Starrstäbe mit einer sehr hohen Steifigkeit zu definieren und so die Verschiebungen zwischen zwei Knoten miteinander zu koppeln. Für das gewählte Modell der Verbundfuge wird daher für jeden Kopfbolzen der ausgeführten Verdübelung ein diskreter Starrstab definiert, welcher die Mittelflächen von Stahl- und Betongurt miteinander verbindet. Die Anschlüsse an den Beton- und den Stahlgurt werden biegesteif modelliert. Durch die Definition von Gelenksteifigkeiten am Anschluss an den Stahlgurt kann für jeden Kopfbolzen sowohl eine Schub- als auch eine Zugsteifigkeit berücksichtigt werden. Durch die Möglichkeit, bei den Gelenksteifigkeiten eine explizite Federkennlinie zu berücksichtigen, können die Steifigkeitseigenschaften der Kopfbolzen sehr genau abgebildet werden.

Druckkräfte

Bei der aufgestellten Modellierung wird davon ausgegangen, dass allein über den Kontakt Beton an Stahlgurt Druckkräfte übertragen werden. Die Kopfbolzen werden vereinfachend vom Druckkraftübertrag ausgeschlossen. Im Modell werden zur Idealisierung des Kontaktbereichs Steifigkeitsstäbe vorgesehen, welche in einem engmaschigen Raster von 5 x 5 cm angeordnet die Mittelflächen von Fahrbahnplatte und Hauptträgerobergurt miteinander verbinden. Als Stabsteifigkeit wird allein eine axiale Längssteifigkeit der Größe $EA = 5 \times 5 \times E_{cm}$ [kNcm²/cm²] vorgesehen, wodurch nur Normalkräfte aufgenommen werden können. Zugkräfte werden über die Definition von Stabnichtlinearitäten ausgeschlossen – die Steifigkeitsstäbe fallen aus, sobald rechnerisch Zugkräfte anstehen würden.

Zugkräfte

Die Zugsteifigkeit der Kopfbolzen wird zunächst über die Komponentenmethode nach Kuhlmann et al. [69] ermittelt, wobei keine Rückhängebewehrung in Rechnung gestellt wird. Die Größe der Zugsteifigkeit k_t für einen Einzelkopfbolzen ergibt sich nach den Gleichungen (2.1) bis (2.3) zu:

$$k_t = \left(\frac{L_h}{E_s \cdot A_{s,nom}} + \frac{0,08}{A_h \cdot f_{ck}} \right)^{-1} \text{ [N/mm]} \quad (3.1)$$

Da davon ausgegangen wird, dass die vorhandenen Kopfbolzenzugkräfte auf Gebrauchslastniveau deutlich unterhalb der Bruchlast liegen, wird eine lineare Federkennlinie im Zugbereich angesetzt. Im Druckbereich findet, wie zuvor erläutert, keine Kraftübertragung statt.

Als alternative Variante wird im Zuge der Nachrechnung ebenfalls ein Ansatz der Kopfbolzenzugsteifigkeit nach Zulassung untersucht (z. B. DIBt [14]). Die hier angegebenen Federsteifigkeiten eines Einzelkopfbolzens weichen teilweise deutlich von den Werten ab, welche sich nach der Komponentenmethode ergeben. Daher soll im Rahmen der Nachrechnung überprüft werden, welchen Einfluss der Ansatz unterschiedlicher Steifigkeitswerte auf das Quersystem hat.

Schubkräfte

Obwohl der Schubkraftübertrag für den untersuchten Mechanismus von untergeordneter Bedeutung ist, wird den Kopfbolzendübeln für eine funktionsfähige Verbundfuge auch eine Schubsteifigkeit zugewiesen. Gemäß EN 1994-1-1 [28] darf für die Steifigkeit eines Verbundmittels der Wert $k_s = 0,7P_{Rk}/s$ angenommen werden, wobei s der in Push-Out-Versuchen gemessene Schlupf bei Erreichen von $0,7P_{Rk}$ ist. Zur Ermittlung von s wird die analytische Dübelkennlinie nach Porsch [85] angesetzt, welche empirisch, basierend

auf einer Vielzahl von Push-Out-Versuchen aufgestellt wurde. Demnach lässt sich die Schubsteifigkeit gem. Gleichungen (3.2) bis (3.4) bestimmen. Die ermittelte Schubsteifigkeit wird als Gelenksteifigkeit sowohl in Brückenlängs- als auch in Brückenquer- richtung angesetzt.

$$P_{Rk} = 0,245 \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{E_{cm} \cdot f_{ck}} \tag{3.2}$$

$$P_{u,c} = 0,374 \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{E_{cm} \cdot f_{cm}} \tag{3.3}$$

$$s = \left(\frac{\ln \left(1 - \frac{0,7 \cdot P_{Rk}}{P_{u,c}} \right)}{1,22} \right)^{\frac{1}{0,59}} \tag{3.4}$$

- mit: P_{Rk} charakteristischer Wert der Tragfähigkeit bei Betonversagen
 $P_{u,c}$ Bruchlast eines Dübels bei Betonversagen
 f_{cm} mittlere Betondruckfestigkeit ($f_{cm} = f_{ck} + 8$ [MPa])
 s Schlupf bei Erreichen von $0,7P_{Rk}$

Die aufgestellte Modellierung der Verbundfuge über Steifigkeits- und Starrstäbe sowie der qualitative Verlauf der angesetzten Federkennlinien werden in Abbildung 3.2 zu- sammengefasst.

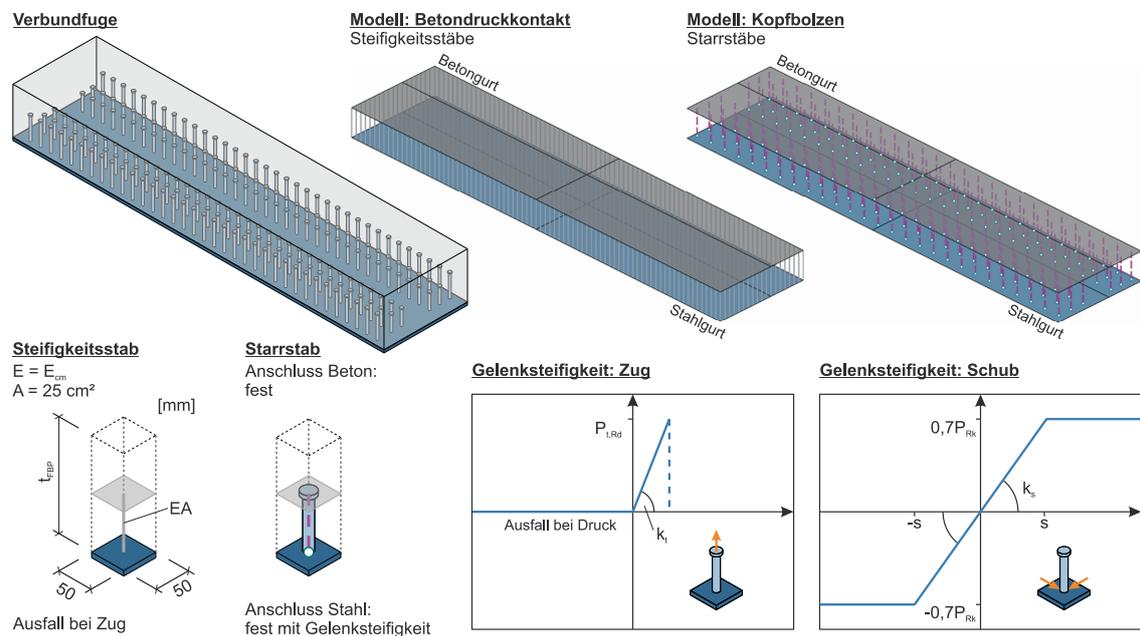


Abbildung 3.2 Zusammenfassung des Modells für die Verbundfuge

3.2.2 Sensitivitätsanalyse zur Modelllänge

Durch den gewählten Modellierungsansatz für die Verbundfuge soll der Übertrag von Querbiegemomenten zwischen Fahrbahnplatte und Querrahmen abgebildet werden. Die Drehwinkel von Fahrbahnplatte und Querrahmen sind somit voneinander abhängig. Wäre lediglich ein Querrahmen im Modell abgebildet, wie es bei der herkömmlichen

Berechnung des Quersystems bei Annahme einer gelenkigen Lagerung üblich ist, wären unrealistisch hohe Drehwinkel am Querrahmenanschluss die Folge. Daher ist bei der aufgestellten Modellierung darauf zu achten, dass ein ausreichend langer Abschnitt der Fahrbahnplatte mit abgebildet wird, um realistische Drehwinkel zu berechnen. Die hierfür erforderliche Modelllänge wird für jede Nachrechnung iterativ anhand mehrerer Modelle mit einer unterschiedlichen Anzahl an Quersegmenten bestimmt. In beiden Fällen zeigt sich, dass ab einer Anzahl von fünf modellierten Quersegmenten (ca. 20 m Modelllänge) keine wesentliche Änderung des Drehwinkels am direkt belasteten Querrahmen mehr festzustellen ist.

3.3 Monitoringmaßnahme an der Talbrücke Ganslandsiepen (BAB 44)

Die folgenden Erläuterungen zur Monitoringmaßnahme an der Talbrücke Ganslandsiepen entsprechen im Wesentlichen den Ausführungen in Blau & Naujoks [4], welche hier durch weiterführende Analysen (z. B. Variantenbetrachtung) ergänzt werden.

3.3.1 Bauwerksbeschreibung

Die Talbrücke Ganslandsiepen ist eine dreifeldrige, semi-integrale Verbundbrücke, welche im Zuge der A44 zwischen Velbert und Düsseldorf bei der Gemeinde Heiligenhaus verortet ist. Die Einzelstützweiten des 2015 fertiggestellten Bauwerks betragen 64 m – 80 m – 64 m, womit eine Gesamtstützweite von 208 m überbrückt wird. Je Richtungsfahrbahn werden zwei Fahrspuren sowie ein Standstreifen auf einem begehbaren Hohlkasten überführt, welcher an den Zwischenauflagern über eine V-förmige Stützkonstruktion biegesteif an die Pfeiler anschließt. Die Hauptabmessungen des Regelquerschnitts sowie das Längssystem können Abbildung 3.3 entnommen werden.

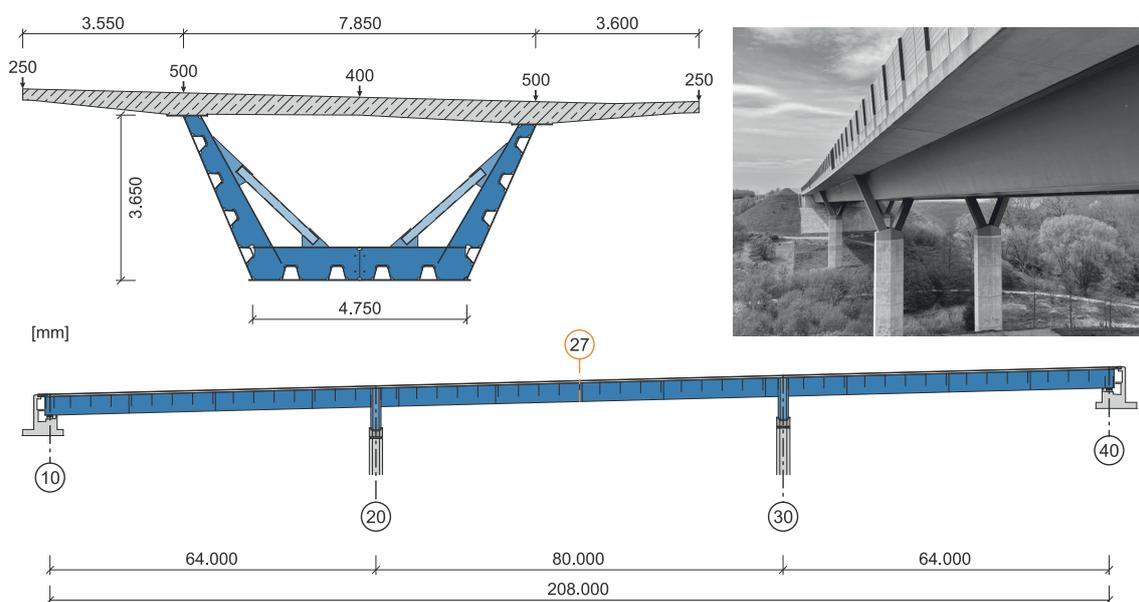


Abbildung 3.3 Regelquerschnitt und Längssystem der Talbrücke Ganslandsiepen

Die Brücke wird über ihr Quersystem, bestehend aus einem Querrahmen mit innen liegendem K-Verband, etwa alle 4,0 m ausgesteift. Für weitere Informationen zum Bauwerk, zur Konstruktion oder zum Bauablauf sei an dieser Stelle auf Langer [70] verwiesen.

3.3.2 Messtechnik

Zur Überprüfung des entwickelten Rechenmodells wurde am Querrahmen 27 (QR27), welcher sich mittig im zweiten Feld befindet, Messtechnik gemäß dem Messplan in Abbildung 3.4 installiert. Mit insgesamt neun DMS wurde an drei verschiedenen Messstellen die Tragwerksantwort auf den Regelverkehr über den Zeitraum vom 04.04.2022 bis zum 03.05.2022 aufgezeichnet. Zur Nachrechnung eines definierten Lastzustands wurde darüber hinaus am Ende des Messzeitraums eine Probelastung mit einem voll beladenen Sattelfahrzeug durchgeführt. Die Messrate betrug während der gesamten Messung 100 Hz. Die Bauwerkstemperatur wurde nicht mit aufgezeichnet, da der Fokus der Untersuchung auf den höherfrequenten Schwingspielen infolge der Verkehrseinwirkung lag.

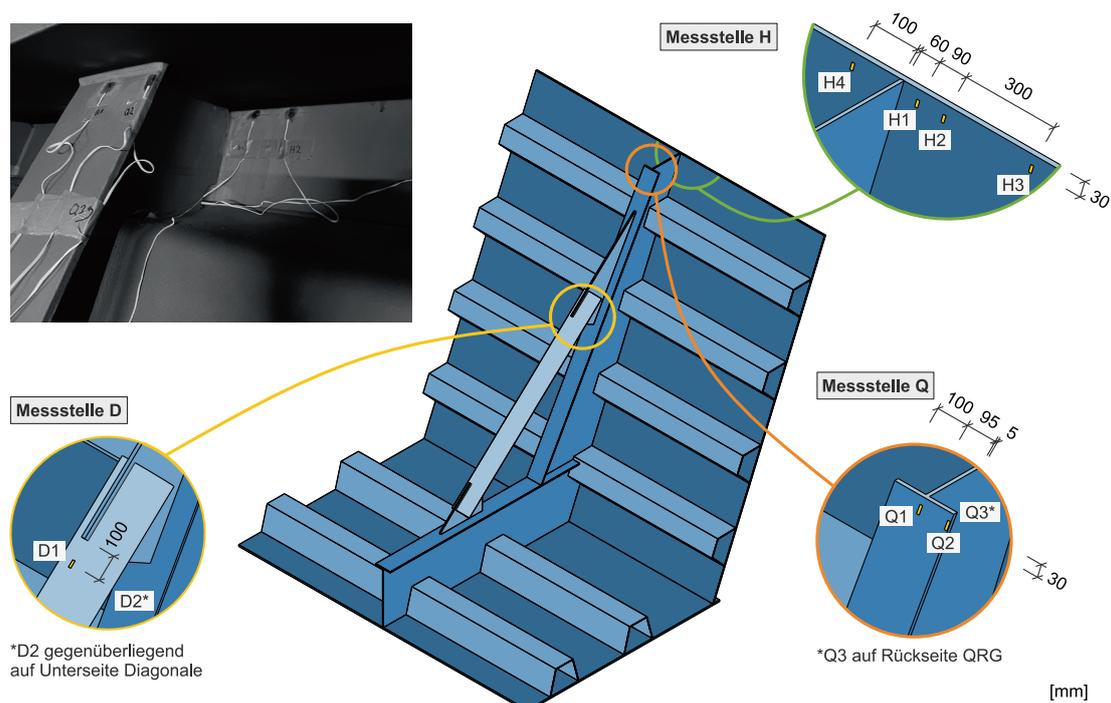


Abbildung 3.4 Messtechnik am untersuchten Querrahmen der Talbrücke Ganslandsiepen

Bei der Messstelle Q wurde der Spannungszustand am Anschluss des Querrahmengurts mit drei DMS ermittelt. Da ein potenzielles Anschlussmoment sich unweigerlich über eine Druck- oder Zugkraft im Querrahmengurt äußert, konnten mit der gewählten Anordnung Rückschlüsse auf eine vorhandene Einspannung erzielt werden. Mit vier weiteren DMS wurden an der Messstelle H die vertikalen Querspannungen am Hauptträgersteg aufgezeichnet. Durch Positionierung der DMS in verschiedenen Entfernungen zum Querrah-

mensteg sollte der Verlauf der Druck- bzw. Zugspannungen im Hauptträgersteg infolge des Anschlussmoments erfasst werden. Abschließend wurden an der Diagonalen (Messstelle D) über zwei DMS die einwirkenden Schnittgrößen durch Integration der gemessenen Spannungen über den Querschnitt bestimmt. Da die Diagonale als Teil des K-Verbands einzig für die Aufnahme der profilverformenden Kräfte vorgesehen ist, diente diese Messstelle als guter Indikator zur Abschätzung der Beanspruchung des Quersystems. Die Spannungen wurden unter der Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens mit einem E-Modul von 210.000 MPa ermittelt, wobei die Bezeichnung „gemessene Spannung“ äquivalent zu verstehen ist.

3.3.3 Probelastung

Um die Probelastung bei der Nachrechnung möglichst genau abbilden zu können, wurden alle fünf Achsen des Fahrzeugs über Messplatten eingewogen und die Achsabstände in Längsrichtung sowie der Radstand in Querrichtung über ein Messrad aufgemessen. Das Gesamtgewicht betrug 39,82 t bei einer maximalen Achslast von 9,34 t (siehe Abbildung 3.5).

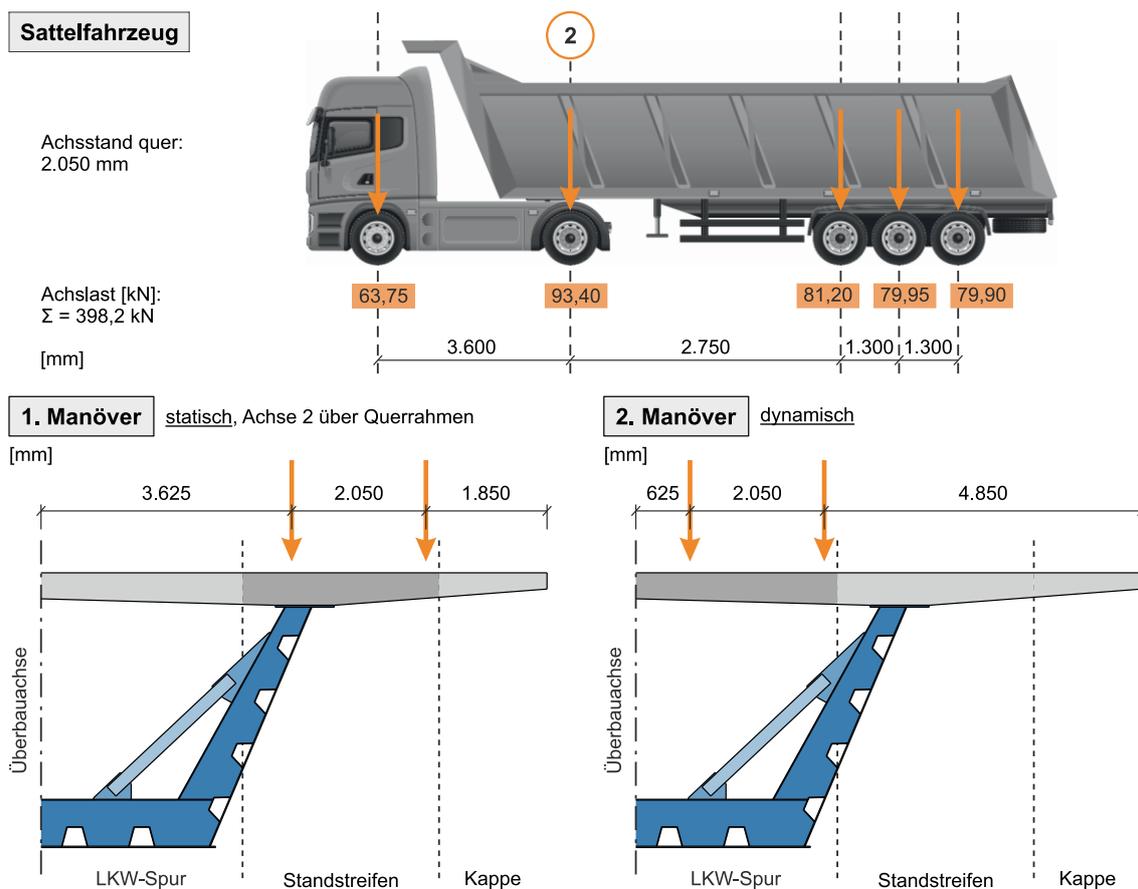


Abbildung 3.5 Last und Manöver bei der Probelastung der Talbrücke Ganslandsiepen

Insgesamt wurden zwei Manöver durchgeführt. Das erste Manöver war eine statische Belastung am Kragarm unmittelbar am Schrammbord, sodass ein möglichst großes

Kragmoment in der Fahrbahnplatte erzeugt wurde. In Längsrichtung wurde das Sattel-fahrzeug auf dem Standstreifen so positioniert, dass die zweite Achse mit der maximalen Achslast in der Achse von QR27 stand. Beim zweiten Manöver wurde eine dynamische Überfahrt in der Lkw-Spur mit einer durchschnittlichen Geschwindigkeit von ca. 50 km/h durchgeführt. Die Laststellungen der beiden Manöver sind schematisch in Abbildung 3.5 abgebildet. Da die Autobahn für die Probelastung nicht gesperrt werden konnte, mussten die Manöver im laufenden Verkehr durchgeführt werden, weshalb die exakte Positionierung des Fahrzeugs mit einer gewissen Unsicherheit behaftet ist. Während der Durchführung beider Manöver befand sich jedoch kein anderes Schwerverkehrsfahrzeug auf der Brücke.

3.3.4 Numerische Nachrechnung

Die in Kapitel 3.2 beschriebene Modellierung des Tragwerks wird mit den in Tabelle 3.1 angegebenen Parametern für die Nachrechnung der Probelastung umgesetzt. Da insbesondere auf der Materialebene diverse Annahmen zu treffen sind, welche sich nicht unmittelbar mit Versuchen belegen lassen, werden verschiedene Versionen des Modells durchgerechnet. Durch die so gewonnene Variationsbreite können eventuelle Abweichungen zwischen Messung und Nachrechnung abgeschätzt werden.

Die Variation V0 stellt die Basis für die numerische Untersuchung dar. Bei den anderen Variationen wird jeweils ein spezifisches Merkmal geändert. Die Materialeigenschaften des Betons entsprechen bei V0 den normativen Vorgaben für die vorhandene Festigkeitsklasse C35/45 gem. EN 1992-1-1 [19]. Die Federsteifigkeit der Kopfbolzen ergeben sich wie zuvor erläutert für Schub nach dem Ansatz von Porsch [85] und für Zug nach der Komponentenmethode nach Kuhlmann et al. [69].

Mit der Variation V1 soll der Einfluss abweichender Materialkennwerte des Betons untersucht werden. Bereits im Rahmen der Betonprüfungen 28 Tage nach Betonage wurden deutliche Abweichungen von den normativen Werten gemessen (E-Modul: 110 %, Druckfestigkeit: 138 %). Daher werden möglichst realistische Materialkennwerte über die Extrapolationsvorschrift gem. EN 1992-1-1 [19] für den Tag der Probelastung berechnet (siehe Gleichungen (3.5) und (3.6)).

Die Schub- und Zugsteifigkeitswerte werden mit den angepassten Materialkennwerten unter Verwendung der gleichen Ansätze wie bei Variation V0 berechnet. Bei der Variation V2 wird gegenüber V0 eine verringerte Zugsteifigkeit der Kopfbolzen berücksichtigt. Dabei entspricht der gewählte Wert den Angaben aus den Zulassungen für Kopfbolzen (z. B. DIBt [14]). Abschließend wird mit der Variation V3 geprüft, ob sich die Ergebnisse von V0 wesentlich ändern, wenn anstatt eines biegesteifen Anschlusses der Kopfbolzen an den Stahlgurt eine gelenkige Lagerung angesetzt wird.

Tabelle 3.1 Modellgrundlagen und Materialparameter des numerischen Modells zur Nachrechnung der Probelastung

Geometrie						
Querschnitt:						
Stahlhohlkasten:			Verdübelung:			
Querrahmenabstand: 4.000 mm			alle Kopfbolzen: $d_s = 22$ mm, $e_x = 110$ mm			
Elementierung						
Angestrebte FE-Elementlänge:			Netzverfeinerungen:			
Stahl:	10 cm		Verbundfuge Beton und HTG:	5,0 cm		
Beton:	20 cm		Anschluss QRG an HTG:	1,0 cm		
QR27:	5 cm					
Materialparameter						
Variation	E_{cm} [MPa]	f_{ck} [MPa]	k_s [N/mm]	$k_{t,175}$ [N/mm]	$k_{t,250}$ [N/mm]	Moment
V0	34.000	35	367.400	203.700	171.000	biegesteif
V1	40.000	62,8	484.400	235.000	192.500	biegesteif
V2	34.000	35	367.400	50.000	50.000	biegesteif
V3	34.000	35	367.400	203.700	171.000	gelenkig

$$f_{cm}(t) = e^{s \cdot (1 - \sqrt{28/t})} \cdot f_{cm} \quad (3.5)$$

$$E_{cm}(t) = [f_{cm}(t) / f_{cm}]^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (3.6)$$

mit:	s	Beiwert für den verwendeten Zementtyp (0,25 für CEM 42,5 N)
	P_{Rk}	Alter des Betons (ca. 3368 Tage bei Probelastung)
	f_{cm}	Mittlere Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen (56,4 MPa)
	E_{cm}	Mittlerer E-Modul nach 28 Tagen (37.400 MPa)

3.3.5 Ergebnisse des Monitorings und der Nachrechnung

Probelastung: Manöver 1

Für den Querrahmenanschluss sind die Ergebnisse von Manöver 1 in Abbildung 3.6 dargestellt. Die abgebildeten grauen Balken stellen die gemessenen Spannungen dar, wobei ein E-Modul von 210.000 MPa für deren Ermittlung angesetzt wurde. Die blauen bzw. roten Spannungsverläufe im Hintergrund geben die Ergebnisse der Nachrechnung wieder. Diese sind als Schnitt durch das jeweilige Schalenelement auf Höhe der DMS zu verstehen. Der Ursprung des Schnitts ($x = 0$) wurde in der Achse von QR27 festgelegt und der Verlauf der x-Achse in Brückenlängsrichtung definiert.

Sowohl bei der Bauwerksmessung als auch bei der numerischen Nachrechnung kann ein Anschlussmoment festgestellt werden. Die Zugspannungen am Querrahmengurt weisen bei der Messung und deren Nachrechnung einen nicht konstanten Verlauf auf, wobei die absoluten gemessenen Spannungswerte im Streubereich der Nachrechnung liegen. Am äußeren Ende des Blechs (Q2) werden etwa doppelt so große Spannungen ermittelt wie in der Blechmitte (Q1). Dieser Spannungsanstieg kann über die Verformungsdifferenz des Hauptträgerobergurts im Querrahmenbereich und im ungestörten Normalbereich begründet werden. Die Fahrbahnplatte dreht aufgrund ihrer großen Biegesteifigkeit relativ unbeeinflusst von der Querbiegesteifigkeit des Querrahmens über den Hauptträgersteg hinweg. Der Hauptträgerobergurt hingegen weist im Normalbereich den gleichen Drehwinkel wie die Fahrbahnplatte auf und wird im Querrahmenbereich durch die Steifigkeit des Querrahmens zurückgehalten. Durch die entstehende muldenförmige Verformung konzentrieren sich die Normalspannungen des Querrahmengurts an dessen äußeren Blechkanten.

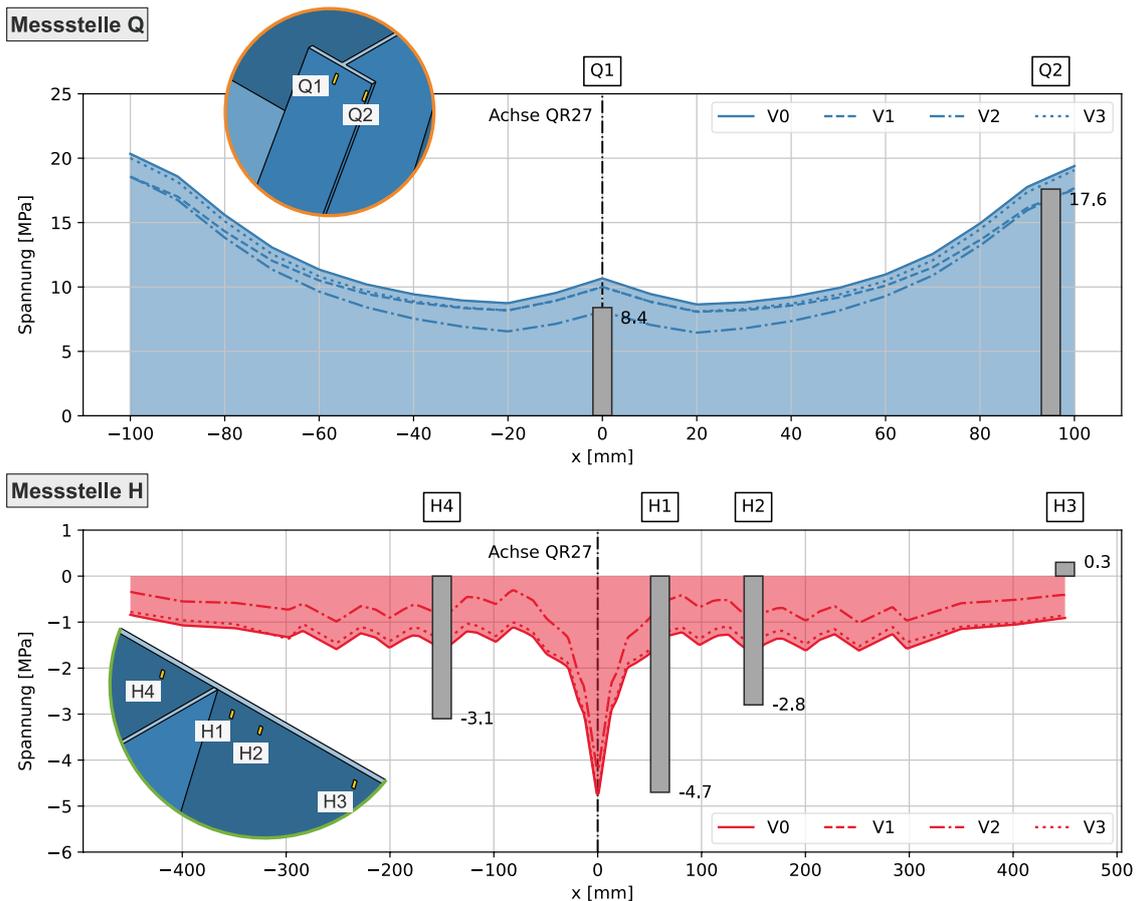


Abbildung 3.6 Ergebnisse von Manöver 1 für die Messstellen Q und H

Die vertikale Auflagerkraft der Fahrbahnplatte äußert sich in relativ homogen verteilten Spannungen entlang des Hauptträgerstegs. Der gezackte Spannungsverlauf lässt sich durch die Modellierung über diskrete Steifigkeitselemente erklären. Infolge des Anschlussmoments kommt es am Querrahmensteg zu einer Spannungskonzentration, welche sich sowohl bei der Messung als auch bei deren numerischer Nachrechnung zeigt. Zwar ist die prozentuale Abweichung der gemessenen und der numerisch ermittelten Werte an der Messstelle H deutlich größer als an der Messstelle Q. Dies erscheint jedoch akzeptabel vor dem Hintergrund der Ungenauigkeit bei der Positionierung des Sattelfahrzeugs auf der Brücke und des generell niedrigen Spannungsniveaus von < 5 MPa.

Die Ergebnisse von Messstelle D sind in Abbildung 3.7 als Spannungsverlauf über den Querschnitt der Diagonalen dargestellt. Auch hier zeigt sich eine relativ gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und den numerisch ermittelten Werten. Bei Integration des ermittelten Spannungsverlaufs über den Querschnitt zeigt sich weiterhin, dass die Diagonalen entsprechend ihrer geläufigen Systemannahme primär über eine Normalkraft beansprucht werden. Allerdings ist das Beanspruchungsniveau der Diago-

nalen mit $< 2\%$ von $N_{b,Rd}$ sehr gering, weshalb insgesamt von einer geringen Beanspruchung des Quersystems durch die aufgebraachte Last auszugehen ist.

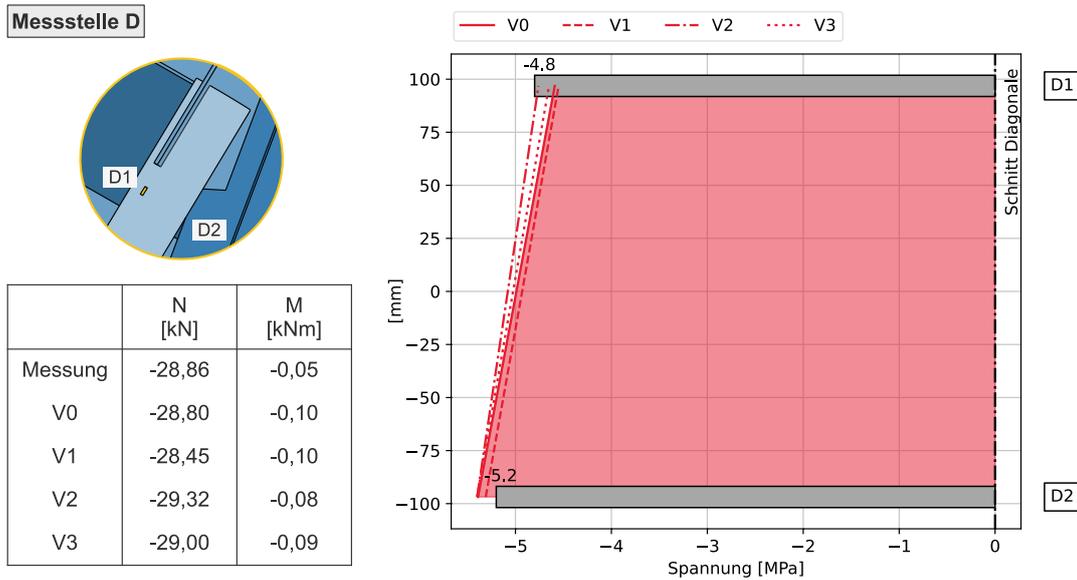


Abbildung 3.7 Ergebnisse von Manöver 1 für die Messstelle D

Probelastung: Manöver 2

Die Messwerte der dynamischen Überfahrt sind in Abbildung 3.8 dargestellt, wobei aus Darstellungsgründen die Ergebnisse der numerischen Nachrechnung nicht mit abgebildet werden. Ein quantitativer Vergleich der Werte ist im Kontext der dynamischen Überfahrt ohnehin problematisch, da weder die exakte Position der Überfahrt noch genaue Vergrößerungsfaktoren zur Berücksichtigung dynamischer Effekte ermittelt werden konnten. Die qualitativen Verläufe weisen allerdings analog zu den Ergebnissen von Manöver 1 eine gute Übereinstimmung auf.

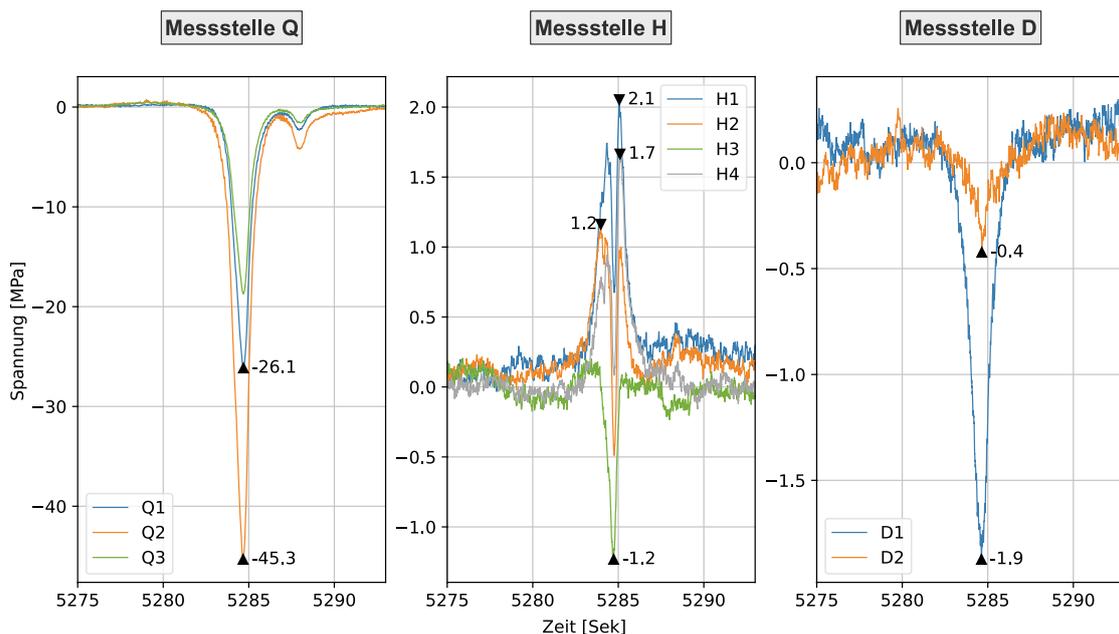


Abbildung 3.8 Ergebnisse von Manöver 2 für alle Messstellen

Durch die Überfahrt in der Lkw-Spur wurde die Einwirkung relativ nah am Schubmittelpunkt eingetragen, weshalb der antimetrische Lastanteil gegenüber der Laststellung in Manöver 1 deutlich reduziert wurde. Somit treten auch geringere profilverformende Kräfte auf, was sich an den DMS der Verbandsdiagonalen zeigt. Die gemessenen Spannungswerte sind deutlich geringer als bei Manöver 1 und die sich hieraus ergebende Druckkraft in der Diagonalen beträgt lediglich ca. 6,6 kN. Obwohl die Beanspruchung für das Quersystem insgesamt geringer ist, sind die am Anschluss des Querrahmengurts gemessenen Druckspannungen betragsmäßig deutlich größer. Demgegenüber lassen sich am Hauptträgersteg in unmittelbarer Nähe zur Querrahmenachse Zugspannungen feststellen. Dies deutet darauf hin, dass die vertikale Auflagerkraft der Fahrbahnplatte bereits durch die Steifigkeit des Querrahmengurts abgetragen wird und am Hauptträgersteg die Zugspannungen aus dem Anschlussmoment überwiegen. Dieser Effekt ist allerdings nur lokal am Querrahmen zu beobachten, da sich bereits in einer Entfernung von 450 mm vom Querrahmensteg (H3) wieder Druckspannungen messen lassen. Unabhängig davon kann am Querrahmengurt auch für den Druckbereich eine Spannungsvergrößerung zu den Blechkanten hin festgestellt werden. Das Verhältnis zwischen den DMS Q1 und Q2 ist mit ca. 1,73 geringfügig kleiner als für den Zugbereich (Manöver 1).

Dauermessung

Das Ziel der durchgeführten Dauermessung war es, Erkenntnisse über die Ermüdungsbeanspruchung des Querrahmenanschlusses zu erhalten. Wie aus den bisher erläuterten Ergebnissen erkenntlich wird, ist der Anschluss des Querrahmengurts an den Hauptträgerobergurt das maßgebende Kerbdetail. Entsprechend der Verformung des Hauptträgergurts ist der Anschluss dem Detail Stumpfnah mit verformbarem Anschlussblech zuzuordnen. Gemäß der aktuell gültigen Fassung der EN 1993-1-9 [25] entspricht dies dem Kerbfall 80, wobei die Spannungen als modifizierten Nennspannungen – unter Berücksichtigung von Kerbfaktoren – zu ermitteln sind. Die gemessenen Spannungsschwingbreiten werden in dem in Abbildung 3.9 dargestellten Spannungshistogramm zusammengefasst, wobei aus Darstellungsgründen alle Spannungsschwingspiele unterhalb von 5 MPa ausgeblendet sind.

Es zeigt sich, dass die meisten Schwingspiele unterhalb von $\Delta\sigma_L$ liegen und damit keinen Beitrag zur Schädigung leisten, während das maximal gemessene Schwingspiel bei 81 MPa liegt. Zwar ist es möglich, über die ermittelten Daten eine Lebensdauerberechnung durchzuführen, allerdings wäre diese für die Ermüdungsbewertung des Details nicht aussagekräftig, da der DMS Q2 aufgrund der geometrischen Verhältnisse nicht unmittelbar am Schweißnahtübergang appliziert werden konnte. Da sich im numerischen Modell hier jedoch ein steiler Spannungsgradient abzeichnet, ist davon auszugehen,

das die für den Ermüdungsnachweis relevanten Kerbfaktoren nicht messtechnisch erfasst wurden.

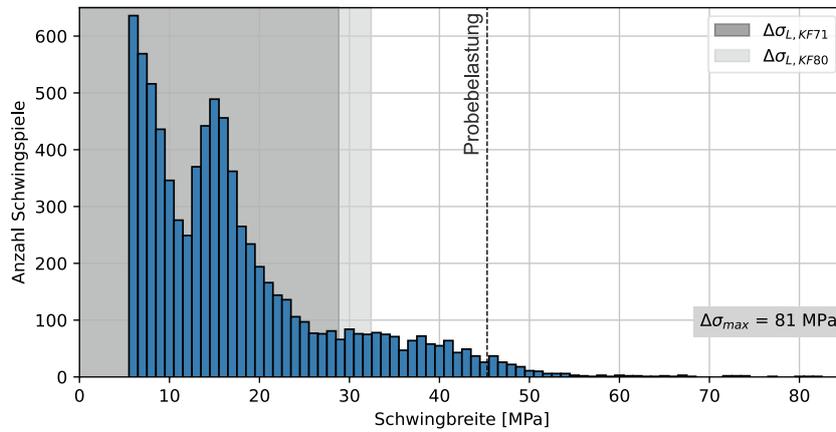


Abbildung 3.9 Über den Messzeitraum ermitteltes Spannungshistogramm von DMS Q2

3.3.6 Ergänzende Untersuchungen

Die aufgestellte Modellierung im Rahmen der Monitoringmaßnahme erlaubt eine sehr detaillierte Tragwerksanalyse, welche über die messtechnisch aufgezeichneten Größen hinausgeht. Da die Berechnungen jedoch an den untersuchten Stellen eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Messwerten aufweisen, wird im Folgenden eine weiterführende Analyse durchgeführt. So erlaubt die diskrete Modellierung der Kopfbolzen und des Druckkontakts zwischen Stahl- und Betongurt eine detaillierte Untersuchung der Kräfte, welche über die Verbundfuge übertragen werden. In Abbildung 3.10 ist die Kräfteverteilung des Quersegments in Achse 27 für die Berechnungsvariation V0 infolge von Manöver 1 der Probebelastung angegeben.

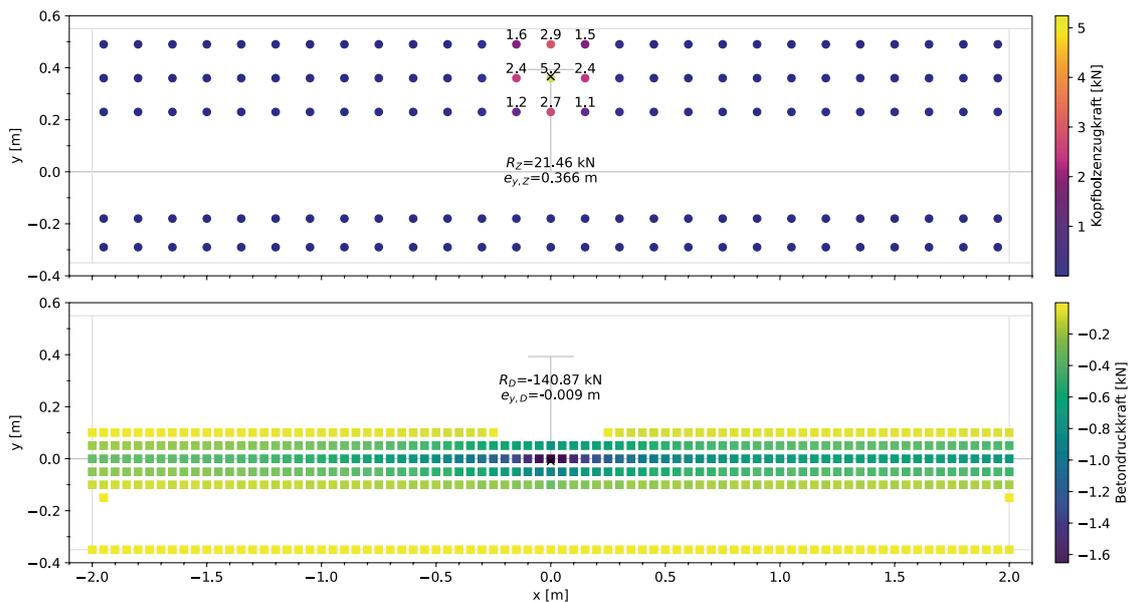


Abbildung 3.10 Zug- und Druckkraftverteilung in der Verbundfuge für das Quersegment in Achse 27 (Draufsicht auf HTG)

Die Darstellung zeigt, dass sich die Kopfbolzenzugkräfte am Querrahmen konzentrieren und im Bereich des Querrahmengurts maximal sind. Demgegenüber verteilen sich die Druckkräfte relativ homogen entlang des Hauptträgerstegs, wobei die maximal einwirkende Druckkraft ebenfalls in der Querrahmenachse zu verorten ist. Die Ergebnisse der übrigen Variationen, welche in Tabelle 3.2 angegeben sind, weisen ein ähnliches Verhalten mit geringfügigen Abweichungen auf.

Tabelle 3.2 Vergleich der Ergebnisse der Variationsrechnung

	R _Z [kN]	e _{y,z} ^a [m]	R _D [kN]	e _{y,D} ^a [m]	M _{QR} [kNm]	φ _{QR,m} [mrad]	k _φ [kNm/rad]	F _{z,max} [kN]
V0	21,46	0,366	-140,87	-0,009	9,12	-0,103	88.565	5,2
V1	20,27	0,365	-139,87	-0,009	8,66	-0,087	99.510	5,2
V2	12,55	0,385	-131,11	-0,012	6,41	-0,108	59.306	2,0
V3	22,48	0,360	-143,23	-0,004	8,67	-0,105	82.531	5,8

^a Exzentrizität der Resultierenden bezogen auf den HTS

Da die Fahrbahnplatte in der Variation V1, durch den ca. 17 % größeren E-Modul, auch eine entsprechend größere Biegesteifigkeit besitzt, resultiert für die gleiche Belastung ein kleinerer Drehwinkel am Querrahmenanschluss. Somit ergibt sich trotz der größeren Zugsteifigkeit der Kopfbolzen ein kleineres Anschlussmoment. Weiterhin reduziert sich die resultierende Zugkraft bei V1 um ca. 5 %, wohingegen die maximale Einzelzugkraft unverändert bleibt. Die Fahrbahnplatte der Variation V2 weist die gleiche Biegesteifigkeit wie bei V0 auf. Daher resultiert ein nahezu gleicher Drehwinkel am Querrahmenanschluss, obwohl bei V2 nur ca. 58 % der Zugkraft von V0 übertragen wird. Da somit ein geringeres Anschlussmoment übertragen wird, errechnet sich für die Anschlusssteifigkeit ein entsprechend geringerer Wert. Auch infolge der Annahme einer gelenkigen Lagerung der Kopfbolzen an den HTG ändert sich der Fahrbahnplattendrehwinkel ebenfalls nicht nennenswert. Da das Anschlussmoment auch nahezu identisch ist, ergibt sich rechnerisch eine ähnliche Anschlusssteifigkeit. Somit können die folgenden Schlussfolgerungen festgehalten werden:

- Der Fahrbahnplattendrehwinkel kann sich weitestgehend unabhängig von der Querbiegesteifigkeit der Verbundfuge einstellen.
- Die Größe des Anschlussmoments, welches sich in den Querrahmen fortsetzt, ist abhängig vom Ansatz der Kopfbolzenzugsteifigkeit.
- Es zeichnet sich ab, dass die Anschlusssteifigkeit unabhängig davon ist, ob ein biegesteifer oder gelenkiger Anschluss der Kopfbolzen an den HTG angenommen wird. Allerdings vergrößern sich die Zugkräfte der Kopfbolzen bei der gelenkigen Annahme.

Abschließend sei noch angemerkt, dass die Einzelbiegemomente, welche je Kopfbolzen durch den biegesteifen Anschluss an den HTG übertragen werden, nicht bei der obigen Berechnung berücksichtigt wurden. Da die Summe aller Einzelmomente aller Kopfbolzen je Quersegment maximal 5 % von M_{QR} betragen, wurde deren Einfluss vernachlässigt.

3.4 Monitoringmaßnahme an der Talbrücke Oehde (BAB 1)

3.4.1 Bauwerksbeschreibung

Die Wuppertalbrücke – oder auch Talbrücke Oehde genannt – ist eine sieben-feldrige Verbundbrücke, welche im Zuge der A1 zwischen Köln und Dortmund im Stadtbezirk Langerfeld-Beyenburg der Kommune Wuppertal zu verorten ist. Die Länge der als Durchlaufträger ausgebildeten Brücke beträgt 418,3 m, wobei die maximale Feldweite bei 72,8 m liegt. Jede Richtungsfahrbahn wird mit drei Fahr- und einem Standstreifen von einem separaten Teilbauwerk mit einer Breite von 18,45 m (inkl. Kappen) überführt. Im Zuge der Erweiterung der A1 von vier auf sechs Fahrspuren, wurde zunächst der Überbau für die Fahrtrichtung Dortmund 2005 als Erweiterungsbau für eine Bestandsbrücke aus dem Jahr 1958 errichtet. Anschließend wurde die Bestandsbrücke abgerissen und durch eine, dem ersten Teilbauwerk baugleiche Brücke für die Fahrtrichtung Köln ersetzt. Das zweite Teilbauwerk wurde 2012 fertiggestellt. Die Hauptabmessungen des Regelquerschnitts sowie das Längssystem können Abbildung 3.11 entnommen werden.

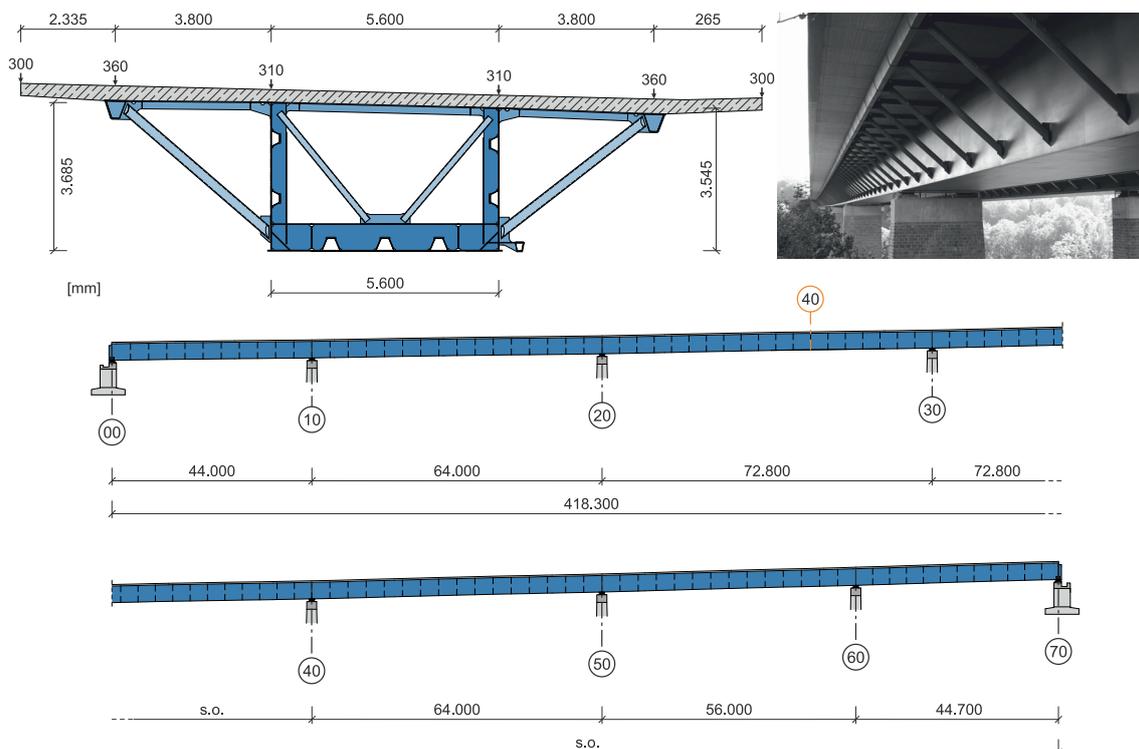


Abbildung 3.11 Regelquerschnitt und Längssystem der Talbrücke Oehde

Das Quersystem der Brücke besteht neben einem Querrahmen und einem innen liegendem K-Verband zusätzlich aus äußeren Diagonalen und in verbundliegenden Zugbändern mit T-Querschnitt. Nähere Beschreibungen zum Tragwerk und zur Bauausführung des Teilbauwerks für die Fahrtrichtung Dortmund sind in Hamme et al. [57] angegeben.

3.4.2 Messtechnik und Probelastung

Im Zuge der Monitoringmaßnahme wurde der Querrahmen 40 (QR40) des Überbaus für die Fahrtrichtung Köln untersucht, welcher sich mittig im Feld mit der maximalen Stützweite befindet. Der realisierte Messaufbau bestand aus insgesamt 15 DMS, welche gemäß den Angaben in Abbildung 3.12 an den Messstellen Querrahmen an HTG (Detail 1), Zugband (Detail 2), Innendiagonale (Detail 3) und am Querrahmenstiel (Detail 4) appliziert wurden. Der Regelverkehr wurde über einen Zeitraum von 14 Tagen vom 13.07.2020 bis zum 27.07.2020 aufgezeichnet.

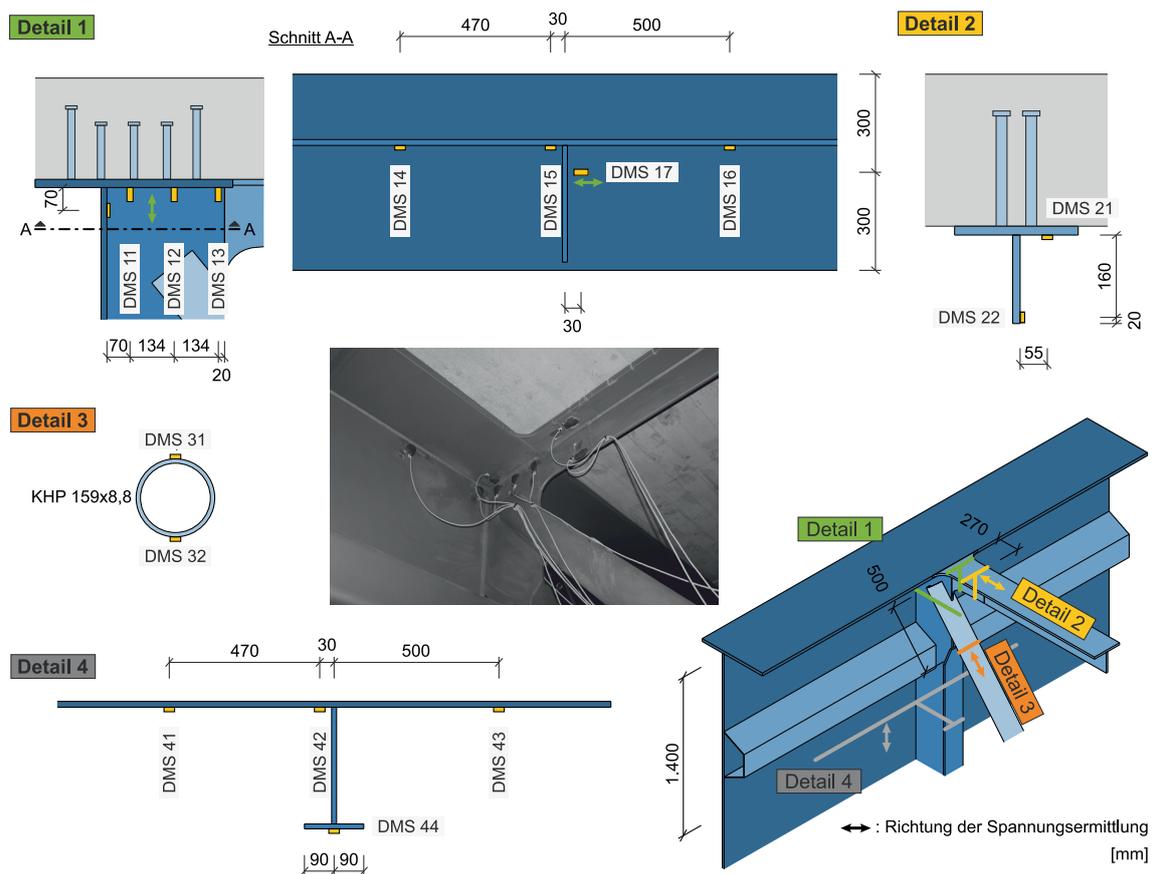


Abbildung 3.12 Messtechnik am untersuchten Querrahmen der Talbrücke Oehde

Auch bei dieser Maßnahme wurde die Dauermessung durch eine gezielte Probelastung ergänzt, welche am 24.07.2020 durchgeführt wurde. Weiterführende Angaben zum Fahrzeuggewicht und zum Ablauf der Probelastung sind in Abbildung 3.13 dargestellt.

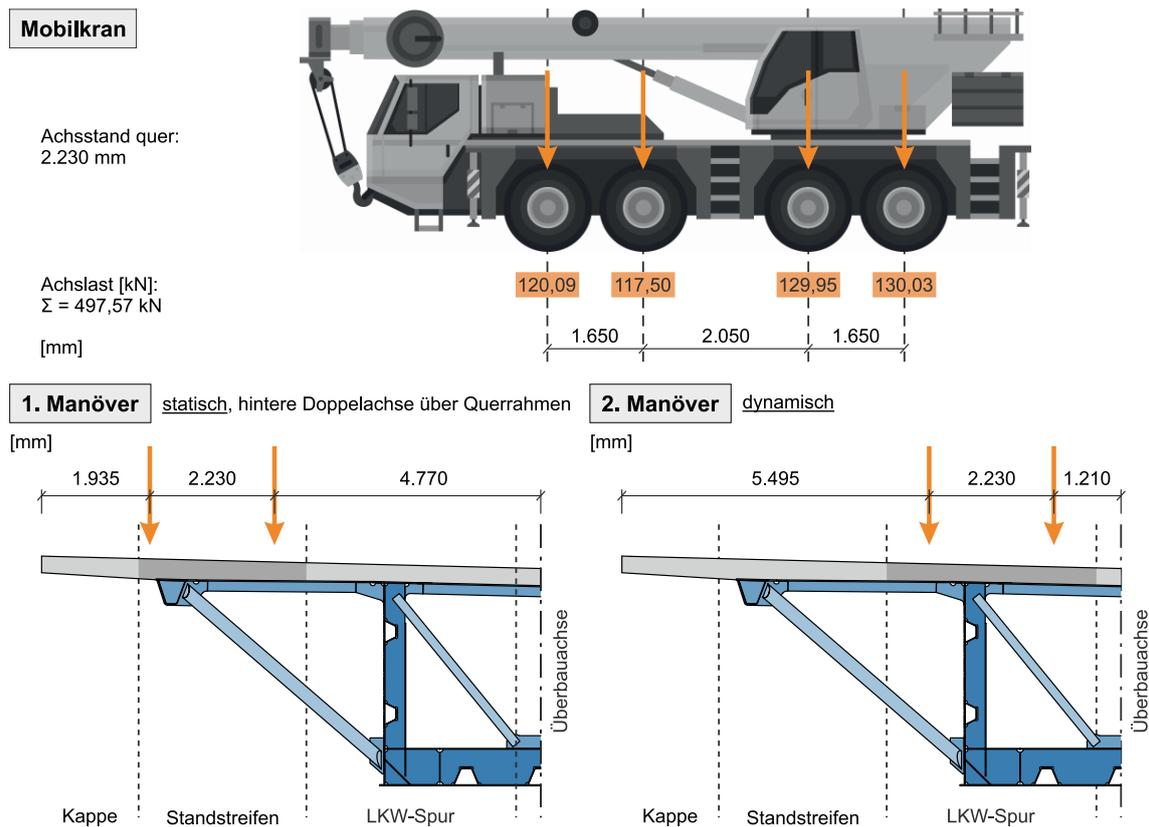


Abbildung 3.13 Einwirkung und Manöver bei der Probelastung der Talbrücke Oehde

3.4.3 Ergebnisse des Monitorings

Sowohl bei der Probelastung als auch im Rahmen der Dauermessung wurden betragsmäßig nur sehr kleine Spannungen gemessen. Die betragsmäßig größte Spannung im Zuge der Probelastung wurde an der Unterseite des Zugbands am DMS 22 mit ca. 5,5 MPa gemessen. Bei allen anderen DMS liegen die Spannungen unterhalb von 4,0 MPa – bei einigen sogar unterhalb von 1,0 MPa –, was auf eine sehr geringe Belastung des Quersystems hindeutet. Auch bei der Nachrechnung der Probelastung wurden Spannungen in einer ähnlichen Größenordnung ermittelt. Die Ergebnisse der Messung und der Nachrechnung sind für alle DMS vergleichend in Abbildung 3.14 dargestellt. Bei einigen DMS ist die Übereinstimmung der Ergebnisse zufriedenstellend (z. B. DMS 13 oder DMS 21), bei anderen hingegen weichen die Messwerte teilweise erheblich voneinander ab (z. B. bei DMS 16 oder DMS 44). Allerdings sind die betragsmäßigen Abweichungen gering, weshalb diese vor dem Hintergrund von Messfehlern, welche naturgemäß bei einer Bauwerksmessung auftreten, akzeptabel erscheinen. Tragwerksstellen, deren Ermüdungsfestigkeit infolge von ausgeprägten Spannungsspitzen als kritisch eingestuft werden müssten, konnten nicht identifiziert werden.

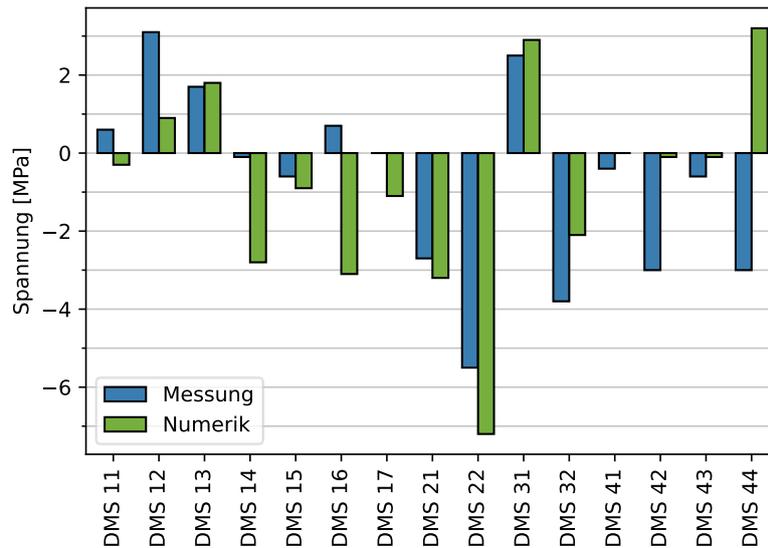


Abbildung 3.14 Ergebnisse von Manöver 1 und dessen numerischer Nachrechnung

Die Ergebnisse der Dauermessung können den Spannungshistogrammen in Abbildung 3.15 entnommen werden, wobei die Probelastung bei dieser Auswertung nicht berücksichtigt wird und nur Schwingspiele $> 0,1$ MPa dargestellt werden. Es zeigt sich, dass die meisten der vorhandenen Schwingspiele unterhalb von 1,0 MPa liegen und somit keine Ermüdungsrelevanz haben. Das maximal aufgezeichnete Schwingspiel beträgt ca. 2 MPa am DMS 32.

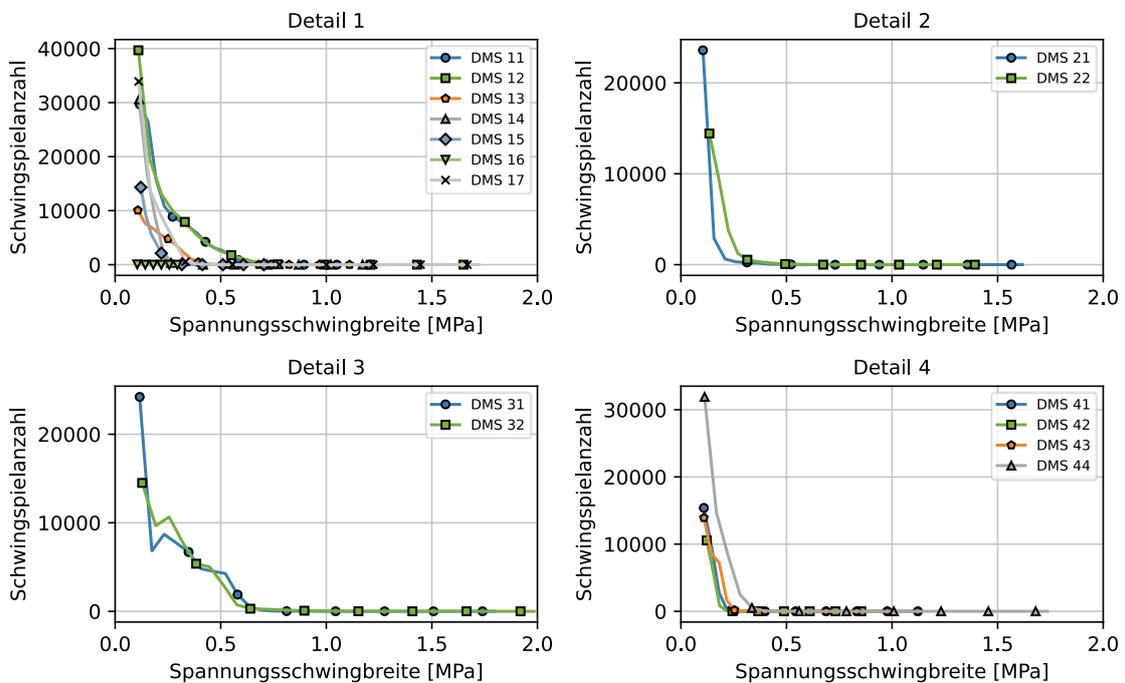


Abbildung 3.15 Über den Messzeitraum ermittelte Spannungshistogramme aller DMS

Die Robustheit des Quersystems der Talbrücke Oehde gegenüber dem untersuchten Mechanismus lässt sich auf zwei Eigenschaften zurückführen. Auf der einen Seite wird die Fahrbahnplatte durch die außen liegenden Diagonalen maßgeblich gestützt, sodass

aus einer Belastung auf dem Standstreifen keine relevanten Drehwinkel am Querrahmenanschluss resultieren. Die Überfahrten in der Lkw-Spur erfolgen auflagernah in unmittelbarer Nähe vom HTS, weshalb auch hier keine signifikanten Biegeverformungen in der Fahrbahnplatte auftreten. Auf der anderen Seite schließen mit den Zugbändern weitere Konstruktionselemente am Querrahmenanschluss an, welche das Detail zusätzlich versteifen und somit widerstandsfähiger gegenüber einwirkenden Drehwinkeln werden lassen. So lässt sich anhand der Ergebnisse der DMS 21 und 22 erkennen, dass das Zugband entsprechend der zu erwartenden Biegeverformung der Fahrbahnplatte für die Laststellung von Manöver 1 durch ein aussteifendes Moment beansprucht wird.

Der Vollständigkeit halber sei an dieser Stelle noch erwähnt, dass aus der Überfahrt in Manöver 2 keine zusätzlichen Erkenntnisse abgeleitet werden konnten, weshalb nicht weiter auf die aufgezeichneten Messdaten eingegangen wird.

3.5 Zwischenfazit: Ingenieurmodell und Brückenmonitoring

Die Untersuchungen im Kapitel Ingenieurmodell und Brückenmonitoring zeigen, dass bei Ausführung des Querrahmenanschlusses nach EN 1994-2/NA [30] ermüdungsrelevante Spannungsspitzen an den Blechkanten des Querrahmengurts auftreten. Diese sind auf die lokale Verdrillung des Hauptträgergurts zurückzuführen und können durch die in-situ-Messung an der Talbrücke Ganslandsiepen nachgewiesen werden. Weiterhin zeigt die Übereinstimmung zwischen den Messergebnissen und den numerischen Ergebnissen, dass das aufgestellte Ingenieurmodell geeignet ist, um die Beanspruchungssituation am Querrahmen zu beschreiben. Die gewählte Stabmodellierung liefert eine detaillierte Übersicht über die Kräfteverteilung in der Verbundfuge, woraus das übertragene Anschlussmoment ermittelt werden kann.

Die Untersuchungen an der Wuppertalbrücke zeigen, dass Quersystemausführungen existieren, welche weniger ermüdungskritisch sind als die Ausführungsvariante nach EN 1994-2/NA [30]. Dies lässt sich zum einen durch Maßnahmen zur Reduzierung der Biegeverformung der Fahrbahnplatte (z. B. Außendiagonalen) und zum anderen durch zusätzliche aussteifende Elemente am Querrahmenanschluss (z. B. Zugband oder Querschott) erklären.

4 Bauteilversuche

Um den Einspannmechanismus am Querrahmenanschluss insbesondere vor dem Hintergrund einer dynamischen Beanspruchung näher zu untersuchen, werden im folgenden Kapitel Bauteilversuche präsentiert, welche an maßstäblichen Anschlussvarianten durchgeführt wurden. Neben Erläuterungen zur Versuchskonzeption und -durchführung, werden wesentliche Ergebnisse vorgestellt und auf die Beobachtungen im Grenzzustand der Ermüdung eingegangen. Abschließend wird die Nachrechnung der Versuche mit der in Kapitel 3.2 erläuterten FE-Modellierung beschrieben und eine Validierung der numerischen Berechnungen durchgeführt.

4.1 Bauteilversuche zum Trag- und Ermüdungsverhalten des Querrahmenanschlusses

4.1.1 Zielsetzung

Insgesamt wurden sechs Versuchskörper getestet, welche sowohl statisch als auch dynamisch belastet wurden. Im Rahmen der Untersuchungen werden die Versuche bzw. die Versuchskörper auch als Setups bezeichnet. Folgende Forschungsziele bzw. Arbeitshypothesen wurden verfolgt:

- Alle Komponenten, welche den Mechanismus der Einspannung bilden, werden identifiziert. Ihre jeweilige Beanspruchung wird in Abhängigkeit der Belastung quantifiziert und Steifigkeitsbeziehungen werden sowohl für die Einzelkomponenten als auch für den gesamten Querrahmenanschluss abgeleitet.
- Die Prüfung der verschiedenen Setups soll zeigen, dass durch konstruktive Maßnahmen die Größe der drehelastischen Einspannung und die Beanspruchung der Einzelkomponenten beeinflusst werden können.
- Da die ungewollte Einspannung insbesondere vor dem Hintergrund der Materialermüdung als kritisch anzusehen ist, sollen durch die dynamische Belastung Erkenntnisse über das Verhalten im Grenzzustand der Ermüdung gewonnen und die maßgebenden Kerbfälle je Setup erarbeitet werden.
- Die aufgestellte numerische Modellierung wird zunächst anhand relevanter Messgrößen kalibriert und anschließend durch ein Benchmarking mit ausgewählten Ergebnissen aus den Bauteilversuchen validiert.

4.1.2 Untersuchte Varianten

Die Versuche wurden an Versuchskörpern durchgeführt, welche maßstäbliche Varianten von Querrahmenanschlüssen darstellen. Während die Setups 1a, 1b und 5 auf Basis

von normativen Vorgaben konstruiert wurden, untersuchen die Setups 2, 3 und 4 potenzielle Optimierungsvarianten. Nachfolgend werden die einzelnen Setups und die jeweilige Motivation bzw. die Zielsetzung der Prüfung erläutert. Eine Übersicht über den konstruktiven Aufbau und die wesentlichen Hauptabmessungen ist in Tabelle 4.1 wiedergegeben. Für weiterführende Details und Pläne sei an dieser Stelle auf Anhang A verwiesen.

Setup 1

Durch die Setups 1a und 1b wird die Regelausführung nach EN 1994-2/NA [30] untersucht. Dabei erfolgt die Prüfung sowohl mit einer Belastung am Kragarm (Setup 1a) als auch mit einer Belastung zwischen den Hauptträgerstegen (Setup 1b).

Setup 2

Mit Setup 2 wird eine Variante analysiert, bei der Übergangsradien ($R = 50 \text{ mm}$) im Anschlussbereich des Querrahmengurts angeordnet werden, um durch einen weicheren Steifigkeitsübergang eine Reduzierung der Spannungskonzentrationen an den Kanten des Querrahmengurts zu erzielen.

Setup 3

Bei Setup 3 ist der Querrahmengurt pfeilförmig ausgebildet und endet 50 mm vor dem Hauptträgergurt. Somit verbleibt im Anschlussbereich nur die Steifigkeit des Querrahmenstegs zur Aufnahme eines Anschlussmoments.

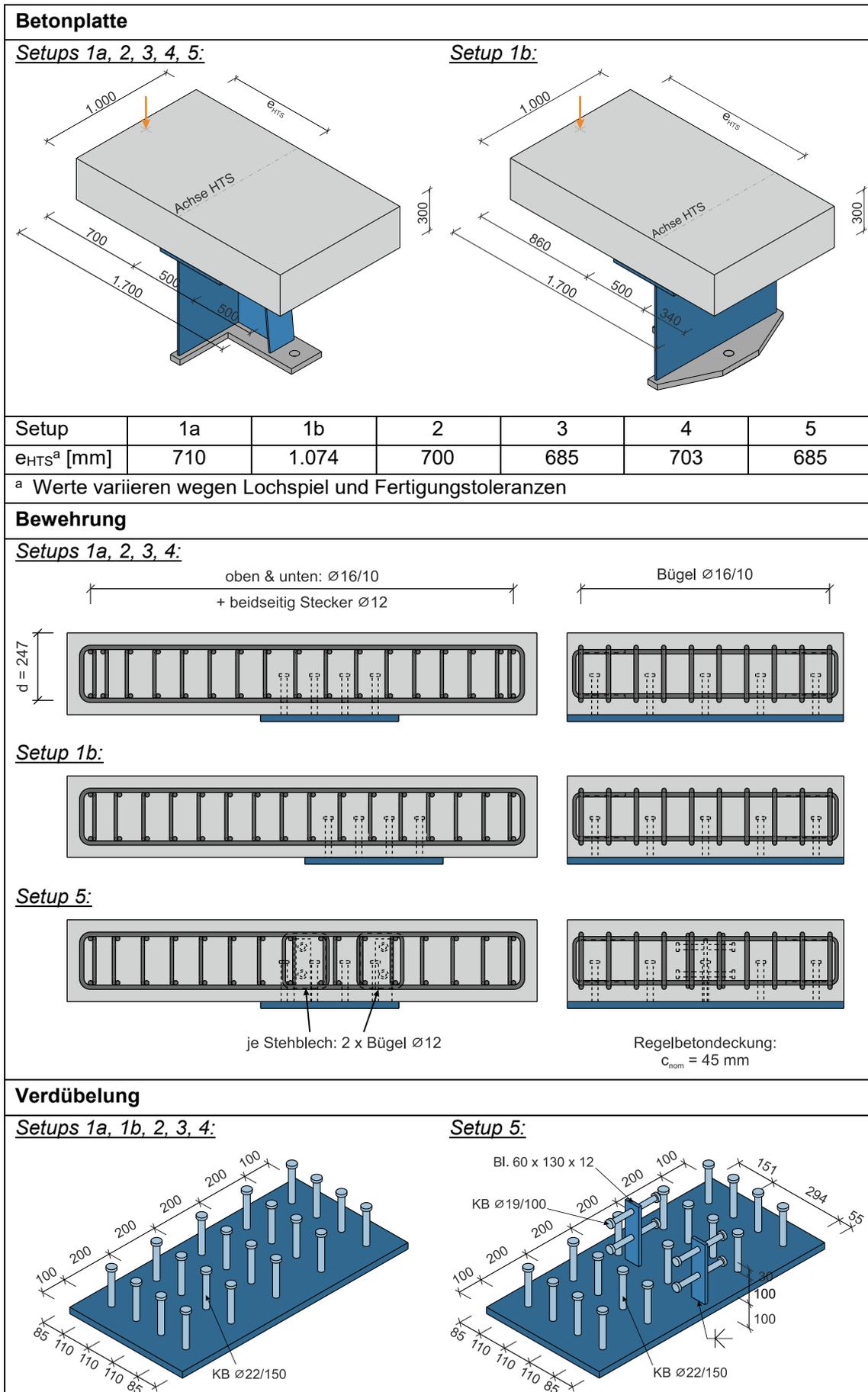
Setup 4

Setup 4 stellt die Steigerung von Setup 3 dar, bei dem die Anschlusssteifigkeit durch einen Freischnitt im Steg des Querrahmens weiter reduziert wird. Damit wird die verbleibende Stegfläche auf ein Minimum reduziert, um die Querkräfte aus der Berechnung des Quersystems gerade noch übertragen zu können.

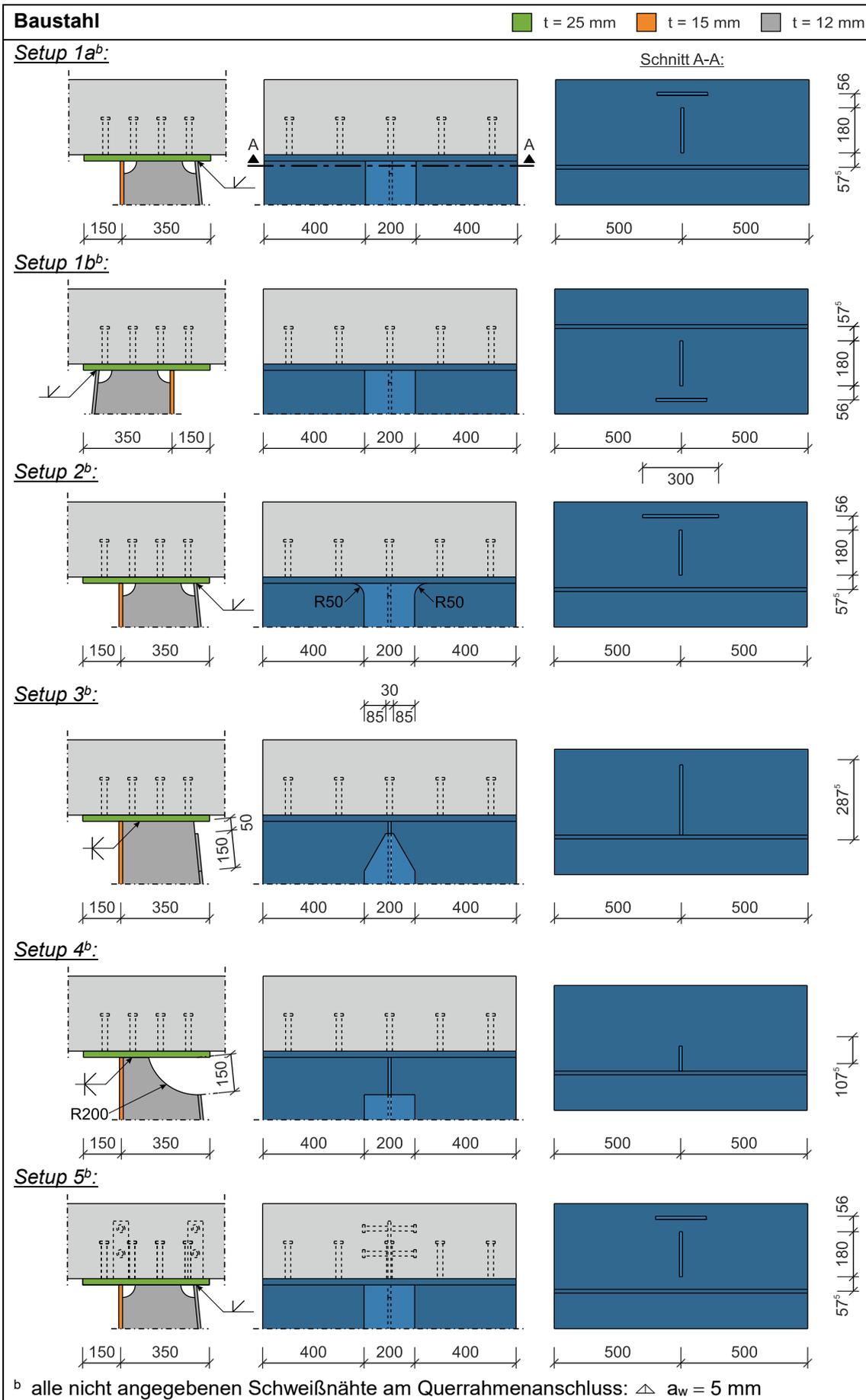
Setup 5

Bei Setup 5 wird überprüft, ob durch ein Stehblech mit liegenden Kopfbolzen entsprechend den Vorgaben der RE-ING [8] eine signifikante Erhöhung der Einspannwirkung am Querrahmenanschluss erzielt werden kann. Aus Gründen der Vergleichbarkeit erfolgt der Anschluss des Querrahmens an den Hauptträgergurt analog zu Setup 1a.

Tabelle 4.1 Versuchskörpergeometrie der Setups 1a bis 5 (alle Maße in [mm])



Fortsetzung Tabelle 4.1



4.1.3 Versuchskörper

Sämtliche Probekörper bestanden aus einer Betonplatte und einem Stahlkörper. Die Betonplatte mit den Abmessungen 1.700 x 1.000 x 300 [mm] wurde mit einer brückenbautypischen Bewehrung $\varnothing 16/10$ kreuzweise in oberer und unterer Lage hergestellt. Während die Bewehrung in Brückenquerrichtung (äußere Lage) mit geschlossenen Bügeln ausgeführt wurde, bestand die Bewehrung in Brückenlängsrichtung (innere Lage) aus Einzelstäben mit zusätzlichen Steckern an den Enden. Die Betondeckung wurde nach EN 1992-2/NA [20] mit $c_{\text{nom}} = 45$ mm festgelegt.

Die Stahlkörper bestanden jeweils aus einem Hauptträgergurt (HTG) mit $t = 25$ mm, einem Hauptträgersteg (HTS) mit $t = 15$ mm sowie einem Querrahmensteg (QRS) und einem Querrahmengurt (QRG) mit jeweils $t = 12$ mm. Zur Befestigung der Versuchskörper im Prüffeld wurden die Bleche HTS, QRS und QRG an eine 40 mm dicke Fußplatte angeschlossen. Insgesamt hatten die Stahlkörper eine Höhe von 750 mm und eine Breite von 1.000 mm analog zur Betonplatte. Bis auf die in Tabelle 4.1 gekennzeichneten Schweißnähte sowie den Anschluss an die Fußplatte, wurden sämtliche Schweißnähte als Doppel-Kehlnaht mit $a_w = 5$ mm ausgeführt.

Die Verbindung zwischen Betonplatte und Stahlkörper bestand bei allen Setups aus insgesamt 20 Kopfbolzendübeln mit $d_s = 22$ mm und $h_{sc} = 150$ mm, welche in 5 Reihen zu je 4 Kopfbolzendübeln angeordnet wurden. Die einzige Ausnahme von dieser Konfiguration bildete Setup 5. Durch die Stehbleche ($t = 12$ mm) mit liegenden Kopfbolzen ($d_s = 19$ mm) im Bereich von HTS und QRG befanden sich zusätzliche Einbauteile in der Verbundfuge, wodurch in diesem Bereich zwei stehende Kopfbolzen entfielen.

Die Dimensionierung der Betonplatte und deren Anordnung auf den Versuchskörpern wurde so gewählt, dass einerseits der Schwerpunkt der Platte in Höhe des HTS lag, um die Versuchskörper möglichst auszubalancieren. Andererseits wurden die Abstände der Lasteinleitung bis zum HTS so festgelegt, dass diese mindestens $2d$ betragen, um einen Biegezustand in der Fahrbahnplatte annehmen zu können. Da aufgrund der umgekehrten Laststellung bei Setup 1b der Druckkontakt nicht am HTS lag, sondern sich am QRG befand, wurden die Betonplatte und der Stahlkörper so angeordnet, dass der Abstand von $2d$ zwischen der Lasteinleitung und dem QRG eingehalten wurde.

4.1.4 Versuchsaufbau

Ziel des gewählten Versuchsaufbaus war es, durch eine exzentrische äußere Belastung einen Drehwinkel in die Betonplatte einzutragen, welcher sich über die Querbiegesteifigkeit der Verbundfuge in den Querrahmenanschluss fortsetzt. Diese drehwinkelinduzierte Beanspruchung entsprach im Wesentlichen der Situation, wie sie auch in einer realistischen Verbundbrücke anzutreffen ist. Der einzige Unterschied bestand darin,

dass im gewählten Versuchsaufbau das Biegemoment vollständig über die Verbundfuge in den Querrahmenstiel eingeleitet wurde. Bei einer realen Brücke wird die Fahrbahnplatte von mindestens zwei Hauptträgerstegen gestützt, wodurch das Biegemoment entsprechend den Steifigkeitsverhältnissen größtenteils in der Platte verbleibt und nur zu einem geringen Teil in den Querrahmen eingeleitet wird. Da ein korrespondierender Versuchsaufbau fertigungstechnisch nicht umsetzbar war, wurde der geschilderte Aufbau realisiert. Die Versuchsdurchführung erfolgte im Spannungsfeld des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau der Bergischen Universität Wuppertal (IKIB). Die Prüflast wurde mit einem servohydraulischen 160 kN Zug-Druck-Prüfzylinder der Fa. Instron aufgebracht. Eine Darstellung des realisierten Versuchsaufbaus im Spannungsfeld ist in Abbildung 4.1 dargestellt.

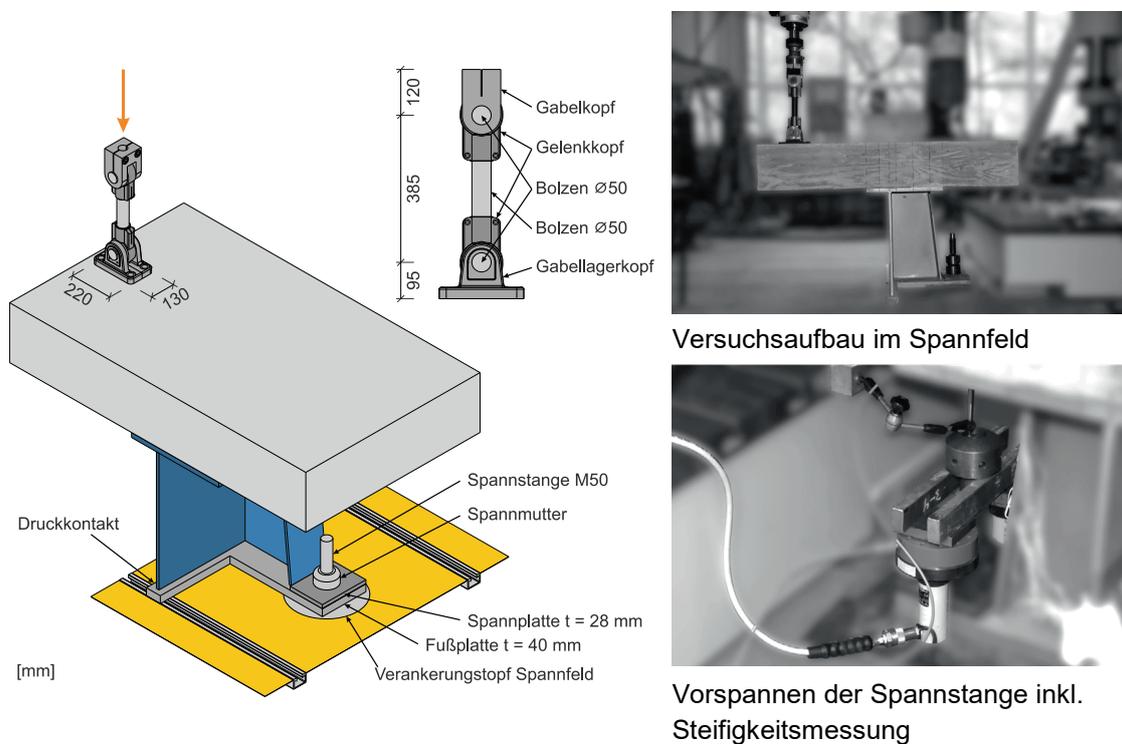


Abbildung 4.1 Einbausituation der Versuchskörper im Spannungsfeld des IKIB

Zur Aufnahme des aus der äußeren Belastung resultierenden Biegemoments wurde der Versuchskörper mittels einer Spannstange M50, welche durch eine kreisrunde Öffnung auf der Biegezugseite der Fußplatte gefädelt wurde, im Spannungsfeld verankert. Um ein vorzeitiges Versagen der Spannstange infolge der aufgetragenen Ermüdungsbelastung zu vermeiden, wurde diese mit 180 kN vorgespannt. Zum Aufbringen der Vorspannkraft wurde die Spannstange zunächst mit zwei parallel geschalteten Hydraulikzylindern und einer Lasttraverse angezogen. Nach Erreichen der Ziellast wurde eine Spannmutter handfest auf Kontakt geschraubt, sodass nach Entlastung der Hydraulikzylinder die Vorspannung in der Spannstange verblieb. Eine durchgeführte Steifigkeitsmessung

ergab eine Federsteifigkeit der Spannstange von ca. 200.000 kN/m. Der Druckkontakt wurde durch Pressung zwischen der Fußplatte und dem Spannfeldboden hergestellt.

Da im Spannfeldboden Ankerschienen vorhanden waren, welche geringfügig über den eigentlichen Boden hinausragten, lag der Versuchskörper nicht vollflächig auf dem Boden auf. Bei der dynamischen Prüfung von Setup 1a zeigte sich, dass diese Unebenheiten zu merklichen Verformungen der Fußplatte am Druckkontakt führten, obwohl dieser theoretisch überdrückt wurde. Daher wurde bei der Prüfung von Setup 1b zunächst versucht, die Unebenheiten mit dünnen Futterblechen auszugleichen. Diese Maßnahme erwies sich jedoch als nicht zielführend, da die Bleche bei der dynamischen Belastung sukzessive aus dem Spalt herausgedrückt wurden. Daraufhin wurde bei allen anderen Setups am Druckkontakt ein dünnes Mörtelbett auf Polymerbetonbasis hergestellt, welches die vorhandenen Unebenheiten ausglich. Diese Maßnahme erwies sich als sehr wirkungsvoll, da durch den kontinuierlichen Lastabtrag deutlich geringere Verformung am Druckkontakt festgestellt wurden.

Da sich die Versuchskörper infolge der exzentrischen Belastung am Ort der Lasteinleitung sowohl vertikal als auch horizontal verformten, wurde die in Abbildung 4.1 dargestellte Pendelstange zwischen Betonplatte und Prüfzylinder montiert. So konnte sich einerseits der Versuchskörper frei verformen, ohne durch den Versuchsaufbau behindert zu werden, und andererseits wurden die Biegemomente auf den Prüfzylinder und die Kraftmessdose minimiert. Bei den verbauten Komponenten der Pendelstange handelte es sich um genormte Zubehörteile von Hydrozylindern (vgl. ISO 8132 [33]), für welche normative Grenzlasten bei statischer und dynamischer Belastung definiert sind.

4.1.5 Versuchskörperherstellung

Um eine brückenbautypische Ausführungsqualität zu gewährleisten (vgl. ZTV-ING [7]), wurden die Stahlkörper in zertifizierten Schweißbetrieben hergestellt. Die Setups 1a, 1b und 2 wurden von der Fa. Donges SteelTec GmbH in Darmstadt und die Setups 3, 4 und 5 von der Fa. ZSB Zwickauer Sonderstahlbau GmbH in Zwickau gefertigt. In beiden Unternehmen erfolgte die Fertigung unter Berücksichtigung der Anforderungen von EXC 3 nach EN 1090-2 [16]. Alle Schweißungen wurden mittels Metall-Schutzgas-schweißen (MSG) durchgeführt und die Nähte nach deren Herstellung einer Sichtprüfung (VT) unterzogen. Zusätzlich wurden die Kehlnähte im Anschlussbereich des Querrahmens per Magnetpulverprüfung (MT) und die Stumpfnähte mittels Ultraschallprüfung (UT) geprüft. Die Schweißnahtprüfungen wurden unter Berücksichtigung der Bewertungsgruppe B nach ISO 5817 [31] durchgeführt und ergaben, dass alle Versuchskörper frei von unzulässigen Unregelmäßigkeiten waren. Die Oberfläche der Stahlkörper

blieb während der gesamten Prüfung unbeschichtet und wies nach der Fertigung den Oberflächenvorbereitungsgrad Sa 2 ½ nach ISO 12944-4 [38] auf.

Die Kopfbolzen wurden im IKIB durch die Fa. Bolte GmbH mittels Hubzündungsbolzenschweißung mit Keramikring auf das HTG-Blech geschweißt. Vor Beginn der Arbeiten wurden die Schweißparameter durch eine 60°-Biegeprüfung nach ISO 14555 [40] mit begleitender Sichtprüfung bestätigt.

Die Schalungs- und Bewehrungsarbeiten sowie die Betonage der Versuchskörper wurden ebenfalls im IKIB durchgeführt. Da die Zugkräfte in der Verbundfuge primär über die Kopfbolzen abgetragen und Adhäsionseffekte minimiert werden sollten, wurden sämtliche Kontaktflächen zwischen Baustahl und Beton mit Schalöl bestrichen. Die Kopfbolzen wurden hingegen ausgespart. Alle Betonplatten wurden am 13.10.2022 mit der gleichen Transportbetonlieferung hergestellt. Der verwendete Mischungsentwurf ist in Tabelle 4.2 angegeben.

Tabelle 4.2 *Eigenschaften und Zusammensetzung des verwendeten Betons*

Eigenschaften			
Festigkeitsklasse	[-]	C35/45	
Konsistenzklasse	[-]	F3	
Größtkorn	[mm]	8	
Festigkeitsentwicklung	[-]	Mittel	
w/z Wert	[-]	0,44	
Zement			
CEM I 42,5 N	[kg/m ³]	350	
CEM III/A 42,5 N (na)	[kg/m ³]	35	
Zuschlag		<i>trocken</i>	<i>feucht</i>
Sand 0 – 2 mm	[kg/m ³]	896	932
Splitt 2 – 8 mm	[kg/m ³]	914	937
Wasser			
Zugabewasser	[kg/m ³]	112	
Gesamtwasser	[kg/m ³]	171	
Zusatzmittel			
Fließmittel	[kg/m ³]	2,31	

Die Frischbetonprüfungen ergaben eine Betontemperatur von 15,6 °C, eine Rohdichte von 2,337 kg/dm³, ein Ausbreitmaß von 455 mm sowie einen Luftgehalt von 1,7 Vol.-%. Der Beton wurde mittels Innenrüttler verdichtet, nach Abschluss der Betonage glatt abgezogen und zur Nachbehandlung bis zum Ausschalen nach 14 Tagen mit einer Folie abgedeckt. Nach dem Ausschalen wurden die Probekörper frei, ohne weitere Nachbehandlungsmaßnahmen in der Prüfhalle gelagert. Ein Auszug aus der Fotodokumentation der Versuchskörperherstellung ist in Abbildung 4.2 dargestellt.



Stahlkörper

Verdübelung

Betonplatte

Abbildung 4.2 Exemplarische Bilder aus der Versuchskörperherstellung

4.1.6 Materialkennwerte

Im Zuge der Bauteilversuche wurden ebenfalls begleitende Materialprüfungen durchgeführt, um die bestellten Materialqualitäten zu verifizieren und die numerische Nachrechnung mit exakten Materialkennwerten durchführen zu können. Für den Baustahl, die Kopfbolzen und die eingebaute Bewehrung wurden Zugversuche nach ISO 6892-1 [32] durchgeführt. Die ermittelten Ergebnisse sind in Tabelle 4.3 zusammengefasst.

Tabelle 4.3 Mittlere Materialeigenschaften von Baustahl, Kopfbolzen und Bewehrung

Baustahl S355J2 + N					
Setup	t [mm]	E [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	A [%]
1a, 1b, 2	12	213.400	361	548	28
	15	201.900	401	518	31
	25 ^a	207.700	398	538	30
3, 4, 5	12	200.200	370	530	28
	15	195.700	402	538	28
	25 ^a	194.500	420	542	30
Kopfbolzen S235J2 + C450					
Setup	\varnothing [mm]	E [MPa]	f_y^b [MPa]	f_u^b [MPa]	A^b [%]
alle	22	197.100	403 / 406	518 / 538	26 / 23
5	19	182.900	394 / 383	513 / 526	22 / 22
Bewehrung B500B					
Setup	\varnothing [mm]	E [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	A [%]
alle	16	196.700	535	624	24
	12	200.733	545	642	21
Anmerkung:					
^a Nachgewiesene Eigenschaften in Dickenrichtung gem. EN 10164 [35]: Z15					
^b Darstellung: Messwert aus eigenen Zugversuchen / Wert aus Prüfzeugnis des Herstellers					

Die Versuche für den Baustahl wurden an jeweils drei Proben für die Blechdicken 12 mm, 15 mm und 25 mm durchgeführt. Das Blech mit $t = 40$ mm wurde nicht geprüft, da dessen Materialkennwerte für den untersuchten Mechanismus von untergeordneter Bedeutung waren. Stattdessen wurden für dieses Blech die Kennwerte aus der EN 1993-

1-1 [22] angenommen. Da eine Prüfung am ganzen Kopfbolzen nicht möglich war, wurden für jeden verwendeten Durchmesser drei Proben mit rundem Querschnitt aus den Kopfbolzen herausgearbeitet. Da allerdings durch den Kaltreckvorgang im Zuge der Herstellung, keine homogene Materialverteilung über den Kopfbolzenquerschnitt vorliegt, sind in Tabelle 4.3 zusätzlich die Werte der mitgelieferten Werkstoffprüfzeugnisse aufgeführt, welche am ungeschwächten Bolzenquerschnitt ermittelt wurden. Die Zugversuche für die Bewehrung wurden ebenfalls an drei Proben je Durchmesser durchgeführt, wobei die Stäbe im Ganzen ohne vorherige Bearbeitung gezogen wurden.

Die Festbetoneigenschaften wurden durch E-Modulprüfungen nach Verfahren B der EN 12390-13 [37] erfasst. Je Prüfung wurden der Elastizitätsmodul als Sekantenmodul und die einaxiale Druckfestigkeit an vier Normzylinderproben $b/h = 150/300$ [mm] bestimmt. Zusätzlich zur Prüfung 28 Tage nach der Betonage wurden die Materialkennwerte des Betons zu Beginn jedes Bauteilversuchs ermittelt. Die Herstellung der Zylinderproben erfolgte zeitgleich mit der Betonage der Versuchskörper nach den Vorgaben der EN 12390-2 [36]. Nach dem Ausschalen am Tag nach der Herstellung wurden die Probekörper neben den Versuchskörpern der Bauteilversuche im Raumklima der Prüfhalle gelagert. Zusätzlich wurden für die 28-Tage-Prüfung vier weitere Zylinderproben im Wasserbad gelagert, um die Materialeigenschaften für die normativ vorgegebenen Lagerungsbedingungen zu bestimmen (vgl. EN 12390-2 [36]). Aufgrund eines Ausfalls der Prüfmaschine konnten für die Setups 2 und 3 keine Prüfungen durchgeführt werden. Daher wurden die Materialkennwerte für die genannten Setups gemäß EN 1992-1-1 [19] auf Basis der 28-Tage-Prüfung extrapoliert. Die Ergebnisse der Betonprüfungen sind in Tabelle 4.4 dargestellt.

Tabelle 4.4 Mittlere Materialeigenschaft des Betons

Beton				C35/45	
Setup	Prüfalter [d]	Lagerungsart	E_c [MPa]	f_c [MPa]	
-	28	Wasserlagerung	35.300	52,3	
-	28		34.600	49,9	
1a	28		s.o.	s.o.	
1b	98		32.900	48,3	
2 ^a	175	Luftlagerung	35.000	51,7	
3 ^a	187		35.000	51,7	
4	166		33.300	52,4	
5	126		33.200	51,5	

Anmerkung:
^a Ermittelt mit Extrapolationsvorschrift gem. EN 1992-1-1 [19]

4.1.7 Messkonzept

Das Ziel der Bauteilversuche war es, vertiefte Erkenntnisse über die Beanspruchungssituation am Querrahmen unter kontrollierten Randbedingungen zu gewinnen. Von besonderem Interesse waren dabei die Anschlusssteifigkeiten der unterschiedlichen Setups, die Größe und Verteilung der Zugkräfte in der Verbundfuge sowie die Hot-Spot-Spannungen an relevanten Stellen.

Um die angestrebten Messziele zu erreichen, wurde ein zweigliedriges Messkonzept entwickelt, welches zum einen aus Wegmessungen und zum anderen aus Dehnungsmessungen besteht. Deren wesentliche Inhalte werden im Folgenden getrennt erläutert. Zusätzlich wurde die aufgebrachte Prüflast aufgezeichnet, sodass zu jedem Zeitpunkt das einwirkende Anschlussmoment mit den in Tabelle 4.1 angegebenen Hebelarmen ermittelt werden konnte. Die Messfrequenz betrug bei allen Versuchen 300 Hz.

Wegmessung

Die Verformungen der Probekörper wurden mit induktiven Wegaufnehmern erfasst, wobei die eingesetzten Wegtaster eine Messlänge von 20 mm aufwiesen. Einzige Ausnahme bildete die Messung an der Unterseite der Betonplatte im Bereich der Lasteinleitung, wo ein Wegaufnehmer mit einer Messlänge von 50 mm positioniert wurde. Die prinzipielle Anordnung der Wegaufnehmer, welche bei jedem Versuch realisiert wurde, ist in Abbildung 4.3 dargestellt. Die genaue Umsetzung der Wegmessung für die jeweiligen Setups kann Anhang A entnommen werden.

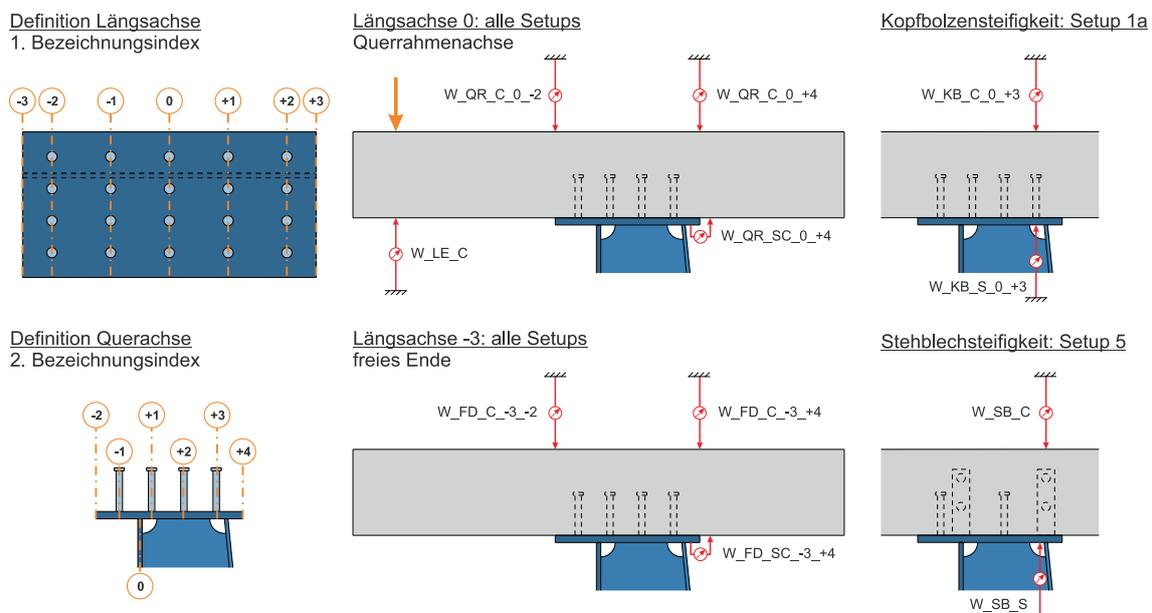


Abbildung 4.3 Auszüge des Wegmessungskonzepts und Achseinteilung

Aus der Verformungsdifferenz der paarweise auf der Oberseite der Betonplatte angeordneten Wegaufnehmer wurde der vorhandene Drehwinkel ermittelt. Dieser wurde sowohl in der Achse des Querrahmens mit den Wegaufnehmern $W_{QR_C_0_2}$ und

W_QR_C_0_+4 als auch am freien Rand des Versuchskörpers mit den Wegaufnehmern W_FD_C_0_-2 und W_FD_C_0_+4 bestimmt. So konnte überprüft werden, ob bereits innerhalb eines Abstands von 500 mm eine Änderung des Plattendrehwinkels feststellbar war. Weiterhin wurde die Klaffung der Verbundfuge auf der Biegezugseite mit Wegaufnehmern gemessen, welche in auf den HTG aufgeklebten Halterungen positioniert waren. Bei den Setups 1a, 1b und 5 wurde das Messkonzept zur Wegmessung durch paarweise angeordnete Wegaufnehmer ergänzt, welche in einer Achse auf der Oberseite der Betonplatte und auf der Unterseite des HTG angeordnet wurden. Aus den Verformungsdifferenzen und den korrespondierenden Zugkräften aus der Dehnungsmessung konnten Federsteifigkeiten für die Kopfbolzen sowie im Falle von Setup 5 für das Stehblech mit liegenden Kopfbolzen bestimmt werden.

Dehnungsmessung

Wie in Kapitel 2.4.2 erläutert, ist das Strukturspannungskonzept eine etablierte Methode, um die lokale Ermüdungsbeanspruchung eines Kerbdetails zu beschreiben. Ferner können Strukturspannungen sowohl experimentell als auch numerisch ermittelt werden, sodass ein Vergleich der experimentellen Ergebnisse mit den Simulationsergebnissen möglich ist.

Da die zuvor durchgeführten Untersuchungen für das Kerbdetail QRG an HTG auf einen potenziell steilen Spannungsgradienten hindeuteten, wurde entsprechend der IIW-Empfehlung von Niemi et al. [82] eine quadratische Extrapolationsvorschrift nach Gleichung (2.5) zur Ermittlung der Hot-Spot-Spannungen gewählt. Die Abstände der Stützstellen für die Spannungsextrapolation zum Schweißnahtfuß betragen somit definitionsgemäß 0,4t, 0,9t und 1,4t. Es wurden lineare DMS mit einer Messgitterlänge von 1,0 mm verwendet. Die resultierende DMS-Dreierkette wurde aus Redundanzgründen an beiden Rändern des QRG bzw. an beiden Seiten des QRS appliziert. Die erläuterte DMS-Anordnung je Setup sowie weitere Auszüge der durchgeführten Dehnungsmessung sind in Abbildung 4.4 dargestellt. Für detailliertere Angaben zur genauen Positionierung der DMS wird nochmals auf die entsprechenden Planunterlagen in Anhang A verwiesen.

Die Längsspannungen in den Blechen HTS und QRG wurden sowohl in Höhe des letzten DMS der DMS-Dreierkette im Abstand e_I vom HTG als auch in der Mitte des Stahlkörpers im Abstand von $e_{II} = 300$ mm vom HTG gemessen. Zusätzlich wurden die Spannungen in Querrichtung an der Unterseite des HTG auf der dem Querrahmen abgewandten Seite des HTS aufgezeichnet. Mit Ausnahme der DMS zur Bestimmung der Hot-Spot-Spannung wurden DMS mit einer Messgitterlänge von 5 mm verwendet. Die Spannungen wurden unter der Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens mit den aus der

Materialprüfung ermittelten E-Modulen berechnet. Die Bezeichnung „gemessene Spannung“ ist in diesem Kontext äquivalent zu verstehen.

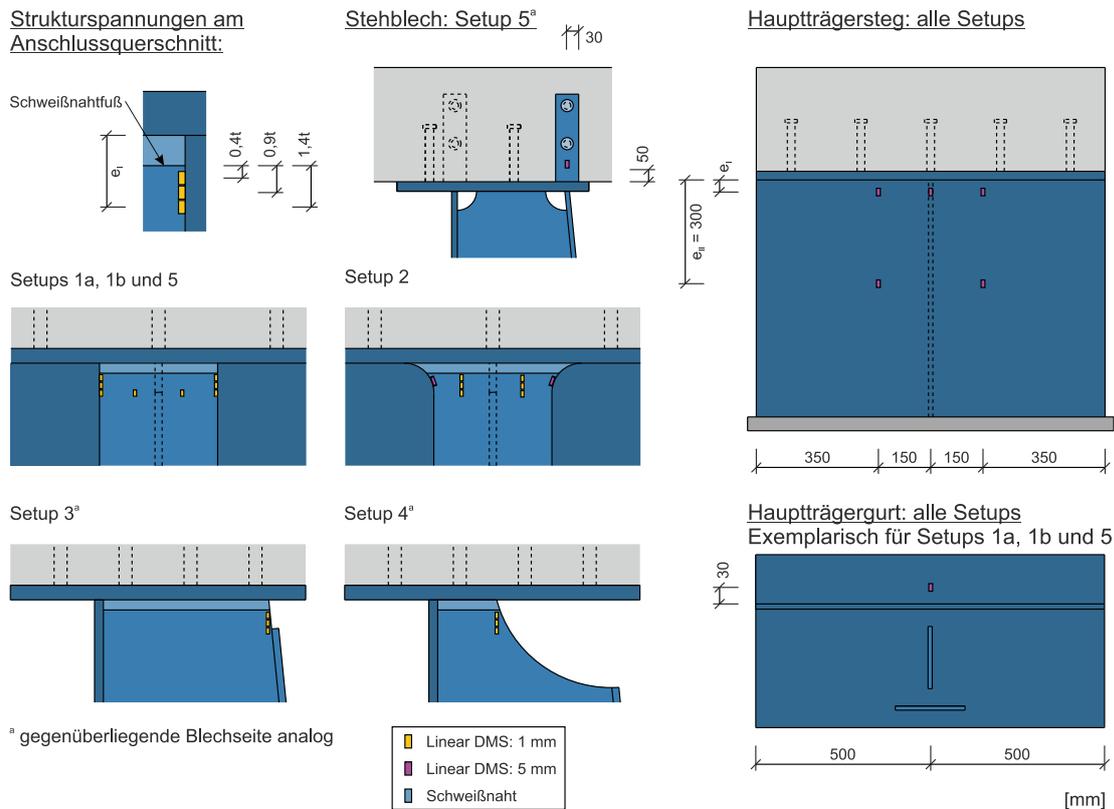


Abbildung 4.4 Auszüge des Dehnungsmessungskonzepts

Zur messtechnischen Erfassung der Zugkräfte in der Verbundfuge, wurden zylindrische Bolzen-DMS mit einem Durchmesser von 1,9 mm und einer Messgitterlänge von 3 mm in kopfseitige Bohrungen ausgewählter Kopfbolzen appliziert (vgl. Abbildung 4.5). Die Bohrungen mit einem Durchmesser von 2 mm wurden vor den Bolzenschweißungen zentrisch in die Kopfbolzen eingebracht. Nachdem die Bolzen aufgeschweißt und die Bolzen-DMS appliziert wurden, wurde die Kopfoberseite mit einer speziellen Abdeckmasse versiegelt, um die Anschlussstelle vor mechanischen Einflüssen zu schützen. Trotzdem ist bei den Arbeiten zur Herstellung der Betonplatten der Setups 3 und 4 jeweils ein Bolzen-DMS ausgefallen.

Um im späteren Versuch der gemessenen Dehnung einen gesicherten Kraftwert zuordnen zu können, wurden die präparierten Bolzen mit dem in Abbildung 4.5 dargestellten Versuchsaufbau kalibriert. Dieser bestand aus einem hydraulischen Haftzugprüfgerät, einer Kraftmessdose sowie eigens angefertigten Konstruktionen zur Bolzenaufnahme und zum Kraftkurzschluss. Als Ergebnis wurde für jeden untersuchten Kopfbolzen ein Kalibrierfaktor k_i nach dem qualitativ für Setup 1a angegebenen Prinzip abgeleitet. Weiterhin wurden bei Setup 5 am Stehblech mit liegenden Kopfbolzen

beidseitig zwischen HTG und der ersten Reihe der liegenden Kopfbolzen lineare DMS appliziert, um die einwirkende Zugkraft des Stehblechs zu ermitteln (vgl. Abbildung 4.4).

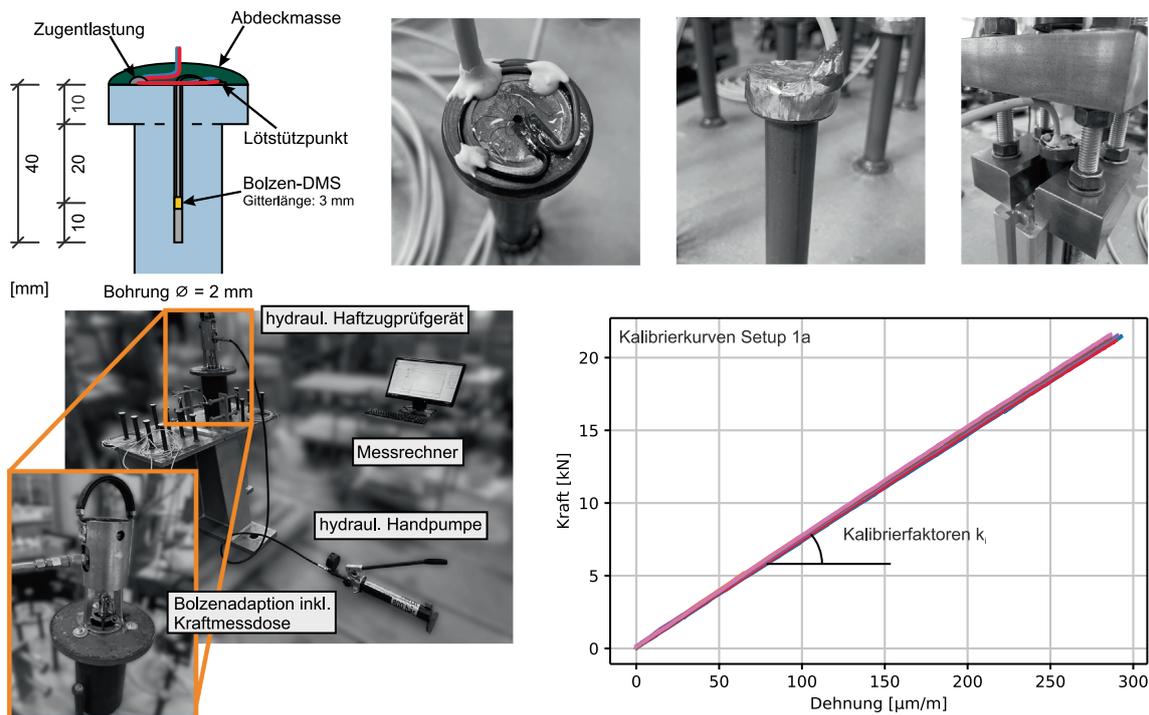
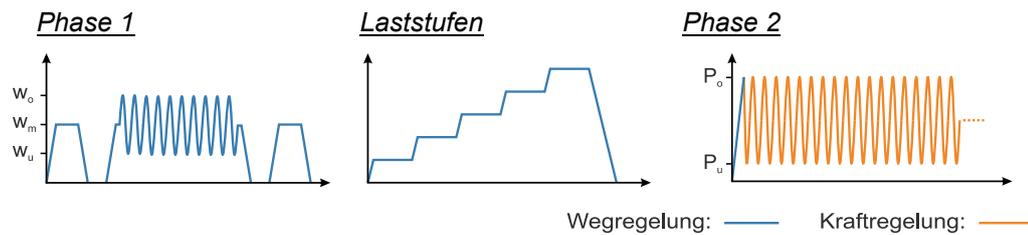


Abbildung 4.5 Messtechnik der präparierten Kopfbolzen und deren Kalibrierung

4.1.8 Versuchsdurchführung

Das in Tabelle 4.5 zusammengefasste Prüfprogramm bestand aus einer statischen und einer dynamischen Phase. In der ersten Phase wurde eine statische Last weggeregelt aufgebracht. Ziel war es, einen Drehwinkel von ca. 0,3 mrad am Querrahmenanschluss zu erzeugen. Dieser Orientierungswert wurde zuvor anhand des numerischen Modells der Talbrücke Ganslandsiepen für eine Belastung mit dem ELM3 nach EN 1991-2 [17] ermittelt. Zunächst wurde für jeden Versuchskörper das Wegziel w_m angefahren, für 5 Minuten gehalten und anschließend wieder entlastet. Darauffolgend wurden als nächstes 10 Zyklen mit einer Frequenz von 0,1 Hz zwischen w_o und w_u gefahren, um mögliche Adhäsionseffekte in der Verbundfuge zu lösen. Nach den 10 Zyklen wurde erneut eine weggeregelt Rampe bis w_m mit einer Haltezeit von 5 Minuten durchgeführt, um zu überprüfen, ob sich wesentliche Unterschiede zur ersten Rampe ergeben haben. Basierend auf den Messwerten der ersten Phase sollten die Lastparameter für die dynamische Belastung in der zweiten Phase bestimmt werden. Es zeigte sich jedoch, dass die erforderlichen Kräfte zu gering waren und keine signifikanten Spannungsantworten bzw. Zugkräfte in der Verbundfuge gemessen werden konnten. Daher wurde im Anschluss an die erste Phase erneut eine weggeregelt Last aufgebracht, welche stufenweise gesteigert wurde. Die Haltedauer pro Laststufe betrug ca. 1 min.

Tabelle 4.5 Prüfprogramm und Lastparameter

Setup	w_u [mm]	w_m [mm]	w_o [mm]	Stufen [kN]	P_u [kN]	P_o [kN]	ΔP [kN]	f [Hz]
1a	0,10	0,20	0,30	10 / 30 / 50 / 70 / 90	15	90	75	3,0
1b	0,15	0,25	0,35	10 / 30 / 50 / 70 / 90	10	90	80	2,5
2	0,10	0,20	0,30	10 / 30 / 50 / 70 / 90	15	90	75	2,0
3	0,10	0,20	0,30	10 / 30 / 50	10	65	55	3,0
4 ^a	0,10	0,20	0,30	2 / 4 / 6 / 8 / 10	5	13 / 20	8 / 15	3,0
5	0,10	0,20	0,30	10 / 30 / 50 / 70 / 90	15	90	75	2,0

Anmerkung:

^a Kein Versagen nach 2.000.000 Schwingspielen, daher Erhöhung der Oberlast

Aus den Ergebnissen der aufgebrachten Laststufen wurden die Lastparameter P_o und P_u der dynamischen Ermüdungsbelastung bestimmt. Diese wurden so gewählt, dass ein Schwingspiel der gemessenen Strukturspannungen von 150 – 200 MPa vorliegt. Um die Auswirkungen der konstruktiven Maßnahmen von Setup 2 und 5 mit der Standardausführung in Setup 1a vergleichen zu können, wurden die Werte für Ober- und Unterlast analog gewählt. Wie in Kapitel 4.2.1 erläutert, konnte bei Setup 3 keine Strukturspannungsermittlung durchgeführt werden, weshalb der maximale Spannungswert innerhalb der DMS-Dreierkette als Bewertungsgrundlage diente.

Es war zu erwarten, dass ein Ermüdungsversagen im Bereich des Querrahmenanschlusses oder an den zugbeanspruchten Elementen der Verbundfuge auftreten würde. Als Versagenskriterien wurden daher sowohl ein Ermüdungsrisse auf einer Länge von 30 mm, als auch ein Zugkraftabfall von 50 % bezogen auf den aufgezeichneten Maximalwert des jeweiligen Kopfbolzens bzw. des Stehblechs festgelegt. Der Versuch wurde jedoch nach eingetretenem Erstversagen nicht abgebrochen, sondern weitergeführt, um zusätzliche Erkenntnisse über die Schädigungsentwicklung zu gewinnen.

4.2 Auswertung maßgeblicher Ergebnisse der Bauteilversuche

4.2.1 Auswertung von Phase 1 und Laststufen

Im Folgenden werden die relevanten Ergebnisse der statischen Phase ausgewertet. Für einen vertieften Überblick der Ergebnisse sei an dieser Stelle auf Anhang A verwiesen. Weiterhin wird für die Auswertung folgende Festlegungen getroffen:

- Das Vorzeichen des Plattendrehwinkels ist positiv, wenn dieser Zugspannungen am Querrahmengurtblech erzeugt (Laststellung am Kragarm).
- Um die Ergebnisse besser vergleichen zu können, erfolgt die Ergebnisdarstellung in der Regel bezogen auf den jeweils vorliegenden Drehwinkel. Als Referenz dient der Drehwinkel, welcher je Setup bei der größten aufgetragenen Laststufe gemessen wurde.

Drehfedersteifigkeiten

Die Quantifizierung der Drehfedersteifigkeit der unterschiedlich ausgeführten Querrahmenanschlüsse ist ein wesentliches Ziel der durchgeführten Bauteilversuche. Wie zuvor erläutert bedingt der realisierte Versuchsaufbau, dass das aus der aufgetragenen Prüfkraft und dem vorhandenen Hebelarm resultierende Anschlussmoment gänzlich über den Querrahmenanschluss abgetragen wird. Zusammen mit dem Anschlussdrehwinkel, welcher als mittlerer Drehwinkel über die Verformungsdifferenz der angeordneten Wegaufnehmer bestimmt wird, können je Setup die in Abbildung 4.6 angegebenen Momenten-Rotationsbeziehungen ermittelt werden.

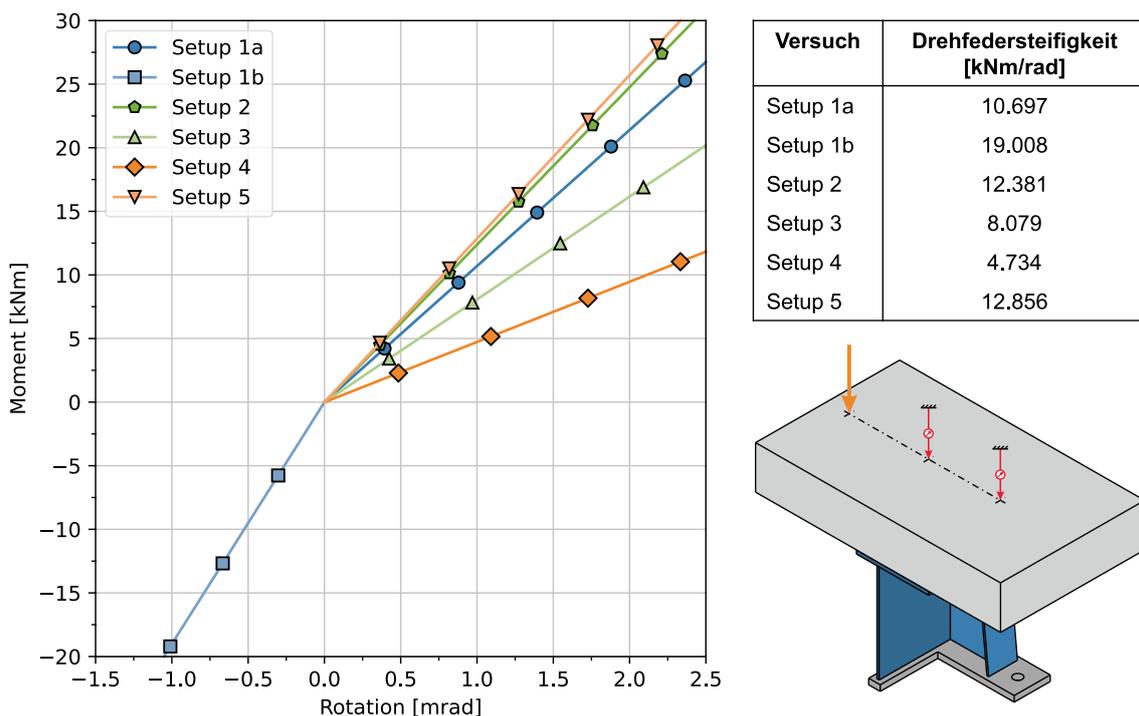


Abbildung 4.6 Momenten-Rotationsbeziehungen der Setups 1a bis 5

Für den Standardanschluss nach EN 1994-2/NA [30] fällt auf, dass die Drehfedersteifigkeit für eine Belastung am Kragarm (Setup 1a) um etwa die Hälfte geringer ist, als für eine Belastung zwischen den Hauptträgerstegen (Setup 1b). Durch die Schwächung des Anschlussquerschnitts bei den Setups 3 und 4, können erwartungsgemäß reduzierte Drehfedersteifigkeiten ermittelt werden. Während die Drehfedersteifigkeit für Setup 3 noch 75 % von Setup 1a beträgt, weist Setup 4 lediglich noch ca. 40 % der Steifigkeit

des Referenzsetups auf. Für die Varianten mit den Übergangsradien (Setup 2) und den Stehblechen mit liegenden Kopfbolzen (Setup 5) lassen sich dagegen erwartungsgemäß größere Drehfedersteifigkeiten als für die Standardausführung ermitteln (ca. + 15 - 20 % gegenüber Setup 1a).

Zugkräfte in der Verbundfuge

Eine weitere Fragestellung, über welche die Bauteilversuche Aufschluss geben sollen, ist die Größe und Verteilung der Kopfbolzenzugkräfte in der Verbundfuge. In Abbildung 4.7 sind die gemessenen Zugkräfte der jeweiligen Setups für die größte statisch aufgebrachte Laststufe zusammengefasst. Die Darstellung versteht sich als Draufsicht auf die Verbundfuge, wobei die x- und y-Koordinaten die geometrische Lage in Brückenlängs- und -querrichtung angeben. Der Koordinatenursprung wird in der Querrahmenachse in Höhe der Mittellinie des Hauptträgerstegs definiert. Die eingezeichneten Kreise markieren die präparierten Kopfbolzen und geben durch ihre Farbe die relative Verteilung der Zugkräfte an. Der Bezugswert ist die maximale Zugkraft, welche je Versuch in der höchsten Laststufe gemessen wurde. Das graue Rechteck in der linken unteren Ecke jedes Plots gibt den Wert dieser Kraft, normiert auf den einwirkenden Drehwinkel an. Der zugehörige Drehwinkel φ_{QR} ist oben rechts in den Grafiken angegeben.

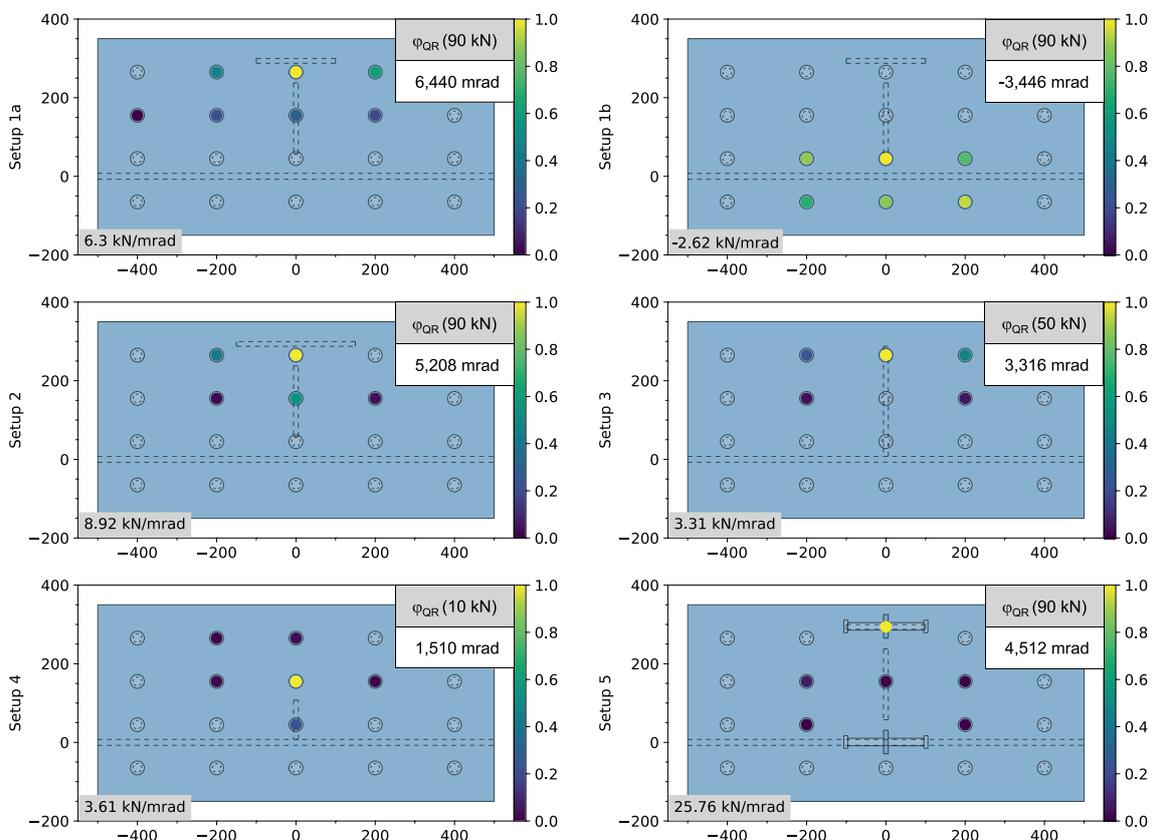


Abbildung 4.7 Ermittelte Zugkraftverteilung in der Verbundfuge (x- und y-Achse in [mm])

Mit Ausnahme von Setup 1b zeigt sich bei allen Versuchen ein ähnliches Bild der Zugkraftverteilung in der Verbundfuge. Die maximale Zugkraft wird stets in der Querrahmenachse möglichst nah zu demjenigen Punkt festgestellt, welcher innerhalb des Anschlussquerschnitts den größten Abstand zum Hauptträgersteg aufweist. Die Zugkräfte in den umgebenden Kopfbolzen fallen annähernd symmetrisch und umso stärker ab, je weiter sie vom Ort der maximalen Zugkraft entfernt sind. Bei den Setups 1a, 2, und 3 weisen die Kopfbolzen links und rechts der Querrahmenachse in der Reihe des maximal beanspruchten Kopfbolzens nur noch ca. 50 - 60 % von dessen Zugkraft auf. Eine Reihe weiter in Richtung Hauptträgersteg sind es bereits nur noch ca. 20 - 30 %. Diese Verteilung der Zugkräfte ist auf die bereits in Kapitel 3.3.5 identifizierte muldenförmige Verformungsdifferenz zwischen Betonplatte und Hauptträgergurt zurückzuführen, welche auch durch die Wegaufnehmer zur Ermittlung der Verbundfugenklaffung angezeigt wird. Weiterhin zeigt sich, dass die Steifigkeit des angeschlossenen Querschnitts wesentlichen Einfluss auf die Größe und Verteilung der Kopfbolzenzugkräfte hat. So kann bei Setup 4 mit der geringsten Anschlusssteifigkeit nur an einem Kopfbolzen eine relevante Zugkraft nachgewiesen werden. Aufgrund der Steifigkeit des Hauptträgerstegs verteilen sich die gemessenen Zugkräfte bei Setup 1b dagegen relativ gleichmäßig entlang der Stegachse.

Die größte relative Zugkraft, welche im Rahmen der Versuche gemessen wurde, lässt sich bei Setup 5 im Stehblech mit den liegenden Kopfbolzen feststellen. Der Unterschied sowohl zu den maximalen Zugkräften der anderen Setups, als auch zu den unmittelbar umgebenden Kopfbolzen ist erheblich. Begründet werden kann dies durch einen Vergleich der Federsteifigkeit der Zuelemente, welche bei den Setups 1a, 1b und 5 ermittelt wurden (siehe Abbildung 4.8). Während die Federsteifigkeit der untersuchten Kopfbolzen bei etwa 54.000 und 59.000 N/mm liegt, weist das Stehblech eine um etwa den Faktor 3,5 größere Zugsteifigkeit von ca. 208.500 N/mm auf. Die angegebenen Werte entsprechen den Steigungen von linearen Regressionsgeraden, welche sich für die Messwerte der aufgebrauchten Laststufen über die Methode der kleinsten Quadrate ermitteln lassen.

Die gemessenen Federsteifigkeiten der Kopfbolzen weisen eine gute Übereinstimmung mit den Werten auf, welche in den Kopfbolzenzulassungen (z. B. DIBt [14]) angegeben sind. Beispielsweise wird dort für einen Kopfbolzen mit einem Durchmesser von 22 mm eine Federsteifigkeit von 50.000 N/mm ausgewiesen. Demgegenüber lässt sich die Steifigkeit des Stehblechs über das in Abbildung 4.8 abgebildeten mechanische Modell wie folgt bestimmen:

$$k_{s,KB} = 289.600 \text{ N/mm} \quad (4.1)$$

$$k_{t,SB} = \frac{EA}{l} = \frac{200.200 \cdot 60 \cdot 12}{100} = 1.441.440 \text{ N/mm} \quad (4.2)$$

$$k_{ges} = \left(\frac{2}{2 \cdot k_{s,KB}} + \frac{2}{k_{t,SB}} \right)^{-1} = \left(\frac{1}{289.600} + \frac{2}{1.441.440} \right)^{-1} = 206.589 \text{ N/mm} \quad (4.3)$$

mit: $k_{s,KB}$ Schubsteifigkeit für einen Kopfbolzen $d_s = 19 \text{ mm}$
mit Dübelkennlinie nach Porsch [85]
 $k_{t,SB}$ Zugsteifigkeit Stahlquerschnitt Stehblech
 k_{ges} Federsteifigkeit des gesamten Stehblechs

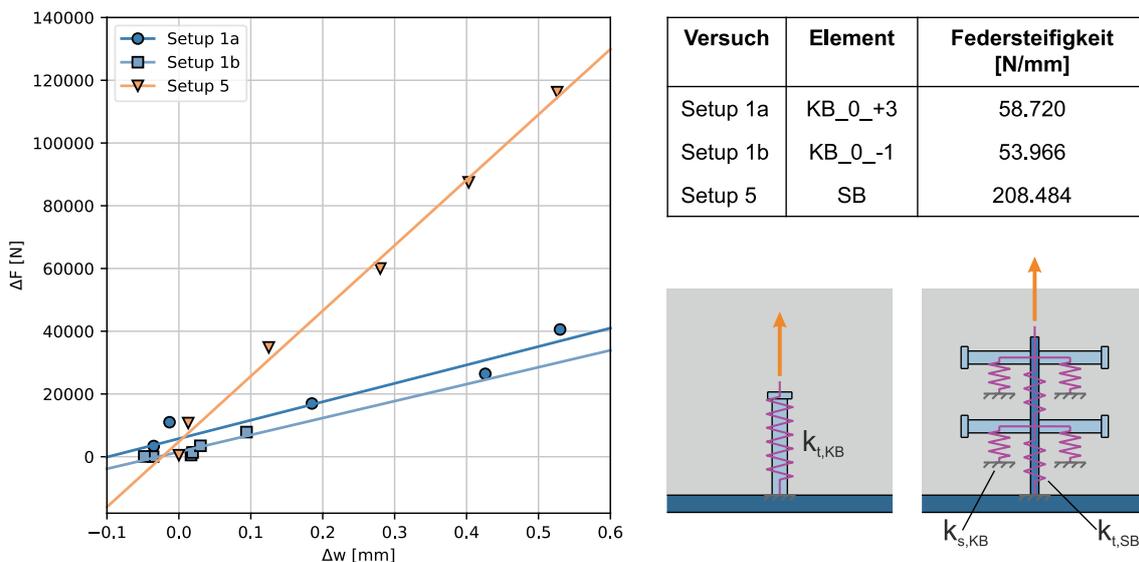


Abbildung 4.8 Gemessene Federsteifigkeit von Zuelementen in der Verbundfuge

Strukturspannungsermittlung

Die Ergebnisse der Strukturspannungsermittlung am Querrahmenanschluss sind in den Säulendiagrammen in Abbildung 4.9 dargestellt. Die farblich markierten Säulen entsprechen den Spannungswerten, welche mittels DMS an den Stützpunkten zur Ermittlung der Strukturspannungen gemessen wurden. Die Eintragung der Säulen auf der x-Achse erfolgte korrespondierend zum Abstand der jeweiligen DMS vom Schweißnahtfuß. Entsprechend den Angaben von Niemi et al. [82] befinden sich diese für den hier zutreffenden Hot-Spot-Typ „a“ bei den Stützstellen $0,4t = 4,8 \text{ mm}$, $0,9t = 10,8 \text{ mm}$ und $1,4t = 16,8 \text{ mm}$ für die untersuchte Blechdicke von $t = 12 \text{ mm}$. Die Strukturspannung am Schweißnahtfuß wird über Gleichung (2.5) errechnet und ist in der jeweiligen Grafik über die graue Säule bei $x = 0 \text{ mm}$ angegeben. Analog zur Darstellung in Abbildung 4.7 sind die im Versuch ermittelten Strukturspannungen zur besseren Vergleichbarkeit der Setups relativ zum gemessenen Drehwinkel angegeben.

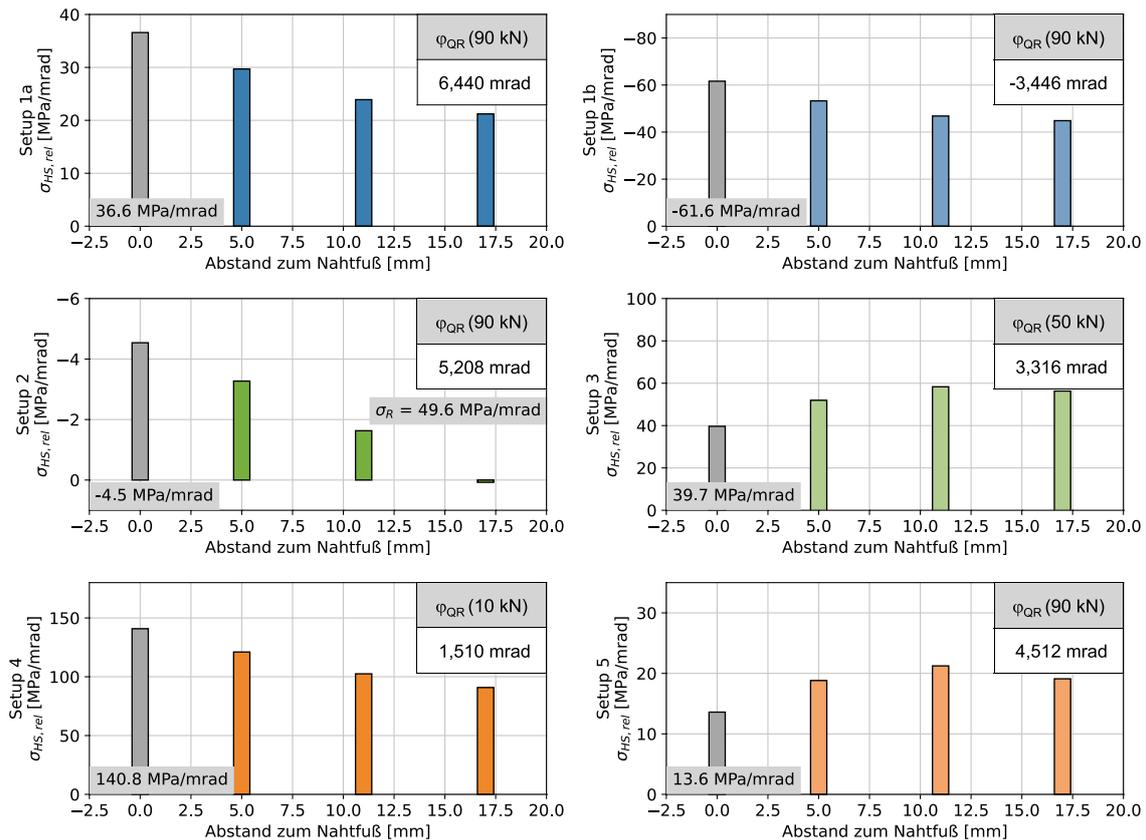


Abbildung 4.9 Strukturspannungsermittlung an den Blechen QRG bzw. QRS

Bei den Setups 1a, 1b und 4 ist ein charakteristischer Spannungsanstieg zum Schweißnahtfuß hin zu erkennen, sodass mit Gleichung (2.5) plausible Werte für die Hot-Spot-Spannungen berechnet werden können. Beim Vergleich der untersuchten Laststellungen von Setup 1a und 1b fällt auf, dass der Absolutwert der Strukturspannungen bezogen auf den Drehwinkel für einen negativen Drehwinkel etwa 1,7-fach größer ist, als für den gleichen Drehwinkel mit einem positiven Vorzeichen. Diese Feststellung kann auf den bereits identifizierten Unterschied der Drehfedersteifigkeiten zurückgeführt werden. Da bei Setup 4 das Widerstandsmoment des Anschlussquerschnitts durch den kreisförmigen Freischnitt deutlich reduziert wird, kann hier die größte auf den Drehwinkel bezogene Hot-Spot-Spannung festgestellt werden. Somit weist das Setup 4 die größte Kerbschärfe der untersuchten Setups auf.

Die Ergebnisse von Setup 2 weisen zwar ebenfalls einen Spannungsanstieg zum Schweißnahtfuß auf, allerdings wurde hier die Dreierkette im mittleren Bereich des Gurtblechs appliziert, da die Geometrie der Übergangsradien keine Strukturspannungsermittlung am Gurtrand zuließ. Die Beanspruchung des mittleren Bereichs ist jedoch sehr gering, sodass die gemessenen Spannungen teilweise sogar im Druckbereich liegen. Im Vergleich dazu ist in dem grauen Rechteck auf der rechten Seite des Plots die zum Übergangsradius tangentielle Spannung angegeben, welche zu ca. 50 MPa/mrad ermittelt wurde. Dieser Wert liegt deutlich über den drehwinkelbezogenen Spannungen

im mittleren Gurtbereich und übersteigt sogar die bei Setup 1a gemessenen Hot-Spot-Spannungen, was die hohe Beanspruchung der Radien unterstreicht.

Bei den Setups 3 und 5 ist kein Spannungsanstieg zum Nahtfuß hin zu erkennen, weshalb keine plausiblen Werte für die Strukturspannungen ermittelt werden. Bei Setup 3 wird dieser Umstand darauf zurückgeführt, dass die Umschweißung der pfeilförmigen Anarbeitung des Querrahmengurtblechs zu nah an der Dreierkette liegt und lokale Umlagerungseffekte die Strukturspannungsermittlung am Querrahmensteg beeinträchtigen. Im Gegensatz dazu ist bei Setup 5 eine mögliche Erklärung für den untypischen Spannungsverlauf, dass durch das Stehblech der größte Teil der Zugkraft aus dem Anschlussmoment mittig in den Querrahmengurt eingeleitet wird und somit die Blechkanten entlastet werden.

Spannungen am Hauptträgersteg

Zuletzt werden die Spannungen am Hauptträgersteg ausgewertet, welche in Abbildung 4.10 abgebildet sind. Die Darstellung erfolgt analog zu Abbildung 4.7 über die geometrische Lage der DMS-Position und relativ zur maximal gemessenen Spannung.

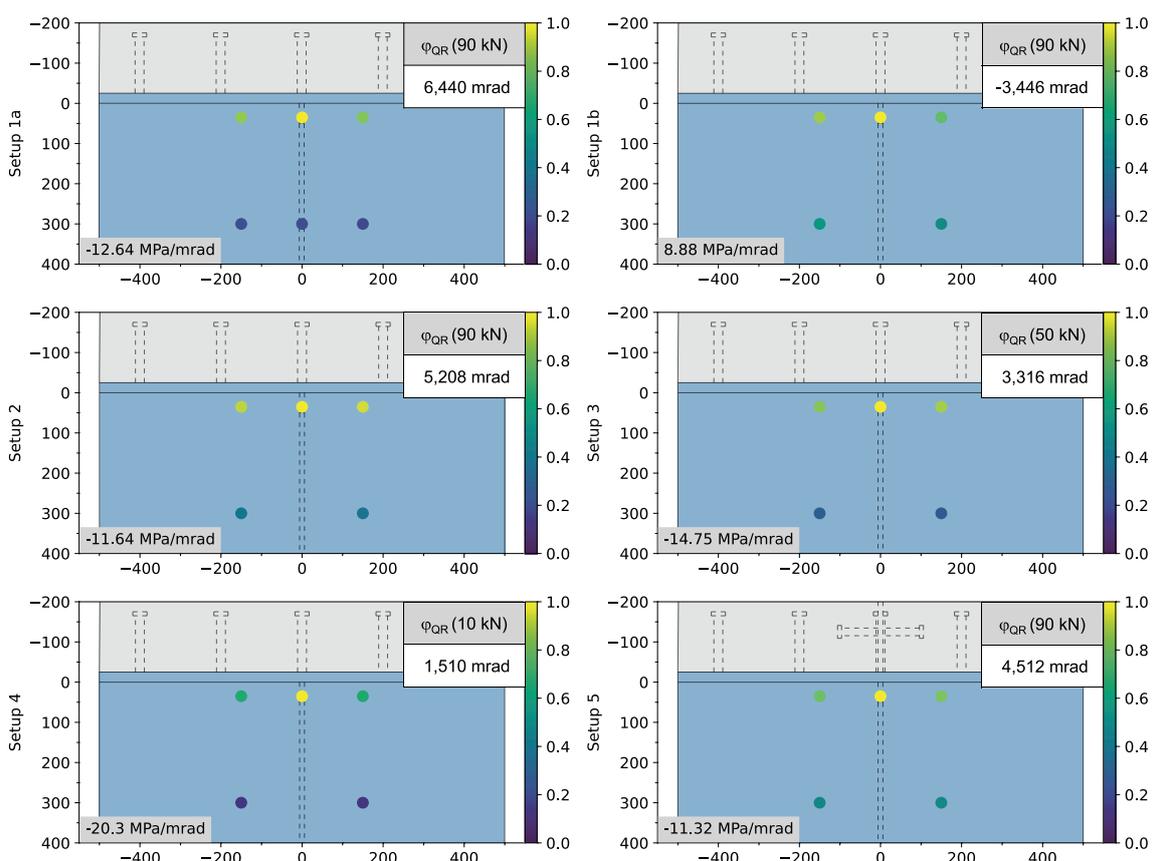


Abbildung 4.10 Ermittlung der Spannungen am Hauptträgersteg (x- und y-Achse in [mm])

Grundsätzlich ergibt sich bei allen Versuchen ein ähnliches Bild. Im Schnitt unmittelbar unterhalb des Hauptträgergurts in der Achse des Querrahmens sind die betragsmäßig größten Spannungen festzustellen, welche im weiteren Verlauf des Schnitts etwa sym-

metrisch abfallen. Weiterhin weisen alle Setups im Schnitt 300 mm unterhalb des Hauptträgers einen annähernd konstanten Spannungsverlauf auf, was auf einen homogenen Nennspannungsbereich schließen lässt.

4.2.2 Auswertung von Phase 2

Die nachfolgenden Ausführungen verstehen sich als Überblick über die durchgeführten Ermüdungsversuche, in welchem das Ermüdungsverhalten der Versuchskörper und die relevanten Erkenntnisse der Versuchsauswertung aufgezeigt werden. Detaillierte Angaben sind den Versuchsprotokollen im Anhang A zu entnehmen.

Lebensdauerberechnung und Überblick der Versuchsergebnisse

Basierend auf den Ergebnissen von Phase 1 können zwei potenzielle Stellen für ein Ermüdungsversagen identifiziert werden. Einerseits besteht die Möglichkeit, dass infolge der untersuchten Hot-Spot-Spannungen ein Ermüdungsriss im Anschlussbereich des Querrahmens entsteht. Andererseits ist aber auch ein Ermüdungsversagen der zugbeanspruchten Kopfbolzen bzw. des Stehblechs denkbar. Um abzuschätzen, welcher Versagensfall maßgebend sein wird, wurden die in Tabelle 4.6 aufgeführten Lebensdauerberechnungen durchgeführt. Für die Setups 2, 3 und 5 konnte kein typischer Spannungsanstieg zum Schweißnahtfuß gemessen werden, weshalb hier keine Lebensdauerermittlung durchgeführt wurde.

Tabelle 4.6 Lebensdauerabschätzung vor Beginn der Ermüdungsversuche

Setup	Strukturspannung ^b			Kopfbolzen auf Zug ^c bzw. Stehblech mit Stumpfnah ^b (Nennspannung)		
	$\Delta\sigma_{HS}$ [MPa]	FAT	N_{cal}^a [-]	$\Delta\sigma$ [MPa]	FAT	N_{cal}^a [-]
1a	193,9	100	274.000	77,8	71	$1,52 \cdot 10^6$
1b	192,0	100	283.000	23,1	71	∞^d
2	-	-	-	108,0	71	568.000
3	-	-	-	35,5	71	$34,7 \cdot 10^6$
4	171,4	100	397.000	15,2	71	∞^d
5	-	-	-	137,2	80	396.000

Anmerkung:

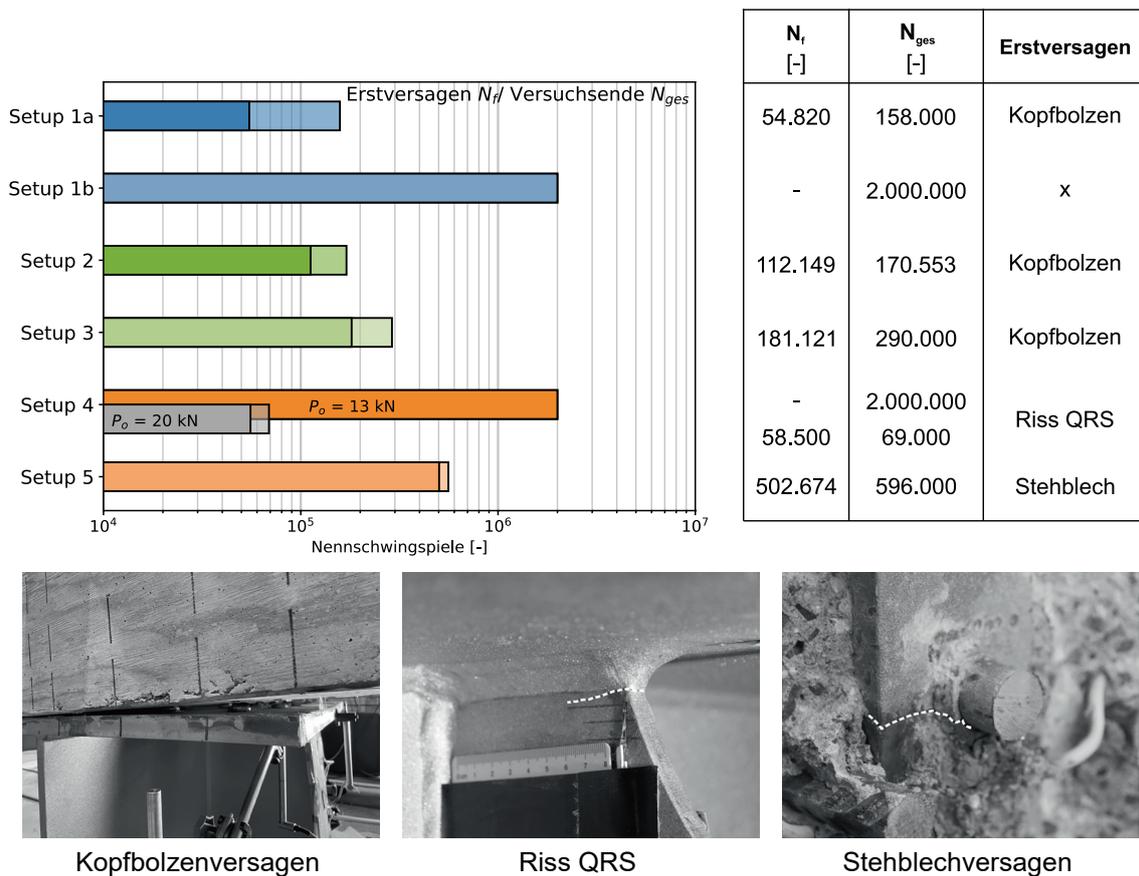
^a Berechnungsgleichung: $N_{cal} = 2 \cdot 10^6 \cdot (\Delta\sigma_c / (\Delta\sigma_{HS} \text{ bzw. } \Delta\sigma))^3$

^b Kerbfall (FAT) gem. EN 1993-1-9 [25]

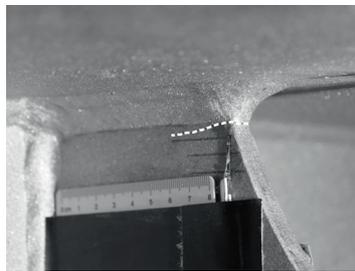
^c Kerbfall (FAT) gem. Fröhlich et al. [50]

^d Keine Schädigung, da Spannungsschwingbreite unterhalb $\Delta\sigma_L$

Die in den Versuchen tatsächlich ermittelten Versagenslastwechselzahlen sind in Abbildung 4.11 zusammengestellt. Neben den Lastwechselzahlen bei Erstversagen N_f und bei Versuchsende N_{ges} wird auch die Art des Erstversagens angegeben.



Kopfbolzenversagen



Riss QRS



Stehblechversagen

Abbildung 4.11 Zusammenfassung der Ergebnisse von Phase 2

Beim Vergleich der rechnerisch abgeschätzten Lebensdauer mit der experimentell ermittelten ergibt sich ein diffuses Bild. Während die Setups 1a, 2 und 3 deutlich vor der rechnerischen Lebensdauer durch den Abriss eines Kopfbolzens versagten, trat bei den Setups 1b und 4 kein Versagen innerhalb der ersten 2.000.000 Lastwechsel auf. Bei Setup 4 wurde erst nach 58.500 Lastwechseln mit gesteigerter Oberlast (13 kN \rightarrow 20 kN) ein ca. 30 mm langer Riss im Querrahmensteg festgestellt. Da der gewählte Versuchsaufbau für Setup 1b keine weitere Steigerung der Oberlast zuließ und sich in den aufgezeichneten Daten auch keine beginnende Schädigung abzeichnete, wurde der Versuch nach den 2.000.000 Lastwechseln für beendet erklärt. Allein bei Setup 5 passen die Werte der Lebensdauerberechnung und des Versuchs gut zusammen. Die Differenz von ca. 100.000 Lastwechseln kann mit der Überlebenswahrscheinlichkeit von 95 % erklärt werden, welche bei der Klassifizierung der Kerbfälle von EN 1993-1-9 [25] berücksichtigt wurde.

Unterschätzte Lebensdauer

Einerseits sind die unterschätzten Lebensdauern der Setups 1b und 4 im Kontext einer Ermüdungsbewertung unkritisch. Andererseits ist die deutliche Differenz zwischen rechnerischer und tatsächlich beobachteter Lebensdauer im Hinblick auf eine wirtschaftliche Auslegung des Querrahmenanschlusses unbefriedigend. Eine mögliche Begründ-

ung für die Diskrepanz bei Setup 1b ist der Mittelspannungseinfluss des aufgebracht Schwingspiels, welcher berücksichtigt, dass der Druckspannungsanteil eines Schwingspiels eine geringere Schädigung bewirkt, als dessen Zugspannungsanteil. Da sich dieser Lebensdauer begünstigende Effekt bei geschweißten Konstruktionen mit dem Eigenspannungszustand aus dem Schweißprozess überlagert, ist ein Ansatz nach EN 1993-1-9 [25] nur für nicht-geschweißte und spannungsarmgeglühte Konstruktionen zulässig. Das Versuchsergebnis von Setup 1b zeigt allerdings, dass auch hier ein Einfluss zu bestehen scheint. Es ist jedoch zu beachten, dass selbst bei einer Reduktion des Schwingspiels um 60 %, wie in EN 1993-1-9 [25] vorgeschlagen, die rechnerische Lebensdauer immer noch unterhalb der beobachteten 2.000.000 Schwingspiele liegt. Allerdings reicht die statistische Breite von einem durchgeführten Versuch nicht aus, um weitere Erkenntnisse abzuleiten.

Dagegen kann der Mittelspannungseinfluss nicht als Erklärung für die deutlich höhere Lebensdauer bei Setup 4 herangezogen werden, da hier eine Zugschwellbelastung aufgebracht wurde. Leider reicht auch hier die statistische Breite nicht aus, um die beobachtete Überfestigkeit zu begründen.

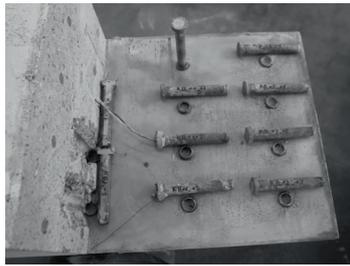
Überschätzte Lebensdauer

Die Ergebnisse der Setups 1a, 2 und 3 sind für die Ermüdungsbemessung des Querrahmenanschlusses problematisch, da hier das Erstversagen zum Teil deutlich vor der rechnerischen Lebensdauer auftrat. Um die Ursachen für diese Charakteristik besser zu verstehen, wird im Folgenden zunächst das beobachtete Ermüdungsverhalten erläutert.

Wie in Abbildung 4.11 dargestellt, war das Erstversagen durch den Ausfall eines zugbeanspruchten Kopfbolzens gekennzeichnet. Während bei den Setups 1a und 3 der Kopfbolzen mit der maximalen Zugbeanspruchung versagte, riss bei Setup 2 zunächst ein in Längsrichtung zum maximal beanspruchten Kopfbolzen benachbarter Kopfbolzen. Infolge des Kopfbolzenausfalls kam es zu einer Umverteilung der Zugkräfte in der Verbundfuge und die gemessene Zugbelastung erhöhte sich in den benachbarten Kopfbolzen. Aufgrund der nunmehr vergrößerten Zuglast versagten diese im weiteren Versuchsverlauf ebenfalls sukzessive. Somit resultierte ein zunehmender Steifigkeitsverlust in der Verbundfuge, in dessen Folge die Versuchskörperverformung gemessen durch den Drehwinkel der Fahrbahnplatte, der Verbundfugenklaffung und der vertikalen Verschiebung an der Lasteinleitungsstelle stetig zunahm (vgl. Abbildung 4.12).

Sägeschnitte nach Abschluss der Versuche zeigten, dass alle versagten Kopfbolzen durch einen Ermüdungsriss zwischen Bolzenschaft und Schweißnahtwulst vom Hauptträgergurt getrennt wurden. An den freigelegten Bruchflächen konnten jedoch keine

systematischen Rastlinien identifiziert werden, welche auf eine spezifische Wachstumsrichtung des Ermüdungsrisses hindeuteten.



Übersicht versagter
Kopfbolzen



Rissfläche Bolzenschaft



Rissfläche Schweißung

Abbildung 4.12 Darstellung der Bruchflächen infolge Kopfbolzenermüdung nach Sägeschnitt exemplarisch für Setup 1a

Da alle aufgebrachten Schwingspiele messtechnisch aufgezeichnet wurden, kann für jeden Kopfbolzen die Summe der Teilschädigungen D infolge der einwirkenden Zugkraft unter Ansatz der Kerbfallklasse FAT71 berechnet werden. In den Diagrammen von Abbildung 4.13 sind die so ermittelten Schadenssummen zum Versagenszeitpunkt des jeweiligen Kopfbolzens aufgetragen. Die maximal berechnete Schädigung pro Versuch wird in dem grauen Rechteck auf der rechten Seite angegeben. Da Setup 5 ebenfalls das oben beschriebene Verhalten nach Versagen des Stehblechs aufwies, ist auch dieser Versuch mit abgebildet. Aus Darstellungsgründen wird jedoch die Schadenssumme des Stehblechs nicht mit im Diagramm berücksichtigt, sondern nur dessen Versagenszeitpunkt angegeben. Die Kurven in den Plots zeigen zusätzlich die Verläufe der gemessenen Drehwinkelschwingbreiten $\Delta\varphi$.

Als erste Beobachtung kann festgehalten werden, dass mit Ausnahme von Setup 2 stets die Kopfbolzen mit der jeweils größten ermittelten Schädigung versagen. Wie bereits erwähnt, tritt das Erstversagen bei Setup 2 nicht beim maximal belasteten Kopfbolzen auf, welcher trotz der größten im Versuch errechneten Schadenssumme erst an zweiter Stelle versagt. Alle Versuche weisen die Gemeinsamkeit auf, dass die ermittelten Schadenssummen bezogen auf den Wert der theoretischen Lebensdauer von $D = 1,0$ sehr gering sind. Dies gilt insbesondere für die Setups 3 und 5, bei denen die im Versuch maximal ermittelte Kopfbolzenschädigung unter 5 % liegt. Weiterhin zeichnet sich im Vergleich der Schadenssummen innerhalb eines Versuchs die Tendenz ab, dass diese umso kleiner sind, je später die Kopfbolzen versagen. Der Drehwinkel hingegen wächst im Laufe des Versuchs, was auf den zunehmenden Steifigkeitsverlust in der Verbundfuge zurückgeführt werden kann. Diese Abhängigkeit ist auch in den abgebildeten Grafiken gut zu erkennen, da die Kurven für den Drehwinkel bei eintretendem Kopfbolzenausfall einen Knick bzw. Sprung aufweisen. Am deutlichsten ist dies bei Setup 2 infolge des zweiten Kopfbolzenversagens zu erkennen. Ergänzend sei an dieser Stelle

angemerkt, dass der Drehwinkelsprung bei Setup 1a nach ca. 120.000 Lastwechseln nicht mit einem Kopfbolzenausfall zu begründen ist, sondern hier die Regelungsparameter des Prüfzylinders angepasst wurden. Aufgrund der zunehmenden Probekörperverformung konnten die vorgegebenen Kraftgrenzen mit den ursprünglich festgelegten Regelungsparametern nicht mehr eingehalten werden, weshalb eine Anpassung vorgenommen wurde.

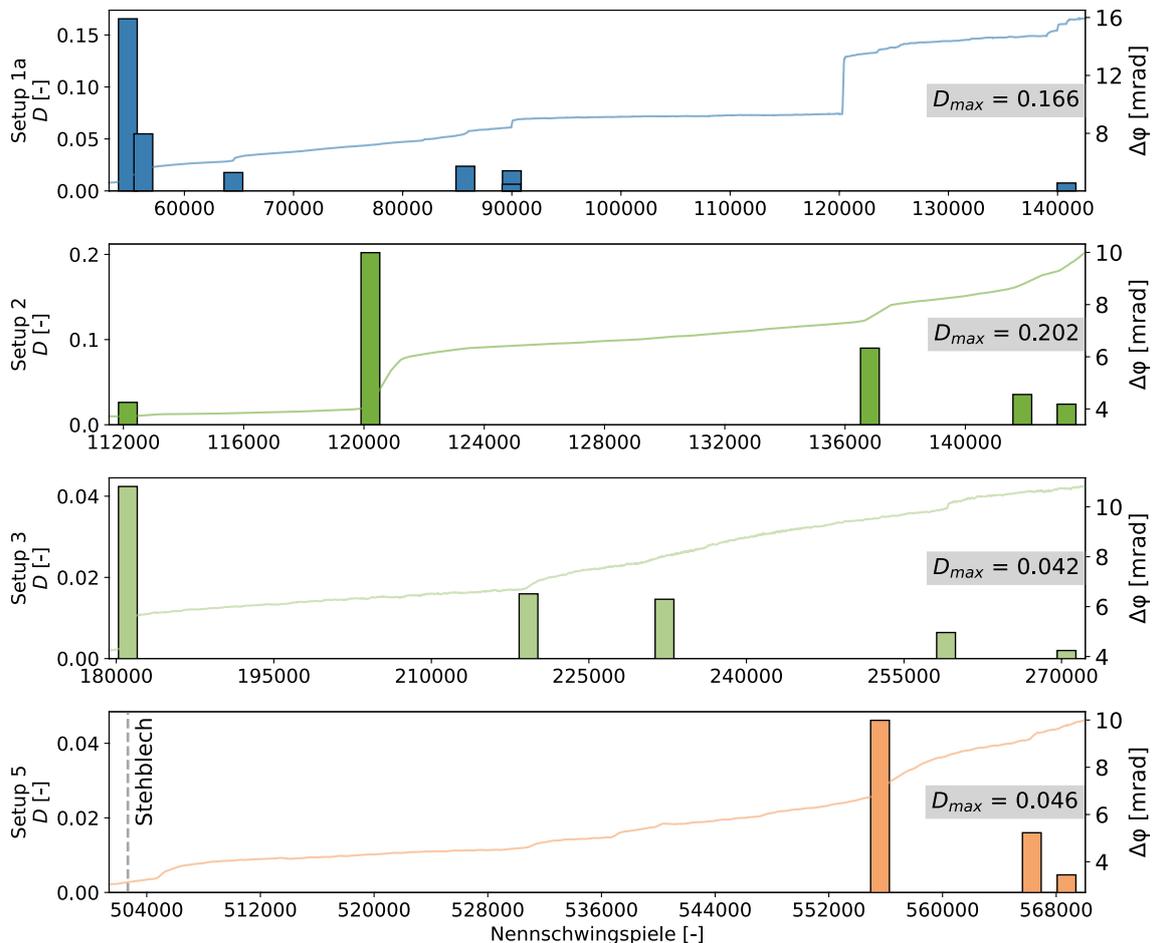


Abbildung 4.13 Aufgezeichnete Kopfbolzenschädigung gegenüber Fahrbahnplattendrehwinkel (Balken markieren Versagenszeitpunkte der untersuchten Kopfbolzen)

Aus Verträglichkeitsgründen setzt sich der Betonplattendrehwinkel auch in die Kopfbolzen fort, welche durch ihre Schweißung fest mit dem Hauptträgergurt verbunden sind. Durch die Befestigung des Versuchskörpers im Spannungsfeld entsteht jedoch eine Drehwinkeldifferenz zwischen Betonplatte und dem Baustahlkörper. Somit entstehen am Bolzenfuß zwangsläufig lokale Biegezugspannungen, welche sich mit den Spannungen aus der Zugkraft überlagern. Da diese umso größer sind, je größer der einwirkende Drehwinkel ist und nicht durch die zentralen Bolzen-DMS in Kopfnähe gemessen werden können, liegt der Schluss nahe, dass die geringen rechnerischen Schadenssummen bzw. die vorzeitigen Kopfbolzenausfälle durch den Einfluss lokaler Biegezugspannungen zu erklären sind.

Allerdings ist nicht davon auszugehen, dass ein Kopfbolzenausfall infolge drehwinkel-induzierter Biegezugspannungen bei tatsächlichen Verbundbrücken ein maßgebender Versagensfall ist. Wie die numerischen Untersuchungen in Kapitel 5 zeigen, ist der Fahrbahnplattendrehwinkel von typischen Hohlkastenquerschnitten im Grenzzustand der Ermüdung relativ klein ($< 1,0$ mrad). Die Drehwinkel der Versuche, bei welchen ein Kopfbolzenversagen aufgetreten ist, liegen deutlich darüber. Weiterhin zeigt Setup 4, dass auch bei den Versuchen für kleine Drehwinkel und Zugkräfte kein Versagen der Kopfbolzen beobachtet wurde. Zusätzlich sei angemerkt, dass von den Kopfbolzen bei realen Tragwerken lediglich die Differenz der Verformung zwischen Fahrbahnplatte und Hauptträgergurt aufzunehmen ist. Durch die Verformung des Quersystems ist davon auszugehen, dass die Differenz noch geringer ist, als der eigentliche Plattendrehwinkel.

Weitere Rissbildung im Baustahl

Neben dem bereits erläuterten Kopfbolzenversagen traten bei den Setups 1a, 2 und 3 ebenfalls Risse im Baustahl auf (vgl. Abbildung 4.14). Bei Setup 1a konnten kurz nach Erstversagen am Anschluss des Querrahmengurts beidseitig Ermüdungsrisse festgestellt werden. Genauer lag der Rissursprung im Grundmaterial des Hauptträgergurts vor den Kanten des Querrahmengurtblechs innerhalb der WEZ der Schweißnaht. Das Risswachstum verlief beidseitig etwa unter einem Winkel von ca. 45° zum Querrahmen-gurt bis zu einer Gesamtrisslänge bei Versuchsende von ca. 55 mm. Die Risstiefe über die Blechdicke des Hauptträgergurts konnte nicht ermittelt werden. Es kann lediglich ausgeschlossen werden, dass sich der Riss bis auf die andere Blechseite fortgesetzt hat, da hier nach den Sägeschnittarbeiten kein Riss festgestellt wurde.

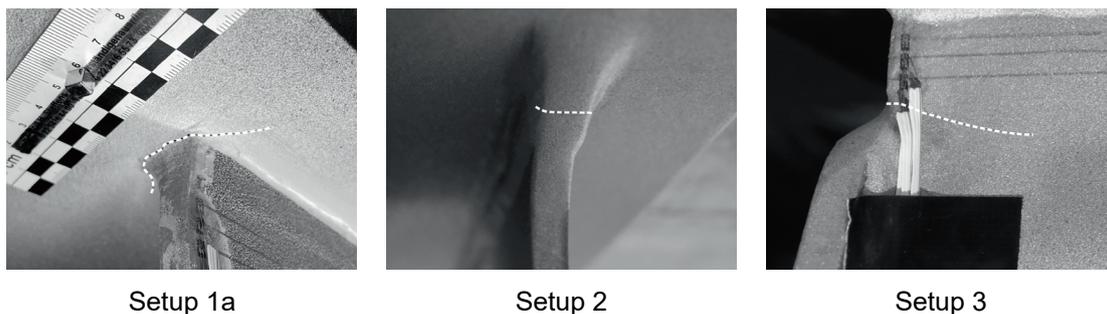


Abbildung 4.14 Rissbildung im Baustahl bei Setup 1a, 2 und 3

Der Ermüdungsriss bei Setup 3 verlief von der Umschweißung der Querrahmengurtspitze ausgehend unter einem Winkel von ca. $10-20^\circ$ zur Horizontalen in den Querrahmensteg und durchtrennte dabei die gesamte Blechdicke. Der Rissbeginn konnte anhand der gemessenen Spannungsverläufe am Querrahmensteg auf etwa 125.000 bis 135.000 Lastwechsel eingegrenzt werden. Die Risslänge bei Abriss des ersten Kopfbolzens betrug weniger als 30 mm, weshalb der Ermüdungsriss nicht als Erstversagen eingestuft wurde. Am Ende des Versuchs betrug die Risslänge hingegen etwa 40 mm.

Abschließend sei weiterhin erwähnt, dass auch bei Setup 2 ein Riss am äußeren Ende der Schweißnaht zwischen Querrahmen- und Hauptträgergurt festgestellt wurde. Da dieser nur eine Länge von ca. 12 mm und eine sehr geringe Rissöffnung aufwies, wurde der Riss erst am Ende des Versuchs festgestellt. Eine Eingrenzung des Entstehungszeitpunkts war somit nicht möglich. Das Auftreten des Risses kann einerseits auf die zunehmende Verformung des Hauptträgergurts zurückgeführt werden. Andererseits ist aufgrund der hohen Spannungswerte im Übergangsradius anzunehmen, dass bei einem größeren Radius keine Rissbildung aufgetreten wäre.

Rissbildung im Beton

Bei den Setups 1a, 1b, 2 und 5, welche mit einer Oberlast von 90 kN belastet wurden, konnte nach wenigen Lastwechseln eine Rissbildung an der Oberseite der Betonplatte festgestellt werden. Die Risse traten auf Höhe des Druckauflagers der Platte auf, welches bei Setup 1b der Querrahmengurt und bei den übrigen Versuchen der Hauptträgersteg war. Nach wenigen Lastwechseln reichten die Risse bereits über die gesamte Breite der Platte und ließen sich an den Rändern teilweise weiter bis über die Hälfte der Plattendicke nachvollziehen. Eine exemplarische Darstellung der Rissbilder auf der Betonplatte nach Versuchsende ist für die Setups 1b und 5 in Abbildung 4.15 dargestellt, wobei auch die an den Plattenrändern gemessene Risstiefe angegeben ist.

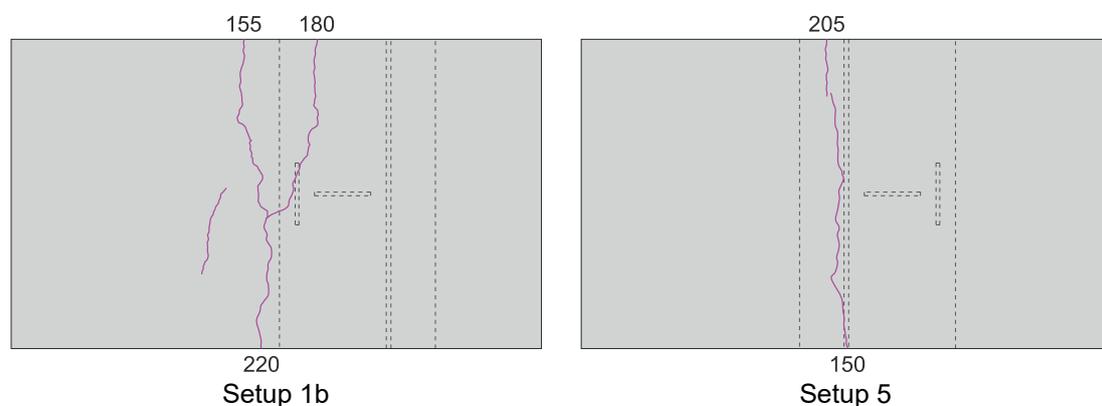


Abbildung 4.15 Rissbild auf der Oberseite der Betonplatte und Risstiefe an den Seitenflächen in [mm] nach Versuchsende exemplarisch für die Setups 1b und 5

Die festgestellten Risse im Beton waren jedoch keine Ermüdungsrisse. Es handelte sich um Biegezugrisse, da die rechnerischen Längsspannungen infolge des aufgetragenen Plattenmoments etwa im Bereich der Betonzugfestigkeit lagen und die Risse bereits nach wenigen Lastwechseln auftraten. Aufgrund des hohen Bewehrungsgrads der Platte, war die Rissöffnung bei allen Versuchen stets kleiner als 0,1 mm.

4.3 Numerische Nachrechnung der Bauteilversuche

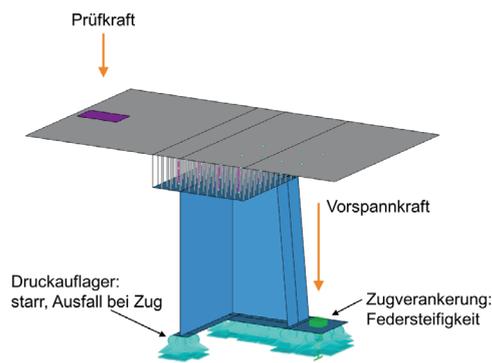
4.3.1 Modell und Kalibrierung

Für die Nachrechnung der Bauteilversuche wird für jedes einzelne Setup ein Finite-Elemente-Modell entsprechend der in Kapitel 3.2 vorgestellten Modellierung entwickelt. Die linear-elastischen Materialgesetze für den Baustahl und den Beton werden mit den ermittelten Materialparametern definiert (vgl. Tabelle 4.3 und Tabelle 4.4). Als äußere Belastung wird jeweils die höchste Laststufe der statischen Belastung angesetzt und entsprechend dem in Tabelle 4.1 angegebenen tatsächlichen Abstand zum Hauptträgersteg aufgebracht. Die Auflagerdefinition erfolgt ebenfalls entsprechend der vorhandenen Probekörpereinspannung im Prüffeld. Die Aufstandsfläche wird als starres Flächenlager definiert, welches bei abhebenden Kräften ausfällt und somit nur Druckkräfte übertragen kann. Zudem wird die Zugverankerung über eine Feder modelliert, welcher gemäß der durchgeführten Steifigkeitsmessung eine Zugsteifigkeit von 200.000 kN/m zugewiesen wird. Die aufgebrachte Vorspannung wird über eine äußere Einzellast aufgebracht, wobei durch das starre umgebende Flächenlager keine Druckauflagerkraft in der Feder resultiert.

Die Steifigkeit der Verbundfuge, bestehend aus Starrstäben für die Kopfbolzen und Steifigkeitsstäben für den Betondruckkontakt, wird wie folgt kalibriert. Der Anschluss der Kopfbolzen an den Stahlgurt wird biegesteif mit Gelenksteifigkeiten für Längs- und Schubkräfte modelliert. Aufgrund der Ergebnisse der Steifigkeitsmessung an ausgewählten Kopfbolzen wird je Kopfbolzen eine Zugsteifigkeit von 50.000 kN/m angesetzt. Da die Schubsteifigkeit der Kopfbolzendübel nicht messtechnisch erfasst wurde, wird wie bisher der bilineare Ansatz nach Porsch [85] unter Berücksichtigung der tatsächlich vorliegenden Materialparameter gewählt. Die Steifigkeitsstäbe für den Betondruckkontakt wurden entsprechend ihrem Abstand von 5 x 5 [cm] und dem für das jeweilige Setup ermittelten E-Modul definiert. Die sich aus der beschriebenen Vorgehensweise ergebenden Steifigkeitswerte sind in Tabelle 4.7 zusammengefasst.

Bei Setup 5 ist das vorhandene Stehblech mit liegenden Kopfbolzen maßgeblich am Abtrag des Anschlussmoments beteiligt, weshalb im zugehörigen Modell hierfür ein weiterer Starrstab modelliert wird, dessen Anschluss an die Betonschale biegesteif und an die Schale des Stahlgurts über ein Gelenk definiert wird. Da lediglich die Zugsteifigkeit mit Messwerten belegt werden kann, wird allein eine axiale Längssteifigkeit für die Gelenksteifigkeiten definiert. Alle weiteren Übergangsbedingungen werden freigegeben, wodurch allein Zug- oder Druckkräfte übertragen werden können. Die angesetzte Federsteifigkeit entspricht dem Wert der Steifigkeitsmessung von 208.500 kN/m.

Tabelle 4.7 Exemplarische Darstellung der Last- und Auflagerdefinition sowie Angabe der angesetzten Verbundfugensteifigkeit



Setup	Kopfbolzen		Beton
	k_t [kN/m]	k_s [kN/m]	EA [kN]
1a	50.000	391.600	86.500
1b	50.000	377.200	82.250
2	50.000	399.200	87.500
3	50.000	399.200	87.500
4	50.000	380.700	83.250
5	50.000	388.200	83.000

4.3.2 Ausgewählte Ergebnisse der Nachrechnung

Im Fokus der Nachrechnung stehen die Betonplattenverformung, die Spannungen im Baustahl, insbesondere im Bereich des Querrahmengurtanschlusses sowie die Größe und Verteilung der Zugkräfte in der Verbundfuge. Analog zur Vorgehensweise bei den Versuchen wird die Betonplattenverformung durch den gemittelten Drehwinkel in der Querrahmenachse charakterisiert. Dieser ergibt sich durch die vertikale Verformungsdifferenz der Betonplatte über die Breite des Hauptträgergurts. Die numerisch ermittelten Ergebnisse sind neben der zugehörigen Kraft in Tabelle 4.8 angegeben. Die Drehfedersteifigkeiten der Versuchskörper werden an dieser Stelle nicht thematisiert. Da die einwirkenden Momente bei den Versuchen und deren Nachrechnung gleich groß sind, ist der Vergleich der Drehwinkel ausreichend für die Validierung in Kapitel 4.3.3.

Tabelle 4.8 Numerisch ermittelter Betonlattendrehwinkel



Setup	Kraft	Drehwinkel
	[kN]	φ_{QR} [mrad]
1a	90	5,284
1b	90	-3,470
2	90	5,436
3	50	3,650
4	10	2,866
5	90	4,004

Die berechneten Spannungen je Versuchskörper sind in Abbildung 4.16 abgebildet, wobei aus Gründen der Darstellung der Hauptträgergurt ausgeblendet ist. Die Richtung der angegebenen Spannungen ist analog zur Spannungsrichtung der applizierten DMS tangential zum jeweiligen Schalenelement zu verstehen.

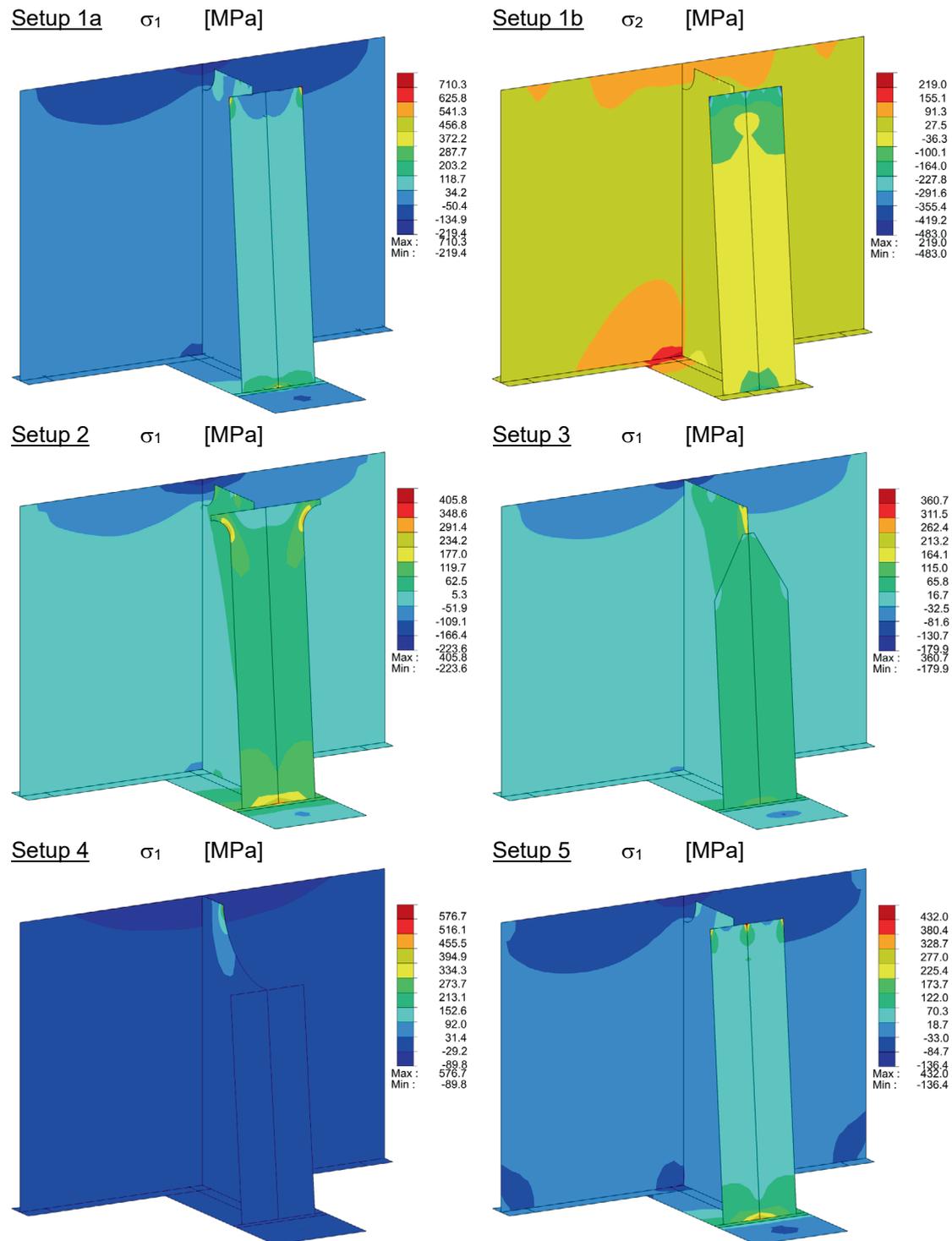


Abbildung 4.16 Numerisch ermittelte Hauptspannungsverläufe

Die Ursache für die entgegen der Modellvorstellung ermittelten Druckspannungen kann bei näherer Betrachtung der Verformung des Querrahmengurtblechs identifiziert werden. Da sich der Hauptträgergurt im Querrahmenbereich nicht frei verformen kann, stellt sich eine Verformungsmulde ein. Diese hat ihren Tiefpunkt in der Querrahmenachse und wächst innerhalb der Breite des Querrahmengurts bereits leicht an, sodass die Ränder des Gurtblechs gezogen werden und der Mittelteil des Blechs gegen den Hauptträgergurt gedrückt wird. In Abbildung 4.17 ist dieser Effekt beispielhaft für Setup

1a dargestellt. Zusätzlich sind auch die Trajektorien angegeben, welche durch ihre Größe und Richtung die Hauptspannungen am Gurtblech abbilden. Die größere der je FE-Netzknoten orthogonal angeordneten Linien steht für die Richtung der betragsmäßig größten Hauptspannung.

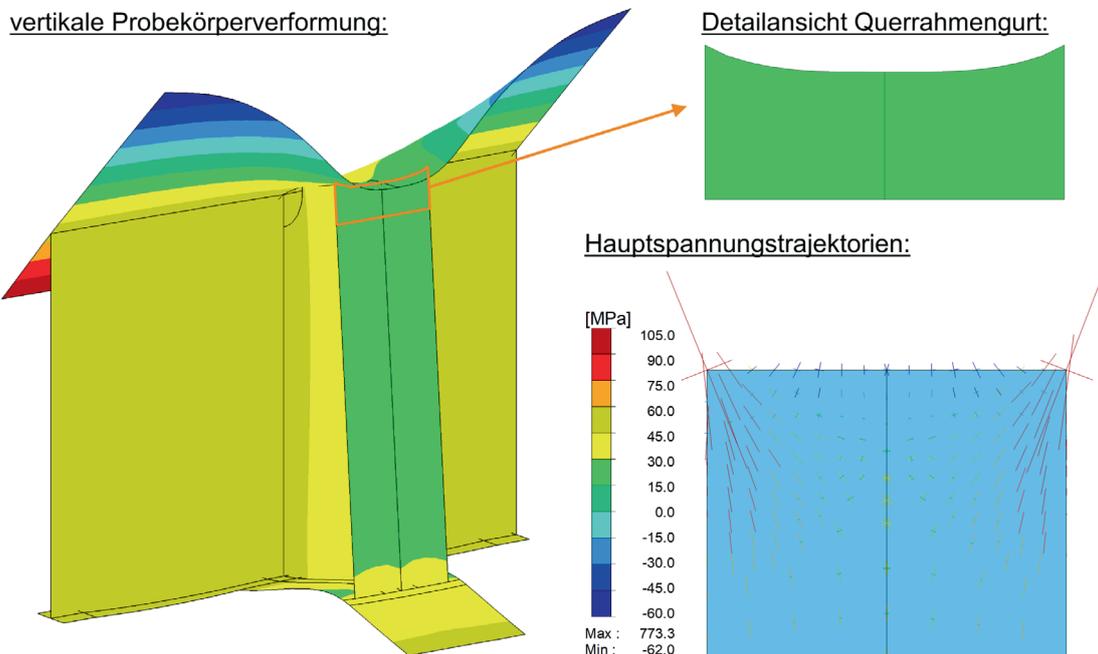


Abbildung 4.17 Analyse der Druckspannungen am Querrahmengurt (überhöhte Verformungsdarstellung)

In dieser Darstellung wird sowohl die Konzentration der Zugspannungen an den Blechecken als auch der Druckspannungseinfluss des Hauptträgergurts im mittleren Querrahmengurtbereich deutlich. Mit zunehmendem Abstand zum Anschluss glättet sich der ungleichförmige Spannungsverlauf im Querrahmengurt und es liegt ein homogenerer Zugspannungszustand vor, welcher korrespondierend zur oben erläuterten Modellvorstellung ist.

Ein weiterer Aspekt, der bei Betrachtung von Abbildung 4.16 und Abbildung 4.17 auffällt, sind die betragsmäßig sehr hohen Spannungen, welche an den maximal beanspruchten Stellen des Tragwerks berechnet werden. Aufgrund des Schnitts von zwei Schalenelementen, liegen an diesen Stellen Steifigkeitssprünge vor, welche dazu führen, dass die ermittelten Spannungen mit singulären Effekten behaftet sind. Das Auftreten der Steifigkeitssprünge lässt sich jedoch auf die gewählte Modellierung zurückführen und ist damit rein numerischer Natur. Derart hohe Spannungswerte würden bei realen dreidimensionalen Bauteilen so nicht vorkommen. Weiterhin liegen die Spannungsspitzen stets im Schnittbereich der Blechdicken und klingen relativ schnell wieder ab. Eine detaillierte Diskussion der identifizierten Spannungsspitzen und deren Berücksichtigung bei der Strukturspannungsermittlung für die Anschlussbemessung erfolgt in Kapitel 5.1.2.

Abbildung 4.18 fasst abschließend die numerisch ermittelten Zugkräfte in der Verbundfuge zusammen. Obwohl hier keine weiteren Auffälligkeiten festzustellen sind, werden diese dennoch aufgeführt, da das Modell ebenfalls für die Zugkräfte in der Verbundfuge validiert wird.

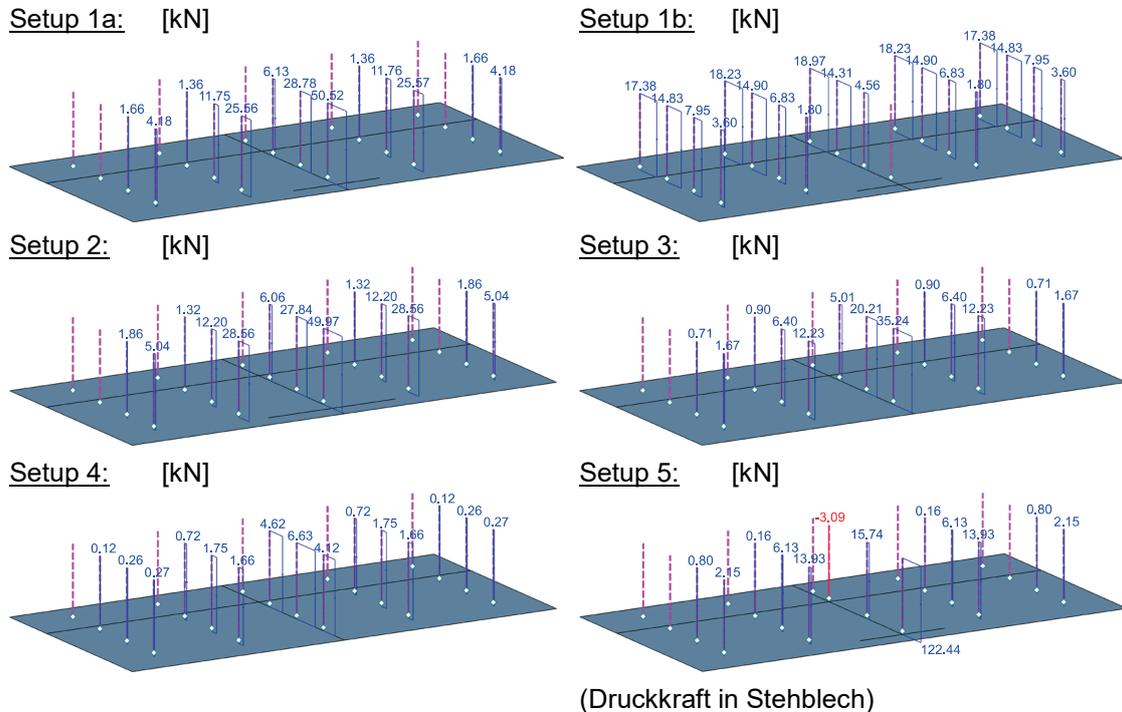


Abbildung 4.18 Numerisch ermittelte Zugkräfte in der Verbundfuge

4.3.3 Validierung des Modells

Die Validierung des numerischen Modells erfolgt durch ein Benchmarking ausgewählter numerisch ermittelter Ergebnisse mit den entsprechenden Messdaten der Bauteilversuche. Aufbauend auf den bisherigen Untersuchungen werden der Betonplattendrehwinkel als maßgebende Einwirkungsgröße sowie die Hot-Spot-Spannungen am Querrahmengurt und die Kopfbolzenzugkräfte als maßgebende Ermüdungsbeanspruchungen verglichen. Für Setup 2 wird anstelle der Hot-Spot-Spannungen die maximal gemessene Spannung an den Übergangsradien in den Vergleich aufgenommen. Ergänzend werden die Spannungen in der Mitte des Versuchskörpers, 300 mm unterhalb des Hauptträgergurts als Validierungsgröße einbezogen. Aufgrund des Abstands zum Hauptträgergurt kann dessen Einfluss auf den hier ermittelten Spannungszustand weitgehend ausgeschlossen werden.

Abbildung 4.19 zeigt eine grafische Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und der Ergebnisse der Nachrechnung. Für jede untersuchte Messstelle ist das jeweilige Versuchsergebnis auf der x-Achse dem Ergebnis der Nachrechnung auf der y-Achse gegenübergestellt. Bei idealer Übereinstimmung würden alle Werte auf der grau eingezeichneten Geraden $x = y$ liegen. Demzufolge ist die Abweichung der Ergebnisse umso

größer, je weiter die Punkte von dieser Geraden entfernt sind. Um das Benchmarking zahlenmäßig zu bewerten, werden für alle Validierungsgrößen zunächst die Quotienten aus den FEM-Ergebnissen und den Versuchsergebnissen gebildet. Anschließend werden deren Mittelwert \bar{x} und Variationskoeffizient v ermittelt. Die berechneten Größen sind jeweils in den grauen Rechtecken der Grafiken angegeben.

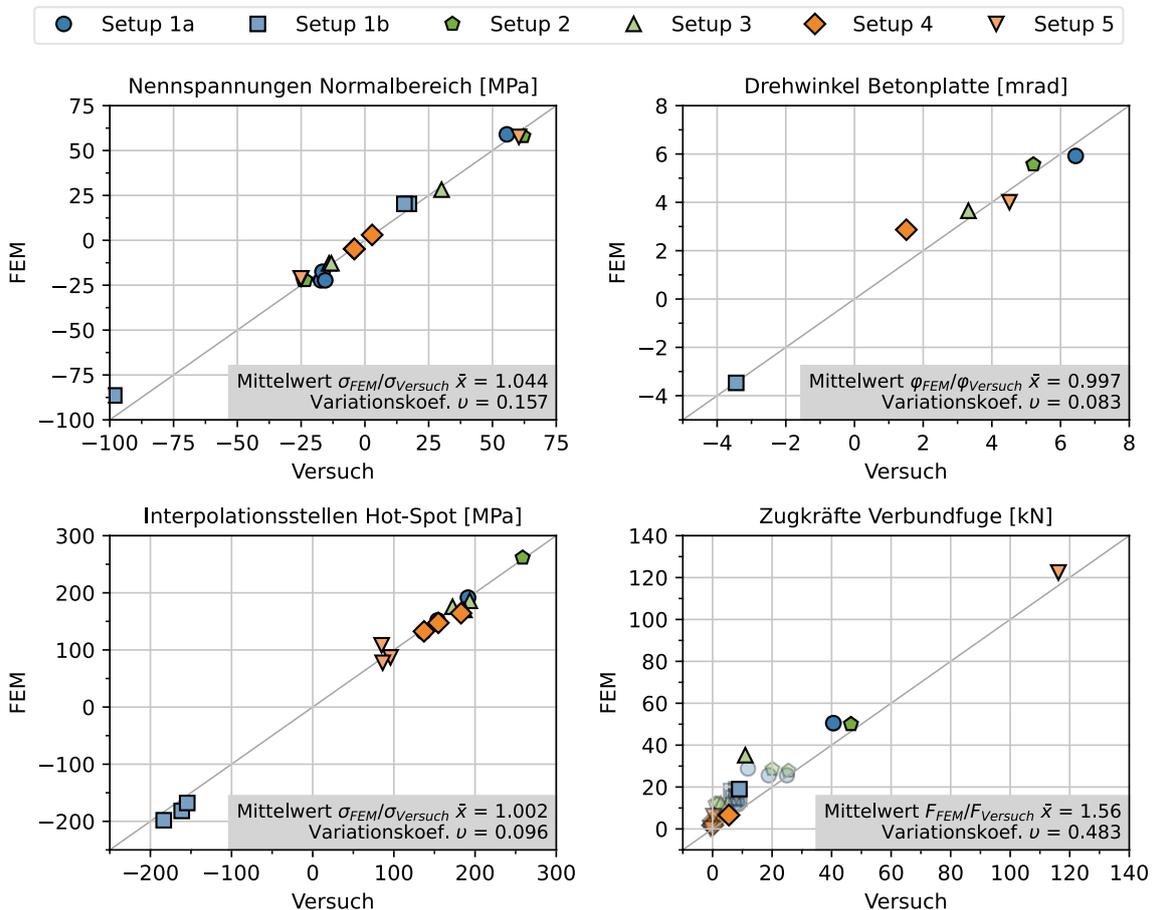


Abbildung 4.19 Modellvalidierung durch Benchmarking der Modellgrößen

Sowohl die Nennspannungen im Normalbereich als auch die Spannungen an den Interpolationsstellen zur Strukturspannungsermittlung zeigen eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Nachrechnung. Insbesondere die Spannungen zur Strukturspannungsermittlung werden sehr gut vom numerischen Modell abgebildet, da im Mittel lediglich eine Abweichung von 0,2 % bei einem Variationskoeffizienten von 9,6 % vorliegt. Die Drehwinkel der Betonplatte weisen eine mittlere Abweichung von 14,7 % und einen Variationskoeffizienten von 30 % auf, was auf eine größere Streuung der Messdaten hindeutet. Diese ist jedoch hauptsächlich auf Setup 4 zurückzuführen, da hier der numerisch ermittelte Drehwinkel etwa um den Faktor 1,90 über dem im Versuch gemessenen Wert liegt. Ohne Berücksichtigung von Setup 4 lässt sich eine mittlere Abweichung von 0,3 % bei einem Variationskoeffizienten von 8,3 % bestimmen, was eine deutlich bessere Übereinstimmung der Daten zeigt. Die Ursache für den Mess-

datenausreißer bei Setup 4 konnte nicht abschließend geklärt werden. Zur besseren Nachvollziehbarkeit sind die Werte, welche in die grafische Darstellung eingeflossen sind, zusätzlich in Tabelle 4.9 aufgeführt.

Im Gegensatz zu den bisherigen Beobachtungen, welche auf eine zufriedenstellende Genauigkeit des FE-Modells hindeuten, sind bei den Zugkräften in der Verbundfuge deutlichere Abweichungen festzustellen. Zwar weisen einige Werte eine akzeptable Übereinstimmung auf – so z. B. beim Stehblech mit den liegenden Kopfbolzen von Setup 5 (Versuch: 116,2 kN; FEM: 122,4 kN). Demgegenüber werden allerdings auch Zugkräfte ermittelt, welche signifikant von den Messwerten abweichen – so z. B. bei KB_-1_+2 von Setup 2 (Versuch: 1,0 kN; FEM: 12,2 kN). Eine mögliche Erklärung für die teilweise deutliche Überschätzung könnten Adhäsions- und Verklammerungseffekte zwischen Hauptträgerobergurt und Betonplatte sein. Auch wenn versucht wurde, mögliche Adhäsionseffekte durch das Auftragen von Schalöl auf die Betonkontaktflächen weitgehend zu vermeiden. Insbesondere vor dem Hintergrund der rauen, sandgestrahlten Stahloberfläche kann jedoch ein Resteinfluss nicht ausgeschlossen werden. Weitere Untersuchungen zur Quantifizierung dieses Effekts konnten allerdings nicht durchgeführt werden. Weiterhin wurden bei den Versuchen auch Kopfbolzenkräfte festgestellt, welche geringfügig im Druckbereich lagen. Da die Kopfbolzen im numerischen Modell definitionsgemäß nur Zugkräfte aufnehmen können, ergeben sich im Vergleich für die betroffenen Kopfbolzen unterschiedliche Vorzeichen.

Da die Abweichungen insbesondere bei den weniger beanspruchten Kopfbolzen festzustellen sind, werden nachfolgend nur die Maximalwerte der Zugkraft näher betrachtet. Im zugehörigen Plot in Abbildung 4.19 sind diese hervorgehoben und die weniger beanspruchten Kopfbolzen im Hintergrund dargestellt. Zwar weichen die maximalen Zugkräfte je Setup im Mittel um 56 % voneinander ab, dennoch ist die Übereinstimmung deutlich besser als der Durchschnitt aller Zugkräfte. Wird darüber hinaus Setup 3, bei welchem die Abweichung zwischen FEM und Versuchswert bei ca. 3,2 liegt, als Ausreiser gewertet, verbessert sich die durchschnittliche Abweichung auf etwa 1,23. Insgesamt kann die ermittelte Abweichung als akzeptabel gewertet werden, da die mittels FEM berechneten Zugkräfte stets die Versuchsergebnisse überschätzen. Für die anschließenden Betrachtungen im Rahmen der Parameterstudie von Kapitel 5 liegt dieser Umstand auf der konservativen Seite.

Tabelle 4.9 Modellgrößen aus Versuch und Nachrechnung zur Modellvalidierung

Setup 1a		Versuch	FEM	Setup 1b		Versuch	FEM
$\sigma_{HTS_III_1}$	[MPa]	-17,2	-22,3	$\sigma_{HTS_II_1}$	[MPa]	17,2	20,3
$\sigma_{HTS_III_0}$		-16,6	-17,5	$\sigma_{HTS_II_+1}$		15,5	20,3
$\sigma_{HTS_III_+1}$		-15,6	-22,3	σ_{QRG_II}		-98,3	-86,4
σ_{QRG_III}		55,7	59,0				
φ_{QR_0}	[mrad]	6,440	5,918	φ_{QR_0}	[mrad]	-3,446	-3,470
σ_{HS1}	[MPa]	191,3	191,5	σ_{HS1}	[MPa]	-183,6	-198,1
σ_{HS2}		153,9	151,6	σ_{HS2}		-161,4	-181,8
σ_{HS3}		136,6	131,4	σ_{HS3}		-154,6	-167,9
$F_{KB_2_+2}$	[kN]	-0,4	1,7	$F_{KB_1_+1}$	[kN]	8,0	14,9
$F_{KB_1_+2}$		8,6	11,8	$F_{KB_1_1}$		6,2	18,2
$F_{KB_1_+3}$		18,9	25,6	$F_{KB_0_+1}$		9,0	14,3
$F_{KB_0_+2}$		11,9	28,8	$F_{KB_0_1}$		7,9	19,0
$F_{KB_0_+3}$		40,6	50,5	$F_{KB_1_+1}$		6,9	14,9
$F_{KB_1_+2}$		7,5	11,8	$F_{KB_1_1}$		8,5	18,2
$F_{KB_1_+3}$		25,0	25,6				
Setup 2		Versuch	FEM	Setup 3		Versuch	FEM
$\sigma_{HTS_II_1}$	[MPa]	-24,2	-22,2	$\sigma_{HTS_II_1}$	[MPa]	-14,04	-12,8
$\sigma_{HTS_II_+1}$		-23,3	-22,2	$\sigma_{HTS_II_+1}$		-13,17	-12,8
σ_{QRG_II}		62,1	58,0	σ_{QRG_II}		30,05	28,2
φ_{QR_0}	[mrad]	5,208	5,566	φ_{QR_0}	[mrad]	3,316	3,650
σ_{QRG_R}	[MPa]	258,6	261,4	σ_{HS1}	[MPa]	172,3	175,6
				σ_{HS2}		193,4	185,9
				σ_{HS3}		186,8	169,9
$F_{KB_1_+2}$	[kN]	1,0	12,2	$F_{KB_1_+2}$	[kN]	0,6	6,4
$F_{KB_1_+3}$		20,1	28,6	$F_{KB_1_+3}$		2,8	12,2
$F_{KB_0_+2}$		25,5	27,8	$F_{KB_0_+3}$		11,0	35,2
$F_{KB_0_+3}$		46,5	50,0	$F_{KB_1_+2}$		0,6	6,4
$F_{KB_1_+2}$		2,0	12,2	$F_{KB_1_+3}$		5,2	12,2
Setup 4		Versuch	FEM	Setup 5		Versuch	FEM
$\sigma_{HTS_II_1}$	[MPa]	-4,2	-4,8	$\sigma_{HTS_II_1}$	[MPa]	-24,9	-21,2
$\sigma_{HTS_II_+1}$		-4,1	-4,8	$\sigma_{HTS_II_+1}$		-25,1	-21,2
σ_{QRG_II}		2,8	3,0	σ_{QRG_II}		60,4	57,6
φ_{QR_0}	[mrad]	1,510	2,866	φ_{QR_0}	[mrad]	4,512	4,004
σ_{HS1}	[MPa]	182,8	164,2	σ_{HS1}	[MPa]	84,9	108,1
σ_{HS2}		154,8	147,4	σ_{HS2}		95,8	86,9
σ_{HS3}		137,1	132,5	σ_{HS3}		86,2	77,5
$F_{KB_1_+2}$	[kN]	0,1	1,8	$F_{KB_1_+1}$	[kN]	-0,8	0,2
$F_{KB_1_+3}$		-0,1	1,7	$F_{KB_1_+2}$		0,4	6,1
$F_{KB_0_+1}$		1,3	4,6	$F_{KB_0_+2}$		8,0	15,7
$F_{KB_0_+2}$		5,5	6,6	$F_{KB_1_+1}$		-0,5	0,2
$F_{KB_0_+3}$		0,2	4,1	$F_{KB_1_+2}$		0,2	6,1
$F_{KB_1_+2}$		0,1	1,8	F_{SB}		116,2	122,4

Zusammenfassend kann für die Modellvalidierung festgehalten werden, dass die im Versuch gemessenen Spannungen im Baustahl und die Verformungen der Betonplatte vom numerischen Modell gut approximiert werden. Dagegen werden die Kopfbolzenzugkräfte zum Teil deutlich überschätzt, was jedoch im Hinblick auf die Bemessung des Querrahmenanschlusses auf der sicheren Seite liegt. Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass die maximalen und damit bemessungsrelevanten Zugkräfte besser vom Modell getroffen werden als der Durchschnitt. Außerdem zeigt die Nachrechnung der Probelastung an der Talbrücke Ganslandsiepen, dass aufgrund von kleinen Drehwinkeln der Fahrbahnplatte bei der Betrachtung des gesamten Quersystems keine signifikant hohen Kopfbolzenzugkräfte zu erwarten sind (vgl. Tabelle 3.2). Daher kann davon ausgegangen werden, dass der absolute Fehler infolge der Zugkraftüberschätzung auf einem akzeptablen Niveau liegt. Damit kann die numerische Modellierung insgesamt als belastbare Grundlage für weitere Parameteruntersuchungen herangezogen werden.

4.4 Zwischenfazit: Bauteilversuche

Die Ausführungen zu den durchgeführten experimentellen Untersuchungen bestätigen zunächst die bereits in Kapitel 3 aufgezeigten Erkenntnisse. Es zeigt sich, dass aufgrund der Querbiegesteifigkeit der Verbundfuge ein Anschlussmoment in den Baustahlquerschnitt übertragen werden kann. Ein kritischer Punkt für die ermüdungssichere Auslegung des drehelastischen Querrahmenanschlusses sind Spannungsspitzen an den Kanten des Querrahmengurtblechs, welche aus der Verformung des Hauptträgergurts resultieren. Darüber hinaus zeigt sich, dass auch ein Ermüdungsversagen der zugbeanspruchten Kopfbolzen auftreten kann, welches unmittelbar von der Größe des einwirkenden Drehwinkels abhängt. Der Grund hierfür ist die Überlagerung von Zugspannungen aus der Kopfbolzenzugkraft mit den Biegezugspannungen am Bolzenfuß, welche aus dem Plattendrehwinkel resultieren. Nachfolgend werden weitere relevante Erkenntnisse stichpunktartig zusammengefasst:

- Durch Variation des angeschlossenen Querschnitts kann die Anschlusssteifigkeit wesentlich beeinflusst werden. Es zeigt sich jedoch, dass die Kerbschärfe erheblich zunehmen kann, wenn die Schwächung des Anschlussquerschnitts zu groß wird.
- Ein Ermüdungsversagen aufgrund von Druckspannungen am Querrahmengurt konnte nicht festgestellt werden.
- Übergangsradien am Anschluss des Querrahmengurts an den Hauptträgergurt führen zu einem deutlichen Spannungsabbau an der Schweißnaht, sodass keine ermüdungsrelevanten Strukturspannungen nachgewiesen werden können. Da durch Umlagerungseffekte ein Spannungsmaximum in der Mitte der Radien auftritt, sollte die Radiengröße jedoch nicht zu klein gewählt werden.

- Die Anordnung eines Stehblechs mit liegenden Kopfbolzen ist eine wirkungsvolle Maßnahme zur Erhöhung der Anschlusssteifigkeit des Querrahmens. Das Anschlussmoment wird maßgeblich über eine Zugkraft im Stehblech abgetragen, wodurch die Blechkanten des Querrahmengurts entlastet werden. Die Steifigkeit des Stehblechs kann mit einfachen mechanischen Beziehungen bestimmt werden.
- Die im Zuge der Versuche gemessenen Kopfbolzenzugsteifigkeiten für einen Einzelkopfbolzen stimmen gut mit den Steifigkeitswerten aus den Zulassungen überein.
- Die numerische Nachrechnung mit der in Kapitel 3.2 vorgestellten Modellierung zeigt eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, wobei die numerisch ermittelten Zugkräfte die tatsächlich gemessenen Werte tendenziell übersteigen. Da die Überschätzung der Zugkräfte jedoch eine konservative Näherung für die Bemessung darstellt, kann das Modell als valide Grundlage für weitere Parameterstudien verwendet werden.

5 Numerische Parameterstudie

Die bisherigen Untersuchungen werden durch eine Parameterstudie ergänzt, welche die gewonnenen Erkenntnisse unter Berücksichtigung des gesamten Quersystems statistisch absichern soll. Dazu wird zunächst ein parametrisierter Hohlkastenquerschnitt definiert und ein Parametersatz für einen praxisüblichen Wertebereich generiert. Anschließend wird für jede Parameterkonfiguration ein numerisches Modell auf Basis der zuvor validierten Modellierung aufgestellt und berechnet. Die Ergebnisse zeigen den Einfluss der untersuchten Parameter und ermöglichen eine Ermüdungsanalyse der Tragwerkskomponenten. Ferner werden ausgewählte Modelle variiert, um die Auswirkungen konstruktiver Maßnahmen auf die Beanspruchung am Querrahmenanschluss zu überprüfen.

5.1 Aufbau der Parameterstudie

In der nachfolgend erläuterten Parameterstudie wird die Ermüdungsbeanspruchung des Querrahmenanschlusses unter Berücksichtigung der gesamten Quersystemsteifigkeit einer repräsentativen Verbundbrücke untersucht. Das Ziel der Untersuchungen ist die Identifikation und Quantifizierung maßgeblicher Einflussfaktoren, sodass diese bei der Entwicklung eines Bemessungskonzepts berücksichtigt werden können. Bevor jedoch die Ergebnisse vorgestellt werden, sollen zunächst einige Grundlagen zu den untersuchten Modellen und zur Methodik der Ergebnisauswertung erläutert werden.

5.1.1 Modell und Parametrisierung

Querschnitt

Die Grundlage der Parameterstudie ist der in Abbildung 5.1 dargestellte symmetrische Hohlkastenquerschnitt mit innen liegendem K-Verband und Querrahmen. Auf die Einbeziehung weiterer Elemente im Quersystem, wie z. B. Außendiagonalen oder Zugbänder, wird verzichtet. Die bisherigen Untersuchungen haben gezeigt, dass deren zusätzliche Steifigkeiten den Fahrbahnplattendrehwinkel und damit auch die Ermüdungsbeanspruchung reduzieren. Die Fahrbahnplatte weist zwischen den Hauptträgerstegen eine konstante Dicke auf, während die Kragarme gevoutet ausgeführt werden, was in der Praxis den Regelfall darstellt. Der Einfachheit halber wird angenommen, dass die Mittellinie der Betonplatte über die gesamte Querschnittsbreite parallel zu den Stahlgurten verläuft. Die Hauptträgerstege des Hohlkastens verlaufen senkrecht zu den Hauptträgergurten. Eventuelle Längssteifen oder Freischnitte, welche bei einer realen Konstruktion zweifellos vorhanden wären, werden nicht berücksichtigt, da sie für den untersuchten Mechanismus von untergeordneter Bedeutung sind.

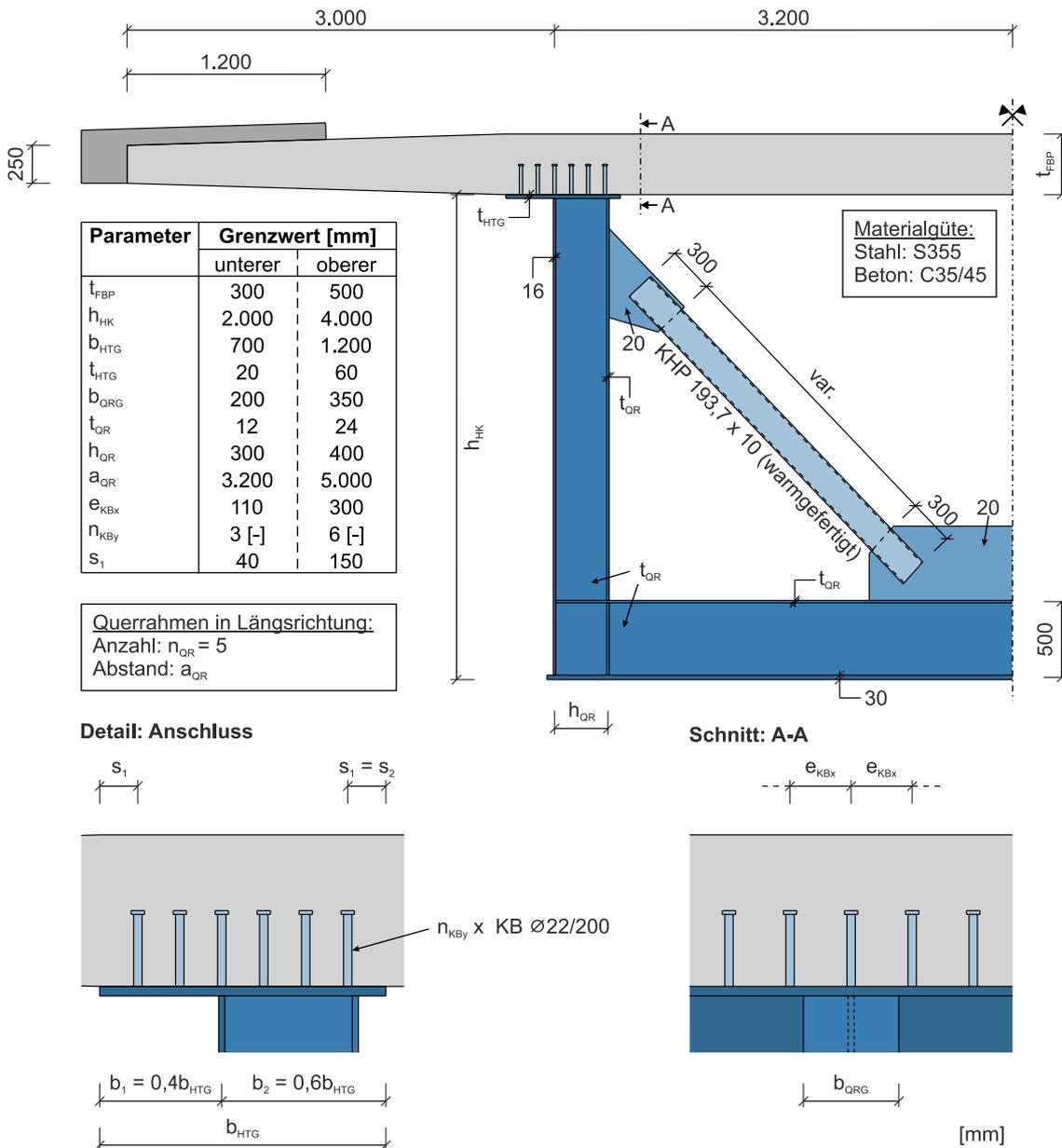


Abbildung 5.1 Querschnitt, Parametrisierung und Wertebereich

Die Darstellung des Querschnitts in Abbildung 5.1 zeigt bereits die gewählte Parametrisierung. Dies sind unter anderem die Fahrbahnplattendicke, die Stahlhohlkastenhöhe, die Breite und Dicke des Hauptträgerobergurts, die Ausbildung des angeschlossenen Querrahmenquerschnitts sowie die Anordnung der Kopfbolzendübel auf dem Hauptträgerobergurt. Der gewählte Querschnitt bietet die Möglichkeit, viele weitere Größen in die Parametrisierung einzubeziehen. Die getroffene Auswahl wird jedoch als maßgeblich für die Beanspruchung des Querrahmens angesehen. Teilweise sind die gewählten Parameter auch als repräsentativ zu verstehen. So ergeben sich z. B. aus einer Variation der Fahrbahnplattendicke bei gleicher Belastung unterschiedliche Drehwinkel. Dies gilt ebenso für eine Variation der Hohlkastenbreite oder der Kragarmlänge, weshalb nur die Fahrbahnplattendicke in die Parametrisierung aufgenommen wird. Zusätzlich sind in

Abbildung 5.1 praxisübliche Wertebereiche für die jeweiligen Parameter aufgeführt. Die angegebenen Grenzwerte basieren sowohl auf Literaturangaben (z. B. ZTV-ING [7], Geißler [52] oder Hessen Mobil [63]) als auch auf eigenen Untersuchungen an verschiedenen ausgeführten Brückenquerschnitten. Alle weiteren Abmessungen werden für die untersuchten Modelle als konstant angenommen.

FE-Modell

Der gewählte Querschnitt wird mit der in Kapitel 3.2 vorgestellten und in Kapitel 4.3 validierten numerischen Modellierung in der Software RFEM 5 modelliert und berechnet. Da die Modellierung in den genannten Kapiteln bereits ausführlich beschrieben wurde, wird im Folgenden nur auf die für die Parameterstudie relevanten Anpassungen eingegangen.

Entsprechend den Vorgaben der ZTV-ING [7] werden für die untersuchten Modelle grundsätzlich die Materialqualitäten S355 für den Stahl und C35/45 für den Beton angesetzt. Die zugehörigen Materialkennwerte werden nach den normativen Vorgaben der EN 1993-1-1 [22] bzw. EN 1992-1-1 [19] gewählt. Die zur Verbundsicherung verwendeten Kopfbolzen werden konstant mit $\varnothing 22/200$ angesetzt. Entsprechend den bisherigen Ausführungen wird somit je Kopfbolzen eine Steifigkeit von 50.000 kN/m auf Zug (Wert aus Zulassung z. B. DIBt [14]) und 350.000 kN/m auf Schub (empirische Dübelkennlinie nach Porsch [85]) angesetzt. Die Dehnsteifigkeit der diskreten Stäbe für den Betondruckkontakt beträgt für alle Modelle $EA = 85.000 \text{ kN}$.

Es werden jeweils fünf Quersegmente modelliert, sodass die Modelle insgesamt fünf Querrahmen beinhalten. Da der Querrahmenabstand a_{QR} als Parameter in die Untersuchung eingeht, variiert die Gesamtlänge der Modelle. Der untere Grenzwert von a_{QR} wurde dabei so festgelegt, dass die gewählte Belastung gänzlich auf die Fahrbahnplatte passt. Die Untersuchungen im Rahmen der Parameterstudie beziehen sich stets auf den belasteten mittleren Querrahmen. Im Zusammenhang mit der Modelllänge ist anzumerken, dass die gewählte Anzahl von fünf Quersegmenten auf Basis einer Sensitivitätsanalyse an den Modellen zur Nachrechnung des Brückenmonitorings festgelegt wurde (vgl. Kapitel 3.2.2). Die Nachrechnung der Probelastung hat gezeigt, dass die gewählte Modelllänge ausreichend ist, um die Beanspruchung am Querrahmengurt abzubilden. Da bei den hier betrachteten Modellen die Fahrbahnplattendicke, welche maßgeblich die Einflusslänge des Drehwinkels bestimmt, variiert, kann der Fall auftreten, dass zusätzliche Quersegmente modelliert werden müssen, um einen konvergenten Drehwinkel am belasteten Querrahmen zu erhalten. Durch die Festlegung auf fünf Querrahmen wird der Drehwinkel jedoch nur über- und nie unterschätzt, was für die Bemessung des Anschlusses auf der sicheren Seite liegt. Um allerdings den Fehler

durch die nicht-konvergenten Drehwinkel abschätzen zu können, wird in Kapitel 5.2.4 eine Konvergenzstudie mit größeren Modelllängen durchgeführt.

Als Belastung wird das volle Ermüdungslastmodell 3 (ELM3) nach EN 1991-2 [17] in zwei Laststellungen angesetzt. Um die maximale Spannungsschwingbreite am Querrahmen zu ermitteln, wird die Last zum einen am Kragarm unmittelbar mit der Außenkante der Brückenkappe (Laststellung 1 bzw. LS 1) und zum anderen mittig zwischen den beiden Hauptträgerstegen (Laststellung 2 bzw. LS 2) aufgebracht. In Längsrichtung wird das ELM3 mit der vorderen Doppelachse zentrisch über der Achse des mittleren Querrahmens positioniert. Als Lastaufstandsfläche wird allein die normativ definierte Fläche von $0,4 \times 0,4$ [m] ohne Berücksichtigung einer Lastausbreitung angesetzt. Zur Erlangung des Kräftegleichgewichts werden bei jeder Laststellung weiterhin die Schubflüsse aus Querkraft und Torsion an den Enden des Gesamtmodells entsprechend der vorhandenen Hebelverhältnisse aufgebracht (vgl. Abbildung 5.2).

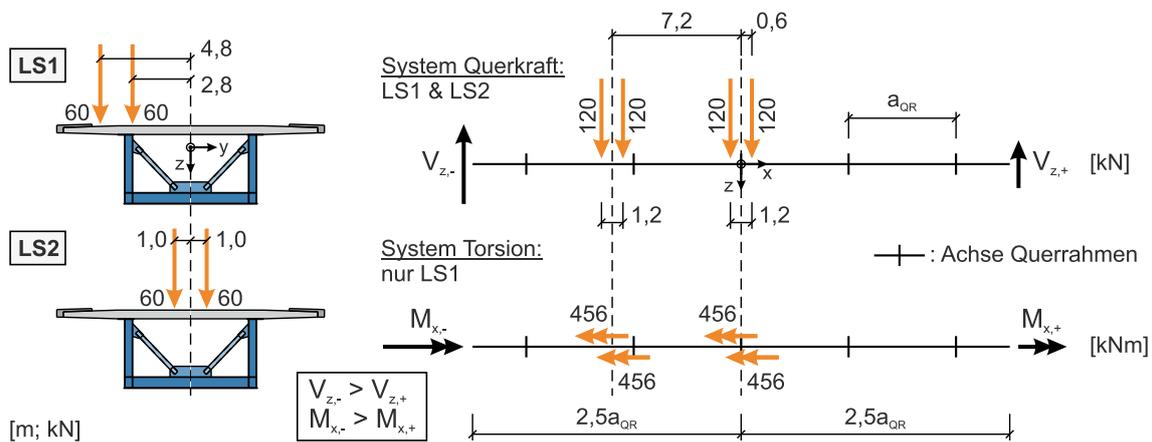


Abbildung 5.2 Laststellung ELM3 in Quer- und Längsrichtung

Die Elementierung wird entsprechend den Angaben in Tabelle 3.1 festgelegt. Da die bisherigen Untersuchungen zeigen, dass am Querrahmengurtanschluss ein sehr steiler Spannungsgradient vorliegt, wird eine Sensitivitätsanalyse zur Ermittlung der Netzfeinheit in diesem Bereich durchgeführt. Diese zeigt, dass unterhalb einer FE-Netzlänge von 2 mm keine signifikanten Änderungen der Strukturspannungen an den Rändern des Querrahmengurts auftreten. Die so ermittelte Netzfeinheit wird bei den untersuchten Modellen entsprechend berücksichtigt.

Monte-Carlo-Simulation (MC)

Aufgrund der gewählten Parametrisierung ist es nicht zielführend, bei jeder Berechnung lediglich einen Parameter anzupassen. Zum einen würde der Umfang der Parameterstudie sehr groß werden und zum anderen würden Wechselwirkungen der einzelnen Parameter untereinander nicht erkannt werden. Daher wird mithilfe einer Python-Programmierung ein Parametersatz nach dem Prinzip der Monte-Carlo-Simulation erzeugt,

bei dem für jede einzelne Berechnung alle Parameter variiert werden. Insgesamt wird die Größe des Parametersatzes auf 50 Berechnungen festgelegt (Modellbezeichnung: MCxx). Die Parameter werden so generiert, dass sie über den gewählten Umfang und innerhalb des jeweiligen Wertebereichs normalverteilt sind. Anschließend werden die ermittelten Werte auf ganze Millimeter gerundet. Da die Verbundfuge über ein enges Raster diskreter Stabelemente modelliert wird, werden abweichend davon die Parameter b_{HTG} auf 50 mm und a_{QR} auf 10 mm gerundet. Der resultierende Parametersatz ist in Anhang B angegeben.

Die Software RFEM 5 bietet die Möglichkeit des tabellarischen Modellimports. Dabei wird das Modell über eine Excel-Datei beschrieben, welche die Modelldaten je Modellbestandteil (Knoten, Flächen, Lasten etc.) in einzelne Arbeitsblätter strukturiert. Um eine aufwendige manuelle Modellgenerierung zu vermeiden, wird auch hier eine Python-Programmierung entwickelt. Die Programmierung wird so definiert, dass sie für jede Parameterkonfiguration eine Excel-Datei erzeugt, welche die gesamte Modellgeometrie (inkl. aller Stäbe für die Verbundfuge), Materialinformationen, Lastdefinitionen und Angaben zur Netzfeinheit enthält. Somit sind in RFEM vor der eigentlichen Berechnung nur noch der Modellimport, die Kontrolle der importierten Modelldaten und die Netzgenerierung durchzuführen.

5.1.2 Methodiken zur Ergebnisermittlung

Die wesentlichen Modellergebnisse, die im Rahmen der Parameterstudie untersucht werden sollen, sind der Drehwinkel am Querrahmenanschluss, das Anschlussmoment am untersuchten Querrahmen sowie die zugehörigen Strukturspannungen im Querrahmengurtblech. Zur eindeutigen Ergebnisdefinition werden nachfolgend die Methodiken zur Ermittlung der untersuchten Zielgrößen erläutert.

Drehwinkel am Querrahmenanschluss

Der Drehwinkel am Querrahmenanschluss wird wie in den bisherigen Untersuchungen auch als mittlerer Drehwinkel über die Breite des Stahlobergurts ermittelt. Dazu wird die vertikale Verformungsdifferenz der Betonplatte zwischen den Kanten des Hauptträgerobergurts auf dessen Breite bezogen. Das Vorzeichen des Drehwinkels ist infolge der Laststellung am Kragarm positiv und infolge der Laststellung zwischen den Hauptträgerstegen negativ.

Anschlussmoment

Das Anschlussmoment wird über die Verteilung der Zug- und Druckkräfte in der Verbundfuge berechnet. Dazu werden für jede Berechnung zunächst die Ergebnisse der Starr- und Steifigkeitsstäbe des mittleren Quersegments exportiert und anschließend über eine Python-Programmierung ausgewertet. Bei der Auswertung werden zunächst

die Kräftesummen der Zug- und Druckkräfte gebildet und anschließend über die Lage der Einzelkräfte die Lage der Resultierenden bestimmt. Über die Resultierenden und deren Abstand vom Hauptträgersteg wird anschließend das Anschlussmoment ermittelt (vgl. Abbildung 5.3).

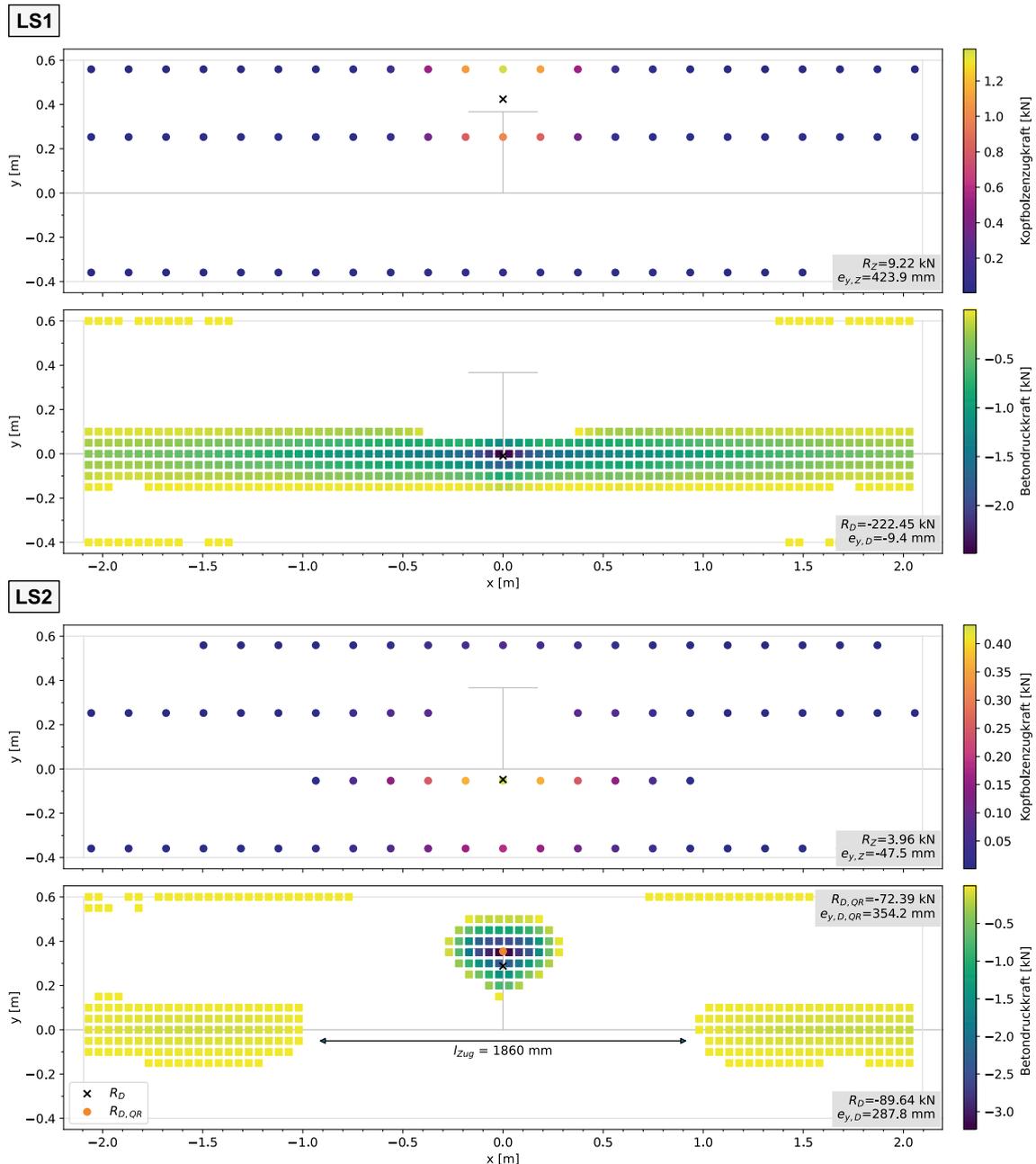


Abbildung 5.3 Verteilung der Druck- und Zugkräfte in der Verbundfuge exemplarisch für das Modell MC32

Bei Laststellung 2 können neben den Druckkräften auf dem Querrahmengurt im Übergangsbereich zu den benachbarten Quersegmenten auch Druckkräfte auf den Hauptträgersteg festgestellt werden. Da diese jedoch aus der Auflagerkraft der Fahrbahnplatte resultieren und nicht dem Querrahmen zuzuordnen sind, werden für die Ermittlung des Anschlussmoments nur die Druckkräfte berücksichtigt, welche sich im Querrahmengurt-

bereich, innerhalb von l_{Zug} liegen (vgl. Abbildung 5.3 unten). Dementsprechend wird für die exemplarisch abgebildete Kräfteverteilung in Abbildung 5.3 für Laststellung 1 ein Anschlussmoment von ca. 600 kNcm und für Laststellung 2 ein Anschlussmoment von 2.583 kNcm berechnet.

Strukturspannungen

Die Strukturspannungsermittlung im Rahmen der in Kapitel 4 vorgestellten Bauteilversuche wurde für den Hot-Spot-Typ „a“ mit den Interpolationsstellen 0,4t, 0,9t und 1,4t durchgeführt. Bei der numerischen Nachrechnung wurden die Spannungen korrespondierend an den gleichen geometrischen Stellen ausgewertet. Da für die Parameterstudie keine versuchsbasierten Strukturspannungen vorliegen und die Schweißnaht am Querrahmengurtanschluss im Modell nicht abgebildet ist, dienen die folgenden Ausführungen der Festlegung eines geeigneten Konzepts zur Strukturspannungsermittlung.

Da die Spannungen der Parameterstudie genau auf der Kante des Querrahmenblechs ermittelt werden, wird anstatt des Hot-Spot-Typs „a“ der Hot-Spot-Typ „b“ zugrunde gelegt (vgl. Abbildung 2.10). Niemi et al. [82] empfehlen, die Lage der Interpolationsstellen vom Schnittpunkt der Schalen ausgehend zu bestimmen, um nicht-konservative Ergebnisse zu vermeiden. Alternativ schlagen Osawa et al. [84] vor, den fiktiven Schnittpunkt der Blechdicken als Referenzpunkt der Interpolationsstellen zu wählen. Wie Vergleichsrechnungen zeigen, kann der Unterschied zwischen den beiden Methoden aufgrund des steilen Spannungsanstiegs zum Hauptträgergurt jedoch erheblich sein. Im Hinblick auf die Entwicklung wirtschaftlicher und gleichzeitig sicherer Bemessungsempfehlungen ist dieser Umstand allerdings kontraproduktiv. Daher wird eine wirtschaftliche Methode zur Ermittlung der Strukturspannungen auf der Grundlage einer Detailuntersuchung mit lokaler Volumenmodellierung festgelegt. Deren Durchführung und Ergebnisse sind im Anhang C aufgeführt. In Anlehnung an die Verfahren nach Haibach [56] bzw. Lotsberg [73], erweist sich das direkte Ablesen der maximalen (LS 1) bzw. minimalen (LS 2) Hauptspannung im Abstand von 0,65t zum Schnittpunkt der Schalenelemente von Querrahmen- und Hauptträgergurt als genaueste und wirtschaftlichste Methode.

5.2 Parameterkorrelation

5.2.1 Ergebnisübersicht

Als Ergebnis der Berechnung kann für jede Zielgröße (Drehwinkel, Strukturspannung und Anschlussmoment) eine Korrelationsanalyse der untersuchten Parameter durchgeführt werden. Dazu ist in den Abbildungen 5.4 bis 5.6 die jeweilige Zielgröße den untersuchten Parametern gegenübergestellt.

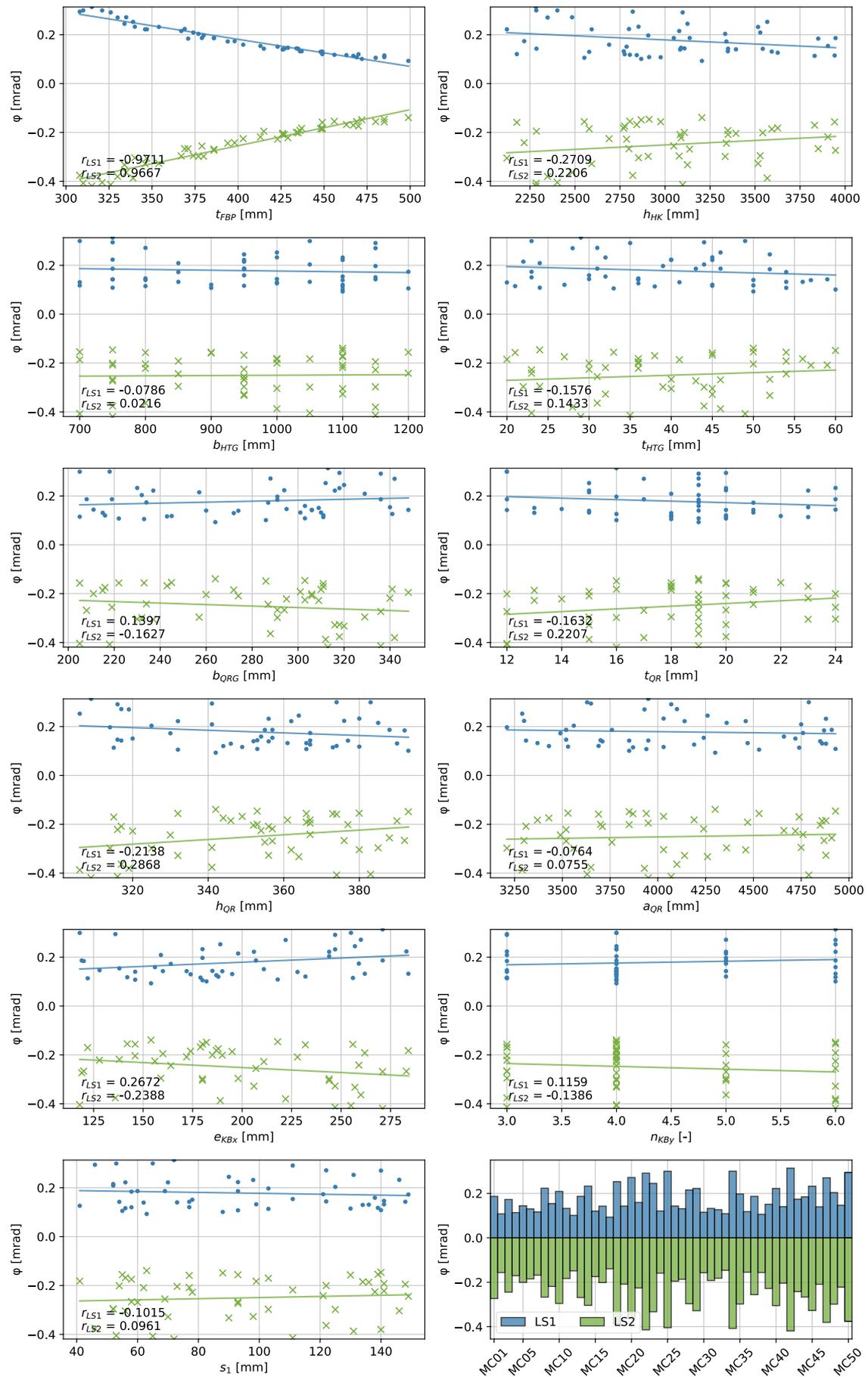


Abbildung 5.4 Parameterkorrelation des Drehwinkels am Querrahmenanschluss

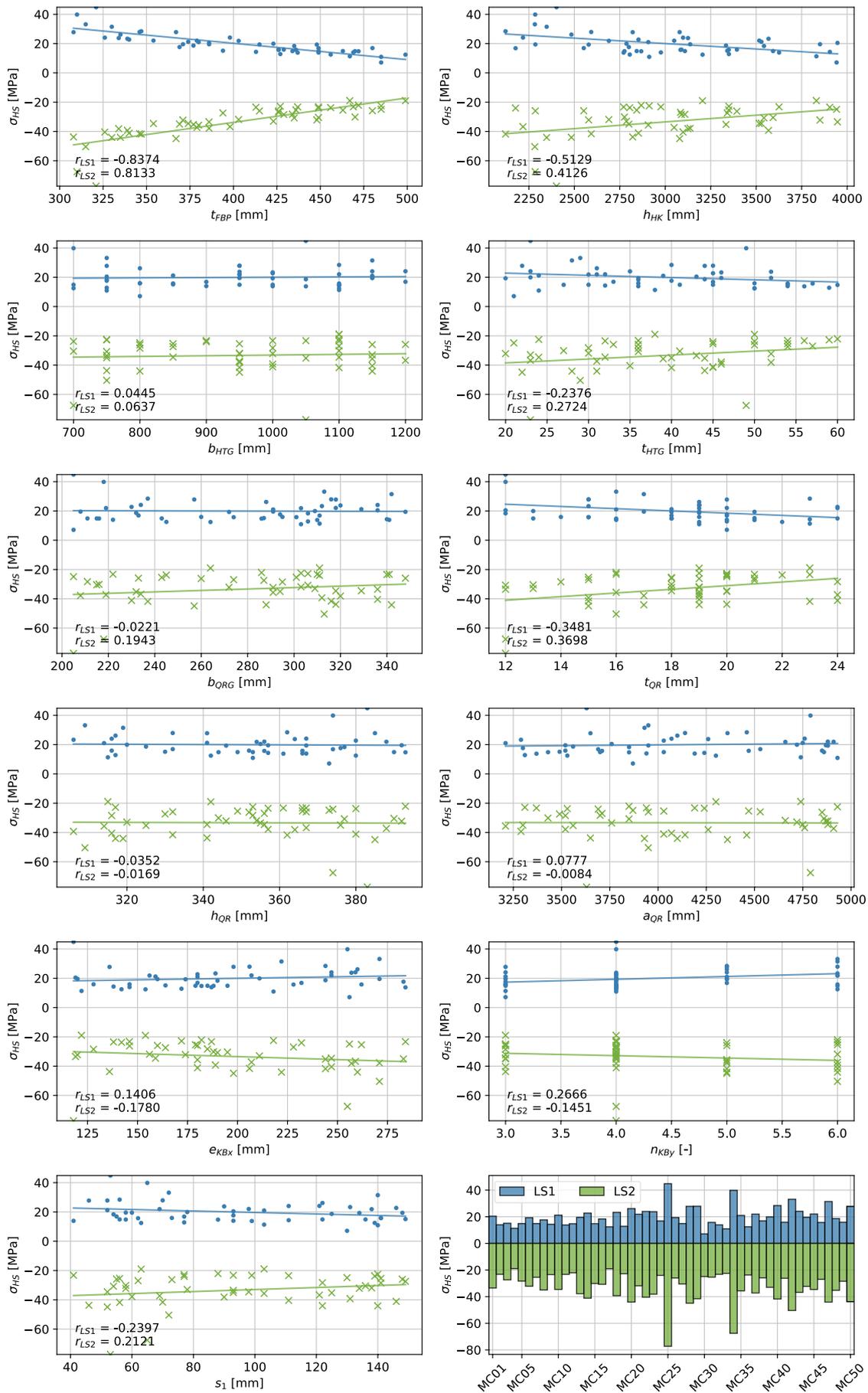


Abbildung 5.5 Parameterkorrelation der Strukturspannungen am Querrahmengurtanschluss

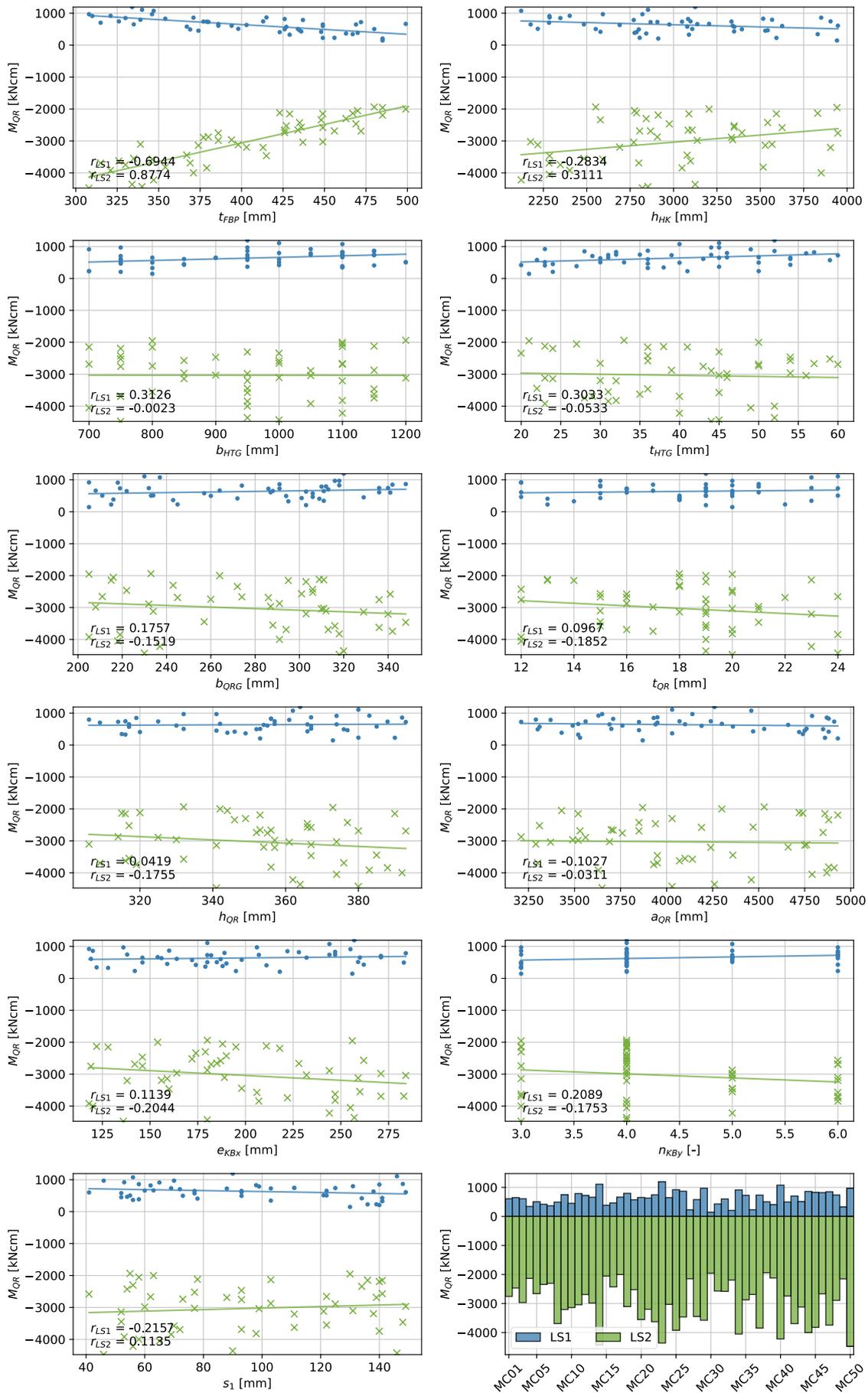


Abbildung 5.6 Parameterkorrelation des Anschlussmoments am Querrahmen

Da die Ergebnisse zum Teil erheblich streuen und allein aus den abgebildeten Punktwolken keine direkten Zusammenhänge erkennbar sind, wird zusätzlich zu jedem Plot eine lineare Korrelationsgerade dargestellt, welche nach der Methode der kleinsten Quadrate bestimmt wurde. Um weiterhin die Korrelation der einzelnen Parameter beurteilen und vergleichen zu können, wird für jeden Parameter und jede Laststellung der Korrelationskoeffizient r nach Pearson angegeben. Dieser gibt die Stärke des linearen Zusammenhangs zwischen zwei Variablen an und kann definitionsgemäß nur Werte zwischen -1 und $+1$ annehmen. Je näher der Wert von r an den Grenzwerten liegt, desto stärker ist die Korrelation. Nach Schiefer & Schiefer [88] liegt unterhalb von $0,5$ ein schwacher und oberhalb von $0,8$ ein starker linearer Zusammenhang zwischen den beiden betrachteten Variablen vor. Wird ein positives Vorzeichen von r ermittelt, liegt ein positiver linearer Zusammenhang vor und die Regressionsgerade steigt. Umgekehrt fällt die Regressionsgerade, wenn r negativ ist.

Die konkreten Ergebniswerte, welche den grafischen Darstellungen in Abbildungen 5.4 bis 5.6 zugrunde liegen, können der tabellarischen Zusammenstellung in Anhang B entnommen werden.

5.2.2 Auswertung: Parameterkorrelation

Bevor die relevanten Auswertungen der numerisch ermittelten Ergebnisse erläutert werden, ist zunächst darauf hinzuweisen, dass das betragsmäßige Anschlussmoment bei Laststellung 2 erheblich größer ist als bei Laststellung 1. Die deutliche Differenz lässt sich durch die Ermittlungsmethode des Anschlussmoments über die Lage der Druck- und Zugresultierenden bezogen auf den Hauptträgersteg begründen. Während bei LS 1 die Auflagerkraft aus der kragarmseitigen Last direkt in den Hauptträgersteg eingeleitet wird, befindet sich für LS 2 ein lokales Auflager am Querrahmengurt. Dies hat zur Folge, dass die gegenüber der Zugresultierenden wesentlich größere Druckresultierende bei LS 2 mit einem größeren Hebelarm in das Momentengleichgewicht eingeht, weshalb größere Werte als bei LS 1 für das Anschlussmoment berechnet werden (vgl. auch Abbildung 5.3).

Bei der Betrachtung der Ergebnisse fällt zunächst auf, dass die Dicke der Fahrbahnplatte den größten Einfluss auf die untersuchten Zielgrößen hat. Sowohl der Drehwinkel als auch die Strukturspannungen und das Anschlussmoment zeigen einen starken linearen Zusammenhang. Lediglich für das Anschlussmoment bei LS 1 liegt der betragsmäßige Wert von r unter dem Wert von $0,8$. Für den Drehwinkel ist dieser Zusammenhang nicht überraschend, da die Biegesteifigkeit der Fahrbahnplatte direkt von der Fahrbahnplattendicke abhängt. Der sehr hohe Korrelationskoeffizient von ca. $0,97$ ist ein Indikator für die Plausibilität der berechneten Ergebnisse. Alle anderen Parameter zeigen keinen

signifikanten Einfluss auf den Drehwinkel der Betonplatte, da sämtliche Korrelationskoeffizienten unter 0,3 liegen. Dies bestätigt grundsätzlich die normativ verankerte Modellvorstellung einer auf den Hauptträgerstegen gelenkig gelagerten Fahrbahnplatte, da bei den üblichen Verhältnissen im Verbundbrückenbau kein wesentlicher Einfluss der Verbundfugen- bzw. Querrahmensteifigkeit auf den Drehwinkel festzustellen ist.

Für die Strukturspannungen ist als weiterer erwähnenswerter Einflussparameter die Stahlhohlkastenhöhe zu nennen, für die eine gemittelte Korrelation von $r = 0,46$ berechnet wird. Damit lässt sich ein annähernd mittlerer linearer Zusammenhang festhalten. Demgegenüber beträgt dieser Wert für das Anschlussmoment lediglich 0,30. Die unterschiedlichen Korrelationskoeffizienten für die Strukturspannung und das Anschlussmoment verwundern jedoch, da die Spannungen am Querrahmengurt in der Modellvorstellung unmittelbar aus dem Anschlussmoment resultieren. Aus theoretischer Sicht sollte daher für den gleichen Parameter eine etwa gleiche Korrelation bestehen. Eine detailliertere Analyse des Zusammenhangs zwischen Anschlussmoment und Strukturspannung wird jedoch an einer späteren Stelle erläutert.

Alle übrigen Parameter zeigen keinen signifikanten linearen Zusammenhang mit den Strukturspannungen oder dem Anschlussmoment. Der Parameter mit dem nächst größeren Korrelationskoeffizienten nach der Stahlhohlkastenhöhe ist die Dicke des Querrahmengurts mit $r = 0,36$. Die Parameter tragen zwar vereinzelt mit einem Korrelationskoeffizienten im Bereich von 0,2 – 0,3 zur Varianz der Ergebnisse bei. Ihr Einfluss ist jedoch im Vergleich zu der Fahrbahnplattendicke (bzw. zum Drehwinkel der Fahrbahnplatte) und mit Einschränkungen auch im Vergleich zur Stahlhohlkastenhöhe gering.

Insgesamt kann festgehalten werden, dass im Rahmen der Parameterstudie die Annahme bestätigt wurde, dass der Drehwinkel die maßgebende Einwirkungsgröße für die Beanspruchung am Querrahmen ist. Mit Ausnahme der Stahlhohlkastenhöhe haben die übrigen Parameter nur einen untergeordneten Einfluss auf die Strukturspannungen am Querrahmengurtanschluss.

5.2.3 Auswertung: Spannungen am Querrahmengurt

Der Spannungszustand am Querrahmengurt stellt sich als sehr komplex dar. Die bemessungsrelevanten Spannungen resultieren im Wesentlichen aus der Verformung des Hauptträgergurts. Zusätzlich beeinflussen weitere Anteile den Spannungszustand, wie z. B. Spannungen aus dem Anschlussmoment der drehelastischen Einspannung oder aus den profilverformenden Kräften des Quersystems. Weiterhin können weitere, nicht identifizierte lokale Effekte den Spannungszustand beeinflussen. Das Zusammenwirken aller Anteile auf Grundlage des Nennspannungskonzepts zu quantifizieren ist nur schwer darstellbar. Daher wird die Auswertung in der vorliegenden Arbeit über das Struk-

turspannungskonzept durchgeführt, welches deutlich besser geeignet ist, um lokale Spannungsspitzen zu bewerten. Allerdings ist die Ermittlung von Strukturspannungen mit den praxisüblichen Berechnungsmodellen nicht immer möglich. Daher wird nachfolgend die Möglichkeit untersucht, die Querrahmenbeanspruchung auf Basis von Nennspannungen zu beschreiben, welche mit Kerbfaktoren auf das Strukturspannungsniveau erhöht werden. Die Ergebnisse des gewählten Berechnungsverfahrens zur Ermittlung der Kerbfaktoren sind in Abbildung 5.7 dargestellt. Dazu werden im ersten Schritt die theoretischen Nennspannungen ermittelt. Je Modell werden aus den Kräfteverteilungen der Verbundfuge für LS 1 die Zugresultierende $R_{Z,1}$ und für LS 2 die Druckresultierende am Querrahmen $R_{D,QR,2}$ ermittelt und auf die Querschnittsfläche des Querrahmengurtblechs bezogen. Die Kerbfaktoren ergeben sich anschließend aus der Division der Strukturspannungen durch die ermittelten Nennspannungen.

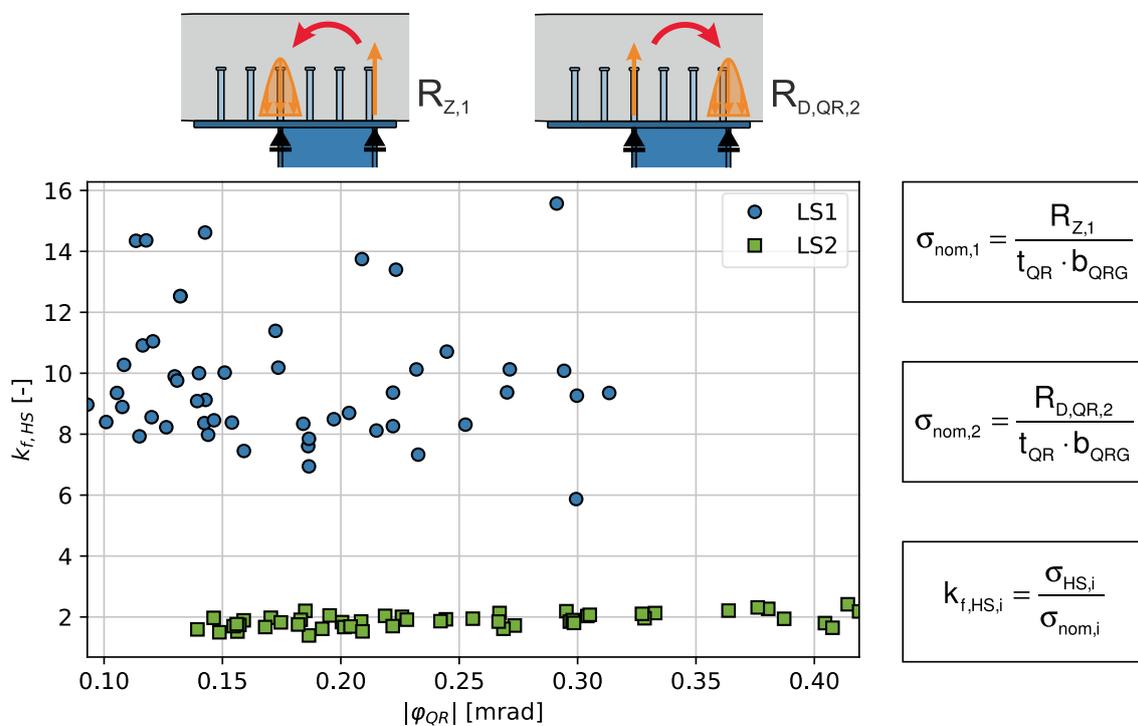


Abbildung 5.7 Kerbfaktoren am Querrahmengurtanschluss

Die Darstellung zeigt für die untersuchten Laststellungen ein sehr unterschiedliches Bild. Während sich die Kerbfaktoren bei LS 2 relativ homogen um den Wert 2,0 anordnen, streuen die Ergebnisse bei LS 1 erheblich und liegen deutlich über den Werten von LS 2. Zum Vergleich liegen der Mittelwert \bar{x} und die Standardabweichung s der Kerbfaktoren für LS 1 bei $\bar{x} = 9,76$ und $s = 2,13$ und für LS 2 bei $\bar{x} = 1,88$ und $s = 0,23$. Die deutliche Streuung und die großen Werte der Kerbfaktoren für LS 1 zeigen, dass die Zugresultierende des Anschlussmoments nicht geeignet ist, um die Spannungen am Querrahmengurt zu beschreiben. Im Gegensatz dazu ist die Beanspruchung bei LS 2 proportional zur lokal am Querrahmen eingeleiteten Auflagerkraft der Fahrbahnplatte. Die geringe

Streuung der zugehörigen Kerbfaktoren zeigt, dass die Druckkraft aus dem Betonkontakt sehr gut geeignet ist, um die untersuchten Spannungen zu beschreiben. Aufgrund der Ergebnisse von LS 1 wird allerdings die Entwicklung eines Bemessungskonzepts auf der Basis von Nennspannungen nicht weiterverfolgt.

5.2.4 Konvergenzstudie zur Modelllänge

Wie in Kapitel 5.1.1 erläutert wird, kann je nach vorhandener Fahrbahnplattendicke und Querrahmenabstand der Fall eintreten, dass die Modelllänge über fünf Querrahmen nicht ausreichend ist, um einen konvergenten Drehwinkel zu ermitteln. Eine Überschätzung des Drehwinkels liegt zwar auf der konservativen Seite. Im Sinne einer wirtschaftlichen Analyse des Querrahmenanschlusses, soll an dieser Stelle dennoch eine Konvergenzstudie durchgeführt werden, um den Fehler der nicht-konvergenten Drehwinkel abzuschätzen. Konkret werden die Modelle MC09, MC18 und MC25 mit sieben anstatt fünf Quersegmenten modelliert. Das Modell MC09 wird modifiziert, da es über durchschnittliche Werte für die Fahrbahnplattendicke und den Querrahmenabstand verfügt. Demgegenüber weist MC18 mit $t_{FBP} = 339$ mm und $a_{QR} = 3.290$ mm eine möglichst ungünstige Kombination für einen konvergenten Drehwinkel und damit die voraussichtlich größte Überschätzung auf. Weiterhin wird Modell MC25 in die Studie aufgenommen, da hier die größte Spannungsschwingbreite der untersuchten Konfigurationen ermittelt wird. Um zu überprüfen, dass mit sieben Querrahmen von einem konvergenten Drehwinkel ausgegangen werden kann, wird ergänzend die Konfiguration von MC18 mit neun Querrahmen analysiert. Abweichend zu den anderen Modellen wird diese Berechnung mit einem vergrößerten Abstand der Steifigkeitsstäbe für den Betonkontakt in der Verbundfuge von 10 cm durchgeführt. Die Ergebnisse der Studie sind in Tabelle 5.1 dargestellt.

Zunächst ist festzuhalten, dass sich die Ergebnisse von MC18 nur marginal zwischen den Modellen mit sieben und neun Querrahmen ändern. Somit kann bereits für das Modell mit sieben Querrahmen von einem annähernd konvergenten Drehwinkel ausgegangen werden. Da MC18 die ungünstigste Konfiguration darstellt, kann dieses Erkenntnis auch auf die Modelle MC09 und MC25 übertragen werden.

Beim Vergleich der Modelle mit sieben und fünf Querrahmen zeigt sich, dass sowohl für den Drehwinkel als auch für die Strukturspannungen eine maximale Abweichung von 10 % ergibt (MC18). Das Modell mit durchschnittlichen Werten für t_{FBP} und a_{QR} weist hingegen noch eine Abweichung von maximal 4 % auf (MC09). Die maximalen Strukturspannungen werden durch das Modell mit fünf Querrahmen um ca. 7 % überschätzt. Somit zeigt sich durch die generelle Berechnung mit fünf Querrahmen, dass die konvergenten Ergebnisse geringfügig überschätzt werden. Da die Überschätzung jedoch auf

der sicheren Seite liegt und gering für durchschnittliche Modelle ist, wird die Abweichung für die weiteren Untersuchungen akzeptiert.

Tabelle 5.1 Ergebnisse der Konvergenzstudie zur Modelllänge

			MC09	MC18	MC18	MC25
n _{QR}	[-]		7	7	9	7
φ ₁	[mrad]		0,15	0,233	0,23	0,279
	[-]	0/n _{QR} ^a	1,03	1,09	1,10	1,07
φ ₂	[mrad]		-0,211	-0,353	-0,348	-0,378
	[-]	0/n _{QR} ^a	1,04	1,10	1,11	1,07
σ _{HS,1}	[MPa]		14,24	21,28	21,07	42,36
	[-]	0/n _{QR} ^a	1,01	1,10	1,11	1,06
σ _{HS,2}	[MPa]		-22,69	-36,32	-35,59	-73,5
	[-]	0/n _{QR} ^a	1,03	1,08	1,10	1,05
F _{z,max,1}	[kN]		1,275	1,583	1,534	2,607
	[-]	0/n _{QR} ^a	1,04	1,12	1,15	1,10
M _{QR,1}	[kNcm]		718,5	712	720	852,3
	[-]	0/n _{QR} ^a	1,04	1,12	1,10	1,08
M _{QR,2}	[kNcm]		-3136,8	-2915	-2865,9	-3741,6
	[-]	0/n _{QR} ^a	1,02	1,07	1,08	1,05

Anmerkungen:
 1;2 Laststellung 1; Laststellung 2
 a Verhältnisswert Ergebnis mit n_{QR} = 5 / Ergebnis mit n_{QR} = 7 bzw. n_{QR} = 9

5.3 Normative Ermüdungsanalyse

Für die in den Bauteilversuchen identifizierten, potenziellen Schädigungsbereiche werden im Folgenden Ermüdungsanalysen auf Grundlage des normativ verankerten Nachweiskonzepts der äquivalenten einstufigen Spannungsschwingbreitenkollektive durchgeführt. Dazu wird zunächst auf die Ermittlung der erforderlichen Schadensäquivalenzfaktoren eingegangen, bevor die Analysen für die zugbeanspruchten Kopfbolzen und die Spannungen am Querrahmengurtanschluss erläutert werden.

5.3.1 Schadensäquivalenzfaktoren für Straßenbrücken

Die Ermittlung der Schadensäquivalenzfaktoren (λ -Faktoren) erfolgt nach dem in der derzeit gültigen Fassung der EN 1993-2 [27] angegebenen Konzept. Zwar wird dieses im Zuge der aktuellen Novellierung der Eurocodes überarbeitet, jedoch wird das neue Verfahren zur Ermittlung der λ -Faktoren den Angaben von Oberhaidinger et al. [83] nach

noch kontrovers diskutiert. Da die angewendeten Berechnungswege detailliert in Kapitel 2.4.3 aufgeführt sind, soll an dieser Stelle nur auf die relevanten Berechnungsschritte im Zuge der Parameterstudie eingegangen werden.

Den Angaben in EN 1993-2 [27] entsprechend, beträgt die kritische Länge der Einflusslinie L_λ zur Ermittlung der Faktoren λ_1 und λ_{\max} bei einem Querträger die Summe der angeschlossenen bzw. gestützten Längsrippen. Demnach würde sich für die untersuchten Modelle eine kritische Länge von $2a_{QR}$ ergeben. Diese Länge entspricht ebenfalls dem typischen Ingenieurmodell, welches bei der Berechnung des Quersystems angenommen wird (vgl. Kapitel 2.1.3). Die bisherigen Untersuchungen zeigen jedoch, dass die Beanspruchung am Querrahmenanschluss insbesondere vom vorhandenen Fahrbahnplattendrehwinkel abhängt. Wie die durchgeführte Konvergenzstudie zeigt, sind je Modell mindestens fünf Quersegmente zu modellieren, um diesen zutreffend abzubilden. Daher wird die kritische Länge nachfolgend ebenfalls mit $5a_{QR}$ angenommen.

Tabelle 5.2 zeigt einen Vergleich zwischen den Faktoren λ_1 und λ_{\max} , wobei die Berechnungen für den Feldbereich und die gewählten Grenzwerte von a_{QR} durchgeführt werden (vgl. Abbildung 5.1). Es zeigt sich, dass für den gewählten Wertebereich die Werte von λ_{\max} unter denen von λ_1 liegen. Da sich die übrigen λ -Faktoren als Vergrößerungsfaktoren verstehen und nie kleiner als 1,0 sind, wird im Folgenden stets λ_{\max} zur Ermittlung der schadensäquivalenten Spannungsschwingbreite verwendet. Den Angaben in Tabelle 5.2 zufolge liegt der Wertebereich für λ_{\max} zwischen 2,0 und 2,3.

Tabelle 5.2 Ermittlung der Schadensäquivalenzfaktoren nach EN 1993-2 [27]

$\lambda_1(L_\lambda) = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{L_\lambda - 10}{70}; \quad \lambda_{\max}(L_\lambda) = \begin{cases} 2,5 & \text{für } L_\lambda \leq 10 \text{ m} \\ 2,5 - 0,5 \cdot \frac{L_\lambda - 10}{15} & \text{für } 10 \text{ m} < L_\lambda < 25 \text{ m} \\ 2,0 & \text{für } L_\lambda \geq 25 \text{ m} \end{cases}$	
mit: L_λ kritische Länge der Einflusslinie (hier: $L_\lambda = 5a_{QR}$)	
<u>unterer Grenzwert: $a_{QR} = 3,2 \text{ m}$</u>	<u>oberer Grenzwert: $a_{QR} = 5,0 \text{ m}$</u>
$\lambda_1(5 \cdot 3,2) = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{16 - 10}{70} = 2,49$	$\lambda_1(5 \cdot 5,0) = 2,55 - 0,7 \cdot \frac{25 - 10}{70} = 2,4$
$\lambda_{\max}(5 \cdot 3,2) = 2,5 - 0,5 \cdot \frac{16 - 10}{15} = \underline{2,3}$	$\lambda_{\max}(5 \cdot 5,0) = 2,5 - 0,5 \cdot \frac{25 - 10}{15} = \underline{2,0}$

5.3.2 Kopfbolzenzugkräfte

Zunächst werden die resultierenden Kopfbolzenzugkräfte analysiert. Grundlage für die Analyse ist die für das jeweilige Modell ermittelte maximale Zugkraft, welche analog zu dem im Versuch beobachteten Verhalten in der Achse des belasteten Querrahmens möglichst nahe am Querrahmengurt (LS 1) bzw. am Hauptträgersteg (LS 2) liegt. Dieses

Verhalten wird auch in der exemplarischen Darstellung der Kräfteverteilung innerhalb der Verbundfuge des Modells MC32 deutlich (vgl. Abbildung 5.3). Die ermittelten Zugkräfte sind getrennt für die untersuchten Laststellungen in Abhängigkeit vom Betrag des vorhandenen Drehwinkels in Abbildung 5.8 dargestellt. Zusätzlich sind hier relevante Grenzwerte durch horizontale Linien eingetragen, um die gemessenen Kräfte besser einschätzen zu können. Bei den gewählten Grenzwerten handelt es sich einerseits um die Kräfte $P_{t,fat}^c$ und $P_{t,fat}^L$, welche sich aus dem Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ bzw. aus dem Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$ für den Kerbfall FAT71 (vgl. Fröhlich et al. [50]) und unter Berücksichtigung des Bolzenquerschnitts ergeben. Die verwendeten Bestimmungsgleichungen sind ebenfalls in Abbildung 5.8 angegeben. Die Grenzwerte wurden vereinfachend konstant mit $\lambda_{max} = 2,3$ berechnet, was im Rahmen der Untersuchungen den ungünstigsten Wert für λ_{max} darstellt (vgl. Tabelle 5.2). Außerdem ist der Grenzwert von $0,1P_{Rd}$ angegeben, welcher in EN 1994-2 [29] als Grenzwert formuliert ist, unterhalb dessen der Zugkrafteinfluss auf die Längsschubtragfähigkeit der Kopfbolzen vernachlässigt werden darf. Zugkräfte oberhalb dieses Grenzwerts liegen außerhalb des Anwendungsbereichs von EN 1994. Da sowohl für $0,1P_{Rd}$ als auch für $P_{t,fat}^c$ ein Grenzwert von ca. 10,2 kN ermittelt wird, liegen die beiden Linien in der Grafik übereinander. Die Zugtragfähigkeit eines Einzelkopfbolzens wird deutlich unterschritten und ist deshalb nicht explizit aufgeführt ($P_{t,Rd} \geq 110$ kN gem. DIBt [14], Stahlversagen maßgebend für $h_{sc} = 200$ mm).

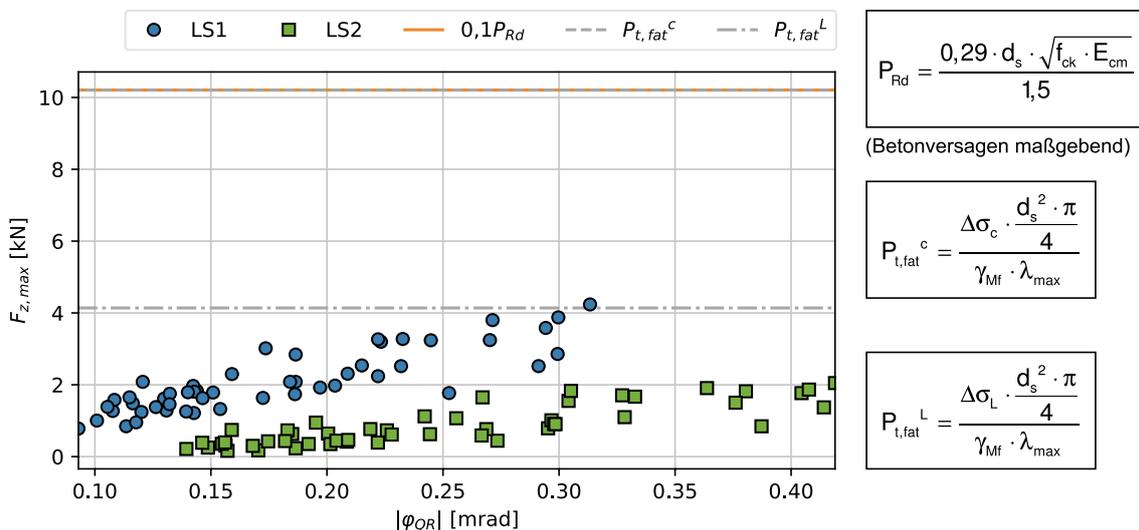


Abbildung 5.8 Auswertung der maximal ermittelten Kopfbolzenzugkräfte aller Modelle

Es zeigt sich, dass fast alle Zugkräfte unterhalb der betrachteten Grenzwerte liegen. Einzig die Grenze $P_{t,fat}^L$ wird von einem einzelnen Wert überschritten. Somit ist weder von einem Einfluss der Zugkräfte auf die Längsschubtragfähigkeit (Grenzwert $0,1P_{Rd}$) noch von einem Ermüdungsversagen infolge Zug (Grenzwert $P_{t,fat}^c$) auszugehen. Zwar werden bei der durchgeführten Betrachtung die Biegezugspannungen am Dübelfuß,

welche bei den Bauteilversuchen zum vorzeitigen Versagen der Kopfbolzen geführt haben, nicht berücksichtigt. Dem ist jedoch entgegenzuhalten, dass die einwirkenden Drehwinkel sehr klein sind und die resultierenden Spannungen aus der Zugkraft bis auf eine einzige Ausnahme ebenfalls unterhalb von $\Delta\sigma_L$ liegen (Grenzwert $P_{t,fat}^L$). Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass die aufgestellte Modellierung die tatsächlichen Kopfbolzenzugkräfte tendenziell überschätzt, was die Relevanz der zugbeanspruchten Kopfbolzen für den Ermüdungsnachweis weiter reduziert. An dieser Stelle sei zusätzlich angemerkt, dass eine alleinige Betrachtung der Zugkräfte für die Bewertung der Schwingbreite ausreichend ist. Definitionsgemäß ist die minimale Kopfbolzenkraft stets Null und die maximale Zugkraft von LS 1 wird an einem anderen Kopfbolzen als bei LS 2 ermittelt. Die Ergebnisse zeigen weiterhin, dass die Zugkräfte auch hinsichtlich einer Interaktion mit der Kopfbolzenbeanspruchung infolge Längsschub vernachlässigt werden können.

Die beschriebenen Beobachtungen gelten streng genommen nur für die untersuchten Parameterkonfigurationen, bei der z. B. der eingesetzte Kopfbolzendurchmesser oder die Dübelhöhe nicht variiert wurden. Aufgrund der Größe der Drehwinkel und dem erheblichen Abstand der Zugkräfte zu $0,1P_{Rd}$ bzw. $P_{t,fat}^c$ ist jedoch davon auszugehen, dass die gewonnenen Erkenntnisse auch für andere Konfigurationen gelten.

5.3.3 Strukturspannungen am Querrahmengurt

Der Anschluss des Querrahmengurts an den Hauptträgergurt stellt einen ermüdungskritischen Punkt dar. Die Auswertung der Berechnungsergebnisse erfolgt an dieser Stelle über den Ausnutzungsgrad, welcher sich aus dem Ermüdungsnachweis ergibt. Als Spannungsschwingbreite wird die Differenz der ermittelten Strukturspannungen zwischen erster und zweiter Laststellung angesetzt (vgl. Abbildung 5.9 links), welche anschließend mit dem Faktor λ_{max} vergrößert wird. Die Ermittlung von λ_{max} erfolgt wie zuvor beschrieben mit dem jeweiligen im Modell vorhandenen Querrahmenabstand a_{QR} . Der ermittelten schadensäquivalenten Ermüdungsbeanspruchung wird die Ermüdungsfestigkeit des Kerbfalls FAT100 gegenübergestellt. Diese Einstufung entspricht den Angaben in Anhang B von EN 1993-1-9 [25] und wird in gleicher Weise in den IIW-Empfehlungen von Niemi et al. [82] angegeben. Zur Ermittlung des Bemessungswerts der Ermüdungsfestigkeit wird zusätzlich ein Teilsicherheitsbeiwert von $\gamma_{Mf} = 1,15$ berücksichtigt. Der Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen wird entsprechend der normativen Vorgabe mit $\gamma_{Ff} = 1,0$ angesetzt. Die so berechneten Ausnutzungsgrade sind in Abbildung 5.9 rechts angegeben. Die Darstellung erfolgt in Abhängigkeit von den ermittelten Drehwinkeldifferenzen $\Delta\varphi$ zwischen LS1 und LS2.

Es zeigt sich, dass der Ermüdungsnachweis für die überwiegende Anzahl der Modelle nicht erfüllt ist. Je nach Differenz des einwirkenden Drehwinkels werden Ausnutzungs-

grade von über 2,0 berechnet, was eine deutliche Überschreitung der zulässigen Spannungsschwingbreite signalisiert. Dieser Befund wirkt auf den ersten Blick sehr drastisch. Da es sich bei dem untersuchten Anschluss um ein normatives Standarddetail handelt, wurde dieses in der Praxis bereits unzählige Male realisiert. De facto sind jedoch nicht so viele Schadensfälle bekannt, wie es Abbildung 5.9 vermuten lässt. Die Aussagekraft der dargestellten Ergebnisse soll daher im Folgenden kontextualisiert werden.

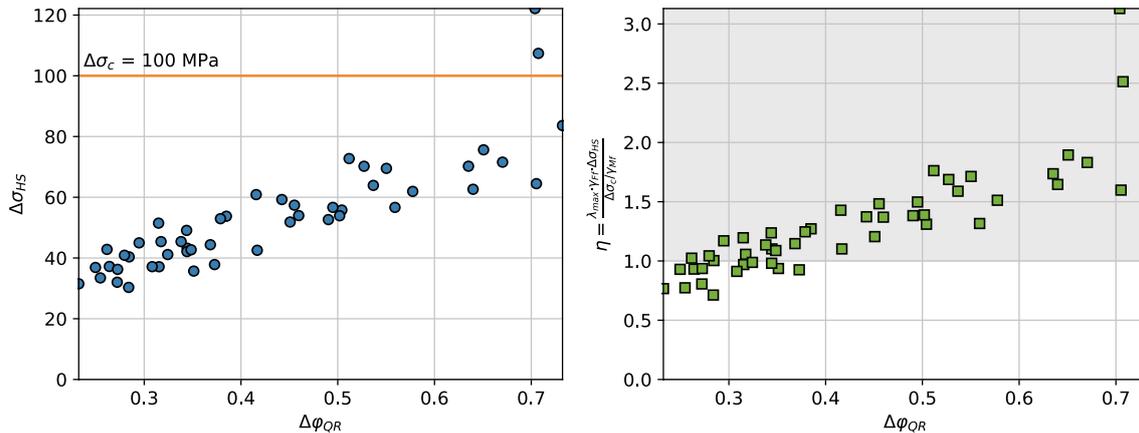


Abbildung 5.9 Strukturspannungsschwingbreiten und zugehörige Ausnutzungsgrade

Mittelspannungseinfluss

Bei näherer Betrachtung der ermittelten Spannungsschwingbreiten fällt auf, dass diese überwiegend aus Druckspannungen infolge LS 2 bestehen. Im Mittel liegt das Schwingspiel zu 62,8 % im Druck- und nur zu 37,2 % im Zugbereich. Druckbeanspruchte Konstruktionen weisen i. d. R. ein wesentlich günstigeres Ermüdungsverhalten als zugbeanspruchte, sofern der Einfluss von Eigenspannungen vernachlässigt werden kann. Diese Einschränkung trifft jedoch bei geschweißten Konstruktionen nicht zu, da infolge der thermischen Einwirkung aus dem Schweißprozess stets Eigenspannungen vorhanden sind. Daher darf der günstige Einfluss von Druckspannungen bzw. Mittelspannungseinfluss entsprechend EN 1993-1-9 [25] nur für nicht-geschweißte und spannungsarmgeglühte Konstruktionen berücksichtigt werden. Demgegenüber existieren ebenfalls Veröffentlichungen, die eine Berücksichtigung des Mittelspannungseinflusses auch für den Nachweis geschweißter Konstruktionen zulassen (z. B. Yuen et al. [100]). Auch bei den eigenen Bauteilversuchen konnten keine Ermüdungsschäden als Folge von Druckspannungen am Querrahmengurt beobachtet werden, obwohl Spannungsschwingbreiten aufgebracht wurden, welche um bis zu Faktor 2 über dem Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit lagen (vgl. Setup 1b).

Die Verbesserung der Nachweise, welche aus der Berücksichtigung des Mittelspannungseinflusses resultieren würde, ist in Tabelle 5.3 dargestellt. Dazu werden drei verschiedene Ansätze aus der Literatur gewählt, deren Berechnungsgleichungen in Tabelle 5.3 auf den relevanten Bereich verkürzt angegeben sind. Die Ansätze von

Hobbacher [64] und der EN 1993-1-9 [25] sind allerdings nicht für geschweißte Konstruktionen zulässig, sodass diese mehr als eine Art Grenzwert für die Verbesserung der Nachweise zu verstehen sind.

Tabelle 5.3 Ansätze zur Berücksichtigung des Mittelspannungseinflusses

	<p>EN 1993-1-9 [25]^a <u>Reduktion des Druckanteils:</u> $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - 0,6 \cdot \sigma_{\min}$</p> <p>Hobbacher [64]^a <u>Bonusfaktor f(R) zur Erhöhung von $\Delta\sigma_c$:</u> $f(R) = 1,6$ da bei allen Modellen $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} < -1,0$</p> <p>Yuen et al. [100]^b <u>Bonusfaktor f(R_c) zur Erhöhung von $\Delta\sigma_c$:</u> $f(R_c) = 1,0 + 0,2 \cdot \left(\frac{R_c - 0,5}{0,5} \right)$ mit $R_c = -\sigma_{\min} / \Delta\sigma$ Durchschnittlich: $f(R_{c,\varnothing} = 0,628) = 1,05$</p>
<p><u>Anmerkung:</u></p> <p>^a Methode <u>darf nicht</u> für geschweißte Konstruktionen angewendet werden.</p> <p>^b Methode <u>darf</u> für geschweißte Konstruktionen angewendet werden.</p>	

Die Darstellung zeigt, dass die Nachweise mit dem Ansatz nach Hobbacher [64] die geringsten Ausnutzungsgrade liefern. Auch mit dem Ansatz nach EN 1993-1-9 [25] ergibt sich eine deutliche Verbesserung gegenüber der ursprünglichen Berechnung. Der Ansatz nach Yuen et al. [100] liefert keine signifikante Verbesserung, da die Ermüdungsfestigkeit im Mittel nur um ca. 5 % erhöht wird.

Insgesamt zeigen die durchgeführten Untersuchungen, dass die Berücksichtigung des Mittelspannungseinflusses im Hinblick auf die Ausnutzungsgrade des Ermüdungsnachweises durchaus lohnenswert wäre. Dass bei den Bauteilversuchen kein Ermüdungsschaden auf Druck beobachtet wurde, ist ein Indikator für die geringere Schadensrelevanz der Druckspannungen. Allerdings reicht die statistische Breite von nur einem Versuch nicht aus, um für das untersuchte Detail den normativen Grundsatz zu umgehen, dass der Mittelspannungseinfluss nur für nicht-geschweißte und spannungsarmgeglühte Konstruktionen zu berücksichtigen ist. Zumindest werden die hohen Ausnutzungsgrade durch die geschilderten Überlegungen relativiert.

Regelverkehr

Weiterhin ist bei der Bewertung der ermittelten Ausnutzungsgrade zu berücksichtigen, dass infolge der aufgebrachten Laststellungen ein maximal ungünstiges Lastkollektiv betrachtet wurde. Der Fahrstreifen für die Fahrzeuge des Schwerverkehrs, welche die

relevante Einwirkungsgröße hinsichtlich Ermüdung sind, ist häufig im Bereich der Hauptträgerstege angeordnet. Somit ergeben sich infolge des planmäßigen Regelverkehrs nur geringe Drehwinkel in der Fahrbahnplatte, welche darüber hinaus Druckspannungen am Querrahmengurt hervorrufen. Insbesondere LS 1, welche einen Lkw-Streifen auf dem Kragarm simuliert, wird im Normalfall nur bei einer möglichen 4+0-Verkehrsführung relevant. Da der hier betrachtete Querschnitt standardmäßig nur eine Fahrtrichtung überführt, wird für die andere Fahrtrichtung ein zweiter, in der Regel baugleicher Hohlkasten angeordnet. Während Baumaßnahmen, z. B. im Zuge von Brückenneubauten oder -sanierungen, werden häufig beide Fahrtrichtungen auf einem Überbau geführt. Bezogen auf die theoretische Lebensdauer von 100 Jahren ist dieses Szenario jedoch nur über einen sehr kurzen Zeitraum wirksam. Daher ist der Nachweis der simulierten Laststellungen gegenüber der Ermüdungsfestigkeit bei 2×10^6 Schwingspielen nicht als Abbild der tatsächlichen Schädigung zu verstehen. Die Ergebnisse zeigen jedoch, dass die 4+0-Verkehrsführung eine kritische Beanspruchung für den untersuchten Querschnitt darstellt, welche nicht ohne Weiteres mit dem erläuterten Vorgehen nachgewiesen werden kann.

5.4 Modellvariationen in Anlehnung an die Bauteilversuche

Ausgehend von den im Rahmen der Bauteilversuche untersuchten Setups werden abschließend drei Modellanpassungen diskutiert. Einerseits werden Maßnahmen zur Modifikation der Anschlusssteifigkeit untersucht (Stehblech mit liegenden Kopfbolzen und Anschlusschwächung). Andererseits werden Übergangsradien analysiert, welche die Spannungsspitzen am Querrahmengurt konstruktiv reduzieren. Somit werden die bereits aus den Bauteilversuchen gewonnenen Erkenntnisse im Kontext der Gesamtsteifigkeit des Quersystems einer Verbundbrücke verifiziert und erweitert.

5.4.1 Stehblech (SB) mit liegenden Kopfbolzen

Die Bauteilversuche haben gezeigt, dass ein Stehblech mit liegenden Kopfbolzen eine wirkungsvolle Maßnahme darstellt, um die Steifigkeit des Querrahmenanschlusses zu erhöhen und die Spannungsspitzen im Bereich der Gurtkanten zu reduzieren. Daher wird das in Abbildung 5.10 gezeigte Stehblech bei den Modellen MC25, MC42 und MC44 in den Achsen aller fünf Querrahmen sowohl am Hauptträgersteg als auch am Querrahmengurt nach den Angaben in Kapitel 4.3.1 modelliert. Entsprechend den Angaben der RE-ING [8] wurden insgesamt acht liegende Kopfbolzen für das Stehblech angesetzt. Die Steifigkeitsberechnung des Stehblechs ist ebenfalls in Abbildung 5.10 angegeben. Die dabei verwendete Schubsteifigkeit der liegenden Kopfbolzen wird vereinfachend nach Hanswille & Schäfer [59] mit 3.000 kN/cm angenommen.

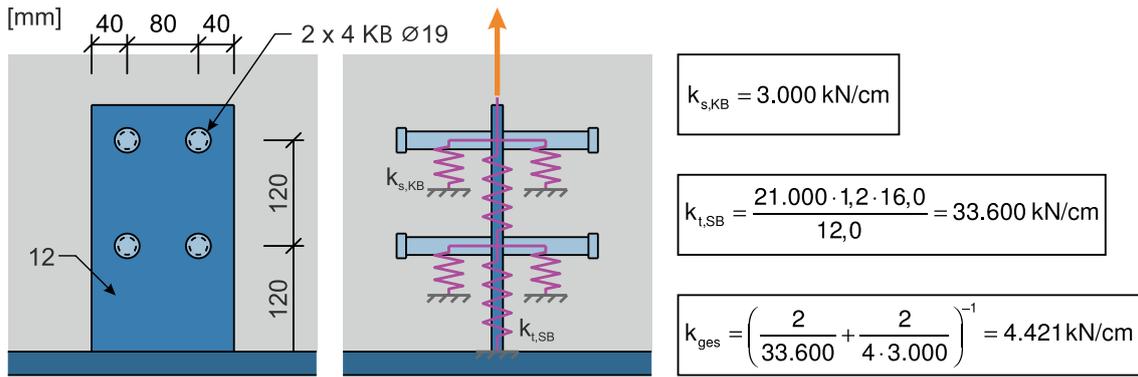


Abbildung 5.10 Modelliertes Stehblech mit liegenden Kopfbolzen inkl. Steifigkeitsberechnung

Die Auswirkungen des Stehblechs sind in Tabelle 5.4 zusammengefasst. In der Tabelle werden die berechneten Ergebnisse der Modelle mit Stehblech angegeben und in Bezug zu den Ergebnissen der Modelle ohne Stehblech gesetzt. Ergänzend werden die beiden Varianten in den abgebildeten Balkendiagrammen grafisch verglichen.

Tabelle 5.4 Ergebnisvergleich der Berechnungen mit und ohne Stehblech

			MC25	MC42	MC44
φ ₁	[mrad]		0,265	0,285	0,177
	[-]	SB/0 ^a	0,89	0,91	0,96
φ ₂	[mrad]		-0,396	-0,418	-0,265
	[-]	SB/0 ^a	0,98	1,00	0,99
σ _{HS,1}	[MPa]		32,3	26,69	17,03
	[-]	SB/0 ^a	0,72	0,80	0,87
σ _{HS,2}	[MPa]		-77,18	-50,41	-32,19
	[-]	SB/0 ^a	1,00	1,00	1,00
F _{z,max,1} ^b	[kN]		20,58	20,21	12,37
	[-]	SB/0 ^a	7,20	4,77	5,94
M _{QR,1}	[kNcm]		1.455,8	1.138,1	1.115,3
	[-]	SB/0 ^a	1,58	1,62	1,30
M _{QR,2}	[kNcm]		-3.976,0	-3.686,5	-4.035,7
	[-]	SB/0 ^a	1,01	1,00	1,01
Anmerkungen:					
1;2 Laststellung 1; Laststellung 2					
^a Verhältnswert Ergebnis mit Stehblech / Ergebnis ohne Stehblech					
^b maximale Zugkraft in der Verbundfuge (von Kopfbolzen oder Stehblech)					

Zunächst fällt auf, dass sich für LS 2 keine signifikanten Änderungen durch das modellierte Stehblech ergeben. Sowohl die Werte für den Drehwinkel, als auch für die Druck-

spannungen am Querrahmengurt und das Anschlussmoment sind nahezu identisch mit der Berechnung ohne Stehblech. Da, wie bereits erläutert, die Beanspruchung des Anschlusses für diese Laststellung insbesondere von der Auflagerkraft dominiert wird, ist die zusätzliche Steifigkeit des Stehblechs über dem Hauptträgersteg nicht relevant.

Demgegenüber ist für LS 1 ein Einfluss festzustellen, welcher die bei den Bauteilversuchen gemachten Beobachtungen bestätigt. Durch die Stehblechsteifigkeit über dem Querrahmengurt vergrößert sich das Anschlussmoment um durchschnittlich ca. 50 % und die Spannungskonzentrationen an den Kanten des Querrahmengurts werden um etwa 20 % abgebaut. Die maximal berechnete Zugkraft in der Verbundfuge steigt aufgrund des Verhältnisses der Zugsteifigkeiten von Stehblech und Kopfbolzen weiterhin sehr deutlich auf durchschnittlich den 6-fachen Wert an. Im Gegensatz dazu reduziert sich der Drehwinkel der Fahrbahnplatte bei LS 1 lediglich um ca. 8 %. Die Ergebnisse können dahingehend interpretiert werden, dass die Fahrbahnplatte aufgrund ihrer hohen Biegesteifigkeit unbeeinflusst von der Steifigkeit der Verbundfuge über den Hauptträgersteg abrollt. Die Zugelemente (Stehblech und Kopfbolzen) werden infolge der Verformungsdifferenz innerhalb der Verbundfuge entsprechend ihrer Zugsteifigkeit beansprucht. Durch die Anordnung des Stehblechs genau in der Querrahmenachse mittig über dem Querrahmengurt wird die Beanspruchung der freien Blechkanten reduziert.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass ein Stehblech nicht geeignet ist, um die Ermüdungsbeanspruchung am Querrahmengurt wesentlich zu verringern. Durch diese Maßnahme fallen zwar die Strukturspannungen für die kragarmseitige Belastungen um ca. 20 % geringer aus. Wie bereits erläutert, beträgt deren Anteil an der ermüdungsrelevanten Spannungsschwingbreite im Mittel jedoch nur 37,2 %. Da sich die Druckspannungen durch das Stehblech nicht ändern, beträgt die effektive Reduktion der Schwingbreite somit lediglich ca. 7,4 %. Ob dieser geringe Effekt den Mehraufwand bei der Brückenherstellung – zusätzliche Schweißarbeiten, Einbau von Rückhängebewehrung, Störstelle für die Bewehrungsführung etc. – rechtfertigt, ist fraglich.

5.4.2 Übergangsradien (ÜR) am Querrahmengurtanschluss

Analog zur Vorgehensweise bei den Untersuchungen zum Stehblech mit liegenden Kopfbolzen wird auch der Einfluss von Übergangsradien am Querrahmengurtanschluss durch Modifikation von drei Modellen untersucht. Sämtliche Querrahmenanschlüsse der Modelle MC25, MC34 und MC42, welche die größte Ermüdungsbeanspruchung des Querrahmengurts aufweisen, werden mit Übergangsradien ausgestattet, wobei jeweils ein Radius von 150 mm modelliert wird. Dies stellt den Mindestwert dar, um in die Kerbfallklassifizierung von prEN 1993-1-9 [26] eingestuft werden zu können (Tab. 10.4, Kerbfall 24, FAT71). Die bis dato noch nicht eingeführte Revision der EN 1993-1-9 [25]

wird an dieser Stelle als Quelle aufgeführt, da diese für das betroffene Kerbdetail eine konservativere Wöhlerlinienzuordnung vorsieht als die derzeit gültige Fassung der Norm. Weiterhin ist zu beachten, dass sich der angegebene Kerbfall auf die Nennspannungen im ungestörten Blechbereich ohne Radius bezieht, weshalb für die Bewertung der Modelle zusätzlich die gemittelten Normalspannungen des Querrahmengurts im Schnitt zum beginnenden Übergangsradius erfasst werden. Eine entsprechende Markierung des beschriebenen Schnitts ist in Abbildung 5.11 angegeben, in welcher exemplarisch für Modell MC25 die Auswirkungen der Übergangsradien auf die lokale Spannungsverteilung dargestellt sind.

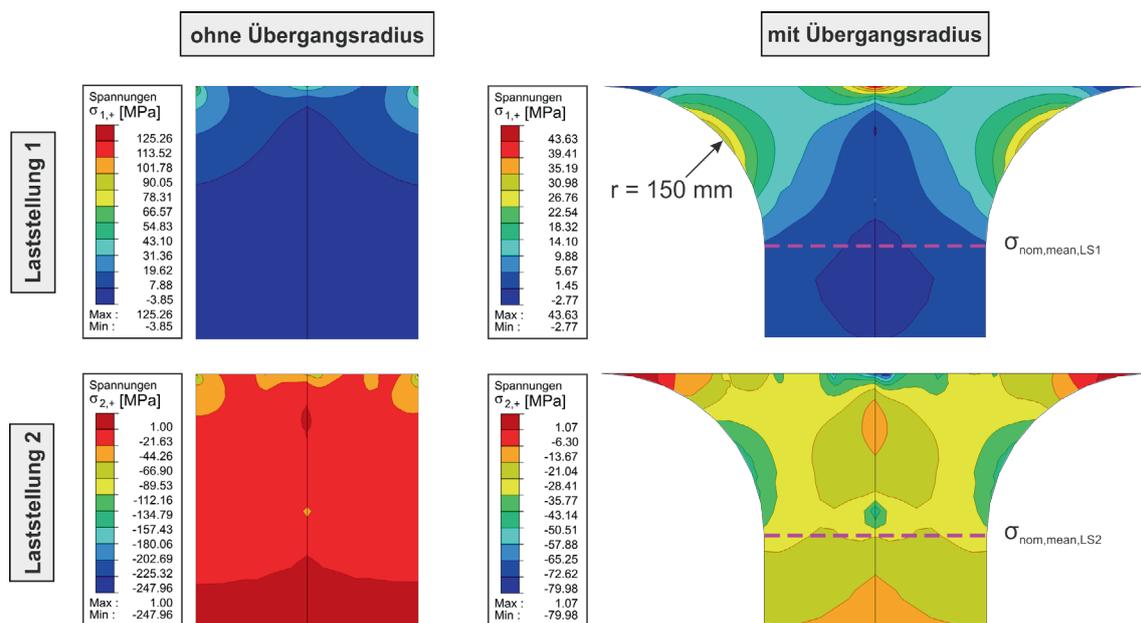


Abbildung 5.11 Spannungsverläufe mit und ohne Übergangsradius am Querrahmengurt beispielhaft für Modell MC25

Des Weiteren zeigt sich in den Spannungsplots mit Übergangsradius, dass sich in der Mitte des Querrahmengurts für beide Laststellungen eine Spannungsspitze ausbildet. Im Gegensatz dazu wurden im zugehörigen Bauteilversuch Setup 2 in diesem Bereich sowohl numerisch als auch per DMS relativ geringe Druckspannungen ermittelt. Der Unterschied wird darauf zurückgeführt, dass bei den Versuchen die Beanspruchung im Wesentlichen aus dem aufgetragenen Biegemoment resultiert, während bei der Berücksichtigung des gesamten Quersystems der Fahrbahnplattendrehwinkel und damit die Verformung des Hauptträgergurts die maßgebende Beanspruchungsgröße darstellt. Um das resultierende Spannungsniveau infolge der Übergangsradien beurteilen zu können, werden bei der Auswertung in Tabelle 5.5 die Strukturspannungen in der Mitte des Querrahmengurts mit den Spannungsspitzen an den Gurtkanten der Modelle ohne Übergangsradien verglichen.

Tabelle 5.5 Ergebnisvergleich der Berechnungen mit und ohne Übergangsradien

			MC25	MC34	MC42
φ_1	[mrad]		0,293	0,295	0,307
	[-]	ÜR/0 ^a	0,98	0,98	0,98
φ_2	[mrad]		-0,397	-0,402	-0,414
	[-]	ÜR/0 ^a	0,98	0,99	0,99
$\sigma_{HS,1}$	[MPa]		20,02	20,02	14,86
	[-]	ÜR/0 ^a	0,45	0,50	0,45
$\sigma_{HS,2}$	[MPa]		-40,54	-40,69	-33,74
	[-]	ÜR/0 ^a	0,52	0,60	0,67
$F_{z,max,1}$	[kN]		2,699	3,733	4,042
	[-]	ÜR/0 ^a	0,94	0,96	0,95
$\sigma_{nom,mean}$	[MPa]	LS1	2,35	4,50	2,91
	[MPa]	LS2	-29,42	-28,95	-18,27

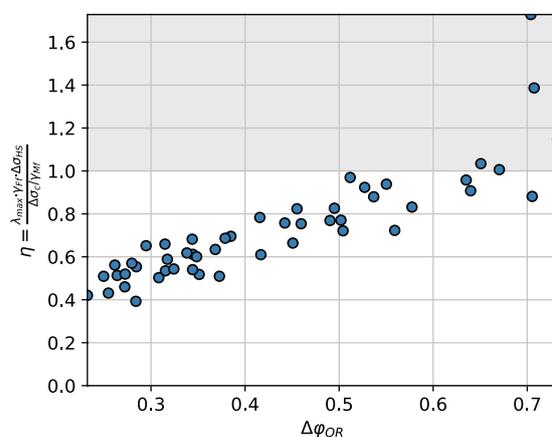
Anmerkungen:
_{1;2} Laststellung 1; Laststellung 2
^a Verhältniswert Ergebnis mit Übergangsradius / Ergebnis ohne Übergangsradius

An dieser Stelle sei angemerkt, dass die Spannungsspitzen in der Blechmitte potenziell auch aus dem ohne Freischnitt an den Querrahmengurt angeschlossenen Querrahmensteg resultieren können. Da dieser jedoch in der Regel vorgesehen wird, um einen Drei-Blech-Stoß zu vermeiden, wäre die identifizierte Spannungsspitze nur im numerischen Modell und nicht im realen Tragwerk vorhanden. Vergleichsrechnungen an Modellen mit einem solchen Freischnitt zeigen jedoch, dass dieser keinen nennenswerten Einfluss auf das Spannungsbild am Querrahmengurt hat und sich auch hier die identifizierte Spannungsspitze in der Blechmitte erkennen lässt.

Die Ergebnisse zeigen, dass durch die Übergangsradien eine deutliche Reduktion des Spannungsniveaus im Hot-Spot erreicht werden kann. Während die Drehwinkel und die maximalen Zugkräfte nahezu unverändert bleiben, werden die ermittelten Strukturspannungen bei LS 1 um durchschnittlich 53 % und bei LS 2 um 40 % reduziert. Wird diese Abminderung der Spannungen vereinfachend auf alle Modelle übertragen – eine manuelle Anpassung aller Modelle, wäre nicht verhältnismäßig –, so zeigt sich im Ermüdungsnachweis (vgl. Abbildung 5.12) ein deutlich moderateres Bild als in Abbildung 5.9, welches die Ausnutzungsgrade der Modelle ohne Übergangsradien wiedergibt. Zwar gelingt der Nachweis bei fünf Modellen weiterhin nicht. Für alle anderen Modelle

können hingegen Ausnutzungsgrade kleiner als 1,0 berechnet werden, wodurch der Anteil der Modelle auf der nicht-konservativen Seite bei 10 % liegt. Die Nachweise der Nennspannungen werden ebenfalls in Abbildung 5.12 geführt. Die Modelle MC25 und MC34 überschreiten die theoretische Lebensdauer von 2×10^6 Schwingspielen, wohingegen MC42 den Nachweis mit einer Ausnutzung von 76 % einhält. Da die drei Modelle mit der größten Spannungsschwingbreite am Anschluss betrachtet werden, ist nicht davon auszugehen, dass bei den anderen Konfigurationen wesentlich ungünstigere Ausnutzungsgrade ermittelt werden, obwohl unterschiedliche Werte für λ vorliegen. Der Anteil der Modelle auf der nicht-konservativen Seite liegt demnach bei 4 %. Da die Spannungen allerdings zu mehr als 75 % im Druckbereich liegen, erscheint ein Ermüdungsversagen infolge der Nennspannungen unwahrscheinlich.

Nachweis Strukturspannungen



Nachweis Nennspannungen

MC25:

$$\frac{\lambda_{\max} \cdot \gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} = \frac{2,228 \cdot 1,0 \cdot 31,77}{71 / 1,15} = 1,15$$

MC34:

$$= \frac{2,035 \cdot 1,0 \cdot 33,45}{71 / 1,15} = 1,10$$

MC42:

$$= \frac{2,175 \cdot 1,0 \cdot 21,18}{71 / 1,15} = 0,75$$

Abbildung 5.12 Ermüdungsnachweise zum Querrahmenanschluss mit Übergangsradien

Der positiven, spannungsreduzierenden Wirkung der Übergangsradien stehen auch einige kritische Punkte gegenüber, welche vor allem für die Fertigung des stählernen Hohlkastens relevant sind. Zum einen entstehen beim Zuschnitt der Radien Restbereiche im Grundblech, welche eine sehr sorgfältige Verschnittplanung erfordern. Zum anderen vergrößert sich die zu verschweißende Gurtlänge pro Querrahmenanschluss um 300 mm, woraus zusätzliches Schweißnahtvolumen einzubringen ist. Darüber hinaus ergibt sich ein erhöhter Nachbearbeitungsaufwand, da der kerbfreie Übergang der Radien an den Hauptträgergurt umfangreiche Schleifarbeiten erfordert.

5.4.3 Anschlussschwächungen (AS)

Das Ziel einer Schwächung des Querrahmenanschlusses ist die Reduktion der Anschlusssteifigkeit, sodass die Fahrbahnplatte möglichst ungestört über den Hauptträgersteg abrollen kann. Bei den Bauteilversuchen wurde dieses Prinzip mit den Setups 3 (ohne Anschluss QRG) und 4 (kreisförmiger Ausschnitt) verfolgt. Bei deren Prüfung zeigte sich zwar, dass durch die getroffenen Maßnahmen die Anschlusssteifigkeit

reduziert werden konnte (vgl. Abbildung 4.8). Bezogen auf den einwirkenden Drehwinkel konnte jedoch ein deutlich höheres Spannungsniveau im verbleibenden Querschnitt festgestellt werden (vgl. Abbildung 4.9). Da die Ergebnisse der Parameterstudie zeigen, dass der Fahrbahnplattendrehwinkel kaum von der Steifigkeit des angeschlossenen Querschnitts beeinflusst wird, liegt die Schlussfolgerung nahe, dass sich ein signifikantes Schwingenspiel am geschwächten Querschnitt ermitteln lässt. Um diese These zu überprüfen, werden am Modell MC25, welches die größte Spannungsschwingbreite aufweist, drei verschiedene Varianten möglicher Anschlusschwächungen (AS) modelliert und berechnet. Die berechneten Ergebnisse werden anschließend mit denen des ungestörten Modells verglichen und diskutiert.

Bei AS 1 wird die Schwächung durch einen Freischnitt in Verlängerung des Knotenblechs der Verbandsdiagonalen untersucht (analog Setup 4). AS 2 unterscheidet sich von AS 1 dadurch, dass nur der Querrahmengurt nicht mit dem Hauptträgersteg verbunden wird – der Querrahmensteg bleibt ungeschwächt (analog Setup 3). AS 3 wird zunächst analog zu AS 2 modelliert. Für einen möglichst weichen Spannungsübergang zwischen Hauptträgergurt und Querrahmensteg, wird jedoch zusätzlich ein konkaver Freischnitt im Querrahmensteg mit einem Radius von $R = 70$ mm berücksichtigt. In Abbildung 5.13 sind die ermittelten Spannungsverläufe der untersuchten Varianten für den belasteten Querrahmen dargestellt.

An dieser Stelle sei der ergänzende Hinweis gegeben, dass eine maximale Querrahmenschwächung auf den reinen Hauptträgersteg keine relevante Alternative darstellt. Um die profilverformenden Kräfte durch den Querrahmen aufzunehmen, ist eine querkrafttragfähige Verbindung zwischen Stahlhohlkasten und Fahrbahnplatte erforderlich. Daher ist stets eine Mindesthöhe des Querrahmenstegs anzuschließen.

Für die Varianten AS 1 und AS 2 werden insbesondere für LS 2 deutliche Spannungsspitzen ermittelt, welche jedoch lokal auf die Spitze des Querrahmenstegs begrenzt sind und im weiteren Verlauf des Blechs schnell abklingen. Wie bereits bei den Erläuterungen zum Bauteilversuch am Setup 4 herausgearbeitet, zeigt der steile Spannungsgradient die deutliche Kerbschärfe der untersuchten Anschlusschwächungen. Bei AS 3 liegen das Maximum (LS 1) und das Minimum (LS 2) der Hauptspannungen im Bereich des Radius vom Querrahmensteg. Die Extrema liegen jedoch an unterschiedlichen Stellen, weshalb die maßgebende Spannungsschwingbreite an einem etwa mittig dazwischen liegenden Punkt ermittelt wird (vgl. Abbildung 5.13).

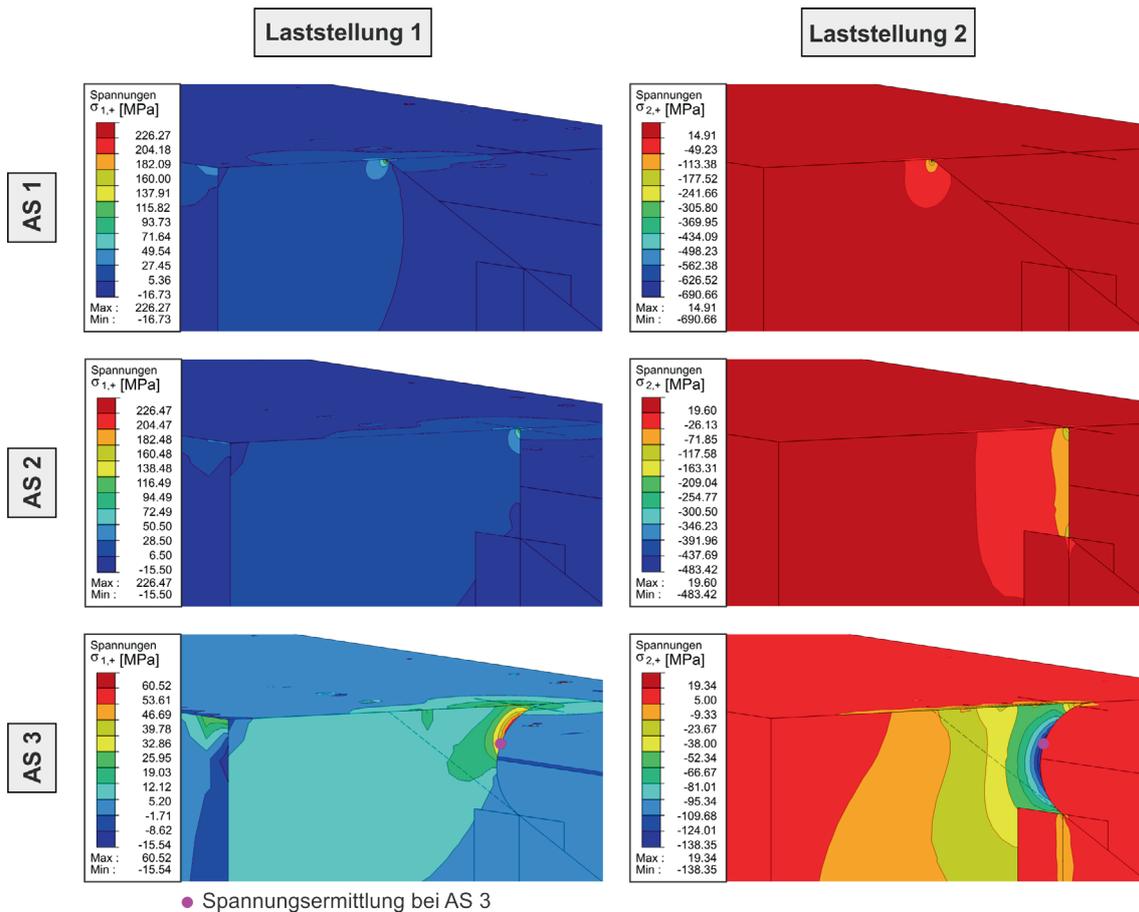
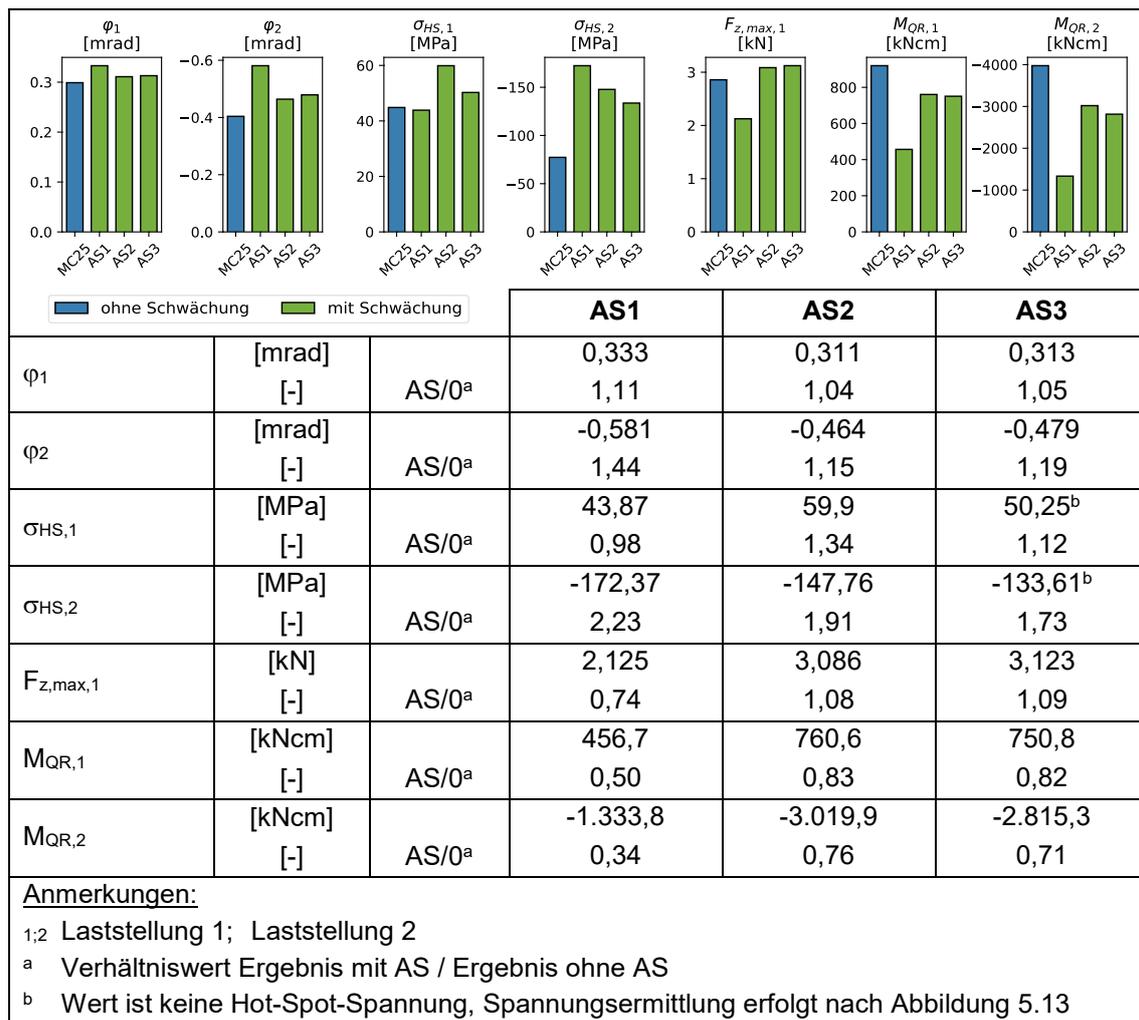


Abbildung 5.13 Hauptspannungsverläufe der untersuchten Varianten einer Anschlusschwächung am belasteten Querrahmen von Modell MC25

Eine Gegenüberstellung der ermittelten Spannungen und weiterer Ergebnisgrößen zu denen der ungeschwächten Modelle ist in Tabelle 5.6 dargestellt. Die Strukturspannungsermittlung der Varianten AS 1 und AS 2 erfolgt analog zu den Ausführungen in Kapitel 5.1.2 im Querrahmensteg mit einem vertikalen Abstand von 0,65t von der Blechspitze.

Der Vergleich mit dem ungeschwächten Modell zeigt zunächst, dass das Ziel der Reduzierung der Anschlusssteifigkeit erreicht wurde. Auf der einen Seite nimmt der Drehwinkel bei allen Varianten für beide Laststellungen betragsmäßig zu und auf der anderen Seite fällt das ermittelte Anschlussmoment ab. Dies zeigt die verringerte Steifigkeit der drehelastischen Einspannung. Erwartungsgemäß ist die Steifigkeitsabnahme bei AS 1 am deutlichsten, da hier die Schwächung des Anschlusses am ausgeprägtesten ist. Während die Vergrößerung des Fahrbahnplattendrehwinkels insbesondere bei LS 1 nur moderat ausfällt – maximal ca. 11 % bei AS 1 –, ist die Reduktion des Querrahmenmoments bei gleicher Laststellung mit bis zu ca. 50 % merklich größer. Diese Charakteristik ist auch bei LS 2 zu beobachten, wobei hier sowohl die Drehwinkelvergrößerung als auch die Momentenreduktion noch signifikanter ausfallen als bei LS 1.

Tabelle 5.6 Ergebnisvergleich der Berechnungen mit und ohne Anschlusschwächung

Wie zuvor prognostiziert, wird das Spannungsniveau durch die geringere Anschlusssteifigkeit nicht reduziert. Vielmehr erhöht sich die einwirkende Spannungsschwingbreite bei AS 1 und AS 2 um mehr als 70 %. Auch bei AS 3 vergrößert sich die ermittelte Spannungsschwingbreite um ca. 51 %. Diese Zusatzbeanspruchung wirkt sich negativ auf den Ermüdungsnachweis aus, welcher bereits beim ungeschwächten Modell schon nicht erfüllt ist. Es zeigt sich also, dass die untersuchten Anschlusschwächungen nicht zielführend sind, um die Ermüdungssicherheit des Details zu erhöhen. Da letztlich der Drehwinkel und nicht das Anschlussmoment die maßgebende Einwirkung darstellt, führt die reduzierte Steifigkeit nicht zu einer Verringerung der Ermüdungsbeanspruchung. Im Gegenteil wird der Drehwinkel geringfügig, die Kerbschärfe des Details jedoch maßgeblich vergrößert. Dies ist insbesondere für aufgetretene Schadensfälle eine wichtige Erkenntnis. Denn eine naheliegende Sanierungsmaßnahme wäre die nachträgliche Anschlusschwächung durch einen Freischnitt, um den Querrahmenanschluss entsprechend seiner Berechnungsannahme möglichst gelenkig zu gestalten. Die obigen Ausführungen zeigen jedoch, dass diese Maßnahme kontraproduktiv ist.

5.5 Anmerkung zur Rissbildung im Beton

Sowohl für den Stahl als auch für den Beton wird bei den Berechnungen ein linear elastisches Materialverhalten angenommen. Eine potenzielle Rissbildung in Querrichtung der Fahrbahnplatte wird im Modell nicht abgebildet. Demnach wird der Steifigkeitsabfall infolge des Übergangs von Zustand I zu Zustand II nicht explizit berücksichtigt, obwohl aus einer verminderten Steifigkeit theoretisch ein größerer Fahrbahnplattendrehwinkel resultieren würde. Da die Fahrbahnplattendicke jedoch als Parameter bei den Berechnungen eingeht, ist der Einfluss einer variierenden Plattensteifigkeit über dem Querrahmenanschluss abgedeckt. Der Effekt der Rissbildung im Beton wird somit indirekt erfasst.

5.6 Zwischenfazit: Numerische Parameterstudie

Die Ausführungen zur durchgeführten numerischen Parameterstudie erlauben eine statistisch abgesicherte Analyse des Querrahmenanschlusses. Die Berechnung von 50 verschiedenen Modellen eines parametrisierten Querschnitts nach dem Prinzip der Monte-Carlo-Simulation liefert wichtige Erkenntnisse bezüglich der Ermüdungsbeanspruchung der maßgeblichen Einzelkomponenten unter Berücksichtigung der gesamten Quersystemsteifigkeit. Nachfolgend werden die wichtigsten Erkenntnisse stichpunktartig zusammengefasst:

- Der Fahrbahnplattendrehwinkel – im Zuge der Untersuchungen über die Fahrbahnplattendicke variiert – ist die bestimmende Einwirkungsgröße für den Querrahmenanschluss. Kein anderer Parameter beeinflusst die Spannungen in gleichem Maße. Lediglich der Einfluss der Stahlhohlkastenhöhe ist noch erwähnenswert.
- Für eine kragarmseitige Belastung lässt sich kein sinnvoller Zusammenhang zwischen Nenn- und Strukturspannungen ableiten. Da die Spannungen weniger vom Anschlussmoment als vom Drehwinkel abhängen, streuen die Kerbfaktoren sehr stark ohne erkennbaren Zusammenhang. Ein Bemessungskonzept auf der Basis von (modifizierten) Nennspannungen erscheint daher nicht zielführend.
- Die ermittelten Zugkräfte der Kopfbolzendübel infolge des Anschlussmoments liegen auf einem vernachlässigbaren Niveau und sind unkritisch für die Dauerhaftigkeit.
- Für die Strukturspannungen am Querrahmengurt wurden infolge der aufgebrachten Belastung kritische Spannungsschwingbreiten ermittelt, welche dazu führen, dass für den überwiegenden Teil der Modelle der Ermüdungsnachweis nach jetzigem Stand der Normung nicht erfüllt ist.

- Der Anteil der Modelle, bei denen der Nachweis gelingt, kann durch Berücksichtigung der Mittelspannung über Ansätze aus der Literatur erhöht werden, da die Spannungsschwingbreiten zu ca. 67 % aus Druckspannungen infolge LS 2 resultieren.
- Stehbleche mit liegenden Kopfbolzen sind geeignet, um die Anschlusssteifigkeit zu erhöhen. Da sich der Drehwinkel durch die zusätzliche Steifigkeit nicht wesentlich ändert, reduziert sich die ermittelte Spannungsschwingbreite nicht maßgeblich.
- Übergangsradien am Anschluss des Querrahmengurts sind eine wirkungsvolle Maßnahme, um die Spannungen am Querrahmen zu reduzieren. Ihre Herstellung erfordert jedoch einen erhöhten Fertigungsaufwand.
- Maßnahmen, welche eine Schwächung der Anschlusssteifigkeit vorsehen, um eine möglichst gelenkige Lagerung zwischen Fahrbahnplatte und Querrahmen zu erzielen, können als nicht zielführend eingestuft werden. Das Anschlussmoment kann so zwar verringert werden, die untersuchten Varianten weisen jedoch eine größere Kerbschärfe und damit eine größere Ermüdungsbeanspruchung auf.

6 Bemessungskonzepte

Aus den bisherigen Ergebnissen sollen konkrete Bemessungskonzepte abgeleitet werden, welche eine praktikable und gleichzeitig sichere Bemessung des Querrahmenanschlusses ermöglichen. Dazu werden drei unterschiedliche Konzepte vorgestellt, welche mit zunehmender Komplexität eine immer genauere Analyse des untersuchten Details ermöglichen. Während beim ersten Konzept einfache Konstruktionsempfehlungen gegeben werden, erfolgt beim zweiten Konzept eine explizite Berechnung der auftretenden Spannungen über ein semi-empirisches Modell. Das dritte Konzept sieht eine Berechnung mittels FEM vor, für die konkrete Modellierungshinweise angegeben werden. Unabhängig von der Genauigkeit des Konzepts ermöglichen alle drei Varianten eine ermüdungssichere Auslegung des Querrahmenanschlusses.

6.1 Konstruktionsempfehlungen

6.1.1 Empfehlungen für Neuplanungen

Konzept

Die Erarbeitung von Konstruktionsempfehlungen, welche eine gelenkige Bemessungsannahme für den Querrahmenanschluss bei gleichzeitiger Sicherheit im Grenzzustand der Ermüdung erlauben, ist ein primäres Ziel der vorliegenden Arbeit. Dieses Vorgehen stellt bereits die gängige Praxis bei der Neuplanung von Verbundbrücken dar, da durch die Annahme einer gelenkigen Lagerung eine entkoppelte Berechnung von Fahrbahnplatte und Quersystem möglich ist. Die Grundlage für die Bemessungsannahme sind die konstruktiven Mindestanforderungen an die Anschlussausbildung nach EN 1994-2/NA [30], welche sich auch für die Fertigung als praktikabel erwiesen haben. Um die Ergebnisse möglichst zielgerichtet in bestehende Planungs- und Ausführungsprozesse zu integrieren, werden die Mindestanforderung nach EN 1994-2/NA [30] somit aufgegriffen und um weitere Empfehlungen ergänzt, welche die Ermüdungssicherheit des Details gewährleisten.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass die Ermüdungsbeanspruchung am Querrahmenanschluss im Wesentlichen aus geometrischen Verträglichkeitsgründen infolge des Drehwinkels der Fahrbahnplatte resultiert. Dieser hängt unmittelbar von der Schlankheit der Fahrbahnplatte λ_{FBP} ab, weshalb im Folgenden ein Kriterium zur Begrenzung der Fahrbahnplattenschlankheit abgeleitet wird. Da weiterhin die Stahlhohlkastenlänge h_{HK} bei den durchgeführten Untersuchungen eine gewisse Bedeutung für das Beanspruchungsniveau am Querrahmenanschluss gezeigt hat, wird die Grenزشlankheit der

Fahrbahnplatte in Abhängigkeit zur Schlankheit des Querrahmenstiels definiert, welche im Folgenden auch als Querrahmenschlankheit λ_{QR} bezeichnet wird.

Herleitung

Um ein konkretes Grenzkriterium zu entwickeln, werden die in Abbildung 5.9 dargestellten Ausnutzungsgrade (ohne Mittelspannungseinfluss) analysiert, wobei diese hier in Abhängigkeit der Fahrbahnplattenschlankheit betrachtet werden. Zunächst werden die Daten hinsichtlich verschiedener Werte für λ_{QR} gefiltert, sodass die jeweils betrachtete Schlankheit λ_{QR} den unteren Grenzwert einer Auswahlgruppe definiert. In Abbildung 6.1 a) und b) werden beispielhaft die so erzeugten Auswahlgruppen für $\lambda_{QR} \geq 7,5$ und $\lambda_{QR} \geq 10,0$ über grüne Quadrate dargestellt.

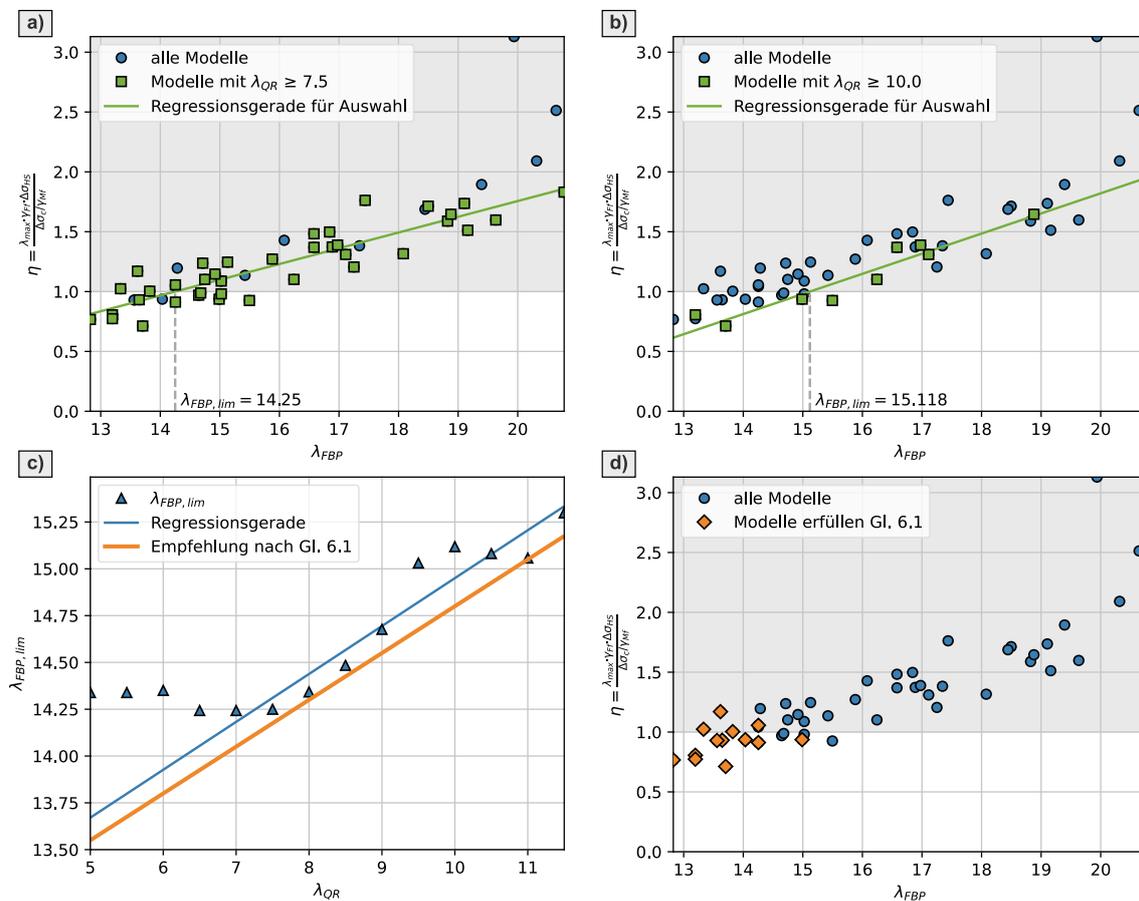


Abbildung 6.1 Entwicklung einer Konstruktionsempfehlung zur Ausbildung des Querrahmenanschlusses

a) Ermittlung der Grenzschlankheit für Auswahlgruppe $\lambda_{QR} \geq 7,5$;

b) Ermittlung der Grenzschlankheit für Auswahlgruppe $\lambda_{QR} \geq 10,0$

c) Ableitung eines Kriteriums zur Begrenzung von λ_{FBP} ;

d) Auswertung der Modelle, welche das aufgestellte Kriterium erfüllen

Anschließend wird für die jeweilige Auswahlgruppe eine lineare Regressionsgerade bestimmt und die Grenzschlankheit $\lambda_{FBP,lim}$ ermittelt, welche sich mit der Regressionsgeraden für einen Ausnutzungsgrad von 1,0 ergibt. Zur Auswertung der so ermittelten Grenzschlankheiten werden diese weiterhin gegenüber der jeweils zugehörigen Quer-

rahmenschlankheit aufgetragen, wobei sich der in Abbildung 6.1 c) dargestellte Zusammenhang ergibt. Dieser kann näherungsweise mit einem bilinearen Verlauf beschrieben werden. Für $5 \leq \lambda_{QR} < 7$ weisen die Grenzschlankheiten einen horizontalen Verlauf auf, während im Bereich von $7 \leq \lambda_{QR} \leq 11,5$ ein linearer Zusammenhang vorliegt. Für den letztgenannten Bereich lässt sich folgende Beziehung aufstellen:

$$\lambda_{\text{FBP,lim}} = 0,25 \cdot \lambda_{\text{QR}} + 12,35 \quad (6.1)$$

mit: $\lambda_{\text{FBP,lim}}$ Grenzwert der Fahrbahnplattenschlankheit [-]

$$\text{mit: } \lambda_{\text{FBP}} = l_{\text{HK}} / t_{\text{FBP}}$$

l_{HK} Stützweite der Fahrbahnplatte zwischen den Hauptträgerstegen

t_{FBP} Dicke der Fahrbahnplatte am Hauptträgersteg

λ_{QR} Querrahmenschlankheit [-]

$$\text{mit: } \lambda_{\text{QR}} = h_{\text{HK}} / h_{\text{QR}}, \text{ wobei } \lambda_{\text{QR}} \in [5; 11,5]$$

h_{HK} Höhe des Stahlhohlkastens

h_{QR} Höhe des Querrahmens am Anschluss zum Hauptträgerobergurt

Der annähernd horizontale Verlauf der Grenzschlankheiten im Bereich $5 \leq \lambda_{QR} < 7$ ist eine Folge der gewählten Auswertemethode. In diesem Bereich sind die in der jeweiligen Auswahlgruppe enthaltenen Modelle repräsentativ für den gesamten Modellumfang, weshalb sich eine nahezu konstante Grenzschlankheit von ca. 14,34 ergibt. Da jedoch in der Parameterstudie insbesondere die Modelle mit einer dünnen Fahrbahnplatte und kleiner Stahlhohlkastenhöhe größere Spannungsschwingbreiten aufweisen, wird auch im Bereich von $5 \leq \lambda_{QR} < 7$ der lineare Zusammenhang aus Gleichung (6.1) und nicht der horizontal abknickende Verlauf angenommen.

Abschließend werden die Modelle anhand der aufgestellten Gleichung evaluiert. In Abbildung 6.1 d) sind die Modelle, deren Fahrbahnplattenschlankheit kleiner als die definierte Grenzschlankheit ist, durch orangefarbene Rauten gekennzeichnet. Es zeigt sich, dass bis auf drei Ausnahmen alle Modelle einen Ausnutzungsgrad kleiner als 1,0 aufweisen. Zwar werden so nicht alle Modelle erfasst, bei denen der Ermüdungsnachweis gelingt. Eine liberalere Definition der Grenzschlankheit würde jedoch von deutlich mehr Modellen auf der nicht-konservativen Seite erfüllt. Demgegenüber weisen zwei der drei Modelle, welche das Kriterium der Grenzschlankheit erfüllen und dennoch auf der unsicheren Seite des Nachweises liegen, eine Ausnutzung $< 105\%$ auf. Diese

Grenzwertüberschreitung kann jedoch vor dem Hintergrund der statistischen Streuung der Ergebnisse und ungenutzter Systemreserven akzeptiert werden.

Konstruktionsempfehlungen

Basierend auf der erläuterten Herleitung kann somit die folgende Konstruktionsempfehlung abgeleitet werden:

Konstruktionsempfehlung 1:

Unter der Voraussetzung, dass die konstruktive Ausführung zur Mindestausbildung von Querrahmenanschlüssen entsprechend den Angaben in Abbildung 6.2 eingehalten wird, kann auch im Grenzzustand der Ermüdung von einer gelenkigen Lagerung zwischen Fahrbahnplatte und Querrahmen ausgegangen werden.

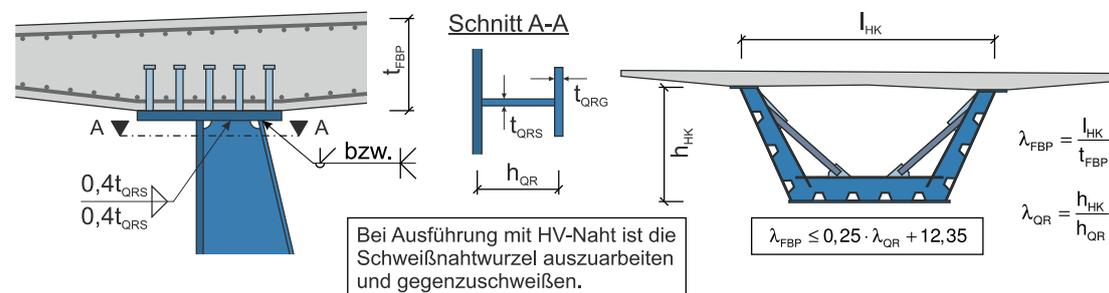


Abbildung 6.2 Grafische Darstellung von Konstruktionsempfehlung 1

An dieser Stelle ist anzumerken, dass das aufgestellte Grenzkriterium an einige Limitierungen bzw. Annahmen gebunden ist, welche nachfolgend stichpunktartig aufgeführt werden:

- Es gilt nur für Straßenbrücken, welche mit dem ELM3 zu berechnen sind. Eisenbahnbrücken oder andere Ermüdungslastmodelle werden nicht abgedeckt.
- Bei der Berechnung wurden die aktuell gültigen Schadensäquivalenzfaktoren nach EN 1993-2 [27] berücksichtigt. Bei wesentlichen Anpassungen dieser Faktoren ist die Gültigkeit der aufgestellten Bedingung erneut zu überprüfen.
- Größere Werte als $\lambda_{QR} = 11,5$ wurden aufgrund der gewählten Wertebereiche für h_{HK} und h_{QR} sowie der stochastischen Verteilung der Parameter nicht untersucht werden. Insbesondere bei in Längsrichtung gevouteten Hohlkästen kann diese Grenze überschritten werden. In diesem Fall ist jedoch die flachste Stelle des Hohlkastens für die Grenزشlankheit der Fahrbahnplatte maßgebend, sofern eine konstante Querrahmenhöhe im Anschlussbereich vorausgesetzt wird.
- Der Kragarm wird an dieser Stelle nicht betrachtet, da dessen Schlankheit üblicherweise durch die Bemessung der Fahrbahnplatte begrenzt ist.

Ein anschauliches Beispiel für die Plausibilität der aufgestellten Bedingung ist der Schadensfall an der Elbebrücke Hohenwarthe (vgl. Heinz [62]). Bei einem Stegabstand

der Hauptträger von 10,5 m und einer Plattendicke von 480 mm im Anschlussbereich, resultiert eine Schlankheit der Fahrbahnplatte von ca. 21,9. Gemäß dem formulierten Grenzkriterium wäre jedoch für die vorhandene Querrahmenschlankheit von bis zu 10,2 lediglich ein Wert von ca. 14,9 zulässig. Diese vereinfachte Betrachtung reicht zwar nicht aus, um sämtliche schadensursächliche Mechanismen in diesem konkreten Fall zu erklären. Das Beispiel zeigt jedoch, dass durch simple Prüfung des Grenzkriteriums abgeschätzt werden kann, ob die Drehwinkel der Fahrbahnplatte im Grenzzustand der Ermüdung in einem verträglichen Bereich liegen.

Aus den in Kapitel 5.4.2 dargestellten Untersuchungen zum Übergangsradius am Querrahmengurtblech lässt sich folgende weitere Empfehlung ableiten:

Konstruktionsempfehlung 2:

Werden Übergangsradien am Anschluss des Querrahmengurts an den Hauptträgergurt mit einem Radius von $R \geq 150$ mm vorgesehen und entsprechend den Angaben in Abbildung 6.3 ausgeführt, kann auch bei größeren λ_{FBP} ebenfalls von einer gelenkigen Lagerung des Querrahmens ausgegangen werden (siehe Abbildung 5.12).

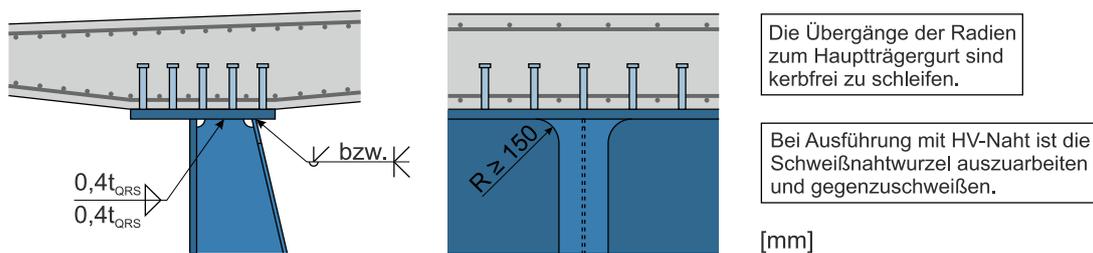


Abbildung 6.3 Grafische Darstellung von Konstruktionsempfehlung 2

Eine weitere Empfehlung, welche sich aus den Beobachtungen in Kapitel 5.4.3 ableiten lässt, enthält keine Angabe zu einer Bemessungsannahme. Dennoch sollte die folgende Empfehlung berücksichtigt werden, um unplanmäßige Spannungsspitzen am Querrahmenanschluss zu vermeiden:

Konstruktionsempfehlung 3:

Bei der konstruktiven Ausführung des Querrahmenanschlusses sind freie Blechkanten in Brückenquerrichtung zu vermeiden. Diese können z. B. aus den Knotenblechen von Verbandsdiagonalen oder durch nicht angeschlossene Querrahmengurte entstehen. Die Spannungsspitzen, welche an derartigen Stellen infolge des Fahrbahnplattendrehwinkels auftreten, weisen eine hohe Kerbschärfe auf und sind daher im Grenzzustand der Ermüdung sehr kritisch zu bewerten.

Anmerkungen

In den Planungshilfen der RE-ING [8] befinden sich ebenfalls Empfehlungen zur Ausführung des Querrahmenanschlusses (vgl. Abbildung 2.6). Da diese anlässlich aufgetretener Schadensfälle erarbeitet und deutlich nach der EN 1994-2/NA [30] veröffentlicht wurden, sind die hier aufgeführten Angaben für den Bereich der Straßenbrücken als Überholung der normativen Vorgaben zu verstehen. Dennoch werden bei der ersten Konstruktionsempfehlung die Mindestanforderungen nach EN 1994-2/NA [30] berücksichtigt, was mit folgenden drei Argumenten begründet wird.

Das erste Argument ist, dass die Planungshilfen der RE-ING [8], wie von deren Autoren in Casper et al. [12] erläutert, unter der Annahme entwickelt wurden, dass das nicht berücksichtigte Anschlussmoment ursächlich für die ermüdungskritischen Spannungsspitzen am Querrahmenanschluss ist. Um das Biegemoment ermüdungssicher in den Anschlussquerschnitt einzuleiten, wurde die konstruktive Ausführung des Anschlusses deutlich verstärkt. Sämtliche Bleche im Anschlussbereich werden mittels einer K-Naht an den Hauptträger angeschlossen. Wie die durchgeführten Untersuchungen zeigen, ist jedoch weniger das Anschlussmoment als der Drehwinkel der Fahrbahnplatte bzw. die damit verbundene Verformung des Hauptträgergurts als Ursache für die Spannungsspitzen zu identifizieren.

Dies führt unmittelbar zum nächsten Argument über, welches die Ausführungskomplexität des verstärkten Anschlusses betrifft. Gegenüber den Vorgaben der RE-ING [8], wo alle Bleche im Anschlussbereich voll anzuschließen sind, weist die Ausführung nach EN 1994-2/NA [30] eine Stumpfnaht lediglich am Querrahmengurt auf. Sowohl der Hauptträger- als auch der Querrahmensteg (nachfolgend zusammengefasst als Stegbleche) werden per Kehlnaht an den Hauptträgergurt angeschlossen. Für die Fertigung stellt dies insbesondere für den Hauptträgersteg einen großen Vorteil dar, da die Halskehlnähte des Hauptträgers mit geringerem Nahtvolumen und ohne aufwendige Nahtvorbereitung durchgeschweißt werden können. Die FE-Berechnungen zeigen weiterhin, dass die beiden Stegbleche im Anschlussbereich nur gering beansprucht werden, sodass die weniger aufwendige Ausführung über Kehlnähte vertretbar ist. Darüber hinaus wird durch die Kehlnähte weniger Wärme und damit weniger Eigenspannung infolge Zwang in den Anschluss eingetragen, was im Hinblick auf die Ermüdung einen weiteren Vorteil darstellt.

Als drittes Argument ist anzuführen, dass es sich bei den Angaben der EN 1994-2/NA [30], welche bereits im DIN-Fachbericht 104 [15] formuliert wurden, um etablierte Regelausführungen handelt, mit denen bereits zahlreiche Brücken realisiert wurden. Da bei einer standardmäßigen Unterdimensionierung der Schweißnaht vermutlich deutlich mehr Schadensfälle bekannt wären, liegt die Schlussfolgerung nahe, dass ein Anschluss

der Stegbleche mittels Kehlnaht grundsätzlich vertretbar ist, sofern der Drehwinkel in einem tolerierbaren Bereich liegt.

Eine Empfehlung aus den Ausführungen der RE-ING [8], welche bei den Konstruktionsempfehlungen 1 und 2 berücksichtigt wurde, ist, dass der Querrahmengurt auch über eine K-Naht an den Hauptträgergurt angeschlossen werden kann. Demgegenüber wird die Möglichkeit eine DHY-Naht zu realisieren ausgeschlossen, was nach den Angaben in EN 1994-2/NA [30] zulässig wäre. Der Grund für diese Anpassung besteht darin, eine potenziell unzureichende Nahtwurzelausbildung mit einer enormen lokalen Kerbschärfe zu vermeiden. Der ohnehin schon steile Spannungsgradient im Bereich der freien Blechkanten würde durch eine unzureichende Durchschweißung noch weiter erhöht. Bei der Ausführung der Schweißnaht als HV-Naht kann ebenfalls von einer sicheren Durchschweißung ausgegangen werden, wenn die Wurzellage von der Gegenseite ausgearbeitet und anschließend gegengeschweißt wird.

Konstruktionsempfehlung 4:

Darüber hinaus sollte die Empfehlung der RE-ING [8] berücksichtigt werden, dass der Querrahmengurt stets am obersten Blech des Hauptträgergurts anzuschließen ist, welches in direktem Kontakt mit der Fahrbahnplatte steht. Die Schweißnaht ist als HV-Naht mit Schweißbadsicherung auszuführen.

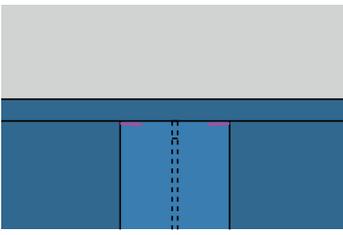
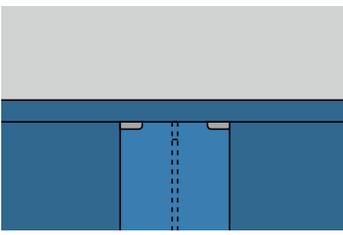
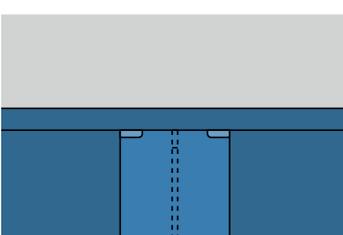
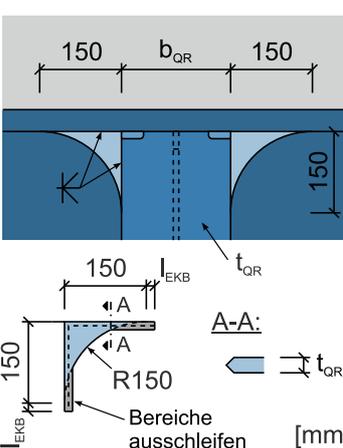
Befinden sich mehrere Gurtlamellen im Anschlussbereich und der Querrahmengurt wird entgegen der Empfehlung am untersten Blech des Lamellenpakets angeschlossen, werden die einzelnen Lamellen bei einem einwirkenden Drehwinkel auseinandergezogen. Dadurch entstehen Zugspannungen an der Wurzel der Längsnähte zwischen den Lamellen. Da dies einen sehr ungünstigen Kerbfall darstellt und unbedingt zu vermeiden ist, wird hier die Angabe der RE-ING [8] als Empfehlung übernommen.

6.1.2 Empfehlungen für Sanierungsmaßnahmen

Die durchgeführten Untersuchungen, aber auch tatsächlich aufgetretene Schadensfälle zeigen, dass unter bestimmten Voraussetzungen trotz normgerechter Ausführung ein Ermüdungsschaden am Querrahmenanschluss auftreten kann. Aufgrund der hohen Kerbschärfe an der Riss Spitze können potenzielle Ermüdungsrissse am Querrahmengurt schnell anwachsen und den Querschnitt des Querrahmens maßgeblich schwächen bzw. in das Grundmaterial des Hauptträgergurts hineinwachsen. Um die Tragfähigkeit nicht zu beeinträchtigen, müssen die festgestellten Schäden zeitnah saniert werden. Nachfolgend wird eine Maßnahme vorgestellt, welche eine Empfehlung zur zielgerichteten Sanierung aufgetretener Schäden anbieten soll.

Als wirkungsvolle Variante zur Reduzierung der Ermüdungsbeanspruchung haben sich Übergangsradien am Anschluss des Querrahmengurts erwiesen. Da diese auch nachträglich am Querrahmengurt angebracht werden können, wird das in Tabelle 6.1 dargestellte und erläuterte Sanierungskonzept vorgeschlagen.

Tabelle 6.1 Konzept zur Sanierung eingetretener Schadensfälle am Querrahmen

	<p>1. Schritt: Schadensfeststellung</p> <ul style="list-style-type: none"> Der Ermüdungsschaden wird identifiziert (i. d. R. im Rahmen einer Brückeninspektion). Ein Gutachter stellt die Schadensursache fest. Die Sanierungsmaßnahme wird festgelegt.
	<p>2. Schritt: Ausschleifen</p> <ul style="list-style-type: none"> Die vorhandenen Risse werden bis zu deren Spitzen ausgeschliffen bzw. ausgefräst. Sofern der Riss das gesamte Blech durchtrennt, wird die ganze Gurtstärke ausgearbeitet. Eine Nahtvorbereitung zum späteren Auffüllen sollte zusätzlich mit ausgearbeitet werden.
	<p>3. Schritt: Auffüllen</p> <ul style="list-style-type: none"> Die ausgeschliffenen Bereiche werden mit einem geeigneten Schweißverfahren aufgefüllt (z. B. MSG). Maßnahmen zur Reduktion der Eigenspannungen sind zu berücksichtigen (z. B. Vorwärmen). Sofern die ganze Gurtstärke ausgearbeitet wird, ist eine Schweißbadsicherung zu verwenden.
	<p>4. Schritt: Übergangsradien</p> <ul style="list-style-type: none"> Am Querrahmengurt werden beidseitig Übergangsradien mit $R = 150$ mm angeschweißt. Die Dicke der Radienbleche ist gleich der Blechdicke des Querrahmengurts zu wählen. Maßnahmen zur Reduktion der Eigenspannungen sind zu berücksichtigen (z. B. Vorwärmen). Um die Nahtenden sicher zu verschweißen, sollten Endkraterbleche (EKB) beim Zuschnitt der Übergangsradien berücksichtigt werden (siehe Skizze links). Nach Abschluss der Schweißarbeiten sind die Übergänge an beiden Enden blecheben bzw. kerbfrei zu schleifen.

Die Ausführungen in Kapitel 5.4.2 zeigen, dass die Ausführung mit Übergangsradien zwei entscheidende Vorteile bietet. Zum einen wird das Spannungsniveau am Querrahmenanschluss deutlich reduziert. Zum anderen verlagert sich der Ort der maximalen Spannung weg von der ursprünglichen Schadensstelle hin zur Mitte des Gurtblechs bzw. in den Bereich der Radien. Dies ist insbesondere vor dem Hintergrund sehr positiv zu bewerten, dass sich an dieser Stelle durch die nachträglichen Schweißarbeiten zwangs-

läufig ein undefinierbarer Eigenspannungszustand ergibt, welcher für die Ermüdungsfestigkeit des Details nicht förderlich ist. Da jedoch durch die Verlagerung der maximalen Spannung an der betreffenden Stelle nur noch sehr geringe Spannungsschwingbreiten vorliegen, verliert der negative Einfluss der Eigenspannungen an Bedeutung. Dennoch sollten bei den Schweißarbeiten Maßnahmen zur Reduktion der Eigenspannungen getroffen werden, wie z. B. das Vorwärmen der Bleche.

Abschließend ist darauf hinzuweisen, dass das vorgestellte Konzept nur als möglicher Vorschlag für zukünftige Schadensfälle zu verstehen ist. Da die tatsächlich realisierte Anschlusskonstruktion des Querrahmens brückenspezifisch ist, können auch andere Mechanismen schadensursächlich sein bzw. Schadensstellen an anderen Stellen des Anschlusses auftreten (z. B. Risse in den Längsnähten von Obergurtlamellen). Zukünftige Schadensfälle erfordern daher eine sorgfältige und sachkundige Begutachtung der betroffenen Anschlusskonstruktion. Es ist stets zuerst die Schadensursache zu klären, bevor eine konkrete Sanierungsmaßnahme unter Abwägung wirtschaftlicher und technischer Gesichtspunkte festgelegt wird. Das erläuterte Konzept wird an dieser Stelle dennoch aufgeführt, da die Ausführungen zur gezielten Schwächung des Querrahmens in Kapitel 5.4.3 zeigen, dass Maßnahmen, welche auf den ersten Blick plausibel erscheinen, sich im Nachhinein als fehlgeleitet und sogar kontraproduktiv herausstellen können.

6.2 Semi-empirischer Ansatz für Standardquerschnitte

Im vorangegangenen Abschnitt wurde ein Bemessungskonzept auf Grundlage einfacher Konstruktionsempfehlungen vorgestellt, welches ohne eine explizite Berechnung des Tragwerks auskommt. Im Gegensatz dazu wird nachfolgend das Konzept eines spannungsbasierten Nachweises für den Querrahmenanschluss vorgestellt. Damit soll eine genauere Analyse des Querrahmenanschlusses ermöglicht werden.

Konzept

Die Berechnung des Quersystems einer Verbundbrücke erfolgt in der Ingenieurpraxis, wie bereits erläutert, an entkoppelten Systemen für die Fahrbahnplatte und den Querrahmen. Dieses Vorgehen setzt jedoch eine gelenkige Lagerung zwischen Fahrbahnplatte und Querrahmen voraus. Wie die durchgeführten Untersuchungen zeigen, bildet diese Berechnungsannahme das Tragverhalten grundsätzlich richtig ab, da nur sehr geringe Biegemomente von der Fahrbahnplatte in den Querrahmen eingeleitet werden. Demgegenüber ist der Fahrbahnplattendrehwinkel die maßgebliche Einwirkungsgröße für die Beanspruchung am Querrahmengurt. Bemessungsrelevanz erhalten die identifizierten Spannungsspitzen jedoch nur im Grenzzustand der Ermüdung. Im Grenzzustand

der Tragfähigkeit ist davon auszugehen, dass diese durch die Ausbildung lokaler plastischer Zonen abgebaut werden.

Eine effiziente Methode der Nachweisführung besteht somit darin, das bestehende Konzept der getrennten Systeme mit einer gelenkigen Berechnungsannahme am Querrahmenanschluss beizubehalten und für den Querrahmengurt einen zusätzlichen Detailnachweis im Grenzzustand der Ermüdung zu führen. Der Fahrbahnplattendrehwinkel am Hauptträgersteg wird als Einwirkungsgröße für den Detailnachweis der Fahrbahnplattenberechnung entnommen. Für die Nachweise der Platte ist ohnehin der Grenzzustand der Ermüdung zu untersuchen und ein entsprechendes Lastmodell (i. d. R. ELM3) in Ansatz zu bringen. Damit sind keine weiteren Berechnungen erforderlich, um die Einwirkung des Detailnachweises zu bestimmen. Da die Steifigkeit der Querrahmen bei der Fahrbahnplattenberechnung normalerweise keine Berücksichtigung findet, wird der tatsächlich vorhandene Drehwinkel tendenziell überschätzt. Demzufolge liefert das erläuterte Vorgehen eine auf der konservativen Seite liegende Einwirkung für den Detailnachweis des Querrahmenanschlusses. Das in Blick genommene Konzept wird in Abbildung 6.4 schematisch zusammengefasst.

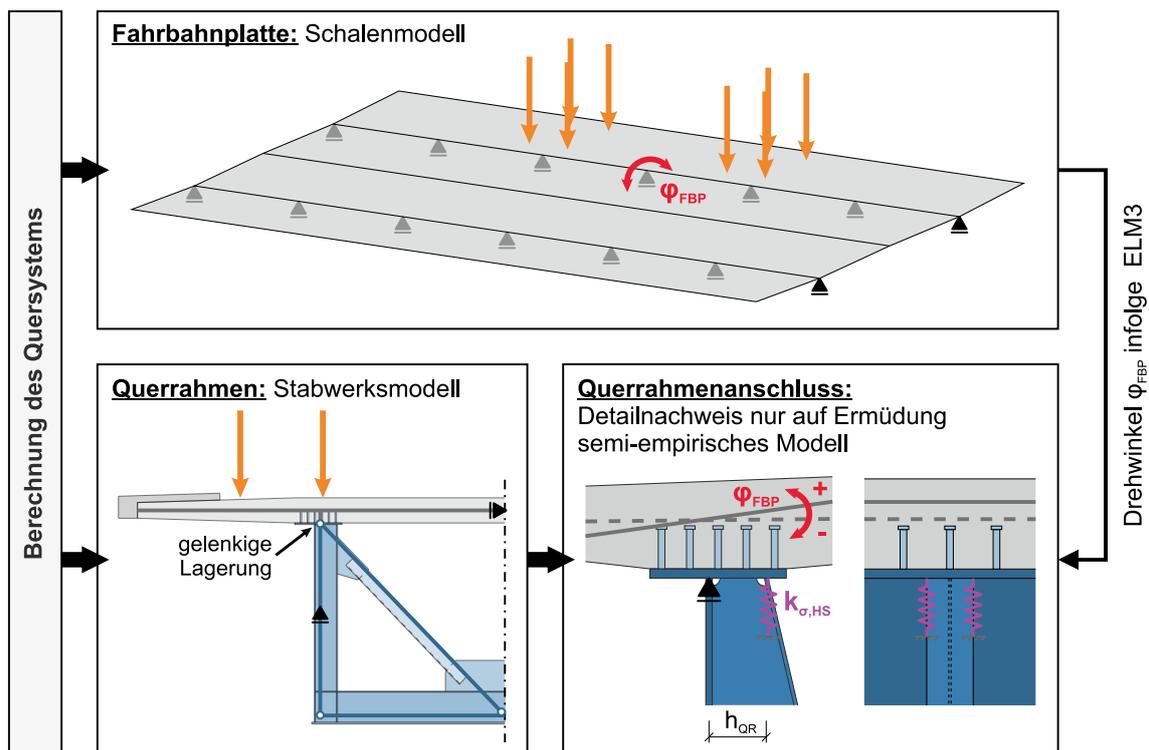


Abbildung 6.4 Konzept zur semi-empirischen Bemessung des Querrahmenanschlusses

Da der Beanspruchungszustand am Querrahmengurt sehr komplex ist und sich aus verschiedenen Anteilen zusammensetzt (siehe hierzu auch Kapitel 5.2.3), konnte kein rein mechanisches Modell gefunden werden, um die maßgebenden Spannungen mit ausreichender Genauigkeit zu ermitteln. Daher wird ein semi-empirischer Ansatz

gewählt, mit dem bei bekanntem Drehwinkel die für den Ermüdungsnachweis maßgebende Strukturspannung ermittelt werden kann.

Herleitung

Das mechanische Grundmodell sieht am Hauptträgersteg ein Festlager vor, welches den Drehpunkt für die Fahrbahnplatte bildet. Jeweils an den Kanten des Querrahmengurtblechs werden Federn vorgesehen, welche bei positivem Drehwinkel gelängt und bei negativem Drehwinkel gestaucht werden. Im Gegensatz zu Federn im klassischen Sinne, welche bei einer Längenänderung eine spezifische Federkraft aufweisen, sind die Federn hier als Spannungsfedern zu verstehen, welche bei einer Längenänderung eine spezifische Federspannung aufweisen. Demnach erzeugt ein negativer Drehwinkel eine Druckspannung und ein positiver Drehwinkel eine Zugspannung in der Feder. Die Größe der Längenänderung ergibt sich aus Gleichung (6.2).

$$\Delta w = \varphi_{\text{FBP}} \cdot h_{\text{QR}} \quad (6.2)$$

mit: φ_{FBP} Drehwinkel der Fahrbahnplatte [rad]
 h_{QR} Höhe des Querrahmens [mm] (siehe Abbildung 6.4)

Die Federsteifigkeit $k_{\sigma, \text{HS}}$, mit welcher die Längenänderung zu multiplizieren ist, um die Spannung zu ermitteln (Gleichung (6.4)) wird empirisch bestimmt. Dazu wird die in Gleichung (6.3) angegebene Ansatzfunktion gewählt und die empirischen Faktoren α_i mittels multipler linearer Regression der Ergebnisse der Parameterstudie (vgl. Kapitel 5) optimiert.

$$k_{\sigma, \text{HS}} = E \cdot \left(\frac{\alpha_1}{h_{\text{HK}}} + \frac{\alpha_2}{t_{\text{HTG}}} + \frac{\alpha_3}{t_{\text{QRG}}} + \frac{\alpha_4}{b_{\text{QRG}}} \right) \quad (6.3)$$

mit: E E-Modul des Baustahls (210.000 MPa)
 α_i empirische Faktoren
 h_{HK} Höhe des Stahlhohlkastens [mm]
 t_{HTG} Dicke des Hauptträgerobergurts [mm]
 t_{QRG} Dicke des Querrahmengurts [mm]
 b_{QRG} Breite des Querrahmengurts [mm]

$$\sigma_{\text{HS}} = \Delta w \cdot k_{\sigma, \text{HS}} = \varphi_{\text{FBP}} \cdot h_{\text{QR}} \cdot E \cdot \left(\frac{\alpha_1}{h_{\text{HK}}} + \frac{\alpha_2}{t_{\text{HTG}}} + \frac{\alpha_3}{t_{\text{QRG}}} + \frac{\alpha_4}{b_{\text{QRG}}} \right) \quad (6.4)$$

Bei der Ermittlung der empirischen Faktoren α_i ist zu berücksichtigen, dass die Federsteifigkeit $k_{\sigma, \text{HS}}$ je nach Vorzeichen des Drehwinkels unterschiedliche Werte annimmt. Für eine Belastung am Kragarm, d. h. bei positivem Drehwinkel, resultieren die Span-

nungen im Wesentlichen aus der Verformung des Hauptträgergurts. Wenn ein negativer Drehwinkel infolge einer Belastung zwischen den Hauptträgerstegen vorliegt, überlagert sich zusätzlich der Anteil aus der Auflagerkraft der Fahrbahnplatte. Da die unterschiedlichen Spannungsanteile in den empirischen Faktoren enthalten sind, werden die optimierten Faktoren α_i differenziert nach einem positiven bzw. negativen Drehwinkel in Abbildung 6.5 angegeben. Weiterhin werden die Spannungen $\sigma_{HS,Modell}$, welche mit den angegebene Faktoren je Modell errechnet werden, mit den korrespondierenden Spannungen aus der Parameterstudie $\sigma_{HS,FEM}$ verglichen. Bei exakter Übereinstimmung würden alle Werte auf der Winkelhalbierenden $\sigma_{HS,Modell} = \sigma_{HS,FEM}$ liegen. Zur übersichtlicheren Darstellung werden die Spannungen betragsmäßig angegeben.

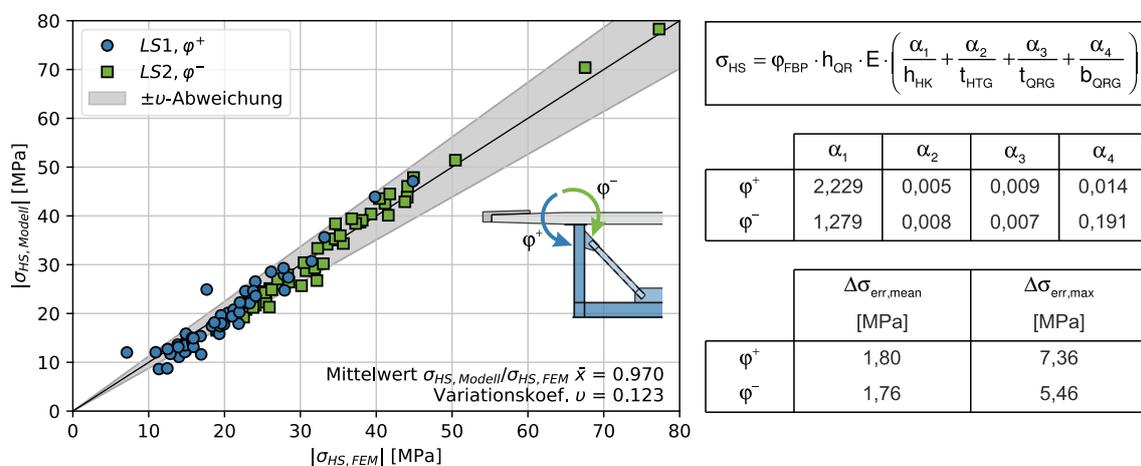


Abbildung 6.5 Optimierung und Auswertung von Gleichung (6.4)

Die unterschiedlichen Größenordnungen der Faktoren α_i ist zum einen auf den unterschiedlichen Einfluss des jeweiligen Parameters zurückzuführen. Andererseits spiegelt sich die Größenordnung der Parameter ebenfalls in den empirischen Faktoren wider. Beispielsweise ist die Stahlhohlkastenlänge viel größer als die Dicke des Querrahmengurts.

Werden die Ergebnisse beider Laststellungen zusammengefasst, so ergibt sich für den Quotienten $\sigma_{HS,Modell}/\sigma_{HS,FEM}$ ein Mittelwert \bar{x} von 0,97 und ein Variationskoeffizient ν von 0,123. Während die mittlere prozentuale Abweichung von 3 % eine akzeptable Abweichung darstellt, deutet der Variationskoeffizient von 12,3 % auf eine gewisse Streuung der Ergebnisse hin. Um diese genauer einordnen zu können, ist daher in der Grafik zusätzlich ein Abweichungsintervall von $\pm\nu$ dargestellt (grau hinterlegter Bereich). Es ist zu erkennen, dass insbesondere kleinere Spannungswerte (< 20 MPa) außerhalb des eingezeichneten Bereichs liegen. Ab ca. 32 MPa liegen alle Spannungswerte innerhalb des Abweichungsintervalls und weisen somit eine geringere Streuung als 12,3 % auf. In der Folge treten größere prozentuale Abweichungen lediglich für kleinere Spannungswerte auf, was den Absolutwert der Abweichung begünstigt. Im Mittel beträgt der

absolute Fehler $\Delta\sigma_{\text{err,mean}}$ aus beiden Laststellungen 1,78 MPa, während ein maximaler Fehler $\Delta\sigma_{\text{err,max}}$ von 7,36 MPa (Ausreißer bei LS 1) ermittelt werden kann.

Insgesamt zeigt sich eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen Modellvorhersage und den numerischen Ergebnissen. Die Gleichung (6.4) kann somit zur Ermittlung der relevanten Spannungen im Querrahmengurtblech verwendet werden. Beim anschließenden Ermüdungsnachweis bzw. bei der durchzuführenden Kerbfallklassifizierung ist zu berücksichtigen, dass mit der aufgestellten Beziehung direkt Strukturspannungen berechnet werden und keine Nennspannungen.

Bemessung

Durch den gewählten Ansatz kann die einwirkende Spannungsschwingbreite am Querrahmengurt als bekannt vorausgesetzt werden. Der Bemessungsablauf kann daher wie folgt durchgeführt werden:

Semi-empirisches Bemessungskonzept:

Der Querrahmenanschluss kann im Grenzzustand der Ermüdung als Detail der Querrahmenbemessung nachgewiesen werden, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- Zwischen Querrahmen und Fahrbahnplatte wird eine gelenkige Lagerung angenommen.
- Der Querrahmenanschluss wird entsprechend Konstruktionsempfehlung 1 ausgeführt. Die Grenzbedingung für die Schlankheit der Fahrbahnplatte muss jedoch nicht erfüllt sein.
- Die Berechnung der Fahrbahnplatte wird anhand eines Schalenmodells durchgeführt, welches in der Hauptträgerstegachse gelenkig, ohne lokale Drehfeder gelagert ist. Das Schalenmodell wird über eine repräsentative Länge in Brückenlängsrichtung modelliert, sodass realistische bzw. konvergente Drehwinkel an den Hauptträgerstegen (Linienlager der Platte) ermittelt werden.

Der Detailnachweis umfasst folgende Schritte:

1. Ermittlung der maßgebenden Auflagerdrehwinkel φ_{FBP} (Drehwinkel am Hauptträgersteg) infolge des ELM3 aus der Fahrbahnplattenbemessung. Dabei ist sowohl die maximal ungünstige Laststellung am Kragarm als auch die maximal ungünstige Laststellung zwischen den Hauptträgerstegen zu untersuchen.
2. Ermittlung der Strukturspannungen am Querrahmengurt mit Gleichung (6.4) und den in Abbildung 6.5 angegeben empirischen Faktoren.
3. Berechnung des maßgebenden Schadensäquivalenzfaktors nach EN 1993-2 [27]. Als kritische Länge L_λ kann der fünffache Querrahmenabstand angesetzt werden.

4. Ermüdungsnachweis nach EN 1993-1-9 [25] unter Berücksichtigung des Kerbfalls FAT100.

An dieser Stelle sei explizit darauf hingewiesen, dass die aufgestellte Gleichung zur Ermittlung der Strukturspannung und damit im Grunde genommen auch das gesamte Bemessungskonzept nur für die untersuchte Standardausführung abgesichert ist. Davon abweichende Ausführungen des Querrahmenanschlusses erfordern zusätzliche Untersuchungen (z. B. FEM-Berechnungen). Streng genommen ist die Anwendbarkeit des Konzepts ebenfalls auf den in der Parameterstudie untersuchten Wertebereich zu beschränken. Da dieser jedoch sehr weit gefasst wurde, wird ein breites Spektrum möglicher Verbundquerschnitte abgedeckt.

6.3 Modellierungsempfehlungen für eine FE-Berechnung

Abschließend soll noch auf die Möglichkeit eingegangen werden, die Bemessung des Querrahmenanschlusses über eine FE-Berechnung durchzuführen. Dieses Bemessungskonzept ist zwar im Vergleich zu den anderen vorgeschlagenen mit dem größten Berechnungsaufwand verbunden. Im Gegenzug werden aber auch die genauesten Ergebnisse erzielt. Als Grundlage für FE-Berechnungen kann die in Kapitel 3.2 erläuterte und in Kapitel 4.3.3 verifizierte Modellierung verwendet werden. Da diese in der vorliegenden Arbeit mehrfach erläutert und angewendet wurde, soll an dieser Stelle nicht erneut auf die Details der Modellierung eingegangen werden. Stattdessen werden im Folgenden Vereinfachungen aufgezeigt, welche die Komplexität der Modellierung vor dem Hintergrund der Praxistauglichkeit reduzieren.

Ein wesentlicher Vorteil der Modellierung besteht darin, dass die Querbiegesteifigkeit der Verbundfuge durch diskrete Steifigkeitselemente abgebildet wird. Dies ermöglicht eine detaillierte Aussage über die Größe und Verteilung der Kräfte in der Verbundfuge. Obwohl gezeigt wurde, dass das ungewollte Anschlussmoment am Querrahmen nicht maßgeblich für die relevante Ermüdungsbeanspruchung ist, sind den Kopfbolzen diskrete Zugsteifigkeiten zuzuweisen. Nur so kann die ermüdungsrelevante Verformung des Hauptträgergurts entsprechend den vorhandenen Steifigkeitsverhältnissen abgebildet werden. Da bei der Berechnung des Quersystems jedoch nur geringe Schub- und Zugkräfte zu erwarten sind, ist in den meisten Fällen ein linearer Ansatz der jeweiligen Federsteifigkeiten ausreichend. Für die Schubsteifigkeit können Ansätze aus der Literatur herangezogen werden. So geben Hanswille & Schäfer [59] an, dass für die im Brückenbau typischen Dübeldurchmesser von 19 mm und 20 mm in Vollbetonplatten eine Federsteifigkeit von 3.000 kN/cm angesetzt werden kann. Sollte eine genauere Ermittlung erforderlich sein, kann die Schubsteifigkeit entsprechend den Ausführungen in dieser Arbeit über die analytische Federkennlinie nach Porsch [85] bestimmt werden.

Für die Zugsteifigkeit eines Einzelkopfbolzens haben sich die Steifigkeitsangaben der Kopfbolzenzulassungen (z. B. DIBt [14]) als zutreffend erwiesen. Im Rahmen der eigenen Versuche konnte zwar nur der Wert von 500 kN/cm für einen Kopfbolzendurchmesser von 22 mm verifiziert werden. Da jedoch auch die Angaben der Zulassungen durch Versuche abgesichert sind, kann generell von deren Anwendbarkeit ausgegangen werden.

Die Übertragung der Druckkräfte innerhalb der Verbundfuge erfolgt für eine Belastung am Kragarm (positiver Drehwinkel) entsprechend den vertikalen Steifigkeitsverhältnissen am Hauptträgersteg. Für die Normalbereiche zwischen den Querrahmen gilt dies auch für die Laststellung zwischen den Hauptträgerstegen (negativer Drehwinkel). Durch die Steifigkeit des Querrahmens wird die Auflagerkraft der Fahrbahnplatte lokal auf den Querrahmen und hier insbesondere auf den Querrahmengurt übertragen. Im Sinne einer effizienten Berechnung kann daher die Anzahl der Steifigkeitsstäbe für den Betondruckkontakt reduziert werden, indem diese lokal an den Hauptträgerstegen bzw. Querrahmengurten angeordnet werden.

Ein nicht unerheblicher Aufwand bei der Berechnung des Quersystems mit der vorgestellten Modellierung resultiert aus der Ermittlung und Antragung der Schubflüsse, welche sich infolge der aufgebrachten Belastung aus dem Längssystem ergeben. Wird nur der Grenzzustand der Ermüdung bzw. das ELM3 betrachtet, kann der Aufwand noch als vertretbar angesehen werden. Sollte die Berechnung hingegen auch auf die Grenzzustände Tragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeit erweitert werden, steigt die Anzahl der zu untersuchenden Laststellungen sehr stark an und eine manuelle Ermittlung und Modellierung aller Schubflüsse ist nicht mehr wirtschaftlich durchführbar. Eine mögliche Vereinfachung, bei welcher die Ermittlung der Schubflüsse entfällt, besteht darin, an den Modellenden jeweils zentrisch in den Achsen der Hauptträgerstege, des Hauptträgeruntergurts und der Fahrbahnplatte einwertige Lager in Schubflussrichtung zu definieren. Beispielhaft ist diese Lageranordnung in Abbildung 6.6 für das Modell MC02 der Parameterstudie dargestellt. Weiterhin ist ein Vergleich der Ergebnisse aufgeführt, welche einerseits für das Modell mit den Lagern und andererseits für das Modell mit den Schubflüssen berechnet wurden.

Während bei LS 1 an beiden Enden des Modells Abweichungen zwischen den integrierten Schubflüssen und den Auflagerkräften auftreten, stimmen die Ergebnisse für LS 2 sehr gut überein. Die Abweichung bei LS 1 ist darauf zurückzuführen, dass die hintere Achse des ELM3 sehr nahe an der Auflagerachse SU⁻ liegt. Durch die lokale Verwölbung des Querschnitts konnte sich der St. Venant'sche Kreisschubfluss noch nicht bis zur Auflagerachse ausbilden. Dieser Einfluss führt ebenfalls dazu, dass zwischen den betrachteten Modellen unterschiedliche Verformungszustände vorliegen,

was sich in den abweichenden Drehwinkeln von LS 1 äußert. Bei LS 2, für die ein zum Schubmittelpunkt symmetrischer Lastzustand vorliegt, ist eine zufriedenstellende Übereinstimmung des Drehwinkels festzustellen. Die Strukturspannungen am Querrahmen-gurt stimmen für beide Laststellungen gut überein.

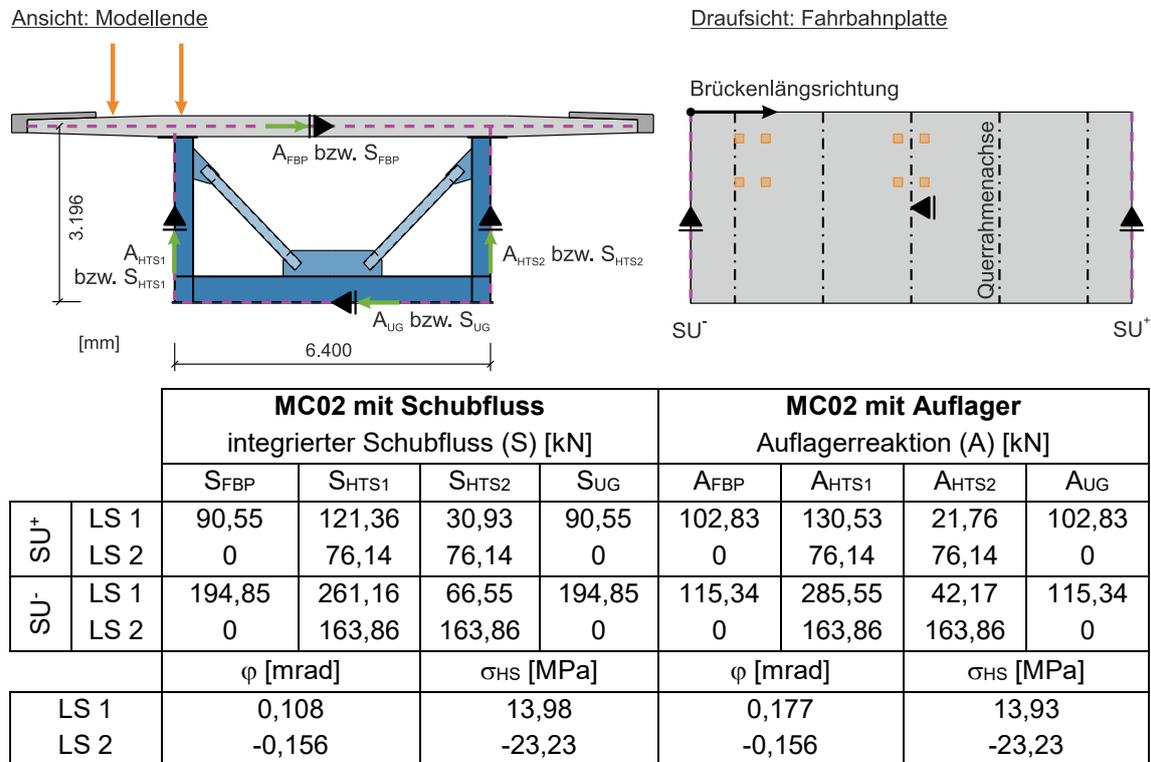


Abbildung 6.6 FE-Modellierung mit Auflagern an Modellenden exemplarisch für MC02

Es kann somit festgehalten werden, dass zwar Abweichungen zwischen den beiden Modellierungsstrategien bestehen, jedoch die für den Ermüdungsnachweis relevanten Beanspruchungen von beiden korrekt ermittelt werden. Sind jedoch mehrere Lastfälle zu untersuchen, sollte zunächst für einen Lastfall eine Vergleichsrechnung analog der beschriebenen Vorgehensweise durchgeführt werden, um die vorliegenden Abweichungen abschätzen zu können. Bei akzeptabler Übereinstimmung der relevanten Ergebnisse können dann weitere Lastfälle untersucht werden.

Die Ermittlung der Strukturspannungen kann vereinfachend im Abstand von $0,65t_{\text{QRG}}$ der Schnittlinie der Systemlinien erfolgen. Die Spannungen an diesem Punkt zeigen die beste Übereinstimmung mit Berechnungen an einem Volumenmodell einer repräsentativen HV-Naht (vgl. Anhang C). Während die ermittelten Spannungen beginnend ab dem Schnittpunkt der Schalenelemente zu ungünstig sind, liegt die Spannungsermittlung ab dem Schnittpunkt der Blechdicken auf der nicht-konservativen Seite.

Trotz der erläuterten Vereinfachungen ist die entwickelte FE-Modellierung zu aufwändig, um sie als praxistauglich für konventionelle Bemessungsaufgaben zu bezeichnen. Sowohl der Aufwand für die geometrische Modellierung inklusive aller Koppelstäbe der

Verbundfuge als auch für die Eingabe aller Lastfälle steht in keinem Verhältnis zur konventionellen Bemessung über Stabwerke. Der potenzielle Anwendungsbereich liegt vielmehr dort, wo die durchzuführenden Berechnungen eine größere Informationstiefe erfordern. So können z. B. zukünftige Schadensfälle detailliert untersucht und die Wirkung geplanter Sanierungsmaßnahmen abgeschätzt werden.

6.4 Anwendungsbeispiel: Feldquerrahmen Ganslandsiepen

Um abschließend die konkrete Anwendung der drei Bemessungskonzepte zu veranschaulichen, wird im Folgenden nochmals der Querschnitt der Talbrücke Ganslandsiepen betrachtet (vgl. Abbildung 6.7). Dieser wurde bereits in Kapitel 3 im Rahmen der Ausführungen zur durchgeführten Monitoringmaßnahme näher beschrieben. Die Brücke eignet sich einerseits als Anwendungsbeispiel, da sie die Voraussetzungen der aufgestellten Konstruktionsbedingungen erfüllt (Querrahmenanschluss nach EN 1994-2/NA [30]). Zum anderen wurde für die begleitenden numerischen Berechnungen des Monitorings bereits ein FE-Modell erstellt, welches an dieser Stelle adaptiert werden kann.

Konzept 1: Konstruktionsempfehlung

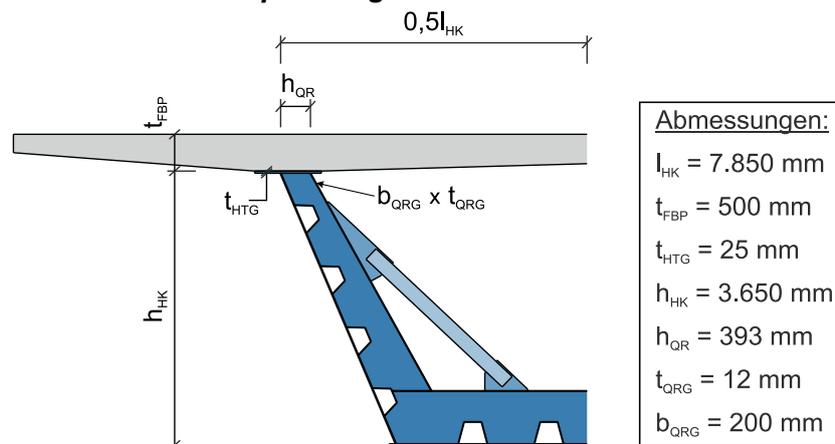


Abbildung 6.7 Anwendungsbispiel: untersuchter Querschnitt

Schlankheit der Fahrbahnplatte: $\lambda_{FBP} = \frac{7.850}{500} = 15,7$

Schlankheit des Querrahmens: $\lambda_{QR} = \frac{3.650}{393} = 9,29$

Grenzschlankheit nach Gleichung (6.1): $\lambda_{FBP,lim} = 0,25 \cdot 9,29 + 12,35$
 $= 14,67 < 15,7$

Da die Fahrbahnplatte das Kriterium der Grenzschlankheit nicht erfüllt, kann der Querrahmenanschluss nicht ohne Weiteres gelenkig angenommen werden. Zum Nachweis des Grenzzustands der Ermüdung sind daher weitere Untersuchungen erforderlich.

Konzept 2: Semi-Empirische Bemessung

Um das semi-empirische Bemessungskonzept anwenden zu können, müssen zunächst die Fahrbahnplattendrehwinkel an einem separaten Schalenmodell ermittelt werden. Der in Abbildung 6.8 dargestellte Querschnitt wird in der FE-Software RFEM 5 [42] modelliert und berechnet. Die Modelllänge in Längsrichtung wird auf 56 m festgelegt, was 70 % der maximalen Feldlänge von 80 m entspricht (ca. Abstand der Momentennullpunkte des Längssystems). Das ELM3 wird in den zwei angegebenen Laststellungen aufgebracht. Laststellung 1 erzeugt einen maximal positiven, Laststellung 2 einen minimal negativen Drehwinkel am Hauptträgersteg.

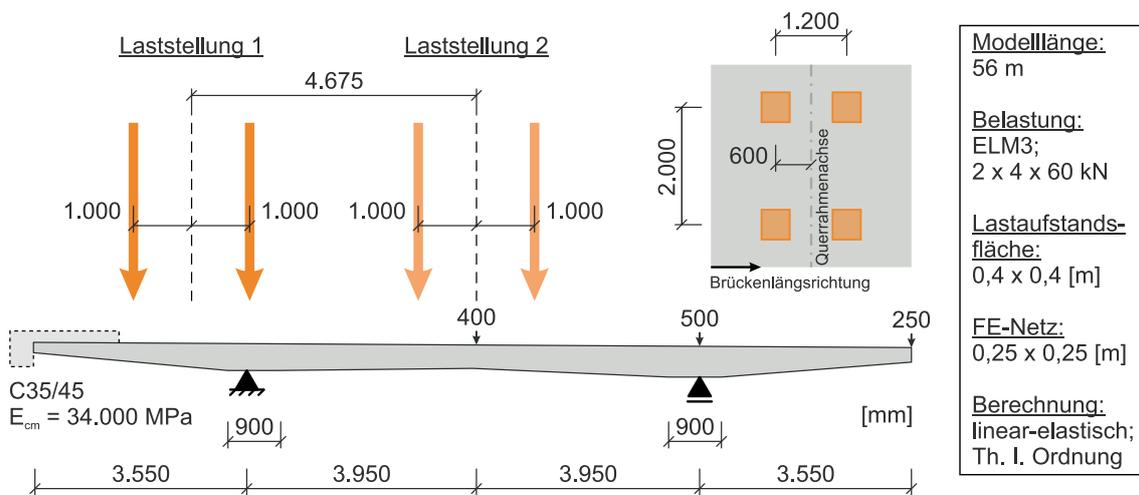


Abbildung 6.8 Anwendungsbeispiel: Schalenmodell zur Drehwinkelermittlung

Folgende Drehwinkel werden berechnet:

Laststellung 1: $\varphi_{LS1} = 0,181 \text{ mrad}$

Laststellung 2: $\varphi_{LS2} = -0,330 \text{ mrad}$

Damit sind die erforderlichen Eingangsgrößen bekannt und die Berechnung der Strukturspannungen über den semi-empirischen Ansatz nach Gleichung (6.4) kann folgendermaßen durchgeführt werden:

$$E = 210.000 \text{ MPa}$$

Laststellung 1:

$$\begin{aligned} \sigma_{HS1} &= \varphi_{LS1} \cdot h_{QR} \cdot E \cdot \left(\frac{2,229}{h_{HK}} + \frac{0,005}{t_{HTG}} + \frac{0,009}{t_{QRG}} + \frac{0,014}{b_{QRG}} \right) \\ &= 0,181 \cdot 10^{-3} \cdot 393 \cdot 210.000 \cdot \left(\frac{2,229}{3,650} + \frac{0,005}{25} + \frac{0,009}{12} + \frac{0,014}{200} \right) \\ &= 18,8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Laststellung 2:

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{HS2}} &= \varphi_{\text{LS2}} \cdot h_{\text{QR}} \cdot E \cdot \left(\frac{1,279}{h_{\text{HK}}} + \frac{0,008}{t_{\text{HTG}}} + \frac{0,007}{t_{\text{QRG}}} + \frac{0,191}{b_{\text{QRG}}} \right) \\ &= -0,330 \cdot 10^{-3} \cdot 393 \cdot 210.000 \cdot \left(\frac{1,279}{3.650} + \frac{0,008}{25} + \frac{0,007}{12} + \frac{0,191}{200} \right) \\ &= -46,4 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Spannungsschwingbreite:

$$\Delta\sigma_{\text{HS}} = \sigma_{\text{HS1}} - \sigma_{\text{HS2}} = 18,8 - (-46,4) = 65,2 \text{ MPa}$$

Weiterhin ist der Schadensäquivalenzfaktor λ für den hier betrachteten Feldbereich zu bestimmen. Die Einflusslänge L_λ des Drehwinkels, welche für die Berechnung von λ erforderlich ist, kann auf der sicheren Seite liegend entsprechend den bisherigen Ausführungen zu $L_\lambda = 5a_{\text{QR}}$ (mit: a_{QR} Querrahmenabstand in Längsrichtung) angenommen werden.

Schadensäquivalenzfaktor: EN 1993-2 [27], Abs. 9.5.2

$$a_{\text{QR}} = 4.000 \text{ mm}$$

$$L_\lambda = 5 \cdot 4.000 = 20.000 \text{ mm} = 20 \text{ m}$$

Maßgebend ist der obere Grenzwert von λ :

$$\lambda = \lambda_{\text{max}} = 2,5 - 0,5 \cdot \frac{20 - 10}{15} = 2,17$$

Abschließend kann der Ermüdungsnachweis wie folgt geführt werden:

Bemessungswert der Spannungsschwingbreite: EN 1993-1-9 [25], Abs. 6.2

$$\gamma_{\text{Ff}} = 1,0 \text{ gemäß EN 1993-2 [27], Abs. 9.3 (1)}$$

$$\gamma_{\text{Ff}} \cdot \Delta\sigma_{\text{E,2}} = \gamma_{\text{Ff}} \cdot \lambda \cdot \Delta\sigma_{\text{HS}} = 1,0 \cdot 2,17 \cdot 65,2 = 141,5 \text{ MPa}$$

Kerbfallklasse: EN 1993-1-9 [25], Anhang B

FAT100 mit $\Delta\sigma_{\text{C}} = 100 \text{ MPa}$ gemäß Tabelle B.1, Kerbfall 3

Anmerkung:

Der gewählte Kerbfall gilt streng genommen nach EN 1993-1-9 [25] nur für K-Nähte. Jedoch ist nach prEN 1993-1-9 [26], Tabelle B.1 auch eine Zuordnung für HV-Nähte zulässig, sofern diese beidseitig geschweißt ausgeführt werden.

Ermüdungsnachweis: EN 1993-1-9 [25], Abs. 8

$$\gamma_{\text{Mf}} = 1,15 \text{ gemäß EN 1993-2 [27], Tabelle 3.1 für eine hohe Schadensfolge}$$

$$\frac{\gamma_{\text{Ff}} \cdot \Delta\sigma_{\text{E,2}}}{\Delta\sigma_{\text{C}} / \gamma_{\text{Mf}}} = \frac{1,0 \cdot 141,5}{100 / 1,15} = 1,63 \geq 1,0$$

Auch mit dem semi-empirischen Bemessungsansatz lässt sich der Querrahmenanschluss nicht nachweisen. Die ermittelte Spannungsschwingbreite liegt etwa um 63 % über der rechnerischen Lebensdauer.

Konzept 3: FE-Berechnung

Abschließend wird der Nachweis auf Grundlage der FEM erläutert. Die dazu erforderlichen Berechnungen werden an dem in Kapitel 3.3.4 beschriebenen Modell mit fünf Querrahmen der Talbrücke Ganslandsiepen durchgeführt (Variation V0). Die einzigen Anpassungen gegenüber dem bestehenden Modell betreffen die Steifigkeit der Kopfbolzen, die FE-Netzgröße am mittigen Querrahmen und die aufgebrachte Belastung. Unabhängig von der Kopfbolzenlänge wird entsprechend den vorstehenden Ausführungen die Zugsteifigkeit der Kopfbolzen zu 500 kN/cm und deren Schubsteifigkeit zu 3.000 kN/cm festgelegt. Die FE-Netzgröße wird analog zu den Erläuterungen in Kapitel 5.1.1 am Querrahmengurtanschluss mit einer lokalen Netzverfeinerung von 2 mm vorgegeben. Die äußere Belastung wird nach den Angaben in Abbildung 6.8 auf der Fahrbahnplatte aufgebracht. Zur Herstellung des Kräftegleichgewichts werden an den Modellenden zusätzlich die Schubflüsse aufgebracht, welche gemäß Abbildung 6.9 ermittelt werden.

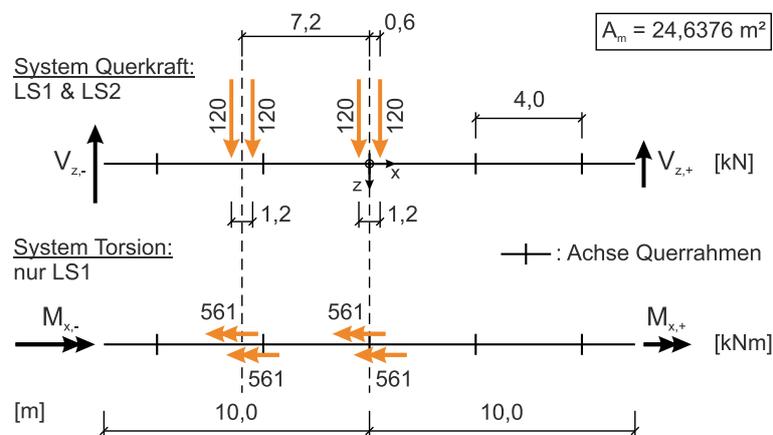


Abbildung 6.9 Anwendungsbeispiel: Schnittgrößen zur Schubflussermittlung

Negatives Schnittufer: $V_{z,-} = 326,4 \text{ kN}$; $M_{x,-} = 1.525,92 \text{ kNm}$

$T_{Vz-} = 44,712 \text{ kN/m}$; $T_{Mx-} = 30,967 \text{ kN/m}$

Positives Schnittufer: $V_{z,+} = 153,6 \text{ kN}$; $M_{x,+} = 718,08 \text{ kNm}$

$T_{Vz+} = 21,041 \text{ kN/m}$; $T_{Mx+} = 14,573 \text{ kN/m}$

Die Ermittlung des Drehwinkels und der Strukturspannungen wird analog dem Vorgehen bei der Parameterstudie durchgeführt (vgl. Kapitel 5.1.2). Aus den Berechnungen ergeben sich folgende Ergebnisse:

Laststellung 1: $\varphi_{LS1} = 0,136 \text{ mrad}; \quad \sigma_{HS1} = 16,8 \text{ MPa}$

Laststellung 2: $\varphi_{LS2} = -0,294 \text{ mrad}; \quad \sigma_{HS2} = -46,9 \text{ MPa}$

Spannungsschwingbreite: $\Delta\sigma_{HS} = 16,8 - (-46,9) = 63,7 \text{ MPa}$

Vergleicht man die ermittelten Drehwinkel mit den Ergebnissen des semi-empirischen Ansatzes, so zeigt sich, dass die reine Fahrbahnplattenberechnung die tatsächlichen Drehwinkel überschätzt. Wie bereits erläutert, kann dieser Effekt auf die Steifigkeit des Querrahmens zurückgeführt werden, welche bei der Plattenberechnung nicht berücksichtigt wird. Die ermittelte Spannungsschwingbreite weist dagegen nur eine Abweichung von $< 3 \%$ auf. Da die weitere Nachweisführung analog zu den obigen Ausführungen erfolgt, wird aufgrund der geringen Abweichung an dieser Stelle auf einen erneuten Ermüdungsnachweis verzichtet. Der Ausnutzungsgrad beträgt 1,60. Der Nachweis kann somit auch mit dem genauesten Bemessungskonzept nicht geführt werden. Die Schlussfolgerung ist, dass die schadensäquivalente Schwingbreite der Strukturspannungen nicht mit den aktuellen normativen Regelungen nachgewiesen werden kann.

Anmerkungen

Das Beispiel eines typischen einzelligen Hohlkastenquerschnitts zeigt, dass sowohl die Konstruktionsempfehlungen als auch das semi-empirische Bemessungskonzept mit vertretbarem Aufwand angewendet werden können. Darüber hinaus weist letzteres Konzept eine sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Referenzanalyse mittels FEM auf. Allerdings ist die Überschreitung der Grenzschlankheit (ca. 7 %) geringer als die Überschreitung beim spannungsbasierten Nachweis (ca. 60 %). Dieser Effekt kann durch die Streuung der Ergebnisse, welche dem entwickelten Kriterium zugrunde liegen, erklärt werden. Eine weitere Verschärfung der Grenzschlankheit wäre zwar prinzipiell möglich. Ein konservativeres Kriterium würde dann von deutlich weniger Modellen der Parameterstudie erfüllt werden, welche jedoch mittels FEM nachgewiesen werden können (vgl. Abbildung 6.1).

Die Plausibilität der Ergebnisse wird weiterhin durch die Messergebnisse der Probebelastung im Rahmen des Monitorings gestützt. Für beide Laststellungen bzw. Manöver wurden am DMS Q2 Spannungen in ähnlicher Größenordnung festgestellt (Manöver 1: 17,6 MPa, Manöver 2: -45,3 MPa). Ein unmittelbarer Vergleich der Ergebnisse ist nur bedingt möglich, da das Versuchsfahrzeug in Gesamtgewicht und Achsfolge nicht ganz dem ELM3 entspricht. Die Übereinstimmung der ermittelten Spannungsniveaus zeigt allerdings, dass die Einwirkungsseite bei den Nachweisen realitätsnah abgebildet wird.

Dieser Befund und die Tatsache, dass die Talbrücke Ganslandsiepen bisher keinen Ermüdungsschaden aufweist, lässt im Endeffekt zwei Schlussfolgerungen zu:

Einerseits ist es sehr wahrscheinlich, dass das im Jahr 2015 fertiggestellte Bauwerk noch nicht mit einer signifikanten Lastwechselzahl in den untersuchten Laststellungen beansprucht wurde. Während der Fahrstreifen für den Schwerverkehr etwa mittig auf dem Überbau angeordnet ist, was in etwa der untersuchten LS 2 entspricht, befindet sich auf dem Kragarm der Standstreifen, welcher nur in Ausnahmefällen (z. B. 4+0 Verkehrsführung) mit einer relevanten Lastwechselzahl befahren wird. Zudem ist der Streckenschluss der Autobahn A44, in deren Verlauf sich die Talbrücke Ganslandsiepen befindet, noch nicht vollzogen, sodass nicht von einer Regelverkehrsbelastung der Brücke ausgegangen werden kann.

Andererseits werfen die Ergebnisse die Frage auf, ob die derzeitigen Regelungen zum Ermüdungsnachweis die reale Schädigungssituation korrekt abbilden. Da die Kerbfallklassifizierung der EN 1993-1-9 [25] anhand einer Vielzahl von Ermüdungsversuchen abgeleitet wurde, liegt für die Widerstandsseite eine gesicherte Evidenz vor. Neben dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte, welches als gewünschtes Sicherheitsniveau ebenfalls nicht infrage gestellt wird, verbleibt somit noch das Konzept der Schadensäquivalenz, das Raum für Diskussionen lässt. Das über den Messzeitraum ermittelte Lastkollektiv für DMS Q2 zeigt, dass durchaus Spannungen gemessen wurden, die oberhalb der Beanspruchungen aus dem ELM3 liegen. Die maximal ermittelte Spannungsschwingbreite, welche einmalig gemessen wurde, beträgt 81 MPa. Da dieses Schwingspiel durch eine einzelne Überfahrt im Schwerverkehrstreifen hervorgerufen wurde, entspricht dies einer Vergrößerung der Beanspruchung infolge des ELM3 um ca. den Faktor 1,73. Der ermittelte Schadensäquivalenzfaktor liegt mit 2,17 um etwa 25 % über diesem Wert. Damit wird die Beanspruchung aus dem ELM3 mit dem ermittelten λ -Faktor über die maximale Einwirkung gehoben, welche nur einmal innerhalb eines Monats gemessen wurde. Es erscheint durchaus fraglich, ob der so ermittelte Ausnutzungsgrad tatsächlich schadensäquivalent zum tatsächlich einwirkenden Verkehr ist. Zumal die λ -Faktoren für den Auxerre-Verkehr von 1984 kalibriert wurden, welcher ein geringeres Fahrzeuggewicht des Schwerverkehrs und weniger jährlichen Überfahrten im Vergleich zum aktuellen Verkehr aufweist (vgl. Oberhaidinger et al. [83]).

Obigen Ausführungen ist zu ergänzen, dass diese nur auf einem kurzen Messzeitraum basieren, für den weiterhin noch nicht vom vollen Regelverkehr auszugehen ist. Die statistische Relevanz ist daher begrenzt. Dennoch zeigt sich, dass die Schadensäquivalenz der aktuellen λ -Faktoren in Bezug auf das Quersystem zumindest diskussionswürdig ist. Wird weiterhin berücksichtigt, dass die λ -Faktoren von Merzenich & Sedlacek [77] auf der Basis einer Analyse verschiedener Einflusslinien für das Längssystem aufgestellt wurden, verstärkt sich die potenzielle Fragwürdigkeit weiterhin. Dies

gilt insbesondere für den hier maßgeblichen Grenzwert λ_{\max} und den Faktor λ_1 , da diese mit ihrer Einflusslänge direkt in die Bestimmungsgleichung eingehen (vgl. Tabelle 5.2).

6.5 Zwischenfazit: Bemessungskonzepte

Mit den drei vorgestellten Bemessungskonzepten ist eine Bemessung des Querrahmenanschlusses im Grenzzustand der Ermüdung grundsätzlich möglich. Während der einfache Ansatz über Konstruktionsempfehlungen mit einer gewissen, wenngleich vertretbaren Unsicherheit behaftet ist, erlauben sowohl das semi-empirische Bemessungskonzept als auch die Analyse mittels FEM eine sehr genaue Ermittlung der Beanspruchung am Querrahmengurt. Das abschließende Anwendungsbeispiel zeigt die Anwendbarkeit und die Plausibilität der aufgestellten Konzepte. Die Ausnutzungsgrade sowohl des Anwendungsbeispiels als auch der Modelle der Parameterstudie verdeutlichen die Relevanz der Querrahmenbeanspruchung im Grenzzustand der Ermüdung.

7 Schlussfazit

7.1 Zusammenfassung

Die Forschungsergebnisse tragen zum Verständnis der Beanspruchungssituation am Querrahmenanschluss von Verbundbrücken mit Hohlkastenquerschnitt bei. Es zeigt sich, dass diese maßgeblich von der Verformung des Hauptträgerobergurts bestimmt wird. Die Fahrbahnplatte ist im Normalbereich zwischen den Querrahmen ideal gelenkig auf den Hauptträgerstegen gelagert. Durch die Kopplung zwischen dem Stahl- und Betongurt mittels Kopfbolzendübeln weist der Hauptträgerobergurt die gleiche Verformung wie die Fahrbahnplatte auf. Im Bereich der Querrahmen wird der Hauptträgerobergurt jedoch durch die Steifigkeit des angeschlossenen Querschnitts zurückgehalten. Bei kragarmseitiger Belastung resultiert aus der Verdrillung des Hauptträgerobergurts eine muldenförmige Verformung in Längsrichtung, welche ursächlich für Spannungsspitzen am Querrahmengurtblech ist. Für eine Belastung zwischen den Hauptträgerstegen ergibt sich eine umgekehrte Verformungsfigur. Zusätzlich werden die Spannungen infolge der geometrischen Verträglichkeit durch die einwirkende Auflagerkraft aus der Fahrbahnplatte überlagert. Diese konzentriert sich in der Querrahmenachse lokal am Querrahmengurt. Es lässt sich ein Anschlussmoment nachweisen, welches durch zugbeanspruchte Kopfbolzen in den Querrahmenstiel eingeleitet wird. Allerdings ist dessen Einfluss auf die Spannungen am Querrahmen im Vergleich zum Anteil aus der Verdrillung des Hauptträgergurts gering.

Die Spannungskonzentrationen an den Kanten des Querrahmengurts wurden sowohl durch die durchgeführten Bauwerksmessungen als auch durch die Bauteilversuche und die numerischen Untersuchungen nachgewiesen. Es zeigte sich auch, dass die Spannungen infolge einer Belastung zwischen den Hauptträgerstegen einen größeren Beitrag zur ermüdungsrelevanten Spannungsschwingbreite liefern als eine kragarmseitige Belastung.

Die Untersuchungen zum Brückenmonitoring zeigen, dass die Beanspruchung am Querrahmenanschluss maßgeblich von der konkreten Gestaltung des Quersystems abhängt. Für die Talbrücke Oehde, welche zusätzliche Außendiagonalen und im Verbund liegende Zugbänder aufweist, konnten keine signifikanten Spannungskonzentrationen festgestellt werden. Somit ist erkennbar, dass sich Maßnahmen, welche die Fahrbahnplatte unterstützten und somit zu einer Reduzierung des Fahrbahnplattendrehwinkels beitragen (z. B. umgedrehter K-Verband), positiv auf die Ermüdungseigenschaften des Querrahmenanschlusses auswirken.

Die durchgeführten Bauteilversuche zeigen, dass die festgestellten Spannungsspitzen im Grenzzustand der Ermüdung kritisch sein können. Hier konnten Ermüdungsrisse im Bereich der identifizierten Spannungsspitzen festgestellt werden. Das primäre Ermüdungsversagen war zwar durch ein Abreißen der Kopfbolzen gekennzeichnet, allerdings ist dies auf den realisierten Versuchsaufbau und die Größe der aufgebrachten Drehwinkel zurückzuführen. Basierend auf den Ergebnissen der numerischen Untersuchungen ist bei realen Brücken von wesentlich kleineren Drehwinkeln und nur von sehr geringen Kopfbolzenzugkräften auszugehen. Daher ist ein Ermüdungsrisse im Baustahl die wahrscheinlichere Versagensform.

Die Anschlusssteifigkeit des Querrahmens kann durch gezielte konstruktive Maßnahmen modifiziert werden. Durch gezielte Freischnitte am Querrahmen lässt sich ein drehweicherer und durch die Anordnung von Stehblechen mit liegenden Kopfbolzen ein drehsteiferer Anschluss im Vergleich zur untersuchten Grundkonfiguration realisieren. Da jedoch nicht das Anschlussmoment, sondern der Drehwinkel der Fahrbahnplatte die maßgebende Einwirkung darstellt, welcher kaum durch die Anschlusssteifigkeit beeinflusst wird, hängt die Größe der einwirkenden Spannungsschwingbreite primär von der Kerbschärfe des Anschlusses ab. Wie die Versuche zeigen, bewirken die untersuchten Anschlussschwächungen eine erhöhte Kerbschärfe, weshalb deren Umsetzung bei realen Bauwerken konträr zur eigentlichen Intention der Maßnahme wirkt. Demzufolge lässt sich auch für die Anordnung eines Stehblechs mit liegenden Kopfbolzen nur eine geringfügige Reduktion der einwirkenden Spannungsschwingbreite feststellen.

Abschließend zeigen die Ergebnisse der numerischen Parameterstudie, dass bei üblichen Querschnittskonfigurationen im Grenzzustand der Ermüdung eine sehr hohe Beanspruchung des Querrahmenanschlusses zu erwarten ist. Dies ist insbesondere vor dem Hintergrund bemerkenswert, da die identifizierte Spannungsspitze bei der herkömmlichen Nachweisführung des Quersystems nicht berücksichtigt wird. Die abgeleiteten Bemessungskonzepte erlauben nun einen abgesicherten Nachweis. Insgesamt wurden drei mögliche Alternativen zur Nachweisführung entwickelt, welche sich hinsichtlich der Genauigkeit der Ergebnisse und des Umfangs der durchzuführenden Berechnungen unterscheiden.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die zu Beginn der Arbeit formulierten Forschungsziele erreicht wurden.

7.2 Diskussion der Ergebnisse

Wie gezeigt wurde, sind die Ausnutzungsgrade im Ermüdungsnachweis sehr hoch. Ein großer Teil der untersuchten Modelle kann auf Basis der durchgeführten Untersuchungen

ungen nicht nachgewiesen werden. Allerdings ist die Anzahl der bekannten Schadensfälle nicht so hoch, wie es die erzielten Ergebnisse vermuten lassen. Dies kann einerseits auf die untersuchten Laststellungen zurückgeführt werden, welche einer potenziellen 4+0-Verkehrsführung entsprechen. Da diese nicht die Regelbelastung der Brücke darstellt, ist davon auszugehen, dass die ermittelten Ergebnisse nicht repräsentativ für die tatsächliche Schädigung am Querrahmen sind. Es stellt sich allerdings die Frage, ob es zielführend ist, den Ermüdungsnachweis für die gesamte Lebensdauer mit einer Einwirkung zu führen, welche nur für einen relativ kurzen Zeitraum tatsächlich vorhanden ist.

Die Ergebnisse berücksichtigen weiterhin nicht den Effekt, dass der Anteil des Schwingspiels im Druckbereich ein günstigeres Ermüdungsverhalten aufweist als der Zugspannungsanteil. Obwohl die Vernachlässigung des Mittelspannungseinflusses den derzeitigen normativen Vorgaben für geschweißte Konstruktionen entspricht, zeigt das Versuchsergebnis von Setup 1b, dass sich am Querrahmenanschluss ein potenziell begünstigender Effekt abzeichnet. Um diesen Eindruck zu konkretisieren, sind jedoch weitere Forschungsarbeiten erforderlich.

Ein weiterer Effekt, welcher die hohen Ausnutzungsgrade begründet, sind die angesetzten Schadensäquivalenzfaktoren. Neuere Untersuchungen zeigen, dass die derzeitigen normativen Regelungen für den untersuchten Längenbereich der Einflusslinie sehr konservativ sind. Es ist daher fraglich, ob durch den gewählten Ansatz tatsächlich von einer Schadensäquivalenz auszugehen ist. Anstelle des gewählten Vorgehens hätte die numerische Parameterstudie auch mit dem ELM4 oder realen Verkehrsdaten und einer direkten Berechnung der Schadenssumme durchgeführt werden können. In Anbetracht der Anzahl der untersuchten Modelle wäre dies jedoch mit einem erheblichen Mehraufwand verbunden gewesen, weshalb für den Nachweis das praxisübliche Konzept der Schadensäquivalenz verwendet wurde.

7.3 Ausblick

Die abschließende Klärung der zuvor erläuterten diskussionswürdigen Punkte kann im Rahmen dieser Arbeit nicht erfolgen und erfordert weitere Untersuchungen.

Um die Frage zu beantworten, ob die Berücksichtigung des Mittelspannungseinflusses am Querrahmenanschluss begründet ist, sind weiterführende experimentelle Untersuchungen unerlässlich. Dazu sollten Versuchskörper untersucht werden, welche der Beanspruchung des Querrahmengurts möglichst nahekommen. Im Versuch sollte der Spannungsverlauf im Querrahmengurtblech ebenfalls die identifizierten Spannungsspitzen aufweisen. Der Versuchskörper sollte daher möglichst einfach gestaltet werden, um eine statistisch repräsentative Probenanzahl mit einem vertretbaren Aufwand zu realisieren.

Abbildung 7.1 zeigt einen denkbaren Versuchsaufbau. Die einwirkenden Strukturspannungen können mittels DMS aufgezeichnet werden, was sich auch bei den Versuchen dieser Arbeit als praktikabel erwiesen hat. Der Versuchskörper bietet zudem den Vorteil, dass vier Gurtanschlüsse gleichzeitig geprüft werden können.

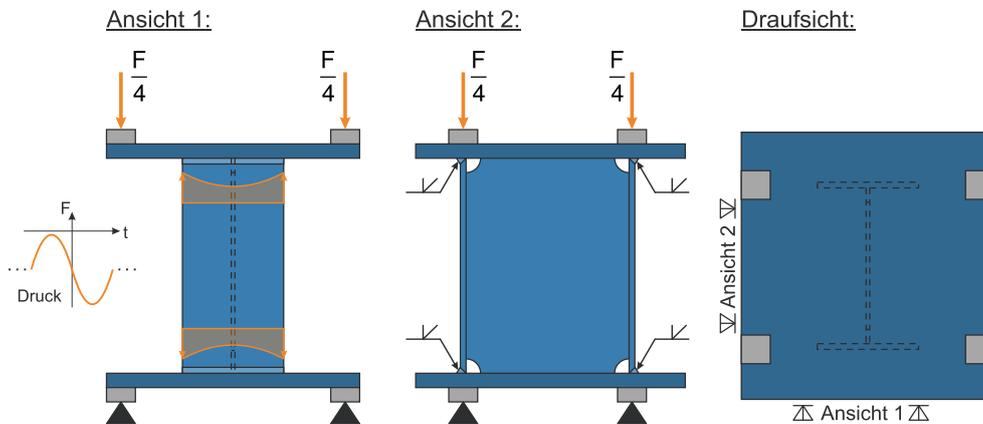


Abbildung 7.1 Exemplarischer Versuchsaufbau zur Überprüfung des Mittelspannungseinflusses bei Querrahmenanschlüssen

Weiterhin sollte der Fragestellung nachgegangen werden, ob die in dieser Arbeit angesetzten λ -Faktoren für die Beanspruchung am Querrahmen zutreffend sind. Dazu könnten einerseits umfangreiche numerische Studien durchgeführt werden, bei denen die Schädigung direkt infolge eines alternativen Lastmodells (z. B. ELM4) ermittelt wird. Alternativ könnten hierzu auch reale Verkehrsdaten von Achslastmessstellen verwendet werden. Andererseits sollte die numerische Studie durch weitere Monitoringmaßnahmen an Verbundbrücken ergänzt werden, bei welchen der Querrahmenanschluss entsprechend EN 1994-2/NA [30] ausgeführt wurde. In diesem Zusammenhang könnte auch untersucht werden, ob es sinnvoll wäre, die im Ermüdungsnachweis angesetzte Beanspruchungszeit mit der maximal ungünstigen Belastung zu reduzieren. Basierend auf einer statistischen Auswertung durchgeführter 4+0-Szenarien könnten alternative Konzepte ausgearbeitet werden. Diese könnten beispielsweise vorsehen „nur“ über die Hälfte oder ein Viertel der Lebensdauer mit der ungünstigsten Laststellung zu rechnen. In der übrigen Zeit könnte dann mit einer Belastung in den dafür vorgesehenen Fahrspuren gerechnet werden.

Literaturverzeichnis

- [1] Autobahn GmbH (2022): *Pressemitteilung – Update zur Elbebrücke Hohenwarthe* [online]. <https://www.presseportal.de/pm/136166/5270520> [Zugriff am: 21. Dez. 2023].
- [2] Berger, W. (2015): *Trag- und Verschiebungsverhalten sowie Bemessung von Kopfbolzenverankerungen mit und ohne Rückhängebewehrung unter Zuglast* [Dissertation]. Universität Stuttgart.
- [3] Bianchi, G.; Nussbaumer, A. & Pedro, J. J. O. (2021): *European traffic on road bridges and recalibration of damage equivalence factor for fatigue verification*. In: ce/papers: Proceedings in civil engineering 4(2-4), S. 1065–1075. <https://doi.org/10.1002/cepa.1397>
- [4] Blau, N. & Naujoks, B. (2022): *Untersuchungen zur Steifigkeit von Querrahmenanschlüssen bei Verbundbrücken*. In: Stahlbau 91(12), S. 784–792. <https://doi.org/10.1002/stab.202200064>
- [5] Block, K. & Dreier, F. (2003): *Das Ermüdungsverhalten von Dübelbefestigungen*. DAFStb-Heft 541.
- [6] Bruls, A. (1990): *Calibration of load model for fatigue calculation*. In: IABSE reports 59, S. 23–33. <https://doi.org/10.5169/seals-45700>
- [7] Bundesministerium für Digitales und Verkehr [Hrsg.] (2022): *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten – ZTV-ING*.
- [8] Bundesministerium für Digitales und Verkehr [Hrsg.] (2023): *Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten – RE-ING*.
- [9] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung [Hrsg.] (2011): *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand – Nachrechnungsrichtlinie*.
- [10] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung [Hrsg.] (2012): *Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 22/2012 – Hinweise zur Anwendung des Eurocode 3; Teil 2 "Stahlbrücken"*. Anlage 5 zum ARS.
- [11] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen [Hrsg.] (23.06.1999): *Allgemeines Rundschreiben Straßenbau Nr. 15/1999*. Verkehrsblatt Amtlicher Teil Heft 14 - 1999.

- [12] Casper, H.-J.; Friedrich, H.; Geißler, K.; Gunreben, Y.-C.; Hamme, M.; Hanswille, G.; Kudla, K.; Marzahn, G.; Neumann, W.; Schubart, R.; Streicher, H. & Wetzel, T. (2021): Zur Entwicklung von Planungshilfen für Stahl- und Stahlverbundbrücken. In: *Stahlbau-Kalender 2021*, S. 233–272.
<https://doi.org/10.1002/9783433610503.ch3>
- [13] Chen, S. (1992): Instability of Composite Beams in Hogging Bending [Dissertation]. University of Warwick.
- [14] Deutsches Institut für Bautechnik DIBt (19.11.2021): Europäische Technische Bewertung ETA-11/0120 – SB Kopfbolzen der Fa. Bolte GmbH, Gevelsberg. Berlin.
- [15] Deutsches Institut für Normung e.V. (2003): DIN-Fachbericht 104 – Verbundbrücken. 2. Ausgabe. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [16] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 1090-2:2018-09**: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken – Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken; Deutsche Fassung EN 1090-2:2018. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [17] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 1991-2:2010-12**: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [18] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 1991-2/NA:2012-08**: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [19] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 1992-1-1:2011-01**: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [20] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 1992-2/NA:2013-04**: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [21] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 1992-4:2019-04**: Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 4: Bemessung der Verankerung von Befestigungen in Beton; Deutsche Fassung EN 1992-4:2018. Berlin: Beuth Verlag GmbH.

- [22] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 1993-1-1:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005 + AC:2009**. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [23] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 1993-1-5:2019-10: Eurocode 3 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile; Deutsche Fassung EN 1993-1-5:2006 + AC:2009 + A1:2017 + A2:2019**. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [24] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 1993-1-8:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005 + AC:2009**. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [25] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 1993-1-9:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung; Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005 + AC:2009**. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [26] Deutsches Institut für Normung e.V. - **E DIN EN 1993-1-9:2023-03: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung; Deutsche und Englische Fassung prEN 1993-1-9:2023**. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [27] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 1993-2:2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 2: Stahlbrücken; Deutsche Fassung EN 1993-2:2006 + AC:2009**. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [28] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 1994-1-1:2010-12: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009**. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [29] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 1994-2:2010-12: Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken; Deutsche Fassung EN 1994-2:2005 + AC:2008**. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [30] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 1994-2/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken**. Berlin: Beuth Verlag GmbH.

- [31] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN ISO 5817:2014-06:** Schweißen - Schmelzschweißverbindungen an Stahl, Nickel, Titan und deren Legierungen (ohne Strahlschweißen) - Bewertungsgruppen von Unregelmäßigkeiten (ISO 5817:2014); Deutsche Fassung EN ISO 5817:2014. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [32] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN ISO 6892-1:2020-06:** Metallische Werkstoffe - Zugversuch - Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur (ISO 6892-1:2019); Deutsche Fassung EN ISO 6892-1:2019. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [33] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN ISO 8132:2017-12:** Fluidtechnik - Einbaumaße für Zubehör von Hydrozylindern mit einseitiger Kolbenstange, mittlere 16-MPa-(160-bar-) und 25-MPa-(250-bar-)Reihe (ISO 8132:2014). Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [34] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN ISO 9692-1:2013-12:** Schweißen und verwandte Prozesse - Arten der Schweißnahtvorbereitung - Teil 1: Lichtbogenhandschweißen, Schutzgasschweißen, Gasschweißen, WIG-Schweißen und Strahlschweißen von Stählen (ISO 9692-1:2013); Deutsche Fassung EN ISO 9692-1:2013. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [35] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 10164:2018-12:** Stahlerzeugnisse mit verbesserten Verformungseigenschaften senkrecht zur Erzeugnisoberfläche - Technische Lieferbedingungen; Deutsche Fassung EN 10164:2018. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [36] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 12390-2:2019-10:** Prüfung von Festbeton - Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen; Deutsche Fassung EN 12390-2:2019. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [37] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN 12390-13:2021-09:** Prüfung von Festbeton - Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul); Deutsche Fassung EN 12390-13:2021. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [38] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN ISO 12944-4:2018-04:** Beschichtungsstoffe - Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme - Teil 4: Arten von Oberflächen und Oberflächenvorbereitung (ISO 12944-4:2017); Deutsche Fassung EN ISO 12944-4:2017. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [39] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN ISO 13918:2021-12:** Schweißen - Bolzen und Keramikringe für das Lichtbogenbolzenschweißen (ISO 13918:2017

- + Amd 1:2021); Deutsche Fassung EN ISO 13918:2018 + A1:2021. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [40] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN EN ISO 14555:2017-10: Schweißen - Lichtbogenbolzenschweißen von metallischen Werkstoffen (ISO 14555:2017); Deutsche Fassung EN ISO 14555:2017**. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [41] Deutsches Institut für Normung e.V. - **DIN 50100:2022-12: Schwingfestigkeitsversuch - Durchführung und Auswertung von zyklischen Versuchen mit konstanter Lastamplitude für metallische Werkstoffproben und Bauteile**. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- [42] Dlubal Software GmbH (2022): RFEM 5 – Räumliche Tragwerke nach der Finite-Elemente-Methode, Version 5.29 [Software].
- [43] DVS - Deutscher Verband für Schweißen und verwandte Verfahren e.V. [Hrsg.] (2021): Merkblatt DVS 0905 – Industrielle Anwendung des Kerbspannungskonzeptes für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis von Schweißverbindungen.
- [44] Eligehausen, R.; Fuchs, W.; Ick, U.; Mallée, R.; Reuter, M.; Schimmelpfennig, K. & Schmal, B. (1992): Tragverhalten von Kopfbolzenverankerungen bei zentrischer Zugbeanspruchung. In: Bauingenieur 67, S. 183–196. <https://doi.org/10.18419/opus-7891>
- [45] Eligehausen, R. & Mallée, R. (2000): Befestigungstechnik im Beton- und Mauerwerksbau. Berlin: Ernst & Sohn.
- [46] EOTA [Hrsg.] (2016): Steel Plate with Cast-In Anchors. EAD 330084-00-0601.
- [47] Euler, M.; Rauch, M.; Knobloch, M.; Kuhlmann, U.; Sidorov, E.; Röscher, S. & Gözl, L.-M. (2023): Neue Entwicklungen in prEN 1993-1-9:2022. In: Stahlbau-Kalender 2023, S. 473–600. <https://doi.org/10.1002/9783433611302.ch6>
- [48] Feldmann, M.; Eichler, B.; Boos, B.; Henkel, J. & Mack, B. (2013): Modellierungsvarianten und Empfehlungen bei der Ermittlung von Struktur- und Kerbspannungen auf Basis Finiten Element-Berechnungen. In: Stahlbau 82(4), S. 289–301. <https://doi.org/10.1002/stab.201310039>
- [49] Feldmann, M.; Ummenhofer, T. & Kuhlmann, U. (2019): Neubewertung und Erweiterung des Kerbfallkatalogs nach Eurocode 3 für eine zukunftsfähige Auslegung hochbeanspruchter Stahlkonstruktionen. DAST Forschungsbericht 4/2019.

- [50] Fröhlich, T.; Hofmann, J.; Ziwes, M. & Kuhlmann, U. (2022): Ermüdungsverhalten von Kopfbolzen in Beton- und Verbundkonstruktionen. In: Beton und Stahlbetonbau 117(1), S. 37–46. <https://doi.org/10.1002/best.202100080>
- [51] Furche, J. (1994): Zum Trag- und Verschiebungsverhalten von Kopfbolzen bei zentrischem Zug [Dissertation]. Universität Stuttgart.
- [52] Geißler, K. (2014): Handbuch Brückenbau – Entwurf, Konstruktion, Berechnung, Bewertung und Ertüchtigung. Berlin: Ernst & Sohn.
<https://doi.org/10.1002/9783433603437>
- [53] Geißler, K.; Mager, M. & Rodemann, J. (2021): Stahlverbundbrücken - Berechnung, Bemessung und Konstruktion. In: *Stahlbau-Kalender 2021*, S. 739–928. <https://doi.org/10.1002/9783433610503.ch12>
- [54] Gesella, H. (2006): Zur Vorhersage des Rissfortschritts bei einbetonierten Kopfbolzendübeln in Verbundträgern unter nicht ruhender Belastung [Dissertation]. TU Kaiserslautern.
- [55] Glahn, H. (1980): Die Berechnung der Profilverformung symmetrischer, einzelliger Kastenträger mit in Längs- und Querrichtung veränderlichen Querschnittsverhältnissen. In: Beton- und Stahlbetonbau 75(1), S. 5–9.
- [56] Haibach, E. (2006): Betriebsfestigkeit – Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung. 3. Aufl. VDI-Buch. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/3-540-29364-7>
- [57] Hamme, M.; Marzahn, G.; Prehn, W. & Swadlo, J. (2006): Die Wupper-Talbrücke Oehde – eine moderne Verbundbrücke. In: *Stahlbau* 75(7), S. 558–564.
<https://doi.org/10.1002/stab.200610058>
- [58] Hanswille, G. & Porsch, M. (2016): Gutachterliche Stellungnahme: Zur Frage der Schadensursache der Rissbildung in den Schweißnähten im Bereich der oberen Querrahmenanschlüsse an den beiden Strombrücken der Elbebrücke Hohenwarthe im Zuge der BAB A2 (ASB 3736674 D1 und D2). HRA Beratende Ingenieure im Bauwesen, Bochum.
- [59] Hanswille, G. & Schäfer, M. (2007): Zur praktischen Ermittlung der Verformungen von Verbundträgern und Flachdeckensystemen unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge. In: *Stahlbau* 76(11), S. 845–854.
<https://doi.org/10.1002/stab.200710090>
- [60] Hanswille, G.; Schäfer, M. & Bergmann, M. (2020): Eurocode 4 – DIN EN 1994-1-1 Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton.

- [61] Hanswille, G. & Stranghöner, N. (2003): Leitfaden zum DIN-Fachbericht 104 "Verbundbrücken". Bundesanstalt für Straßenwesen (Auftraggeber). FE 89.110/2001.
- [62] Heinz, L. (2016): Schäden an der Elbebrücke Hohenwarthe im Zuge der Bundesautobahn A2. In: *25. Erfahrungsaustausch des Bauwerksprüfungspersonals (Tagungsband)*, S. 127-133.
- [63] Hessen Mobil [Hrsg.] (2018): Pflichtenheft Stahlverbundbauweise – Handbuch für die Planung und den Bau von Straßenbrücken. Straßen und Verkehrsmanagement. 3. Aufl.
- [64] Hobbacher, A. F. (2016): Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components. IIW Collection. Cham: Springer International Publishing. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-23757-2>
- [65] Hofmann, J.; Kuhlmann, U.; Wald, F.; Da Silva, L.; Krimpmann, M. & Sauerborn, N. (2012): New market chances for steel structures by innovative fastening solutions between steel and concrete (INFASO). European Commission: Research Fund for Coal and Steel (RFCS). Directorate-General for Research and innovation EUR 25100.
- [66] Johnson, R. P. & Chen, S. (1993): Strength and stiffness of discrete U-frames in composite plate girders. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings* 99(2), S. 199–209. <https://doi.org/10.1680/istbu.1993.23378>
- [67] Johnson, R. P. & Molenstra, I. N. (1990): Strength and stiffness of shear connections for discrete U-frame action in composite plate girders. In: *The Structural Engineer* 68(19), S. 386–392.
- [68] Krebs, A. & Lindlar, H.-G. (1988): Zur Profilverformung einzelliger Kastenträger. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 83(1).
- [69] Kuhlmann, U.; Hofmann, J. & Ruopp, J. (2018): Anschlüsse zwischen Stahl und Beton. In: *Stahlbau-Kalender 2018*, S. 743–804. <https://doi.org/10.1002/9783433607701.ch8>
- [70] Langer, S. (2013): Talbrücke Ganslandsiepen - Fertigung und Montage einer semi-integralen Talbrücke. In: *Stahlbau* 82(10), S. 720–725. <https://doi.org/10.1002/stab.201310096>
- [71] Lee, J.-M.; Seo, J.-K.; Kim, M.-H.; Shin, S.-B.; Han, M.-S.; Park, J.-S. & Mahendran, M. (2): Comparison of hot spot stress evaluation methods for welded

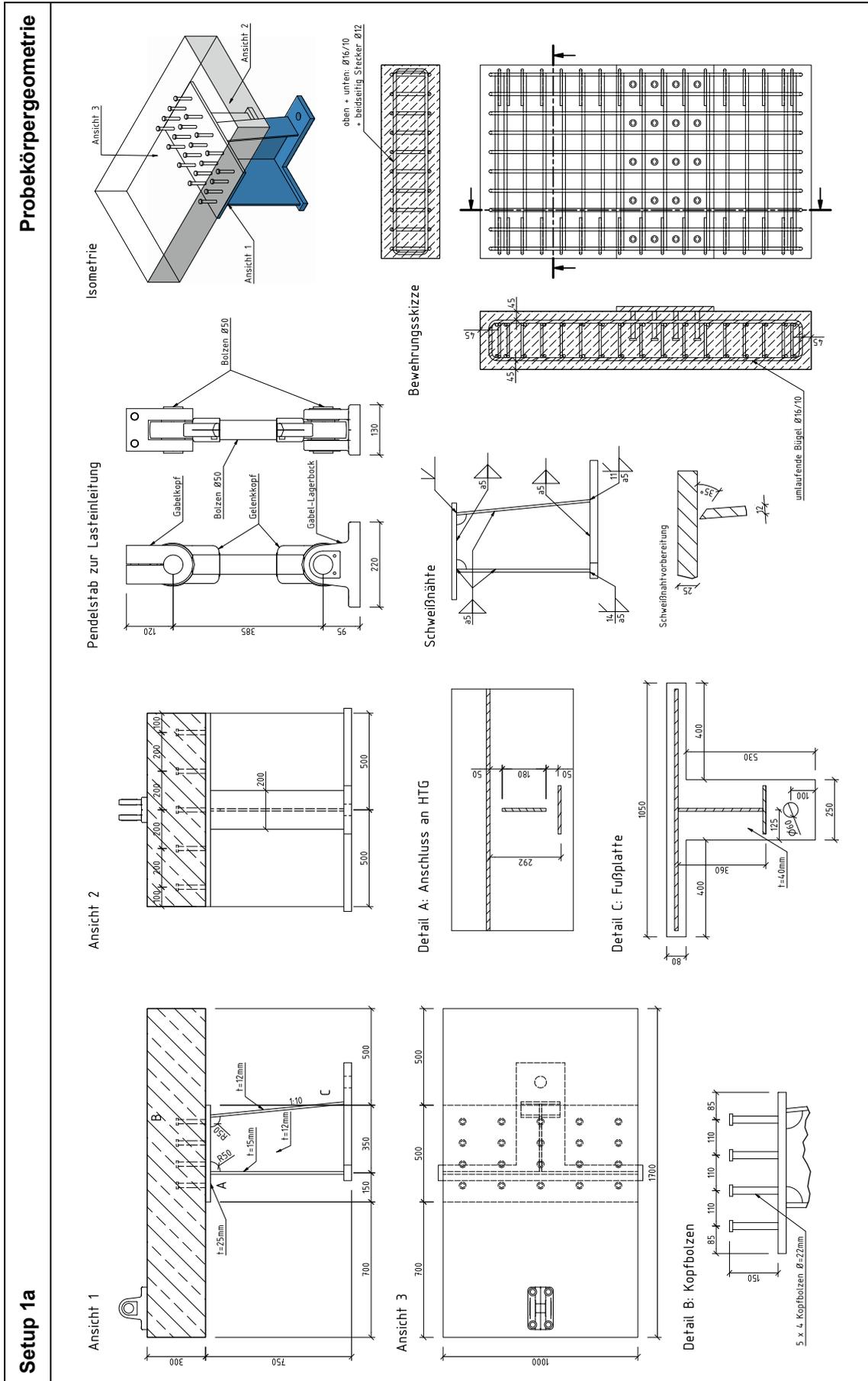
- structures. In: International Journal of Naval Architecture and Ocean Engineering 2(4), S. 200–210. <https://doi.org/10.2478/IJNAOE-2013-0037>
- [72] Lindlar, H.-G. (1984): Zur Profilverformung einzelliger Kastenträger [Dissertation]. TH Darmstadt.
- [73] Lotsberg, I. (2006): Fatigue design of plated structures using finite element analysis. In: Ships and Offshore Structures 1(1), S. 45–54. <https://doi.org/10.1533/saos.2005.0006>
- [74] Lotze, D. (1993): Tragverhalten und Anwendung von Dübeln unter oftmals wiederholter Belastung [Dissertation]. Universität Stuttgart.
- [75] Mallée, R.; Fuchs, W. & Eligehausen, R. (2020): Bemessung von Verankerungen in Beton nach EN 1992-4. In: *Beton-Kalender 2020*, S. 293–408. <https://doi.org/10.1002/9783433609903.ch4>
- [76] Mensinger, M. (2000): Zum Ermüdungsverhalten von Kopfbolzendübeln im Verbundbau [Dissertation]. Universität Kaiserslautern.
- [77] Merzenich, G. & Sedlacek, G. (1995): Hintergrundbericht zum Eurocode 1 - Teil 3.2: "Verkehrslasten auf Straßenbrücken". Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 711. Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Straßenbau.
- [78] Miner, M. A. (1945): Cumulative Damage in Fatigue. In: Journal of Applied Mechanics 12(3), S. A159-A164. <https://doi.org/10.1115/1.4009458>
- [79] Mischo, H.; Sanio, D.; Strohbusch, J.; Seisenberger, J.; Schartner, M.; Kargus, D. & Mündecke, E. (2022): Monitoring für Ingenieurbauwerke – Ein Anwenderbericht aus der Sicht eines Ingenieurbüros. In: Bautechnik 99(7), S. 556–564. <https://doi.org/10.1002/bate.202200048>
- [80] Molenstra, N. J. (1990): Ultimate Strength of Composite Beams [Dissertation]. University of Warwick.
- [81] Nellinger, S. (2015): On the behaviour of shear stud connections in composite beams with deep decking [Dissertation]. Université du Luxembourg.
- [82] Niemi, E.; Fricke, W. & Maddox, S. J. (2018): Structural Hot-Spot Stress Approach to Fatigue Analysis of Welded Components – Designer's Guide. 2. Aufl. Paris: IIW International Institute of Welding. <https://doi.org/10.1007/978-981-10-5568-3>

- [83] Oberhaidinger, F.; Westenhöfer, A. & Mensinger, M. (2023): Alternatives Verfahren zur Ermittlung des Schadensäquivalenzfaktors nach prEN 1993-2. In: Stahlbau 92(4), S. 243–252. <https://doi.org/10.1002/stab.202300002>
- [84] Osawa, N.; Yamamoto, N.; Fukuoka, T.; Sawamura, J.; Nagai, H. & Maeda, S. (2011): Study on the preciseness of hot spot stress of web-stiffened cruciform welded joints derived from shell finite element analyses. In: Marine Structures 24(3), S. 207–238. <https://doi.org/10.1016/j.marstruc.2011.02.004>
- [85] Porsch, M. (2010): Modellierung von Schädigungsmechanismen zur Beurteilung der Lebensdauer von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton [Dissertation]. Bergische Universität Wuppertal.
- [86] Rodenburg, J. D.; Hengeveld, S. T.; Wijnbeld, B. M. & Maljaars, J. (2023): Generic method of local thickening in shell element FEM models for orthotropic bridge decks. In: ce/papers: Proceedings in civil engineering 6(3-4), S. 2540–2545. <https://doi.org/10.1002/cepa.2691>
- [87] Schardt, R. (1966): Eine Erweiterung der Technischen Biegetheorie zur Berechnung prismatischer Faltwerke. In: Stahlbau 35(6), S. 161–171.
- [88] Schiefer, H. & Schiefer, F. (2018): Statistik für Ingenieure – Eine Einführung mit Beispielen aus der Praxis. Lehrbuch. Wiesbaden: Springer Vieweg. <https://doi.org/10.1007/978-3-658-20640-6>
- [89] Schlaich, J. & Scheef, H. (1982): Betonhohlkastenbrücken. Structural Engineering Documents 1d. Zürich: IABSE - AIPC - IVBH.
- [90] Schmitt, V. (2002): Verbundbrücken in der Praxis. In: Beton-Kalender 2002, S. 273–335.
- [91] Schrade, W. (2010): Anwendung der Verallgemeinerten Technischen Biegetheorie in der Ingenieurpraxis. In: Stahlbau 79(2), S. 127–135. <https://doi.org/10.1002/stab.201001290>
- [92] Steinle, A. (1970): Torsion und Profilverformung beim einzelligen Kastenträger. In: Beton- und Stahlbetonbau 65(9), S. 215–222.
- [93] Tóth, M. (2020): Fatigue Behaviour of Fasteners: Numerical and Experimental Investigations on the Concrete Cone Failure Mode [Dissertation]. Universität Stuttgart.
- [94] Unterweger, H. (2003): Aussteifung in einzelligen Kastentragwerken des Brückenbaus - Beanspruchungsermittlung und praktische Auswirkungen. In: Bauingenieur 78(10), S. 466–472.

- [95] Unterweger, H. (2007): Globale Systemberechnung von Stahl- und Verbundbrücken – Modellbildung und Leistungsfähigkeit verbesserter einfacher Stabmodelle. Fachbereich Ingenieurbaukunst (IBK) TU Graz S-5-17-2007.
- [96] Usami, S.; Abe, Y. & Matsuzaki, Y. (1980): Experimental Study on Tensile and Shear of 19mm Diameter Headed Stud Anchor. Proceeding of Annual Meeting of Kantou Branch of Architectural Institute of Japan.
- [97] Volke, E. (2002): Zur Aussteifung stählerner Kastenträger im Brückenbau. In: Bauingenieur 77(3), S. 117–125.
- [98] Volke, E. (2002): Zur Aussteifung stählerner Kastenträger im Brückenbau - Beispiel. In: Bauingenieur 77(5), S. 207–210.
- [99] Wöhler, A. (1870): Über die Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl. In: Zeitschrift für Bauwesen 20, S. 74–106.
- [100] Yuen, B. K.; Koko, T. S.; Polezhayeva, H. & Jiang, L. (2013): Mean Stress Assessment in Fatigue Analysis and Design. Martec Limited. SSC-466.

Anhänge

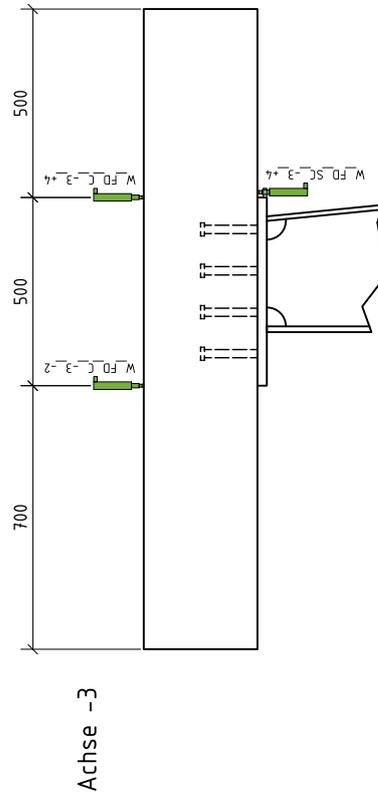
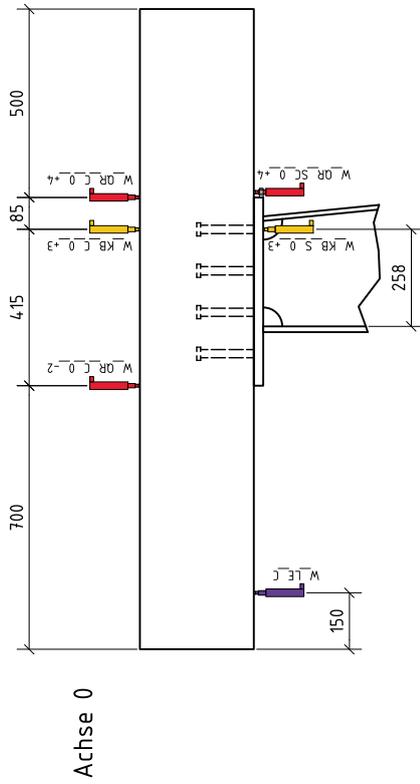
Anhang A Versuchsprotokolle der Bauteilversuche



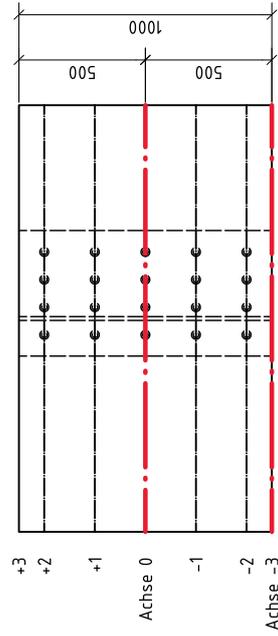
Setup 1a

Wegmessung

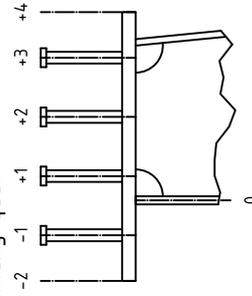
Abkürzung	Abkürzungsverzeichnis	Bedeutung
FD	freier Drehwinkel	
KB	Kopfbolzen	
LE	Lastleitung	
QR	Querrahmen	
C	Wegaufnehmer an Betongurt	
S	Wegaufnehmer an Stahlgurt	
SC	Wegaufnehmer zwischen Stahl- und Betongurt	

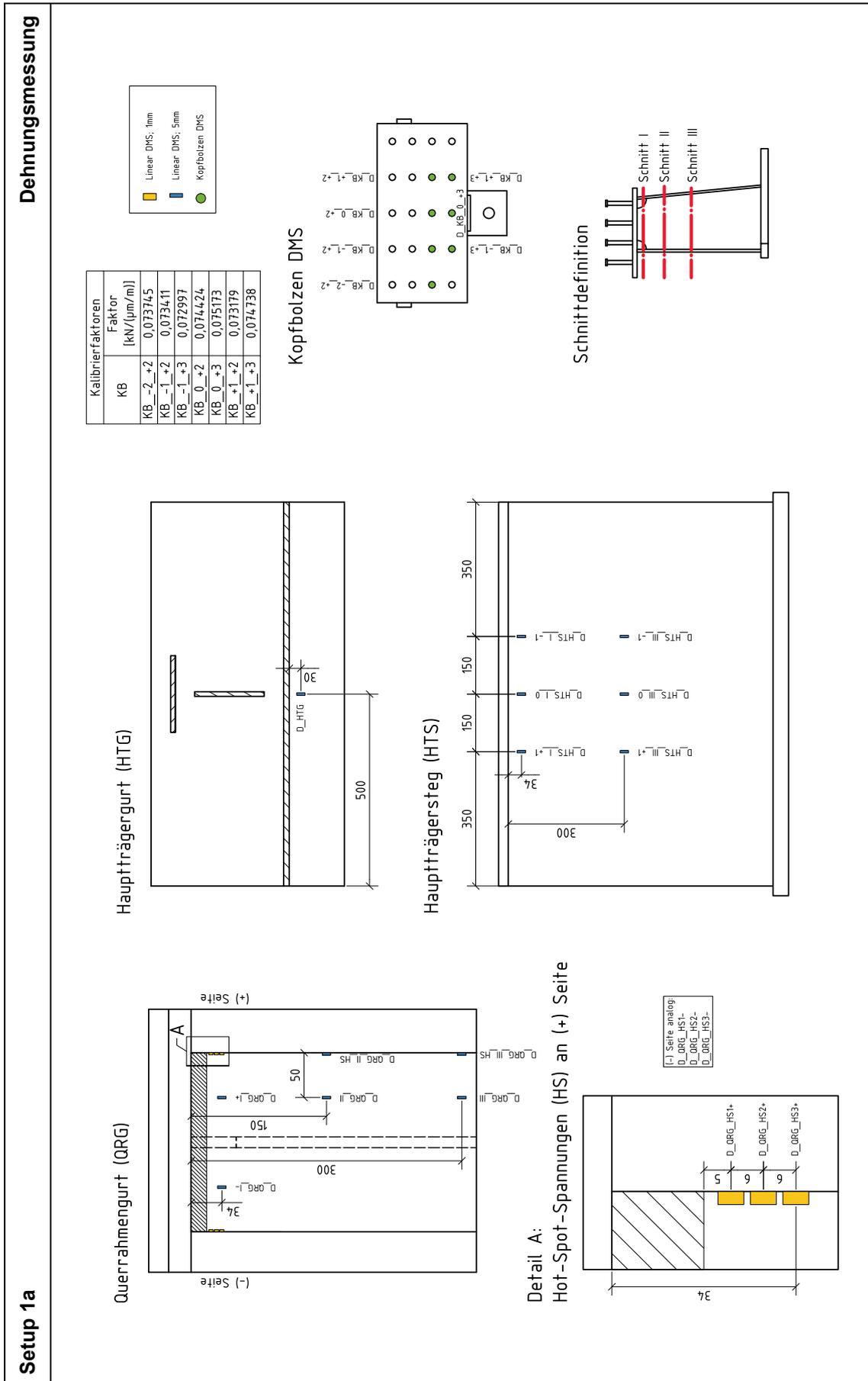


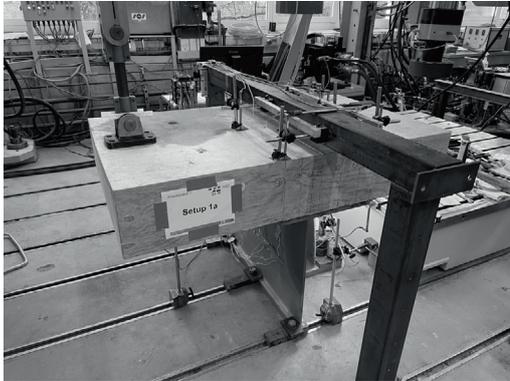
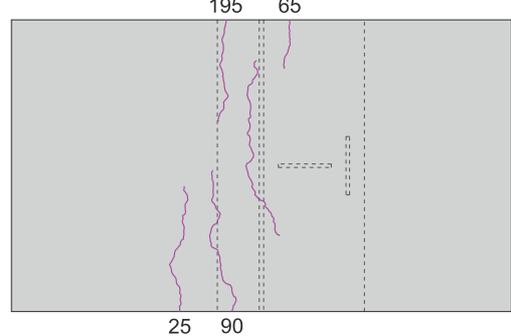
Achsenbezeichnung längs



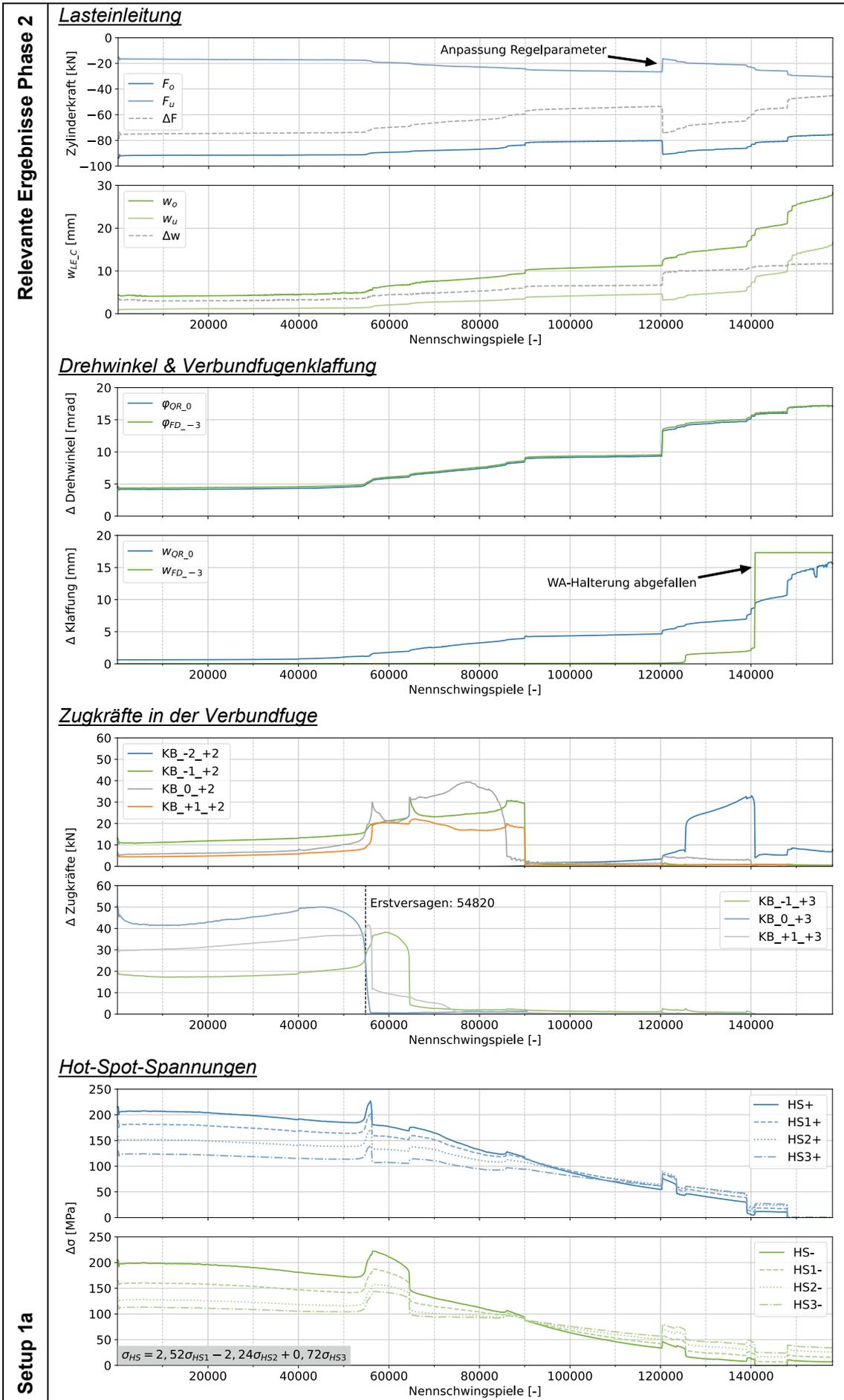
Achsenbezeichnung quer





Versuchsdurchführung	<p>Phase 1 & Laststufen: 16.11.2022</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Versuchskörper (VK) mit deutlicher horizontaler Verformung infolge exzentrischer Last. Um Querkräfte im Kraftstrang zu minimieren, wird für Phase 2 das Kalottenlager durch eine Pendelstange ausgetauscht. ▪ Am Querrahmengurt (QRG) in Schnitt II und Schnitt III ist kein wesentlicher Unterschied zwischen den gemessenen Spannungen im Mittelbereich und am Blechrand feststellbar. 	
	<p>Phase 2: 15.12.2022</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Wegen Problemen bei der Versuchseinrichtung wurden ca. 10.000 Schwingspiele mit geringer Schwingbreite vor Versuchsbeginn aufgebracht. ▪ Versuch Rastlinien einzuprägen durch 25.000 Markierungslastwechsel (MLW) nach 50.000 Nennlastwechseln (NLW). MLW mit halber Schwingbreite durch Anpassung der Unterlast. ▪ Rissbildung auf der Oberseite der Betonplatte auf Höhe des Hauptträgerstegs über die gesamte VK-Breite nach wenigen Lastwechseln. Rissöffnung bei Oberlast $\leq 0,1$ mm. ▪ Erstversagen nach ca. 54.820 NLW durch Abriss von KB_0_+3. Anschließend tritt eine Umlagerung der Zugkräfte in der Verbundfuge auf. ▪ Risse an beiden Blechkanten des Querrahmengurts (QRG) an der Schweißnaht zum Hauptträgergurt (HTG). Risswachstum ins Grundmaterial von HTG. ▪ Weiterer sukzessiver Ausfall der zugbeanspruchten Kopfbolzen. ▪ Infolge des Steifigkeitsverlusts nimmt die Verformung des VK stetig zu; Klaffung der Verbundfuge nimmt ebenfalls zu. ▪ Durch die zunehmende Verformung hält der Prüfzylinder die eingestellten Kraftgrenzen nicht mehr ein – Regelparameter nicht optimal gewählt. Anpassung der Regelparameter nach ca. 120.450 NLW. ▪ Abbruch nach 158.000 NLW; Alle Kopfbolzen mit DMS sind abgerissen; Ermüdungsrisse am QRG mit 52 mm bzw. 55 mm Länge. 	
Setup 1a	 <p>a.) Versuchsaufbau</p>	 <p>b.) Ermüdungsrisse am Anschluss QRG an HTG</p>
	 <p>c.) Klaffung der Verbundfuge bei Versuchsende</p>	 <p>Risstiefe in Dickenrichtung an Seitenfläche [mm]</p> <p>d.) Rissbild auf Oberseite der Betonplatte nach Versuchsende</p>

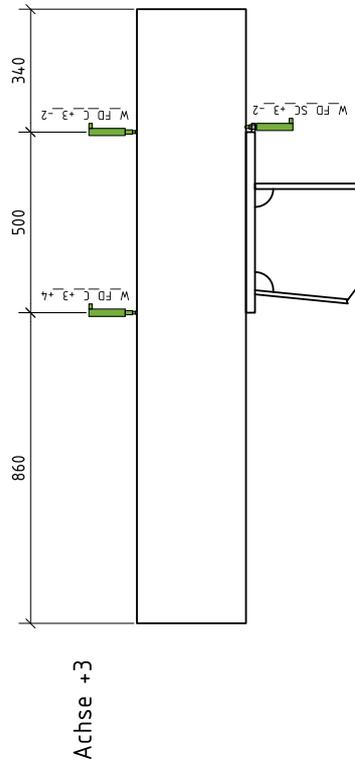
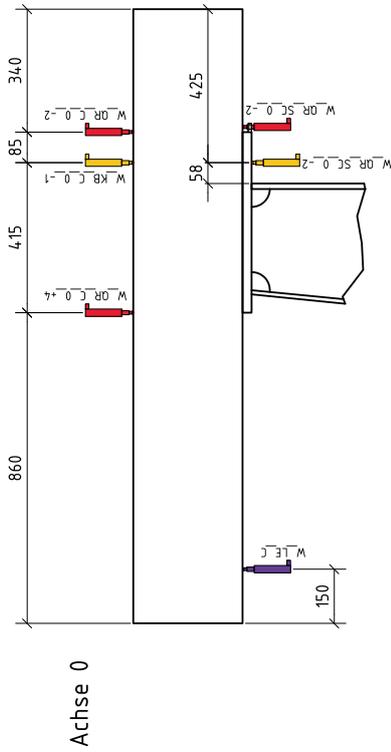
Relevante Ergebnisse Phase 1 & Laststufen	<u>Wegmessung^a</u>							
		WZylinder	WLE_C	$\varphi_{QR_0}^b$	$\varphi_{FD_3}^c$	W _{sc_QR_0}	W _{sc_FD_3}	Δ W _{KB_0_+3} ^d
		[mm]	[mm]	[mrad]	[mrad]	[mm]	[mm]	[mm]
	Phase 1	-0,204	0,174	-0,250	-0,224	-0,018	0,000	0,017
	10	-3,014	0,558	-0,554	-0,716	-0,050	0,000	-0,035
	30	-4,177	1,856	-1,296	-2,000	-0,191	-0,001	-0,013
	50	-5,472	3,182	-2,894	-3,690	-0,448	0,001	0,185
	70	-6,731	4,428	-4,844	-5,604	-0,716	0,006	0,426
	90	-7,980	5,816	-6,440	-6,928	-0,991	0,009	0,530
		^a Vorzeichen: (+) WA-Spitze rein, (-) WA-Spitze raus ^b $\varphi_{QR_0} = -(W_{QR_C_0_2} + W_{QR_C_0_4}) / 500$ ^c $\varphi_{FD_3} = -(W_{FD_C_3_2} + W_{FD_C_3_4}) / 500$ ^d $\Delta W_{KB_0_+3} = W_{KB_C_0_3} - W_{KB_S_0_3} $						
Setup 1a	<u>Maschinenkraft & Dehnungsmessung I</u>							
		F _{Zylinder}	σ_{HS1}^e	σ_{HS2}^e	σ_{HS3}^e	$\sigma_{QRG_I_+}$	σ_{QRG_II}	σ_{QRG_III}
		[kN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
	Phase 1	-2,91	4,61	4,26	4,12	0,60	1,402	1,88
	10	-9,98	16,89	14,76	13,90	2,41	4,319	5,99
	30	-29,98	68,10	55,30	49,57	5,86	17,915	17,94
	50	-49,97	124,28	99,71	88,25	6,56	32,686	29,90
	70	-69,88	160,89	129,28	114,78	7,46	46,564	40,96
	90	-89,97	191,29	153,94	136,61	9,34	60,349	55,65
		^e (-) Seite maßgebend						
Setup 1a	<u>Dehnungsmessung II</u>							
		$\sigma_{HTS_I_1}$	$\sigma_{HTS_I_0}$	$\sigma_{HTS_I_+1}$	$\sigma_{HTS_III_1}$	$\sigma_{HTS_III_0}$	$\sigma_{HTS_III_+1}$	σ_{HTG}
		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
	Phase 1	-1,61	-1,85	-1,58	-0,51	-0,56	-0,49	-1,32
	10	-6,07	-6,50	-6,06	-1,98	-1,88	-1,78	-2,47
	30	-20,53	-20,98	-19,31	-5,99	-5,57	-5,37	-6,97
	50	-38,08	-40,23	-36,05	-9,68	-9,01	-8,63	-16,42
	70	-55,17	-60,85	-53,27	-13,34	-12,63	-12,05	-27,46
	90	-71,57	-81,42	-69,83	-17,22	-16,63	-15,56	-40,28
	Setup 1a	<u>Zugkräfte in der Verbundfuge</u>						
		F _{KB_-2_+2}	F _{KB_-1_+2}	F _{KB_-1_+3}	F _{KB_0_+2}	F _{KB_0_+3}	F _{KB_+1_+2}	F _{KB_+1_+3}
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
Phase 1		0,01	-0,03	0,11	0,21	1,39	0,07	0,10
10		-0,03	-0,02	0,33	0,71	3,41	0,02	0,36
30		-0,11	0,11	3,70	4,54	11,0	0,20	4,35
50		-0,21	0,86	11,26	5,63	16,97	1,07	12,13
70		-0,31	3,12	15,13	8,32	26,43	4,06	18,59
90		-0,37	8,57	18,88	11,88	40,56	7,54	24,95



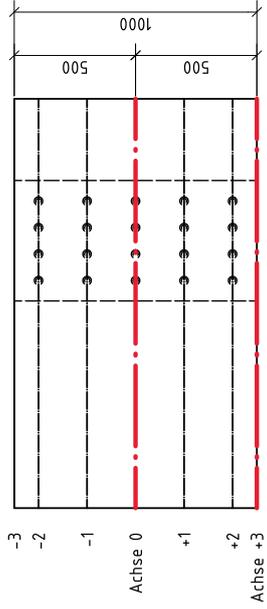
Setup 1b

Wegmessung

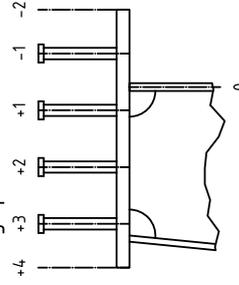
Abkürzung	Abkürzungsverzeichnis	Bedeutung
FD	freier Drehwinkel	
KB	Kopfbolzen	
LE	Lastteilleitung	
QR	Querrahmen	
C	Wegaufnehmer an Betongurt	
S	Wegaufnehmer an Stahlgurt	
SC	Wegaufnehmer zwischen Stahl- und Betongurt	

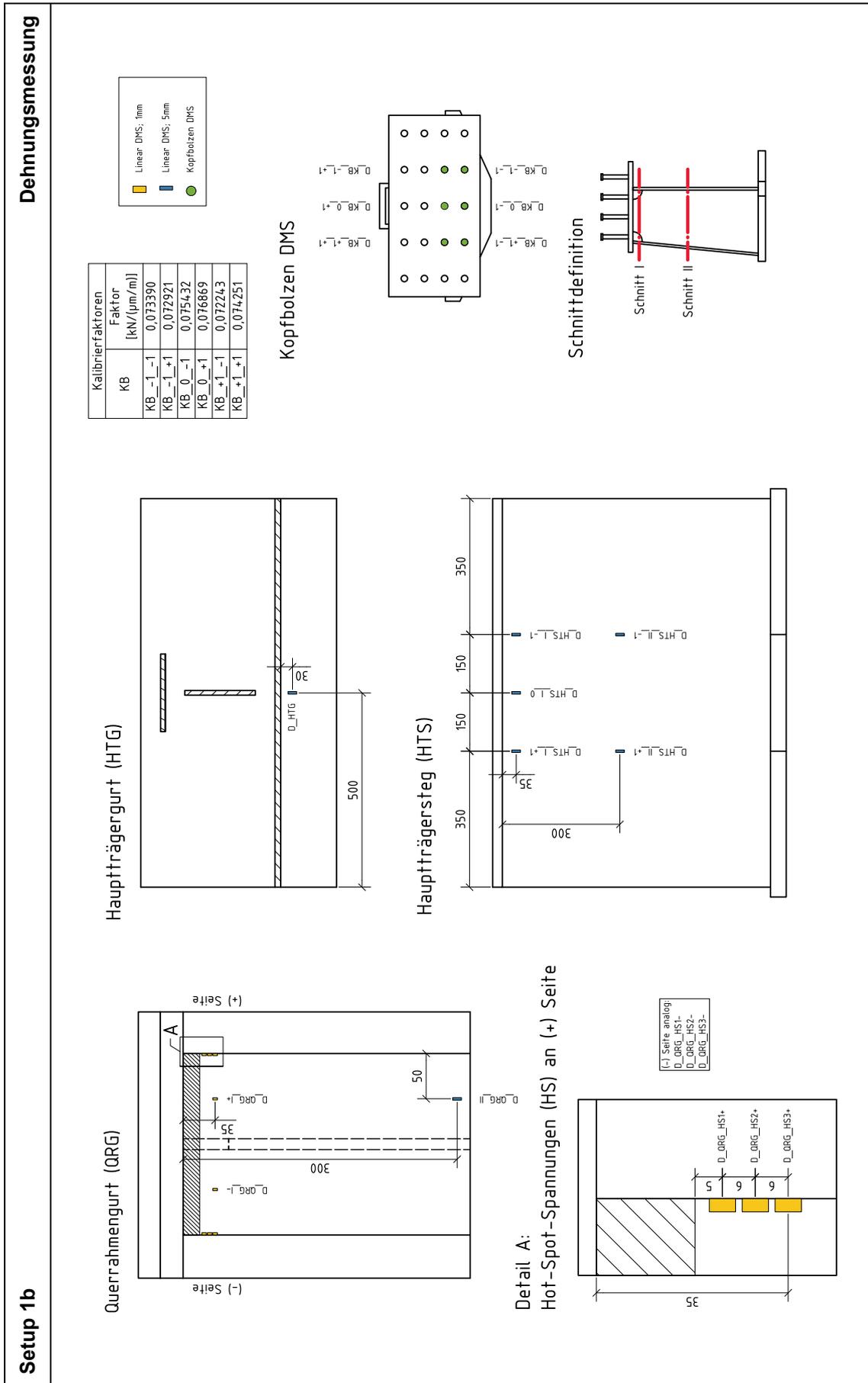


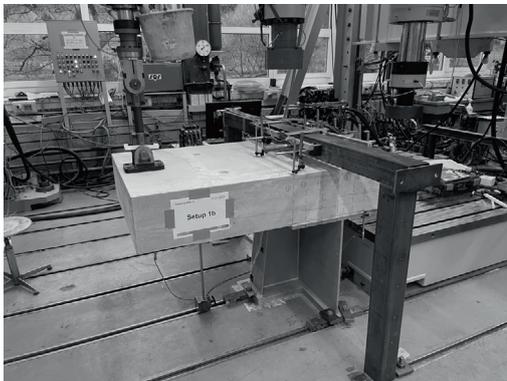
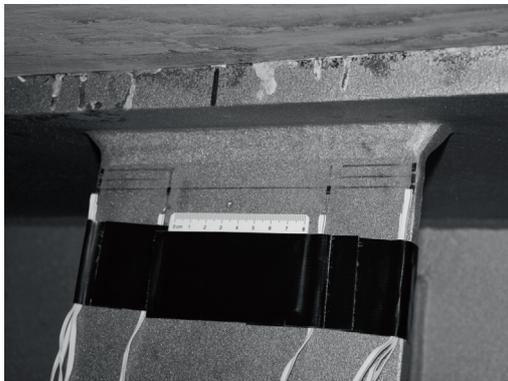
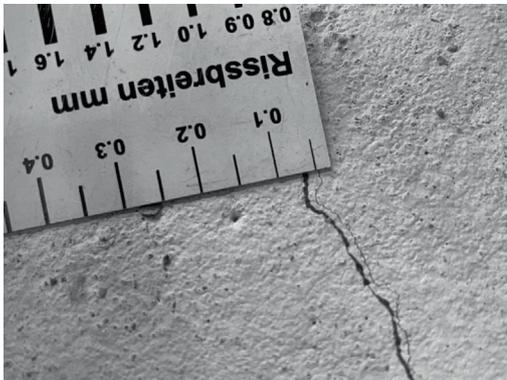
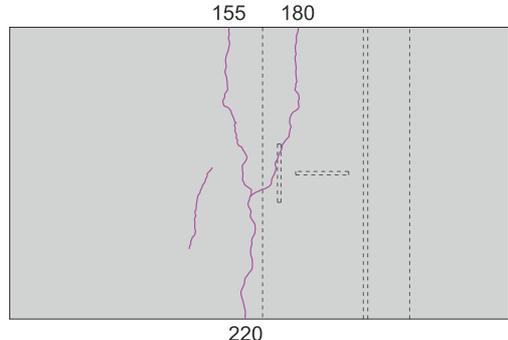
Achsenbezeichnung längs



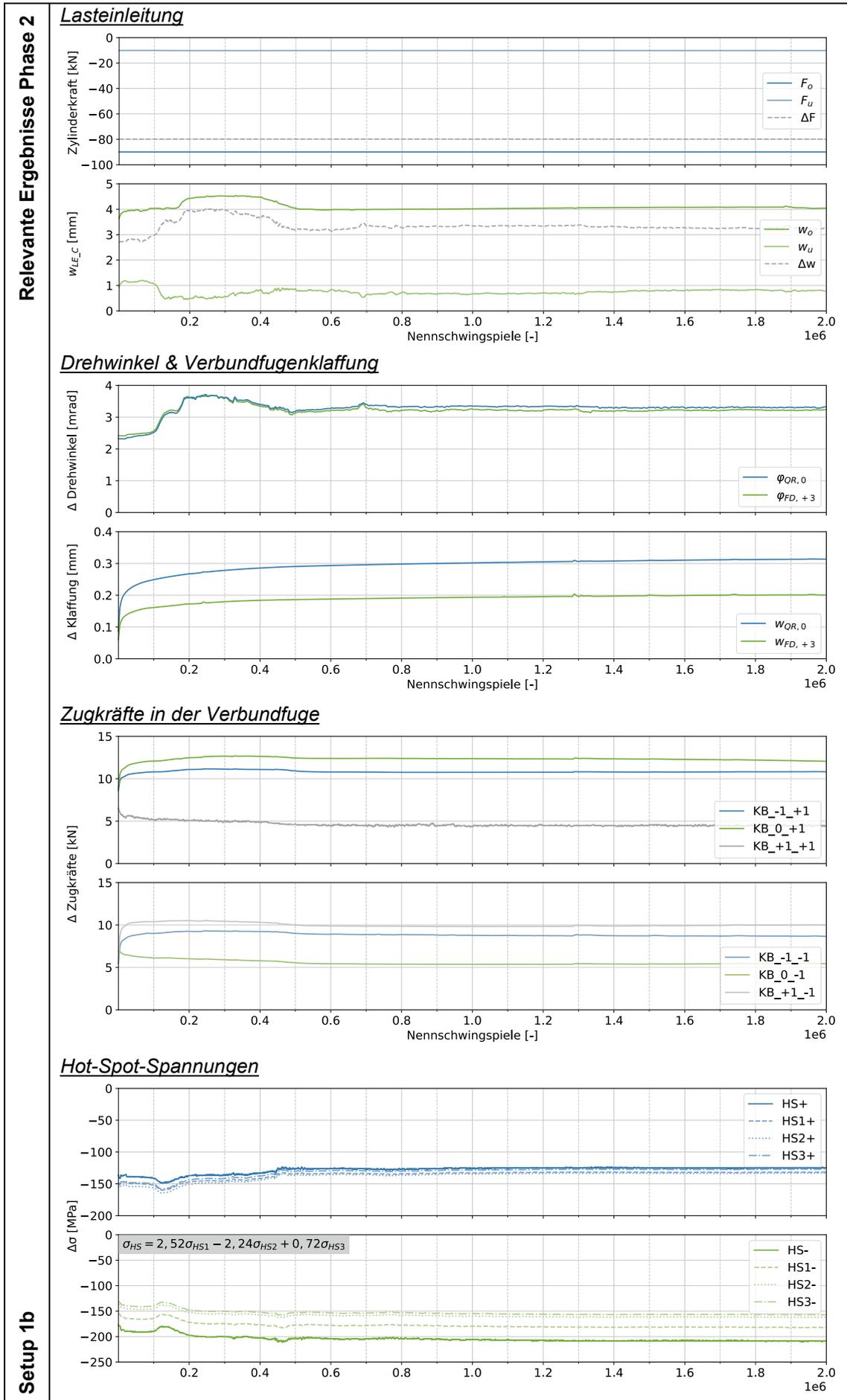
Achsenbezeichnung quer

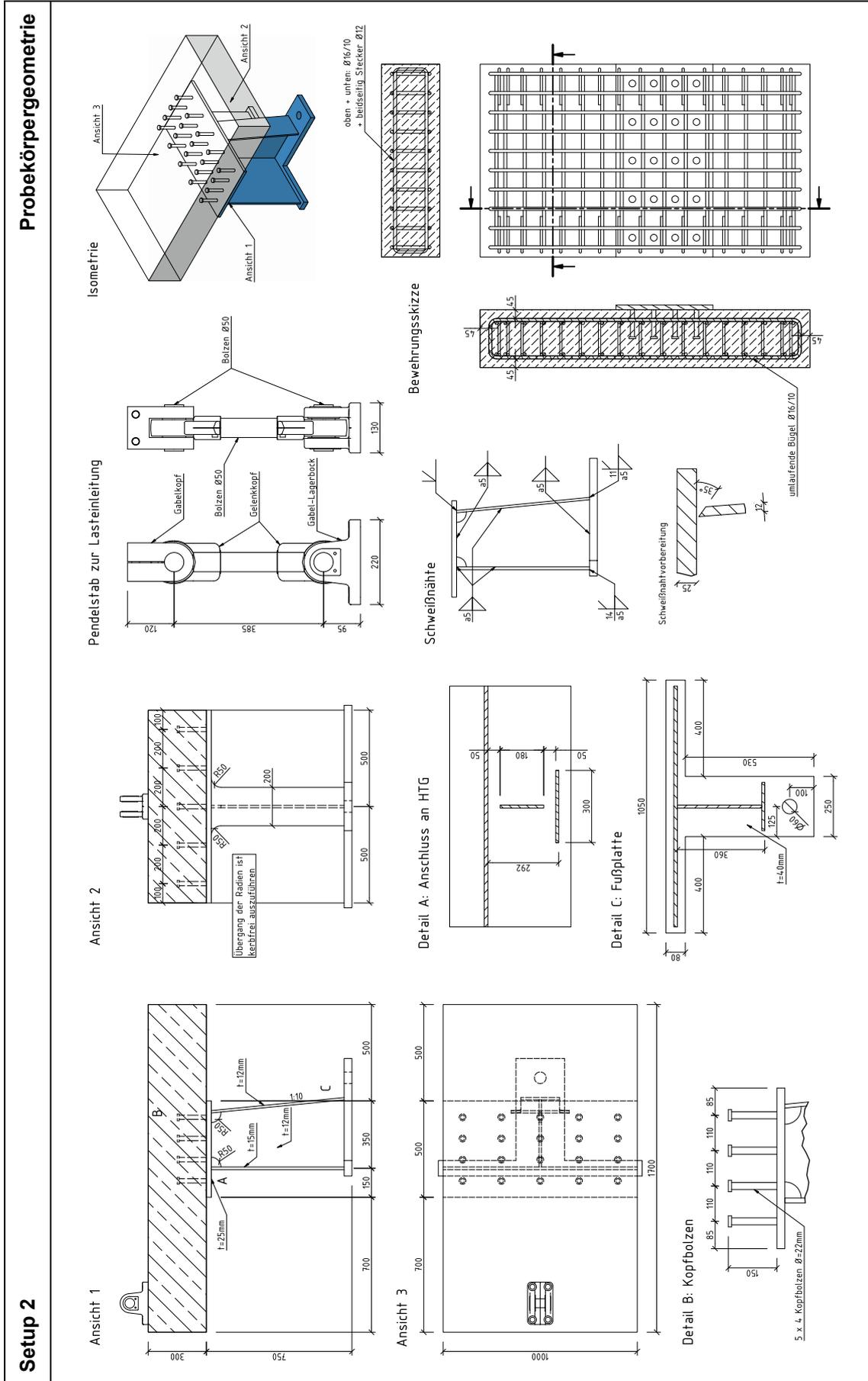




Versuchsdurchführung	<p>Phase 1 & Laststufen: 17.01.2023</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Die Fußplatte des Versuchskörpers durch Schweißvorgang nicht mehr planeben. Daraus resultieren teilweise Nichtlinearitäten in den Messkanälen (insbesondere Wegaufnehmer). ▪ Interpolation nach IIV-Richtlinie für Hot-Spot an (+) Seite liefert keine plausiblen Ergebnisse, da Spannung an D_QRG_HS2+ oberhalb von D_QRG_HS1+ liegt. Grund hierfür kann eine potenziell unzureichende Klebung an D_QRG_HS1+ sein. ▪ Bei Erreichen der 90 kN Laststufe entsteht ein Biegezugriss auf der Oberseite der Betonplatte (Rissöffnung zwischen 0,05 – 0,1 mm). 	
	<p>Phase 2: 18.01.2023</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Um die VK-Rotation zu minimieren werden Niederhalter in den Ankerschienen des Spannungsfelds platziert. Niederhalter an QRG versagt nach ca. 200.000 LW auf Ermüdung, wodurch die Verformung des VK geringfügig zunimmt. ▪ Infolge der zunehmenden Verformung des VK werden die Futterbleche am Druckkontakt langsam ausgeschoben. ▪ Kein Versagen nach 2.000.000 LW. ▪ Messwerte deuten nicht auf eine eingetretene Schädigung hin. ▪ Da infolge einer Laststeigerung potenzielle Schäden an der Prüfhalleinrichtung nicht mehr ausgeschlossen werden können, wird der Versuch abgebrochen. 	
Setup 1b	 <p>a.) Versuchsaufbau</p>	 <p>b.) DMS Anordnung QRG</p>
	 <p>c.) Biegezugriss auf Oberseite der Betonplatte bei 90 kN Laststufe</p>	 <p>Risstiefe in Dickenrichtung an Seitenfläche [mm]</p> <p>d.) Rissbild auf Oberseite der Betonplatte nach Versuchsende</p>

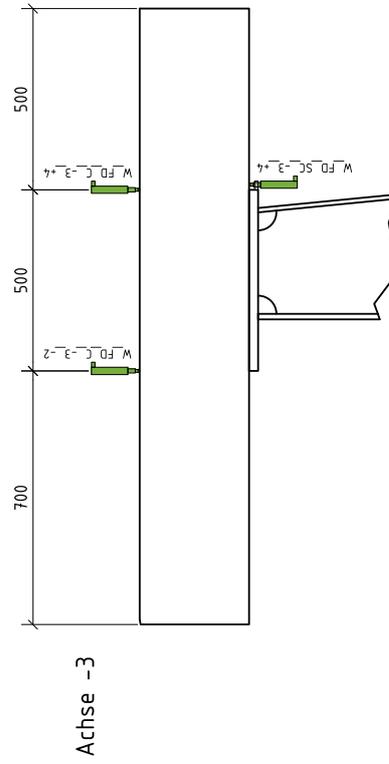
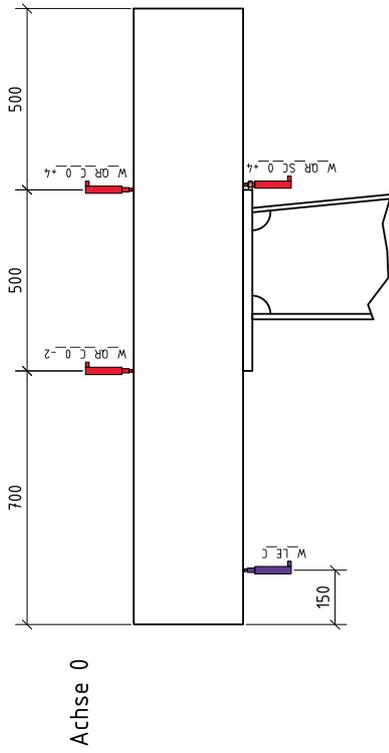
Relevante Ergebnisse Phase 1 & Laststufen	<u>Wegmessung^a</u>							
		WZylinder [mm]	WLE_C [mm]	$\varphi_{QR_0}^b$ [mrad]	$\varphi_{FD_+3}^c$ [mrad]	W _{sc_QR_0} [mm]	W _{sc_FD_+3} [mm]	Δ W _{KB_0_-1} ^d [mm]
	Phase 1	-0,25	0,032	0,009	0,017	0,000	0,000	-0,036
	10	-2,245	0,094	0,358	0,390	0,002	0,001	-0,048
	30	-3,157	0,639	1,152	1,194	0,006	0,003	0,017
	50	-4,029	1,199	1,896	1,972	0,008	0,004	0,019
	70	-4,924	1,796	2,618	2,718	0,010	-0,005	0,030
	90	-6,165	2,881	3,446	3,576	-0,009	-0,039	0,094
	^a Vorzeichen: (+) WA-Spitze rein, (-) WA-Spitze raus ^b $\varphi_{QR_0} = (W_{QR_C_0_2} + W_{QR_C_0_4}) / 500$ ^c $\varphi_{QR_+3} = (W_{FD_C_+3_2} + W_{FD_C_+3_4}) / 500$ ^d $\Delta w_{KB_0_1} = W_{KB_C_0_1} - W_{KB_S_0_1} $							
	<u>Maschinenkraft & Dehnungsmessung I</u>							
	F _{Zylinder} [kN]	σ_{HS1}^e [MPa]	σ_{HS2}^e [MPa]	σ_{HS3}^e [MPa]	σ_{QRG_I+} [MPa]	σ_{QRG_II} [MPa]		
Phase 1	-0,45	-1,50	-1,20	-1,16	0,03	-0,36		
10	-9,94	-17,18	-14,75	-14,16	-7,24	-9,86		
30	-29,93	-54,70	-47,48	-45,64	-33,18	-32,15		
50	-49,93	-92,52	-80,68	-77,49	-60,69	-54,74		
70	-69,92	-133,30	-116,72	-111,96	-89,17	-76,87		
90	-89,91	-183,57	-161,38	-154,58	-121,33	-98,29		
^e (-) Seite maßgebend								
<u>Dehnungsmessung II</u>								
	$\sigma_{HTS_I_1}$ [MPa]	$\sigma_{HTS_I_0}$ [MPa]	$\sigma_{HTS_I_+1}$ [MPa]	$\sigma_{HTS_II_1}$ [MPa]	$\sigma_{HTS_II_+1}$ [MPa]	σ_{HTG} [MPa]		
Phase 1	0,01	0,30	0,21	0,08	0,07	0,07		
10	3,33	3,76	3,09	1,92	1,80	3,51		
30	9,28	10,62	8,11	5,64	5,23	9,86		
50	15,15	17,24	13,43	9,34	8,52	16,61		
70	21,33	24,41	19,06	13,12	11,93	24,19		
90	27,48	30,60	24,15	17,23	15,48	32,81		
<u>Zugkräfte in der Verbundfuge</u>								
	F _{KB_-1_+1} [kN]	F _{KB_-1_-1} [kN]	F _{KB_0_+1} [kN]	F _{KB_0_-1} [kN]	F _{KB_+1_+1} [kN]	F _{KB_+1_-1} [kN]		
Phase 1	-0,04	0,03	0,05	0,03	0,05	-0,01		
10	0,26	0,15	0,24	0,09	0,25	0,17		
30	0,74	0,40	0,89	0,54	0,71	0,53		
50	1,55	0,76	1,78	1,36	2,03	1,10		
70	3,41	1,65	4,02	3,48	5,38	2,97		
90	7,97	6,22	9,02	7,85	6,93	8,52		
Setup 1b								



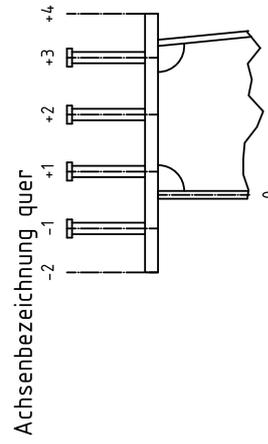
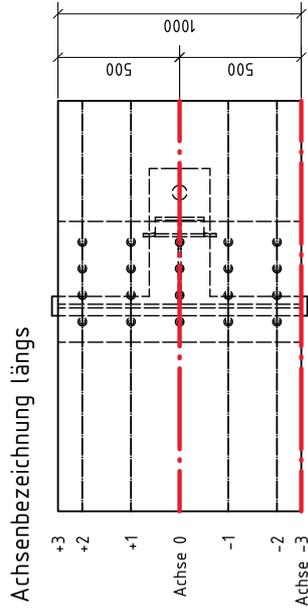


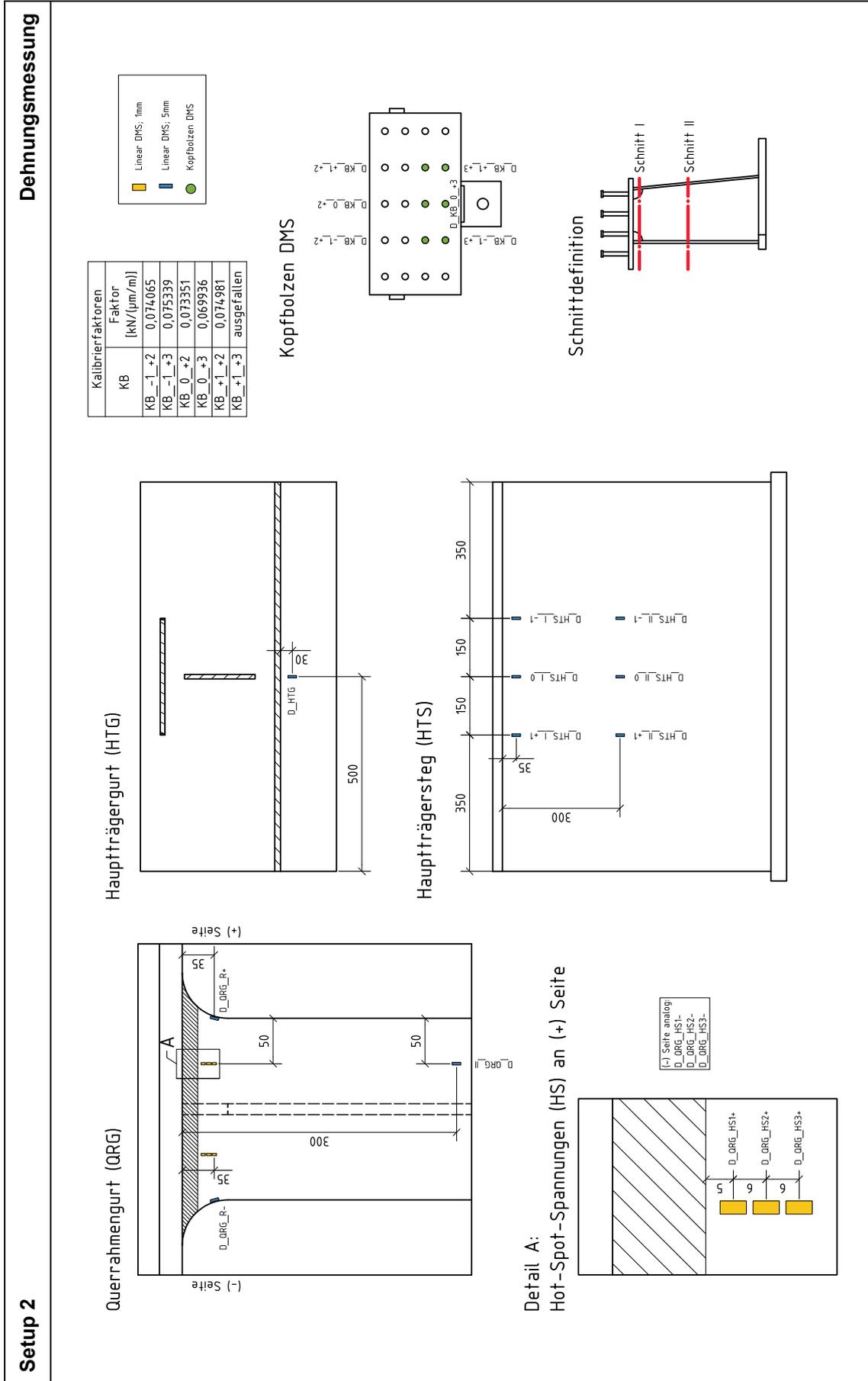
Setup 2

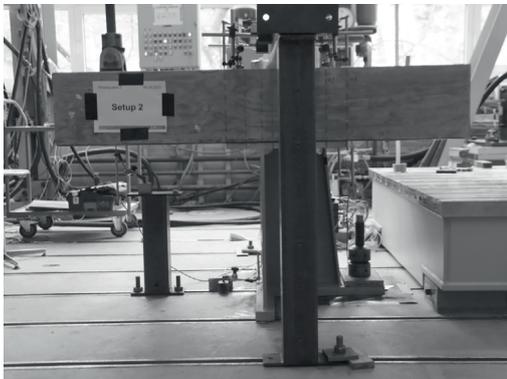
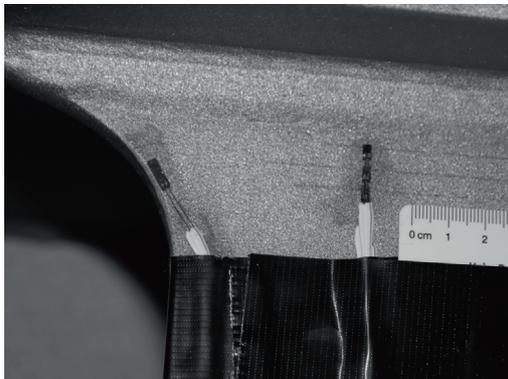
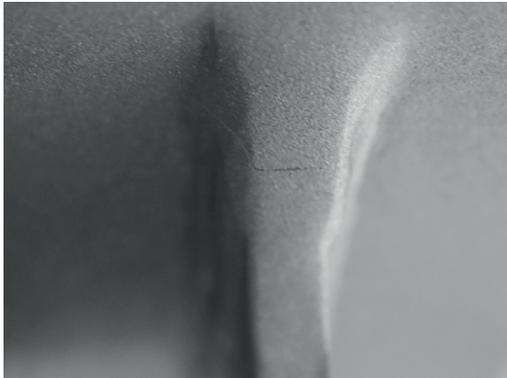
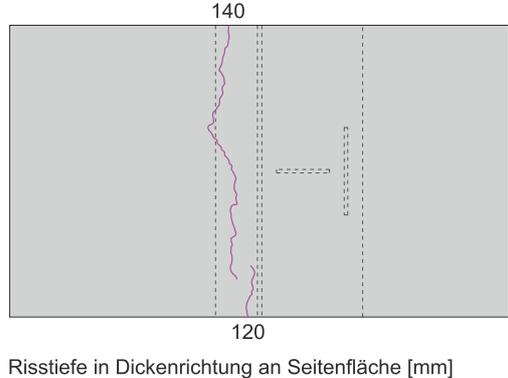
Wegmessung



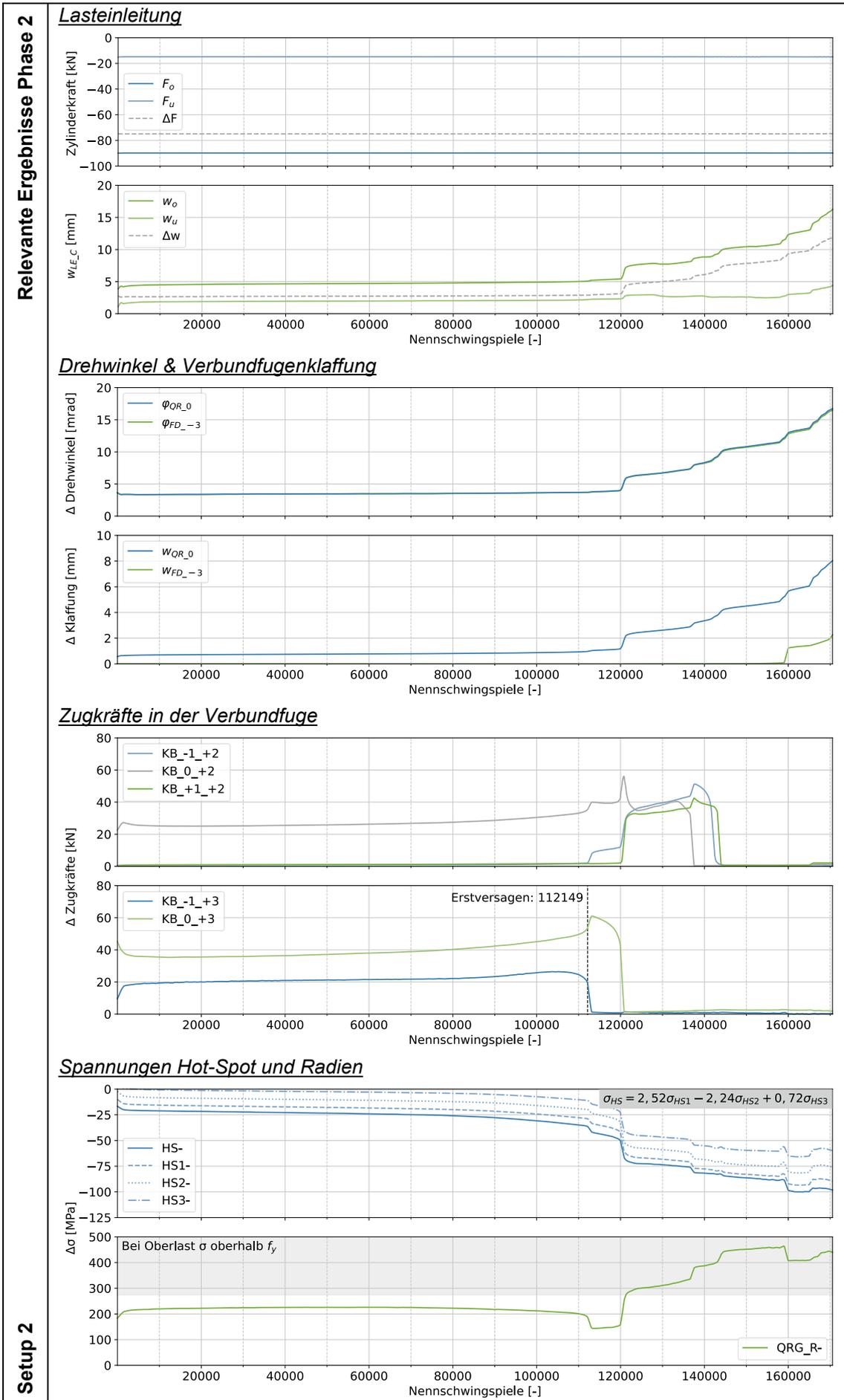
Abkürzung	Abkürzungsverzeichnis	Bedeutung
FD	freier Drehwinkel	
LE	Lasteinleitung	
OR	Querrahmen	
C	Wegaufnehmer an Betongurt	
S	Wegaufnehmer an Stahlgurt	
SC	Wegaufnehmer zwischen Stahl- und Betongurt	





Versuchsdurchführung	<p>Phase 1 & Laststufen: 6.4.2023</p> <ul style="list-style-type: none"> Um die Bewegung des VK zu minimieren, wird der Spalt zwischen Spannfeldboden und VK-Fußplatte mit einer dünnen Mörtelschicht auf Polymerbetonbasis verfüllt. Im Zuge der VK-Herstellung ist der Bolzen-DMS von KB_+1_+3 ausgefallen. Die Zugspannungen am Querrahmengurt sind an den Radien maximal. Die beiden DMS-Dreierketten an HS weisen hingegen Dehnungen im Druckbereich aus. 	
	<p>Phase 2: 11.4.2023</p> <ul style="list-style-type: none"> Erstrissbildung auf der Oberseite der Betonplatte auf Höhe des Hauptträgerstegs nach wenigen Lastwechseln. Rissöffnung bei Oberlast $\leq 0,1$ mm. Erstversagen nach ca. 112.149 LW durch Abriss von KB_-1_+3. Anschließend tritt eine Umlagerung der Zugkräfte in der Verbundfuge auf. Obwohl KB_0_+3 mit deutlich größeren Zugkräften beansprucht wird findet Erstversagen bei KB_-1_+3 statt – untypisches Verhalten im Vergleich zu den anderen Setups. Weiterer sukzessiver Ausfall der zugbeanspruchten Kopfbolzen. Mit Ausfall von KB_0_+3 setzt eine Plastifizierung im Bereich der Radien des QRG ein. Infolge des Steifigkeitsverlusts nimmt die Verformung des VK stetig zu; Klaffung der Verbundfuge nimmt ebenfalls zu. Mit zunehmendem Drehwinkel steigen die gemessenen Druckspannungen an HS. Abbruch nach 170.553 LW, da eingestellte Weggrenze zum Schutz der Messtechnik verletzt wurde. Alle Kopfbolzen mit DMS sind abgerissen. Nach Ausbau des VK ist ein Riss von ca. 12 mm an der Schweißnaht QRG an HTG an der (-) Seite aufgefallen. 	
Setup 2	 <p>a.) Versuchsaufbau</p>	 <p>b.) DMS Anordnung QRG</p>
	 <p>c.) Riss im Bereich der Schweißnaht QRG an HTG (-) Seite</p>	 <p>d.) Rissbild auf Oberseite der Betonplatte nach Versuchsende</p>

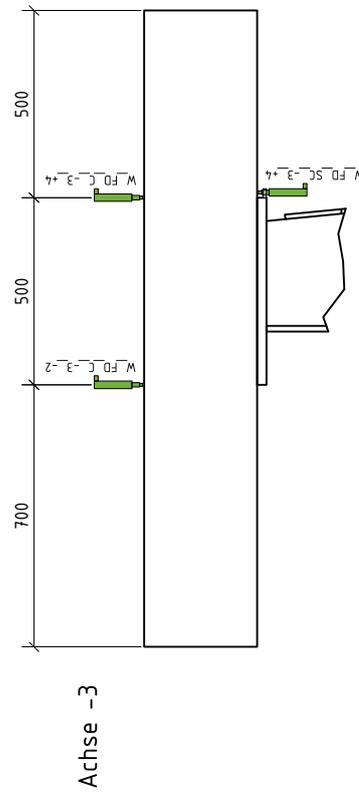
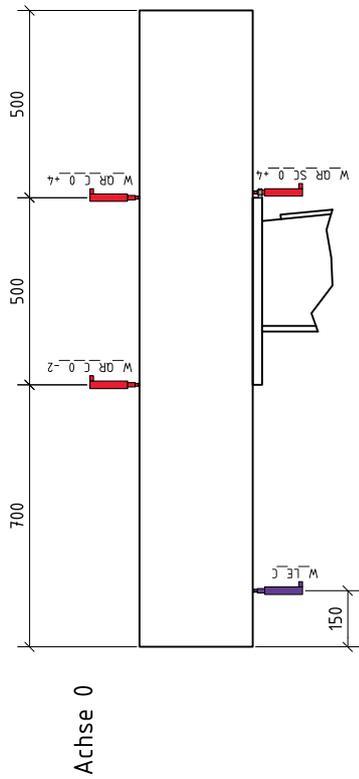
Relevante Ergebnisse Phase 1 & Laststufen	<u>Wegmessung^a</u>						
		W _{Zylinder} [mm]	W _{LE_C} [mm]	φ _{QR_0} ^b [mrad]	φ _{FD_-3} ^c [mrad]	W _{sc_QR_0} [mm]	W _{sc_FD_-3} [mm]
	Phase 1	-0,165	0,097	-0,108	-0,106	-0,007	0,000
	10	-0,696	0,370	-0,452	-0,456	-0,033	0,000
	30	-1,687	1,251	-1,572	-1,548	-0,135	-0,001
	50	-2,685	2,233	-2,846	-2,798	-0,278	-0,001
	70	-3,607	3,149	-4,034	-3,962	-0,449	-0,001
	90	-4,564	4,100	-5,208	-5,112	-0,630	0,001
	^a Vorzeichen: (+) WA-Spitze rein, (-) WA-Spitze raus ^b $\varphi_{QR_0} = -(W_{QR_C_0_-2} + W_{QR_C_0_+4}) / 500$ ^c $\varphi_{QR_-3} = -(W_{FD_C_-3_-2} + W_{FD_C_-3_+4}) / 500$						
	<u>Maschinenkraft & Dehnungsmessung I</u>						
	F _{Zylinder} [kN]	σ _{HS1} ^d [MPa]	σ _{HS2} ^d [MPa]	σ _{HS3} ^d [MPa]	σ _{QRG_R} ^d [MPa]	σ _{QRG_II} [MPa]	
Phase 1	-2,24	0,37	0,04	0,40	3,21	1,15	
10	-10,01	-0,08	0,86	1,78	15,22	5,98	
30	-29,96	-2,64	0,05	2,71	62,26	19,26	
50	-50,00	-6,66	-2,08	2,47	127,33	32,24	
70	-70,00	-11,46	-4,91	1,70	195,12	45,15	
90	-90,01	-17,04	-8,49	0,40	258,55	62,09	
^d (-) Seite maßgebend							
<u>Dehnungsmessung II</u>							
	σ _{HTS_I_-1} [MPa]	σ _{HTS_I_0} [MPa]	σ _{HTS_I_+1} [MPa]	σ _{HTS_II_-1} [MPa]	σ _{HTS_II_+1} [MPa]	σ _{HTG} [MPa]	
Phase 1	-0,95	-0,99	-1,12	-0,46	-0,49	-0,23	
10	-4,77	-4,61	-5,31	-2,40	-2,12	-1,37	
30	-16,04	-16,39	-16,69	-7,66	-7,16	-4,88	
50	-28,65	-29,95	-29,60	-13,05	-12,51	-9,65	
70	-42,41	-44,92	-43,46	-18,40	-17,73	-15,24	
90	-56,71	-60,63	-57,95	-24,18	-23,30	-22,11	
<u>Zugkräfte in der Verbundfuge</u>							
	F _{KB_-1_+2} [kN]	F _{KB_-1_+3} [kN]	F _{KB_0_+2} [kN]	F _{KB_0_+3} [kN]	F _{KB_+1_+2} [kN]	F _{KB_+1_+3} [kN]	
Phase 1	0,00	0,04	0,03	0,12	-0,03	ausgefallen	
10	-0,06	0,17	0,32	0,89	0,03		
30	0,00	1,09	2,08	10,87	0,11		
50	0,19	5,03	11,18	20,79	0,48		
70	0,53	13,26	18,18	33,08	1,18		
90	0,99	20,06	25,54	46,48	2,01		
Setup 2							



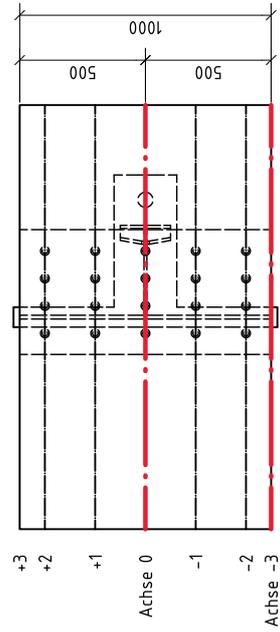
Setup 3

Wegmessung

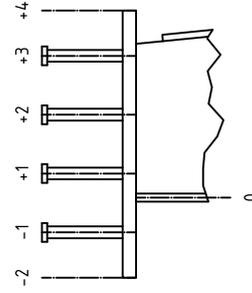
Abkürzung	Abkürzungsverzeichnis	Bedeutung
FD	freier Drehwinkel	
LE	Lastenteilung	
QR	Querrahmen	
C	Wegaufnehmer an Belongurt	
S	Wegaufnehmer an Stahlgurt	
SC	Wegaufnehmer zwischen Stahl- und Belongurt	

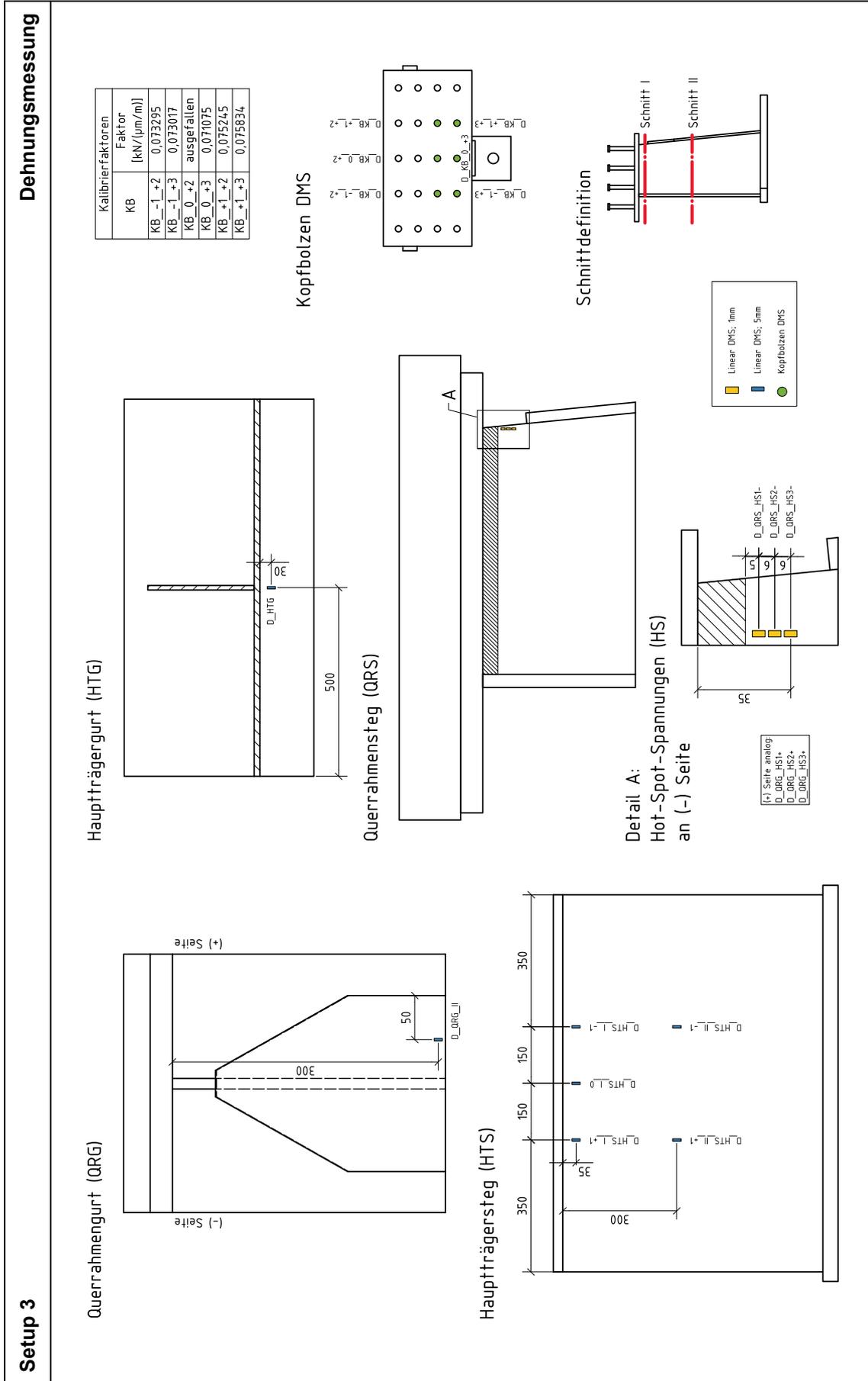


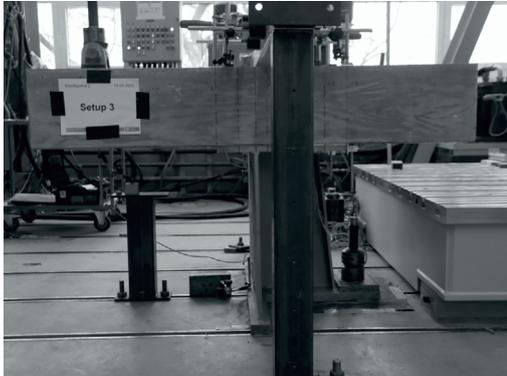
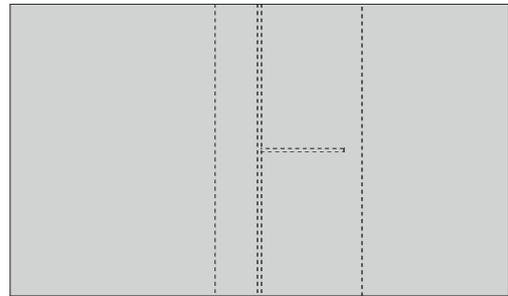
Achsenbezeichnung längs



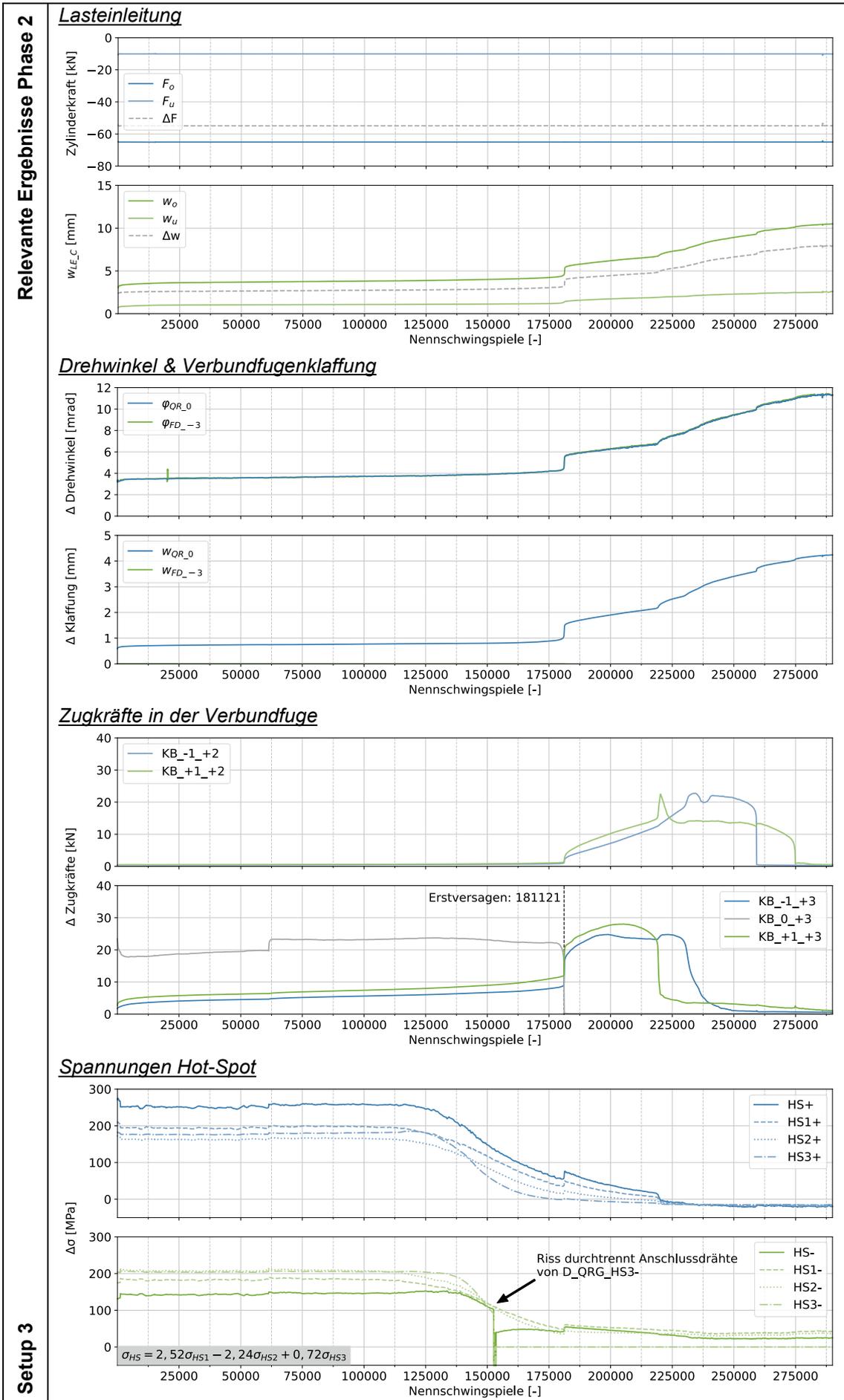
Achsenbezeichnung quer





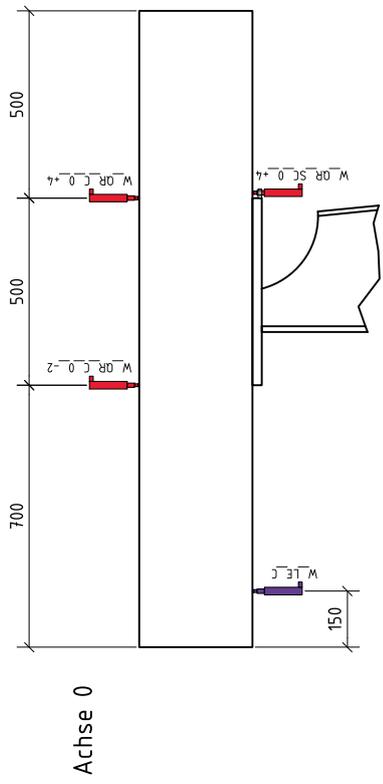
Versuchsdurchführung	<p><u>Phase 1 & Laststufen:</u> 14.4.2023</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Um die Bewegung des VK zu minimieren, wird der Spalt zwischen Spannfeldboden und VK-Fußplatte mit einer dünnen Mörtelschicht auf Polymerbetonbasis verfüllt. ▪ Im Zuge der VK-Herstellung ist der Bolzen-DMS von KB_+0_+2 ausgefallen. 	
	<p><u>Phase 2:</u> 18.4.2023</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Die DMS-Dreierketten weisen keinen ausgeprägten Spannungsanstieg zur Schweißnaht zwischen QRS und HTG auf. Die Hot-Spot-Spannungen werden trotzdem ermittelt, um (-) und (+) Seiten vergleichen zu können. ▪ Kopfbolzenzugkraft von KB_0_+3 beim dynamischen Versuch größer als beim statischen (hochgerechnet auf Oberlast). Dies hängt möglicherweise mit Adhäsions- oder Setzungseffekten zusammen. ▪ Nach ca. 20.300 LW wird die Spitze von W_FD_-3_+4 nachgezogen, da sich diese gelockert hat. ▪ Ab ca. 100.000 LW lässt sich eine stetige Abnahme der Spannungen am Anschluss QRS an HTG feststellen. Gradient der Abnahme ist an beiden Seiten bei D_QRS_HS3 am größten. ▪ Ermüdungsriss mit Ursprung an Umschweißung der Spitze QRG an QRS ab ca. 120.000 LW erkennbar. ▪ Bei ca. 152.600 LW durchtrennt der Riss die Anschlusskabel von D_QRS_HS3- ▪ Erstversagen nach 181.121 LW durch Abriss von KB_0_+3. Anschließend tritt eine Umlagerung der Zugkräfte in der Verbundfuge auf. ▪ Weiterer sukzessiver Ausfall der zugbeanspruchten Kopfbolzen. ▪ Infolge des Steifigkeitsverlusts nimmt die Verformung des VK stetig zu; Klaffung der Verbundfuge nimmt ebenfalls zu. ▪ Abbruch nach 290.000 LW; Alle Kopfbolzen mit DMS sind abgerissen; Ermüdungsriss am QRS mit ca. 45 mm Länge. ▪ Betonplatte weist keinen Biegezugriss auf. 	
Setup 3	 <p>a.) Versuchsaufbau</p>	 <p>b.) Unterfütterung der Fußplatte</p>
	 <p>c.) Riss am Anschluss QRG-Spitze</p>	 <p>d.) Kein Riss in der Betonplatte während des Versuchs aufgetreten</p>

Relevante Ergebnisse Phase 1 & Laststufen	<u>Wegmessung^a</u>						
		W _{Zylinder} [mm]	W _{LE_C} [mm]	φ _{QR_0} ^b [mrad]	φ _{FD_-3} ^c [mrad]	W _{sc_QR_0} [mm]	W _{sc_FD_-3} [mm]
	Phase 1	-0,165	0,141	-0,187	-0,185	-0,005	0,000
	10	-0,626	0,207	-0,442	-0,442	-0,042	0,000
	30	-1,705	1,291	-1,928	-1,932	-0,330	-0,005
	50	-2,713	2,369	-3,316	-3,328	-0,496	-0,005
	a Vorzeichen: (+) WA-Spitze rein, (-) WA-Spitze raus						
	b $\varphi_{QR_0} = -(W_{QR_C_0_-2} + W_{QR_C_0_+4}) / 500$						
	c $\varphi_{QR_-3} = -(W_{FD_C_-3_-2} + W_{FD_C_-3_+4}) / 500$						
	<u>Maschinenkraft & Dehnungsmessung I</u>						
	F _{Zylinder} [kN]	σ _{HS1} ^d [MPa]	σ _{HS2} ^d [MPa]	σ _{HS3} ^d [MPa]	σ _{QRG_II} [MPa]		
Phase 1	-1,80	6,27	6,85	6,18	1,28		
10	-9,95	35,52	40,05	38,18	5,87		
30	-29,95	106,23	116,74	109,46	18,25		
50	-49,94	172,26	193,43	186,76	30,05		
d (-) Seite maßgebend							
<u>Dehnungsmessung II</u>							
	σ _{HTS_I_-1} [MPa]	σ _{HTS_I_0} [MPa]	σ _{HTS_I_+1} [MPa]	σ _{HTS_II_-1} [MPa]	σ _{HTS_II_+1} [MPa]	σ _{HTG} [MPa]	
Phase 1	-1,24	-1,04	-0,89	-0,44	-0,28	-0,30	
10	-6,13	-6,39	-6,14	-2,48	-2,36	-3,32	
30	-27,40	-30,58	-27,77	-8,36	-7,64	-17,25	
50	-42,11	-48,91	-44,30	-14,04	-13,17	-24,98	
<u>Zugkräfte in der Verbundfuge</u>							
	F _{KB_-1_+2} [kN]	F _{KB_-1_+3} [kN]	F _{KB_0_+2} [kN]	F _{KB_0_+3} [kN]	F _{KB_+1_+2} [kN]	F _{KB_+1_+3} [kN]	
Phase 1	-0,03	-0,01	ausgefallen	0,20	0,00	-0,01	
10	0,04	0,10		0,77	0,00	0,12	
30	0,32	1,65		1,46	0,39	3,63	
50	0,55	2,78		10,99	0,62	5,23	
Setup 3							

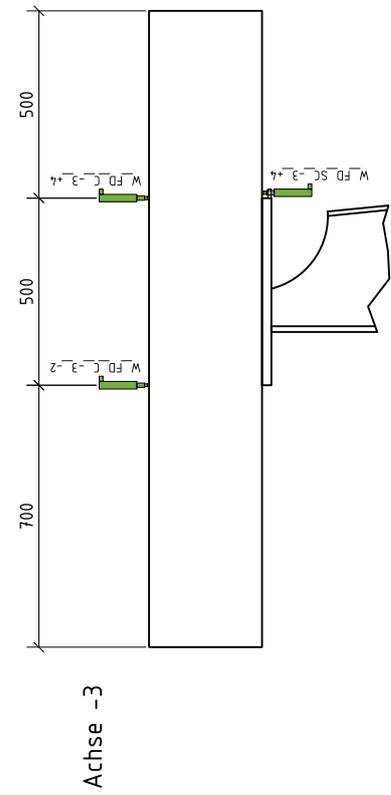


Setup 4

Wegmessung



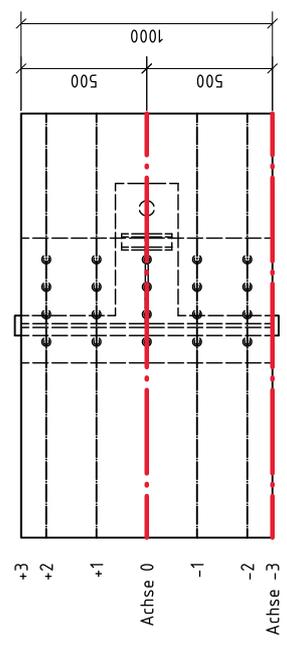
Achse 0



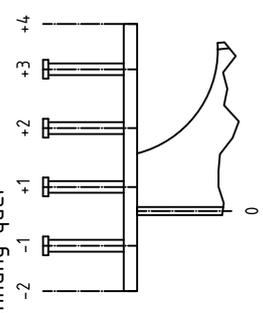
Achse -3

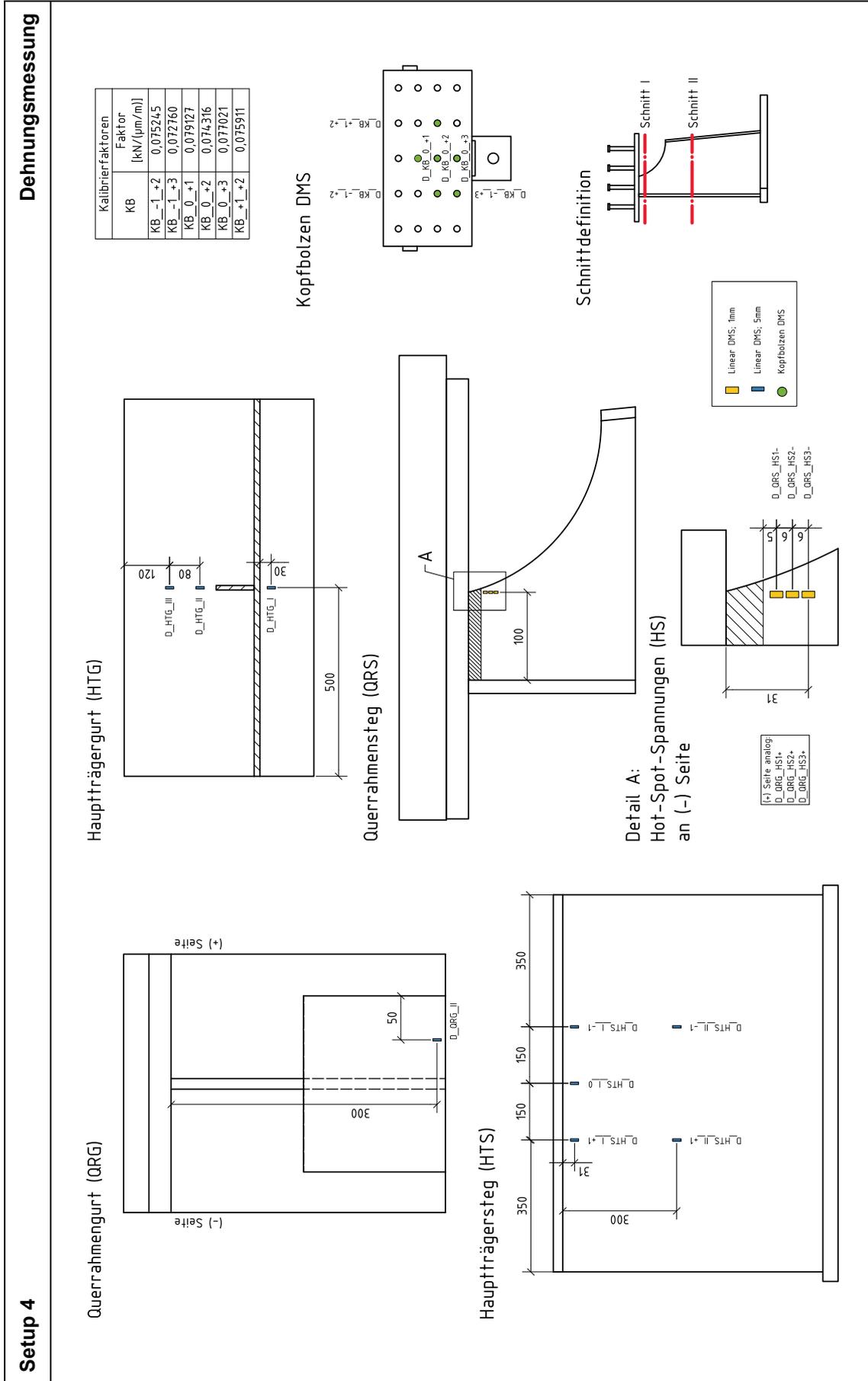
Abkürzung	Abkürzungsverzeichnis	Bedeutung
FD	freier Drehwinkel	
LE	Lastleitung	
QR	Querrahmen	
C	Wegaufnehmer an Betongurt	
S	Wegaufnehmer an Stahlgurt	
SC	Wegaufnehmer zwischen Stahl- und Betongurt	

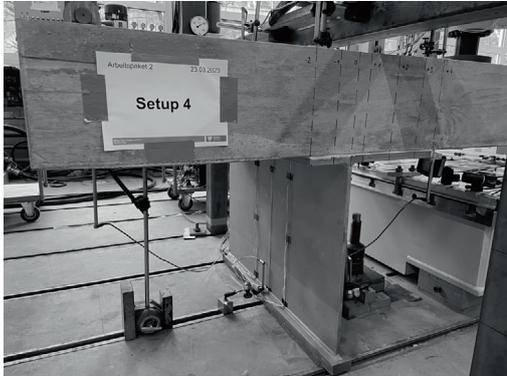
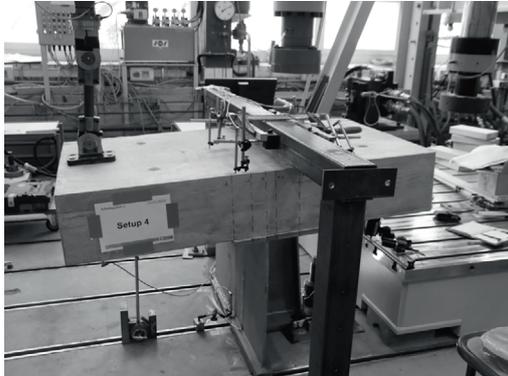
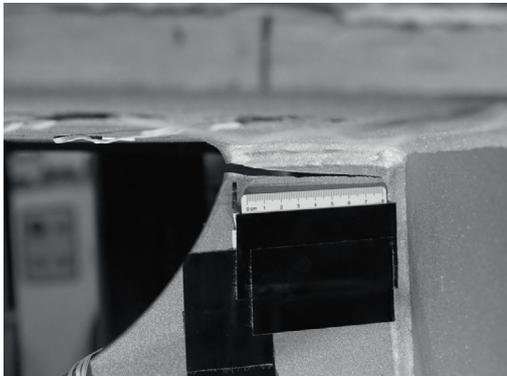
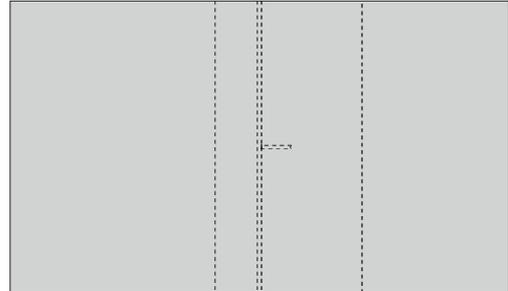
Achsenbezeichnung längs



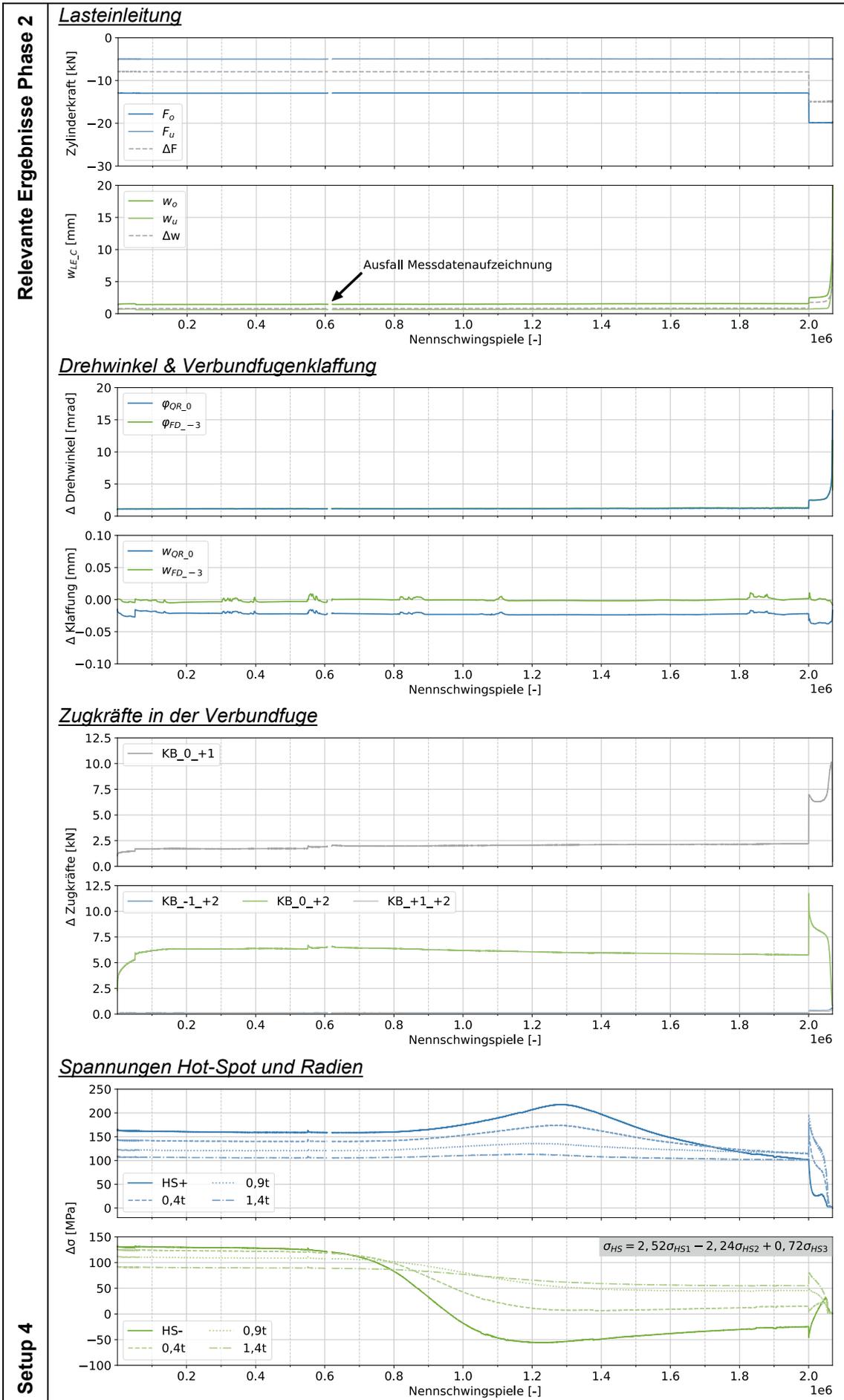
Achsenbezeichnung quer

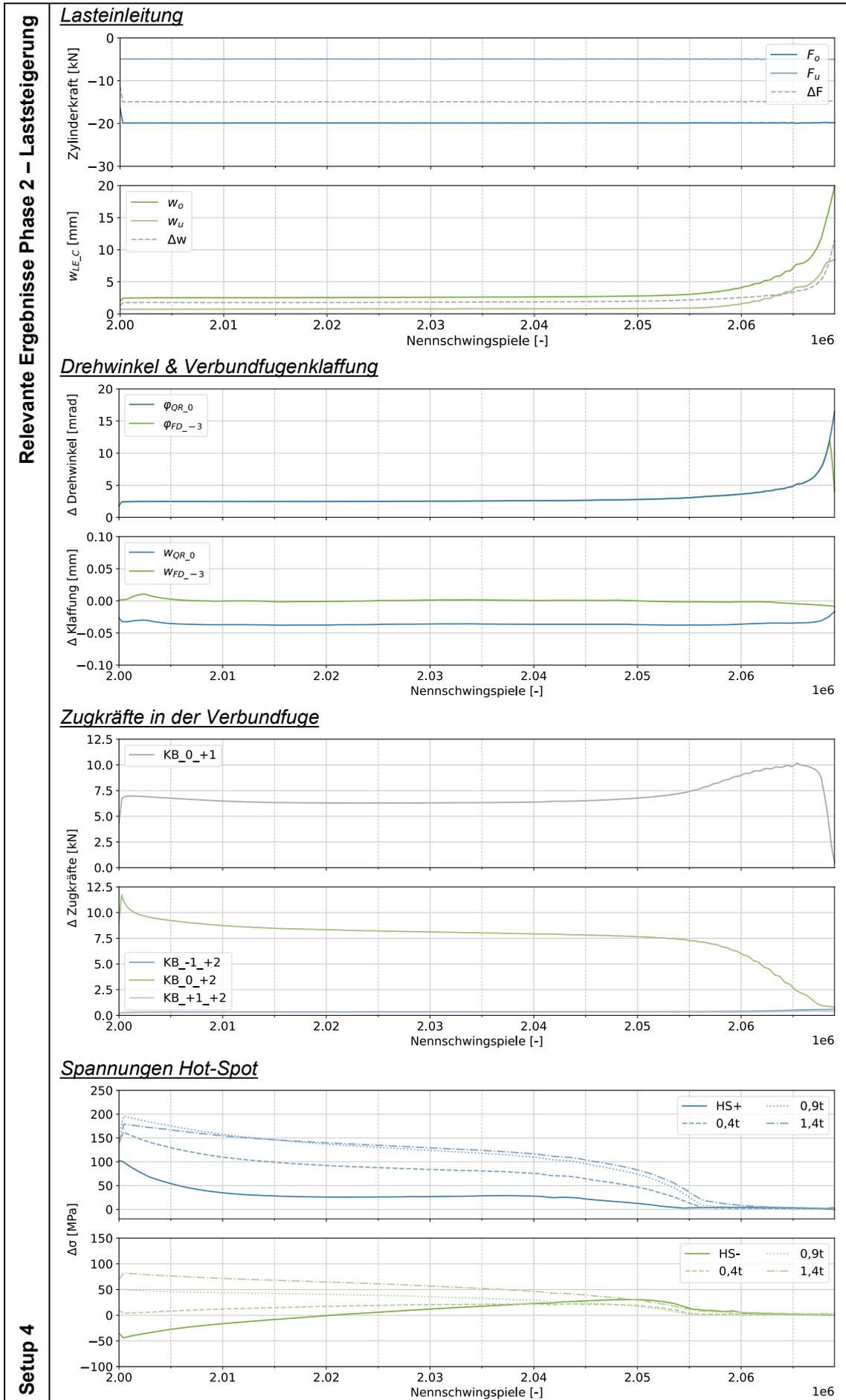




Versuchsdurchführung	<p>Phase 1 & Laststufen: 23.3.2023</p> <ul style="list-style-type: none"> Um die Bewegung des VK zu minimieren, wird der Spalt zwischen Spannfeldboden und VK-Fußplatte mit einer dünnen Mörtelschicht auf Polymerbetonbasis verfüllt. 	
	<p>Phase 2: 24.3.2023</p> <ul style="list-style-type: none"> Ab ca. 400.000 LW beginnt an HS (-) Seite zunächst eine langsame Spannungsumlagerung gefolgt von einer Abnahme der gemessenen Zugspannungen. Nach ca. 606.955 LW Ausfall der Messdatenaufzeichnung für 13.632 LW. Nicht aufgezeichnete Anzahl LW konnte über Software der Regelungselektronik ermittelt werden. Ab ca. 800.000 LW steigen Spannungen an HS (+) Seite langsam an bis etwa nach 1.272.000 LW die Hot-Spot-Spannungen maximal sind. Anschließend langsamer Abfall des Spannungsniveaus. Nach 2.000.000 LW kein äußerlich erkennbarer Ermüdungsriss an der Schweißnaht. Aufgetretene Spannungsumlagerungen deuten allerdings darauf hin, dass ggf. bereits eine Schädigung an der Schweißnaht eingetreten ist. Die Gesamtsteifigkeit des VK ist allerdings wie zu Beginn des Versuchs unverändert (konstanter Verlauf von Verformung an der Lasteinleitung, Drehwinkel und Verbundfugenklaffung). Dynamische Belastung wird für die nächsten Schwingenspiele vergrößert. Nach ca. 58.500 LW auf dem neuen Lastniveau (2.058.500 LW insgesamt) ist ein deutlicher Riss von ca. 30 mm am Anschluss QRS an HTG vorhanden. Riss startet am Nahtfuß an QRS und wächst ins Grundmaterial. Abbruch nach 59.600 LW; Ermüdungsriss mit einer Länge von ca. 95 mm (fast kompletter Querschnitt von QRS durchgerissen); Kein Versagen der Kopfbolzen aufgetreten. Kopfbolzen KB_0_+3 ohne signifikante Zugkraft über die gesamte Versuchsdauer. Betonplatte weist keinen Biegezugriss auf. 	
Setup 4	 <p>a.) Versuchsaufbau</p>	 <p>b.) Versuchskörperverformung bei Oberlast nach Versuchsende</p>
	 <p>c.) Riss am Anschluss QRS an HTG nach Versuchsende</p>	 <p>d.) Kein Riss in der Betonplatte während des Versuchs aufgetreten</p>

Relevante Ergebnisse Phase 1 & Laststufen	<u>Wegmessung^a</u>						
		W _{Zylinder} [mm]	W _{LE_C} [mm]	φ _{QR_0} ^b [mrad]	φ _{FD_-3} ^c [mrad]	W _{sc_QR_0} [mm]	W _{sc_FD_-3} [mm]
	Phase 1	-0,165	0,009	-0,016	-0,017	0,000	0,000
	2	-1,529	0,210	-0,308	-0,304	0,002	0,000
	4	-1,742	0,421	-0,602	-0,592	0,004	0,000
	6	-1,943	0,623	-0,890	-0,878	0,006	0,000
	8	-2,163	0,835	-1,198	-1,184	0,008	0,000
	10	-2,381	1,050	-1,510	-1,490	0,011	0,000
	^a Vorzeichen: (+) WA-Spitze rein, (-) WA-Spitze raus ^b $\varphi_{QR_0} = -(W_{QR_C_0_-2} + W_{QR_C_0_+4}) / 500$ ^c $\varphi_{QR_-3} = -(W_{FD_C_-3_-2} + W_{FD_C_-3_+4}) / 500$						
	<u>Maschinenkraft & Dehnungsmessung I</u>						
	F _{Zylinder} [kN]	σ _{HS1+} ^d [MPa]	σ _{HS2+} ^d [MPa]	σ _{HS3+} ^d [MPa]	σ _{HTG_I} [MPa]	σ _{HTG_II} [MPa]	σ _{HTG_III} [MPa]
Phase 1	0,00	1,97	1,64	1,33	-0,01	-0,27	-0,36
2	-2,01	37,27	31,67	28,02	-0,63	-4,17	-6,14
4	-4,08	74,01	62,96	55,79	-1,22	-8,20	-12,31
6	-6,00	108,65	92,21	81,74	-1,84	-12,10	-18,14
8	-8,04	145,98	123,69	109,65	-2,58	-16,35	-24,32
10	-10,03	182,76	154,76	137,11	-3,29	-20,48	-30,47
^d (+) Seite maßgebend							
<u>Dehnungsmessung II</u>							
	σ _{HTS_I_-1} [MPa]	σ _{HTS_I_0} [MPa]	σ _{HTS_I_+1} [MPa]	σ _{HTS_II_-1} [MPa]	σ _{HTS_II_+1} [MPa]	σ _{QRG_II} [MPa]	
Phase 1	-0,27	-0,37	-0,17	-0,10	-0,16	0,11	
2	-4,20	-6,18	-3,99	-0,81	-0,72	0,61	
4	-8,25	-12,39	-8,31	-1,73	-1,55	1,17	
6	-12,18	-18,25	-12,29	-2,51	-2,41	1,70	
8	-16,45	-24,47	-16,51	-3,32	-3,29	2,26	
10	-20,61	-30,66	-20,70	-4,21	-4,13	2,84	
<u>Zugkräfte in der Verbundfuge</u>							
	F _{KB_-1_+2} [kN]	F _{KB_-1_+3} [kN]	F _{KB_0_+1} [kN]	F _{KB_0_+2} [kN]	F _{KB_0_+3} [kN]	F _{KB_+1_+2} [kN]	
Phase 1	-0,01	-0,04	-0,01	0,02	0,03	0,01	
2	0,02	-0,04	0,17	0,36	0,05	0,01	
4	0,05	-0,04	0,39	0,83	0,06	0,02	
6	0,06	-0,05	0,62	1,57	0,10	0,04	
8	0,09	-0,04	0,93	3,13	0,13	0,06	
10	0,12	-0,07	1,29	5,45	0,19	0,09	
Setup 4							

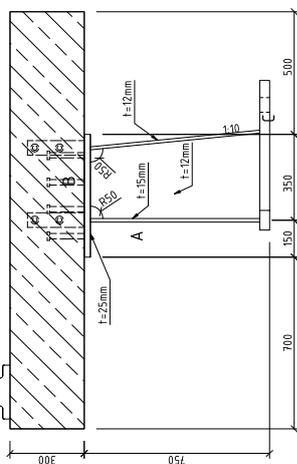




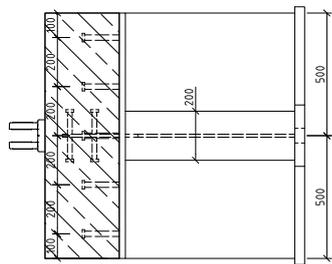
Setup 5

Probekörpergeometrie

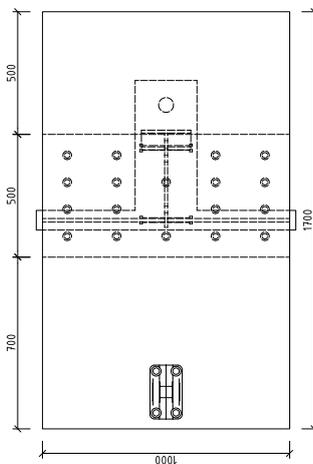
Ansicht 1



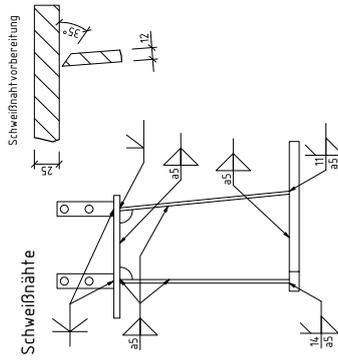
Ansicht 2



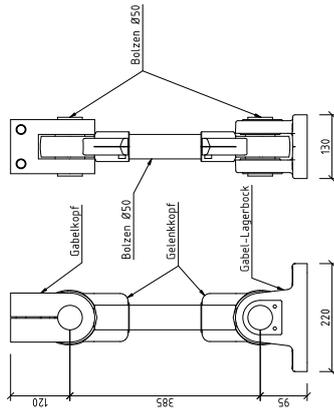
Ansicht 3



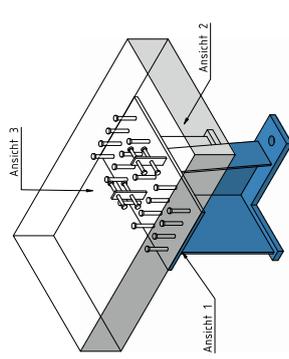
Schweißnähte



Pendelstab zur Lastentleitung



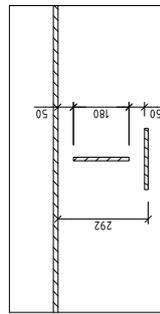
Isometrie



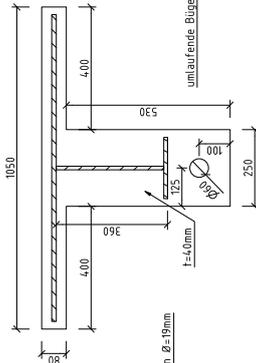
Bewehrungsskizze



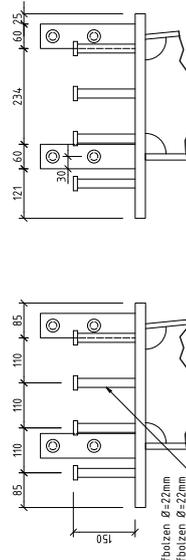
Detail A: Anschluss an HTG



Detail C: Fußplatte



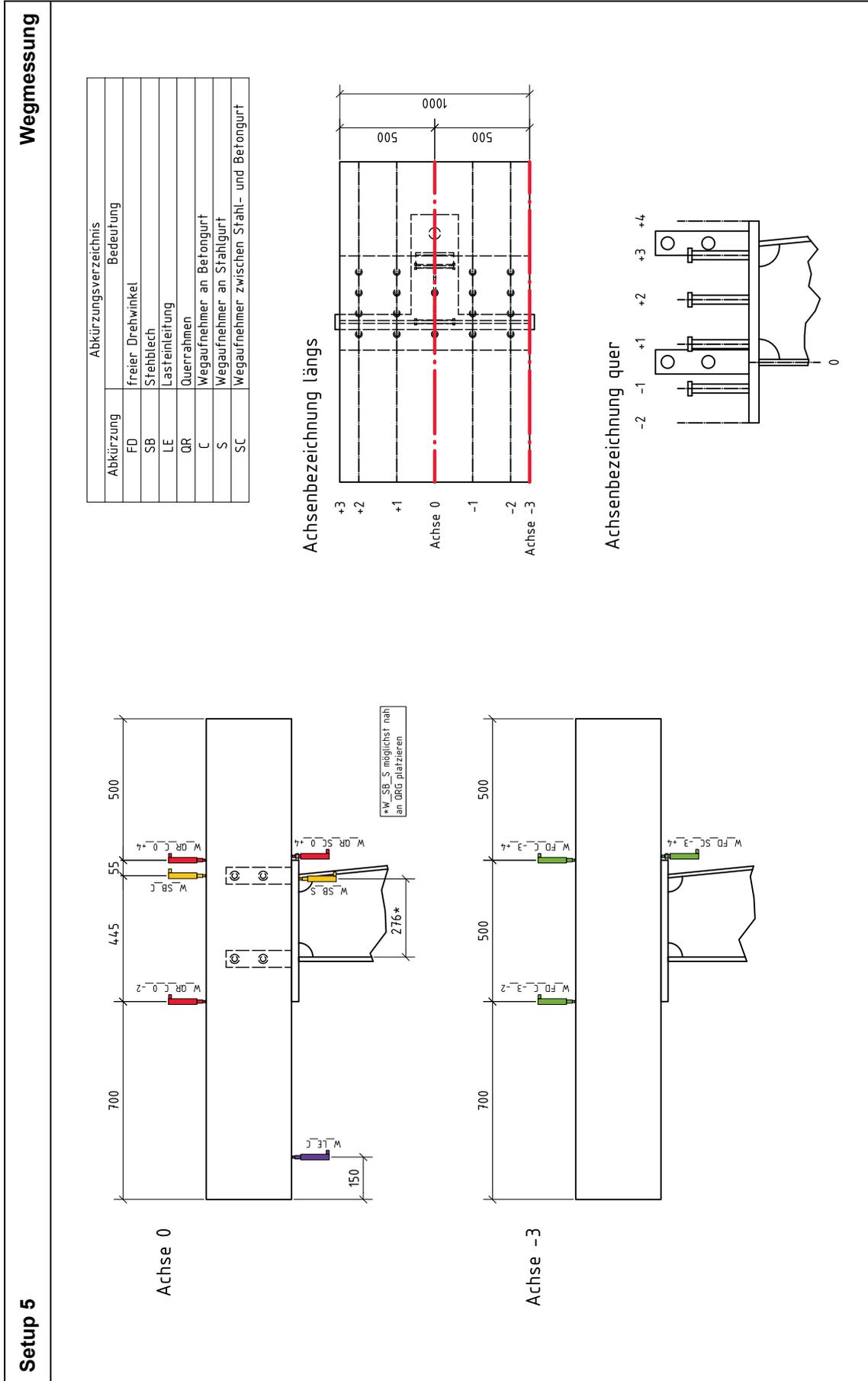
Detail B: Kopfbolzen & Stehblech

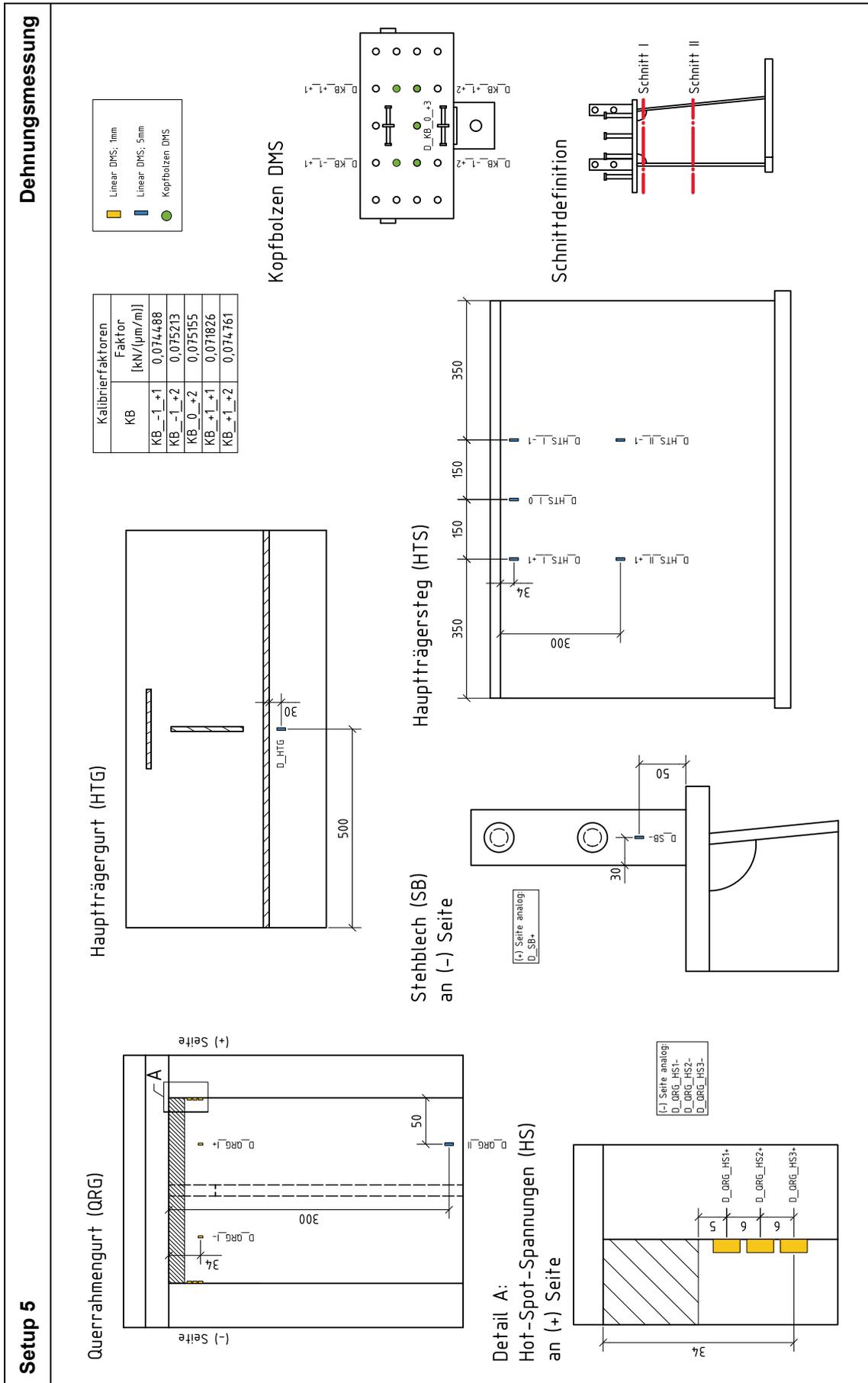


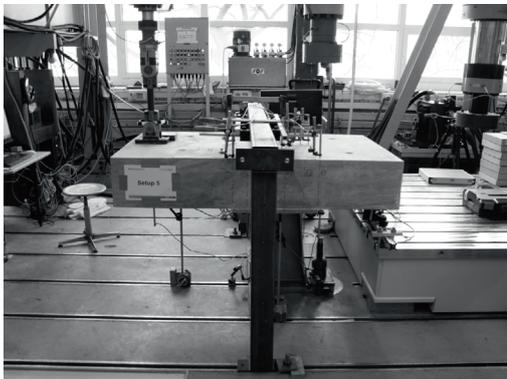
Detail D: umlaufende Bügel



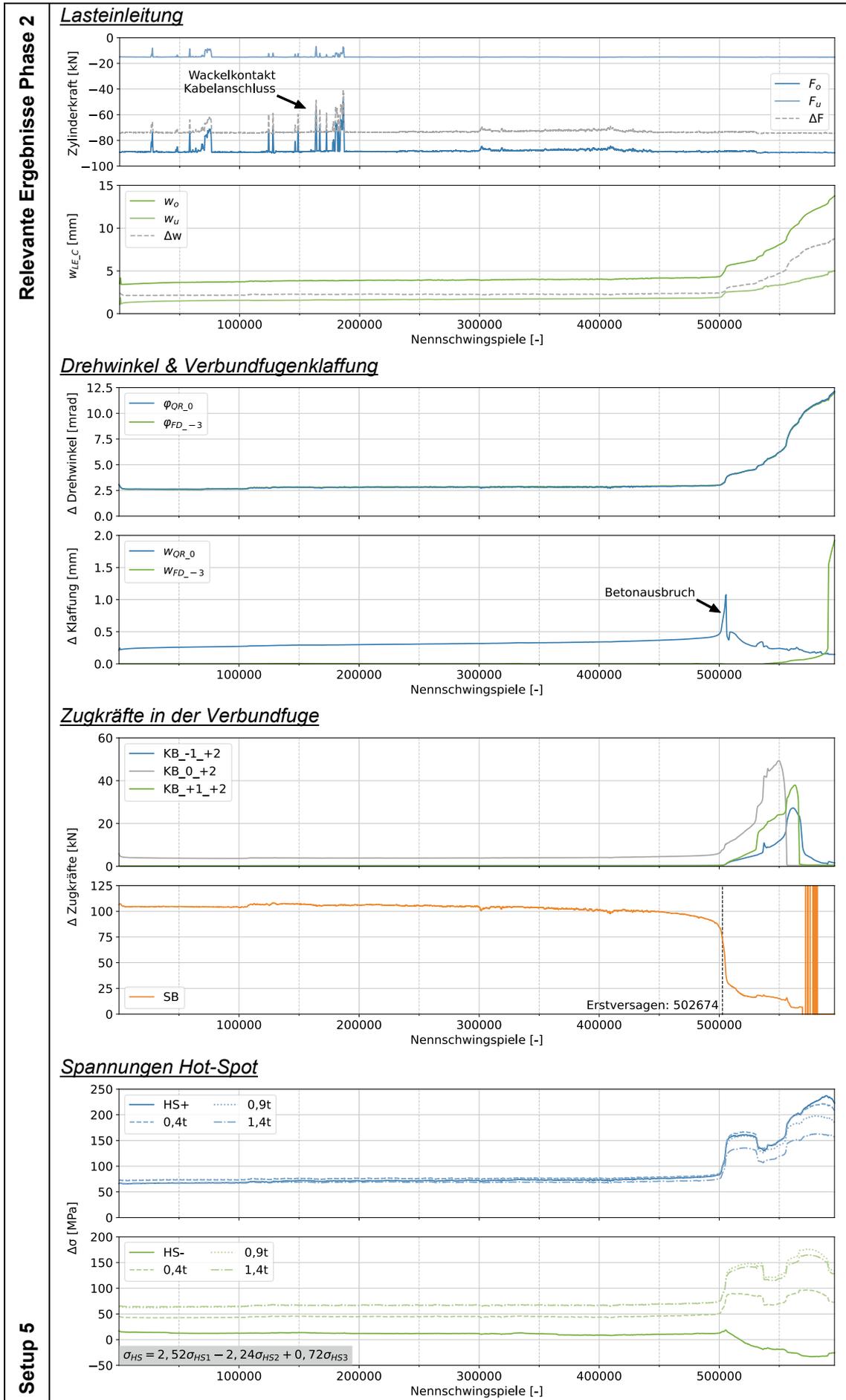
4 x 4 Kopfbolzen Ø=22mm
1 x 2 Kopfbolzen Ø=22mm





Versuchsdurchführung	<p>Phase 1 & Laststufen: 13.2.2023</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Um die Bewegung des VK zu minimieren, wird der Spalt zwischen Spannfeldboden und VK-Fußplatte mit einer dünnen Mörtelschicht auf Polymerbetonbasis verfüllt. ▪ Nicht linearer Verlauf bei $W_{FD_3_+4}$ erzeugt nicht plausible Drehwinkel (φ_{FD_+3} (ggf. Wegaufnehmerspitze locker). ▪ Anschlussmoment erzeugt fast ausschließlich Zugkraft in SB; einziger Kopfbolzen mit messtechnisch relevanter Zugkraft KB_0_+2. 	
	<p>Phase 2: 13.2.2023</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ An den Messstellen HS lässt sich kein charakteristischer Spannungsanstieg zur Schweißnaht QRG an HTG feststellen. ▪ Rissbildung auf der Oberseite der Betonplatte auf Höhe des Hauptträgerstegs über die gesamte VK-Breite nach wenigen Lastwechseln. Rissöffnung bei Oberlast $\leq 0,1$ mm. ▪ Während des Versuchs ist ein Wackelkontakt im Kabel zwischen Prüfzylinder und Messverstärker aufgetreten. Daraus resultiert ein erhebliches Rauschen im aufgezeichneten Kraftkanal. Eine Überprüfung der Kraftwerte in der Software der Regelungselektronik zeigt keine Abweichung vom Sollwert. ▪ Erstversagen nach ca. 502.674 LW durch Abriss von SB. Anschließend tritt eine Umlagerung der Zugkräfte in der Verbundfuge auf. ▪ Kurz nach Versagen von SB (bei ca. 505.600 LW) findet oberhalb des Anschlusses QRG an HTG ein Betonausbruch statt. In der Folge lässt sich die Klaffung der Verbundfuge in Achse 0 nicht mehr messen. ▪ Weiterer sukzessiver Ausfall der zugbeanspruchten Kopfbolzen. ▪ Infolge des Steifigkeitsverlusts nimmt die Verformung des VK stetig zu. ▪ Abbruch nach 596.000 LW; Stehblech und alle Kopfbolzen mit DMS in Querachse +2 sind abgerissen; Kein Riss an der Schweißnaht QRG an HTG während des Versuchs aufgetreten. 	
Setup 5	 <p>a.) Versuchsaufbau</p>	 <p>b.) Betonausbruch nach Versagen SB</p>
	 <p>c.) Riss durch SB nach Sägeschnitt & Freistemmen</p>	 <p>d.) Rissbild auf Oberseite der Betonplatte nach Versuchsende</p>

Relevante Ergebnisse Phase 1 & Laststufen	<u>Wegmessung^a</u>							
		WZylinder [mm]	WLE_C [mm]	φ_{QR_0} ^b [mrad]	φ_{FD_+3} ^c [mrad]	W _{sc_QR_0} [mm]	W _{sc_FD_+3} [mm]	ΔW_{SB} ^d [mm]
	Phase 1	-0,163	0,143	-0,142	-0,148	-0,001	0,000	0,000
	10	-0,868	0,838	-0,844	-0,900	-0,013	0,000	0,013
	30	-1,622	1,497	-1,586	-1,664	-0,056	-0,001	0,125
	50	-2,36	2,188	-2,456	-2,526	-0,118	-0,002	0,280
	70	-3,196	3,012	-3,482	-3,556	-0,186	-0,002	0,403
	90	-4,109	3,931	-4,512	-4,588	-0,255	-0,002	0,526
	^a Vorzeichen: (+) WA-Spitze rein, (-) WA-Spitze raus ^b $\varphi_{QR_0} = -(W_{QR_C_0_2} + W_{QR_C_0_4}) / 500$ ^c $\varphi_{FD_3} = -(W_{FD_C_3_2} + W_{FD_C_3_4}) / 500$ ^d $\Delta W_{SB} = W_{SB_C} - W_{SB_S} $							
	<u>Maschinenkraft & Dehnungsmessung I</u>							
	F _{Zylinder} [kN]	σ_{HS1+} ^e [MPa]	σ_{HS2+} ^e [MPa]	σ_{HS3+} ^e [MPa]	σ_{QRG_I+} [MPa]	σ_{QRG_II} [MPa]		
Phase 1	-0,36	0,40	0,52	0,40	0,19	1,40		
10	-9,42	6,64	7,20	6,71	7,23	4,32		
30	-29,41	22,14	23,94	22,03	21,20	17,91		
50	-49,42	42,99	46,99	42,66	35,76	32,69		
70	-69,41	65,53	72,37	65,21	50,52	46,56		
90	-89,41	84,90	95,83	86,20	66,37	60,35		
^e (+) Seite maßgebend								
<u>Dehnungsmessung II</u>								
	$\sigma_{HTS_I_1}$ [MPa]	$\sigma_{HTS_I_0}$ [MPa]	$\sigma_{HTS_I_+1}$ [MPa]	$\sigma_{HTS_II_1}$ [MPa]	$\sigma_{HTS_II_+1}$ [MPa]	σ_{HTG} [MPa]		
Phase 1	-0,23	-0,14	-0,19	-0,16	-0,19	-0,06		
10	-3,87	-4,65	-3,95	-2,76	-2,81	-1,60		
30	-12,42	-15,50	-13,27	-8,58	-8,84	-4,90		
50	-21,59	-26,75	-22,59	-14,07	-14,37	-8,77		
70	-31,29	-38,44	-32,58	-19,48	-19,76	-14,02		
90	-41,68	-51,09	-43,30	-24,92	-25,12	-22,11		
<u>Zugkräfte in der Verbundfuge</u>								
	F _{KB_-1_+1} [kN]	F _{KB_-1_+2} [kN]	F _{KB_0_+2} [kN]	F _{KB_+1_+1} [kN]	F _{KB_+1_+2} [kN]	F _{SB} ^f [kN]		
Phase 1	0,04	0,05	0,08	-0,03	-0,01	0,48		
10	-0,09	-0,02	0,23	-0,09	-0,01	10,73		
30	-0,27	0,03	1,21	-0,26	0,07	34,85		
50	-0,42	0,14	4,70	-0,39	0,16	60,00		
70	-0,56	0,24	6,39	-0,40	0,19	87,46		
90	-0,78	0,38	7,96	-0,48	0,24	116,21		
^f $F_{SB} = (D_{SB+} + D_{SB-}) / 2 \cdot A_{SB} \cdot E_{t=12mm}$, mit $A_{SB} = 60 \cdot 12$ [mm ²]								
Setup 5								



Anhang B Parametersatz und Ergebnisse der Parameterstudie

Tabelle B.1 Parametersatz

Modell	Parameter (innerhalb des Wertebereichs normalverteilt)												
	t_{FBP} [mm]	h_{HK} [mm]	b_{HTG} [mm]	t_{HTG} [mm]	b_{ORS} [mm]	t_{OR} [mm]	h_{OR} [mm]	a_{OR} [mm]	e_{KBx} [mm]	n_{KBv} [-]	s_1 [mm]		
MC01	386	3.947	750	43	336	12	355	3.760	119	4	93		
MC02	469	2.976	900	54	222	20	366	3.940	146	4	93		
MC03	394	3.341	850	54	287	21	330	3.490	164	4	149		
MC04	467	3.831	1.100	38	311	23	315	4.740	122	3	103		
MC05	434	3.108	1.000	30	211	24	353	3.700	185	4	122		
MC06	448	2.579	1.000	20	272	18	346	4.880	174	4	134		
MC07	463	2.843	950	45	243	18	349	4.030	179	3	56		
MC08	369	2.800	750	40	294	20	376	3.300	283	3	93		
MC09	413	3.905	1.100	32	340	23	357	4.240	138	4	111		
MC10	374	3.529	850	24	329	18	341	4.750	159	3	52		
MC11	437	2.771	1.050	56	310	21	361	3.370	284	4	99		
MC12	472	2.868	1.100	60	286	16	393	3.850	182	6	88		
MC13	386	3.137	950	46	208	17	357	3.520	271	5	60		
MC14	340	2.853	1.000	45	230	24	380	4.030	180	4	146		
MC15	470	2.776	1.100	27	216	18	344	3.430	188	4	58		
MC16	435	3.543	750	36	306	12	377	3.850	190	4	54		
MC17	499	3.205	1.100	50	264	19	342	4.300	154	4	63		
MC18	339	3.568	1.000	46	312	15	306	3.290	189	6	131		
MC19	427	3.350	750	59	306	20	317	3.310	172	4	77		
MC20	335	2.484	800	31	288	19	317	4.100	260	5	122		
MC21	403	2.690	950	30	303	19	354	4.660	156	6	138		
MC22	326	3.098	1.150	35	336	19	316	4.070	247	3	111		
MC23	334	3.125	950	52	320	19	364	4.260	257	4	90		
MC24	449	2.177	900	45	311	20	374	3.690	232	5	77		
MC25	321	2.402	1.050	23	205	12	383	3.630	118	4	53		

Fortsetzung Tabelle B.1

Modell	Parameter (innerhalb des Wertebereichs normalverteilt)										
	t _{FBP} [mm]	h _{HK} [mm]	b _{HTG} [mm]	t _{HTG} [mm]	b _{DRG} [mm]	t _{DR} [mm]	h _{DR} [mm]	a _{DR} [mm]	e _{KBX} [mm]	n _{KBY} [-]	s ₁ [mm]
MC26	415	2.286	1.150	36	348	21	367	3.950	160	5	148
MC27	449	3.593	700	41	215	13	390	4.860	195	4	136
MC28	367	3.079	950	22	257	15	385	4.360	198	5	52
MC29	346	2.593	950	45	316	15	332	4.140	206	6	70
MC30	485	3.942	800	21	205	20	373	3.870	256	3	130
MC31	436	3.349	850	54	301	15	366	4.470	262	6	141
MC32	449	3.626	1.000	36	341	16	367	4.190	187	4	41
MC33	485	2.912	750	24	303	19	353	4.930	218	4	140
MC34	310	2.285	700	49	218	12	374	4.790	255	4	65
MC35	380	2.907	1.150	39	291	16	314	3.210	180	5	103
MC36	456	2.805	700	50	245	22	380	3.530	142	6	139
MC37	379	3.049	950	31	219	24	388	4.910	207	6	69
MC38	480	2.552	1.200	33	233	18	332	4.530	180	4	55
MC39	423	2.787	1.150	23	309	13	320	4.720	211	4	78
MC40	347	2.122	1.100	40	237	23	362	4.460	244	5	56
MC41	426	3.394	800	50	260	19	352	4.850	146	3	73
MC42	315	2.283	750	29	313	16	309	3.950	271	6	72
MC43	398	2.218	1.200	23	234	19	367	4.760	259	5	121
MC44	371	3.851	950	52	291	19	392	4.870	120	3	58
MC45	354	3.517	1.100	32	318	20	356	4.880	247	4	98
MC46	426	3.084	1.100	57	274	15	356	3.710	228	4	62
MC47	330	2.348	1.150	28	342	17	319	3.930	222	6	140
MC48	377	3.334	1.050	44	232	19	325	3.560	244	4	125
MC49	429	3.089	800	36	295	14	316	3.520	128	3	141
MC50	308	2.821	750	44	318	20	341	3.650	136	3	46

Tabelle B.2 Maßgebliche Ergebnisse der Parameterstudie

Modell	λ [-]	LS 1					LS 2				
		$\varphi_{QR,1}$ [mrad]	$\sigma_{HS,1}$ [MPa]	$R_{z,1}$ [kN]	$M_{QR,1}$ [kNcm]	$F_{KB,max,1}$ [kN]	$\varphi_{QR,2}$ [mrad]	$\sigma_{HS,2}$ [MPa]	$R_{D,QR,2}$ [kN]	$M_{QR,2}$ [kNcm]	$F_{KB,max,2}$ [kN]
MC01	2,207	0,186	20,46	10,846	609,3	1,739	-0,273	-33,51	-78,60	-2,756,1	0,443
MC02	2,177	0,108	13,98	6,980	647,6	1,271	-0,156	-23,23	-67,83	-2,467,2	0,304
MC03	2,252	0,172	15,13	8,006	609,0	1,634	-0,244	-27,41	-85,89	-2,966,9	0,624
MC04	2,043	0,113	11,35	5,659	344,0	0,845	-0,170	-18,97	-68,70	-2,134,8	0,173
MC05	2,217	0,144	14,90	9,455	506,2	1,831	-0,200	-28,32	-78,37	-2,659,1	0,642
MC06	2,020	0,130	19,31	9,553	418,3	1,614	-0,185	-32,17	-71,54	-2,342,9	0,629
MC07	2,162	0,116	14,91	5,976	365,8	1,483	-0,168	-25,45	-66,69	-2,303,5	0,299
MC08	2,283	0,223	17,65	7,746	492,8	3,198	-0,267	-35,00	-96,60	-3,692,0	1,650
MC09	2,127	0,154	14,36	13,400	745,1	1,325	-0,219	-23,48	-90,15	-3,207,2	0,767
MC10	2,042	0,209	21,21	9,138	451,4	2,309	-0,295	-34,58	-93,56	-3,140,6	0,788
MC11	2,272	0,132	13,82	7,179	787,0	1,751	-0,183	-23,30	-79,50	-3,043,1	0,730
MC12	2,192	0,101	14,76	8,042	721,3	1,004	-0,149	-22,12	-67,60	-2,691,6	0,251
MC13	2,247	0,187	19,54	8,804	660,0	2,081	-0,269	-37,85	-83,02	-2,984,0	0,766
MC14	2,162	0,233	22,75	17,138	1,108,1	3,275	-0,304	-41,16	-111,87	-4,430,9	1,551
MC15	2,262	0,120	14,84	6,743	384,8	1,242	-0,175	-30,15	-64,32	-2,054,5	0,426
MC16	2,192	0,142	18,34	8,053	465,2	1,968	-0,201	-30,75	-67,68	-2,428,0	0,349
MC17	2,117	0,093	12,45	6,963	665,3	0,780	-0,139	-19,05	-60,03	-2,002,9	0,213
MC18	2,285	0,253	23,32	13,130	795,5	1,770	-0,387	-39,31	-94,81	-3,104,8	0,844
MC19	2,282	0,143	12,86	5,384	572,6	1,214	-0,209	-22,83	-75,44	-2,524,8	0,416
MC20	2,150	0,271	26,14	14,124	651,8	3,801	-0,364	-44,08	-109,18	-3,551,8	1,908
MC21	2,057	0,159	21,87	16,903	631,2	2,298	-0,226	-31,88	-91,48	-3,197,8	0,732
MC22	2,155	0,291	24,05	9,861	743,9	2,520	-0,414	-40,43	-106,81	-3,628,4	1,371
MC23	2,123	0,245	23,79	13,506	1,191,8	3,239	-0,333	-38,14	-108,94	-4,361,8	1,669
MC24	2,218	0,121	16,84	9,482	647,5	2,082	-0,159	-24,06	-79,20	-3,029,1	0,742
MC25	2,228	0,299	44,84	18,793	920,0	2,858	-0,404	-77,30	-105,74	-3,921,4	1,768

Fortsetzung Tabelle B.2

Modell	λ [-]	LS 1					LS 2				
		$\varphi_{QR,1}$ [mrad]	$\sigma_{HS,1}$ [MPa]	$R_{z,1}$ [kN]	$M_{QR,1}$ [kNcm]	$F_{KB,max,1}$ [kN]	$\varphi_{QR,2}$ [mrad]	$\sigma_{HS,2}$ [MPa]	$R_{D,QR,2}$ [kN]	$M_{QR,2}$ [kNcm]	$F_{KB,max,2}$ [kN]
MC26	2,175	0,143	19,41	15,547	867,5	1,807	-0,195	-25,99	-92,63	-3,463,7	0,947
MC27	2,023	0,131	14,90	4,267	227,2	1,283	-0,187	-30,49	-61,19	-2,148,5	0,233
MC28	2,107	0,215	27,83	13,214	579,5	2,538	-0,297	-44,91	-93,71	-3,447,3	1,012
MC29	2,143	0,222	27,92	16,016	970,0	2,240	-0,328	-41,59	-100,72	-3,576,5	1,099
MC30	2,188	0,115	7,12	3,682	145,6	1,650	-0,157	-24,90	-58,73	-1,956,5	0,161
MC31	2,088	0,132	15,78	5,687	428,4	1,459	-0,192	-25,36	-71,09	-2,570,8	0,351
MC32	2,135	0,126	13,90	9,218	601,0	1,379	-0,182	-23,25	-72,39	-2,582,7	0,433
MC33	2,012	0,108	10,93	6,124	206,6	1,579	-0,146	-22,51	-65,75	-2,193,3	0,386
MC34	2,035	0,300	39,84	11,251	912,6	3,876	-0,408	-67,54	-107,33	-4,051,3	1,867
MC35	2,298	0,197	21,01	11,521	727,0	1,923	-0,298	-35,66	-87,48	-2,874,8	0,907
MC36	2,245	0,118	12,50	4,692	229,9	0,954	-0,155	-23,76	-75,37	-2,688,2	0,356
MC37	2,015	0,187	21,96	16,624	733,6	2,842	-0,256	-37,29	-100,80	-3,846,2	1,068
MC38	2,078	0,105	16,92	7,587	504,6	1,385	-0,156	-25,91	-61,58	-1,939,2	0,395
MC39	2,047	0,151	19,92	7,985	407,2	1,785	-0,228	-33,02	-69,38	-2,121,4	0,615
MC40	2,090	0,222	28,42	16,545	1,076,1	3,266	-0,305	-41,79	-109,98	-4,220,5	1,829
MC41	2,025	0,140	15,90	7,853	497,0	1,792	-0,204	-26,22	-76,76	-2,742,4	0,443
MC42	2,175	0,313	33,18	17,767	702,1	4,237	-0,419	-50,44	-115,83	-3,693,2	2,048
MC43	2,040	0,174	24,11	10,526	512,1	3,016	-0,242	-36,77	-87,77	-3,120,2	1,121
MC44	2,022	0,184	19,57	12,973	860,2	2,083	-0,267	-32,28	-96,52	-4,000,4	0,589
MC45	2,020	0,232	22,04	13,844	828,2	2,519	-0,327	-34,62	-104,66	-3,822,3	1,707
MC46	2,215	0,139	15,72	7,111	819,7	1,256	-0,209	-26,99	-72,65	-2,667,5	0,464
MC47	2,178	0,270	31,48	19,531	848,5	3,244	-0,381	-44,14	-113,20	-3,744,4	1,819
MC48	2,240	0,203	18,66	9,459	738,6	1,977	-0,298	-35,25	-86,11	-2,892,1	0,905
MC49	2,247	0,146	15,90	7,767	327,0	1,628	-0,222	-28,47	-69,15	-2,152,8	0,390
MC50	2,225	0,294	27,78	17,528	969,3	3,583	-0,376	-43,78	-120,34	-4,476,4	1,502

Anhang C Detailuntersuchung zur Festlegung der Methode der Strukturspannungsermittlung

Für die Modelle MC14, MC25 und MC34 der Parameterstudie wird eine lokale Volumenmodellierung für den untersuchten Gurtanschluss des mittleren Querrahmens erstellt. Dazu wird in Anlehnung an ISO 9692-1 [34] die in Abbildung C.1 dargestellte Schweißnahtgeometrie angenommen und zusammen mit ca. 50-60 mm langen Abschnitten des Hauptträgergurts, des Querrahmengurts und des Querrahmenstegs dreidimensional modelliert.

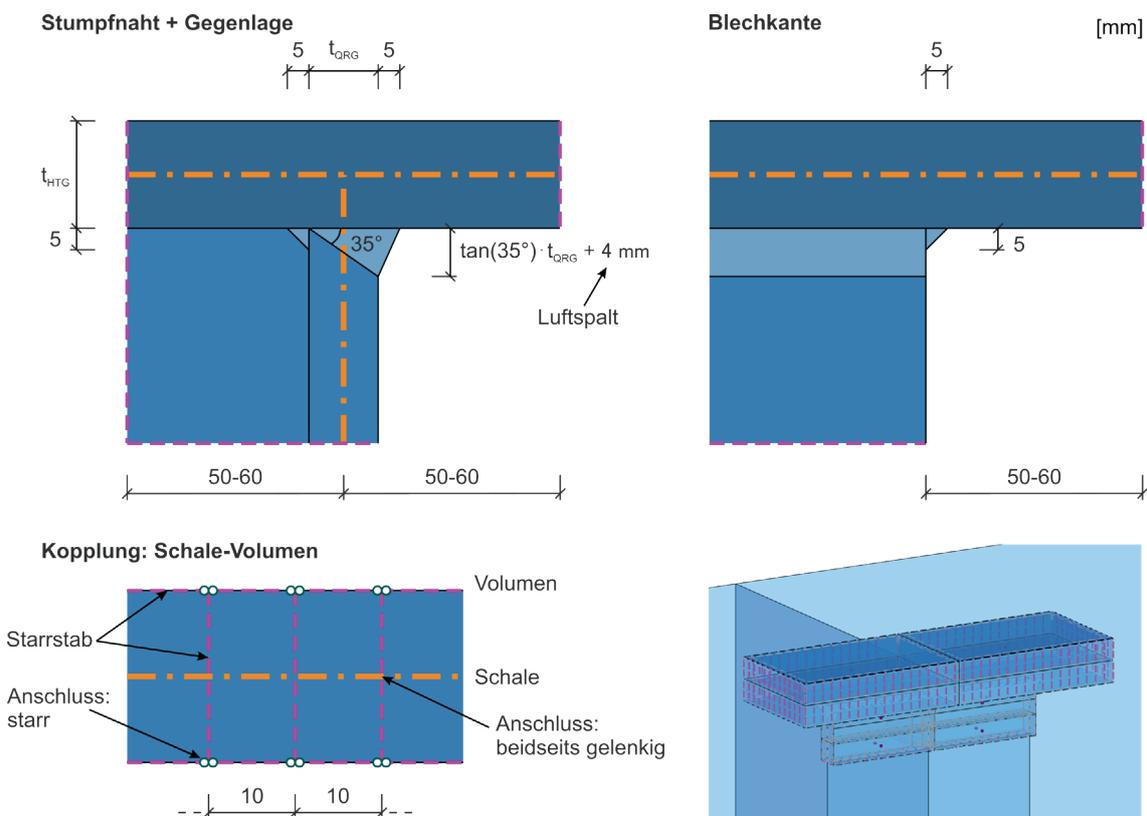


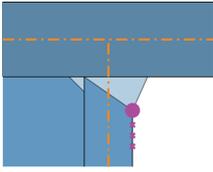
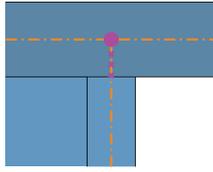
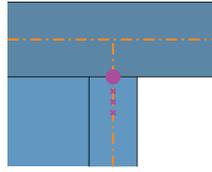
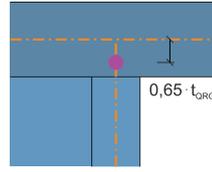
Abbildung C.1 Lokale Volumenmodellierung

Die Kopplung zwischen den Schalen- und den Volumenelementen erfolgt durch eine Formulierung über Starrstäbe und ist ebenfalls in Abbildung C.1 dargestellt. Um die Verformungen bzw. Spannungen der Schalenelemente über die gesamte Blechdicke in die Volumenelemente einzuleiten, werden im Abstand von ca. 10 mm Starrstäbe angeordnet, welche die Schalenelemente mit den äußeren Randfasern der Volumenelemente koppeln. An den äußeren Randfasern verbinden beidseitig gelenkig modellierte Starrstäbe die Kopplungen zum Schalenelement, wodurch die Verformungen über die gesamte Länge der Volumenkörper eingeleitet werden. Durch die Anordnung der gelenkigen Starrstäbe besteht zwar die Gefahr, dass die äußeren Randfasern der Volumenelemente versteift werden. Allerdings zeigt der Vergleich zu den Modellen ohne Detailmodellierung, dass keine nennenswerten Unterschiede beim einwirkenden Dreh-

winkel berechnet werden, sodass nicht von einer Versteifung durch die Modellierung der Schalen-Volumen-Kopplung auszugehen ist.

Da die Strukturspannungsermittlung genau auf der Kante des Querrahmengurtblechs erfolgt, werden die Interpolationsstellen für den Hot-Spot-Typ „b“ angesetzt, welche nach Niemi et al. [82] unabhängig von der Blechdicke bei 4 mm, 8 mm und 12 mm liegen. Die so mit der lokalen Volumenmodellierung ermittelten Strukturspannungen sind in Tabelle C.1 mit den Ergebnissen gegenübergestellt, welche mit dem Schalenmodell einerseits am Schnittpunkt der Mittelflächen und andererseits am Schnittpunkt der Blechdicken berechnet werden können.

Tabelle C.1 Vergleich der Strukturspannungen [MPa] mit unterschiedlichen Ermittlungsmethoden

		Volumen ^a	Schnitt: Blechmitte ^a	Schnitt: Blechdicke ^a	0,65t _{QRG}
					
MC14	LS1	19,17	42,14	19,84	22,75
	LS2	-42,13	-76,58	-36,85	-41,16
	Δ	61,30	118,72	56,69	63,91
	Δ _{rel} ^b	1,000	1,937	0,925	1,043
MC25	LS1	44,43	69,67	29,10	44,84
	LS2	-77,62	-124,94	-67,77	-77,30
	Δ	122,05	194,61	107,40	122,14
	Δ _{rel} ^b	1,000	1,595	0,880	1,001
MC34	LS1	39,20	56,22	27,16	39,84
	LS2	-70,54	-102,02	-47,97	-67,54
	Δ	109,74	158,24	75,13	107,38
	Δ _{rel} ^b	1,000	1,442	0,685	0,978
Anmerkungen:					
^a Interpolationsvorschrift: $\sigma_{HS} = 3\sigma_{4mm} - 3\sigma_{8mm} + \sigma_{12mm}$					
^b Spannungsschwingbreite relativ zur Spannungsschwingbreite aus lokalem Volumenmodell					

In der Literatur sind weiterhin Ansätze zu finden, bei denen die Strukturspannungen direkt und ohne Interpolation an einem einzigen Punkt vor der Schweißnaht abgelesen werden (vgl. Lotsberg [73] oder Haibach [56]). Bei den durchgeführten Untersuchungen zeigten die Spannungen des Schalenmodells im Abstand von 0,65t_{QRG} vom Schnittpunkt der Mittelflächen eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Ergebnissen der lokalen Volumenmodellierung, weshalb diese Werte auch in der vergleichenden Darstel-

lung in Tabelle C.1 aufgeführt sind. Entsprechend den Empfehlungen von Niemi et al. [82] werden jeweils die maximalen bzw. minimalen Hauptspannungen ausgewertet.

Da die lokale Volumenmodellierung die genaueste Spannungsanalyse ermöglicht, werden deren Ergebnisse als Referenz betrachtet. Während die betragsmäßigen Strukturspannungen, welche am Schnitt der Blechmitten berechnet werden, den Referenzwert durchweg überschätzen, liegen sie am Schnitt der Blechdicken tendenziell darunter. Die beste Übereinstimmung weisen die Strukturspannungen auf, welche durch direktes Ablesen am Punkt $0,65t_{\text{QRG}}$ ermittelt werden. Durchschnittlich wird hierdurch die Spannungsschwingbreite der Volumenmodellierung um 0,7 % überschätzt, was eine sehr zufriedenstellende Genauigkeit darstellt. Da diese Methode weiterhin die effizienteste in der Ergebnisauswertung ist – es muss nur ein einzelner Wert je Laststellung und Modell abgelesen werden –, wird diese bei der Parameterstudie verwendet, um die Strukturspannungen zu ermitteln.

Anhang D Lebenslauf

Zum Schutz personenbezogener Daten ist der Lebenslauf in der digitalen Veröffentlichung der Dissertation nicht enthalten.

Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau

Bergische Universität Wuppertal

- Heft 1 Andres, M.: Zum Stabilitätsnachweis von Schalentragsystemen aus Hochleistungsbeton, 2004; ISBN 978-3-940795-00-7
- Heft 2 Wörmann, R.: Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nicht-lineare Trag- und Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächentragsystemen, 2004; ISBN 978-3-940795-01-4
- Heft 3 Piel, W.: Zur Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken mit Stahlverbundsystemen, 2004; ISBN 978-3-940795-02-1
- Heft 4 Mahran, E.: Finite-Infinite-Elemente-Modellierung zur Simulation der Boden-Bauwerk-Flüssigkeit-Interaktion unter dynamischer Anregung, 2004; ISBN 978-3-940795-03-8
- Heft 5 Eusani, R.: Zur numerischen Zeitbereichssimulation der Aeroelastischen Instabilität bei Seilbrücken, 2005; ISBN 978-3-940795-04-5
- Heft 6 Stracke, J.: Flachdecken aus Konstruktions - Leichtbeton, 2005; ISBN 978-3-940795-05-2
- Heft 7 Hanswille, G., Porsch, M., Üstündağ, C.: Versuchsbericht SFB 398 - Projekt C8 -Teil 1, 2007; ISBN 978-3-940795-06-9
- Heft 8 Schäfer, M.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen, 2007; ISBN 978-3-940795-07-6
- Heft 9 Üstündağ, C.: Beitrag zur Bemessung von Verbundträgern unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen, 2007; ISBN 978-3-940795-08-3
- Heft 10 Hanswille, G., Porsch, M.: Versuchsbericht über die Durchführung von 36 Push-Out-Versuchen; ISBN 978-3-940795-09-0
- Heft 11 Hanswille, G., Porsch, M.: Metallurgische Untersuchungen an Schweißnahtverbindungen, 2008; ISBN 978-3-940795-10-6
- Heft 12 Jamali, N.: On the Numerical Simulation of Friction-Isolated Structures, 2008; ISBN 978-3-940795-11-3
- Heft 13 Lippes, M.: Zur Bemessung von Hohlprofil – Verbundstützen aus hochfesten Stählen und Betonen, 2008; ISBN 978-3-940795-12-0
- Heft 14 Mihajlov, Viktor: Numerical Model for Spatial Steel and Composite Frame-Structures Exposed to Fire and Elevated Temperatures, 2009; ISBN 978-3-940795-13-7
- Heft 15 Neuhaus, Christian: Zur Identifikation selbsterregter aeroelastischer Kräfte im Zeitbereich, 2010; ISBN 978-3-940795-14-4
- Heft 16 Stopp, Kirsten: Trag- und Verformungsverhalten großflächig gegründeter Stahlbetontragwerke unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion, 2010; ISBN 978-3-940795-15-1

Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau

Bergische Universität Wuppertal

- Heft 17 Porsch, Markus: Modellierung von Schädigungsmechanismen zur Beurteilung der Lebensdauer von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton, 2010; ISBN 978-3-940795-16-8
- Heft 18 Mannsfeld, Thorsten Rolf: Tragverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter Berücksichtigung der temperaturbedingten Nichtlinearitäten im Brandfall, 2011; ISBN 978-3-940795-17-5
- Heft 19 Gelien, Marion: Ein Beitrag zur Bemessung von Stahlbetonstützen im Brandfall, 2011; ISBN 978-3-940795-18-2
- Heft 20 Festschrift Gerhard Hanswille, 2011; ISBN 978-3-940795-19-9
- Heft 21 Bergmann, Marco: Zur Bemessung von Hohlprofilverbundstützen im Brandfall, 2013; ISBN 978-3-940795-20-5
- Heft 22 Peter, Carsten: Tragverhalten von Verkehrstunneln im Brandfall mit einer Innenschale aus PP-Faserbeton 2017, ISBN 978-3-940795-21-2
- Heft 23 Chanou, Mohamed: Zum Tragverhalten von Hohlprofil-Verbundstützen mit Mehrkernquerschnitten, 2018; ISBN 978-3-940795-22-9
- Heft 24 Menkenhagen, Philipp: Beitrag zum Tragverhalten des Lasteinleitungsbereichs von Hohlprofil-Verbundstützen unter Berücksichtigung der Verformungseigenschaften von Schubringen, 2019; ISBN 978-3-940795-23-6
- Heft 25 Zwolinski, Stefan: Ermittlung der Grünzugfestigkeit erdfeuchter Zementleimgemische als Grundlage für die Optimierung der Produktion von sofort entschalteten Betonwaren, 2018; ISBN 978-3-940795-24-3
- Heft 26 Dollase, André: Mikrowellenverfahren zur Untersuchung des Erhärtungs- und Trocknungsverhaltens von zementgebundenen Baustoffen, 2019; 978-3-940795-25-0
- Heft 27 Loh, Lutz: Zum Torsionstragverhalten vorgespannter Segmenttürme - Ein Nachweismodell für überdrückte und klaffende Segmentfugen mit Kreisringquerschnitt, 2023; ISBN 978-3-940795-26-7
- Heft 28 Blau, Nick: Untersuchung zur Ermüdungssicherheit von Querrahmenanschlüssen bei Verbundbrücken, 2024 ISBN 978-3-940795-27-4